

BEMESSUNG



1. Einführung und Stand der Normung

1.1 Geschichtliche Entwicklung

1.1.1 Kalksandstein-Bauweise

Mauerwerk verfügt über eine lange Tradition und war schon im Altertum eine anerkannte Bauweise. Aufgrund der hohen Druckfestigkeit wird Mauerwerk seit der Antike zum Abtrag vertikaler Lasten verwendet. Durch die Entwicklung von bogenartigen Konstruktionen und Gewölben wurde es schon im römischen Reich auch zur Überspannung von Öffnungen oder Räumen eingesetzt. Bis weit ins 20. Jahrhundert wurde Mauerwerk hauptsächlich aus klein- und mittelformatigen Steinen hergestellt, welche mit Normalmauermörtel vermauert wurden. Aufgrund der hohen Maßhaltigkeit von industriell hergestellten Kalksandsteinen sowie der Weiterentwicklung der Mauermörtel konnte im Jahr 1973 dann aber erstmals die Anwendung von großformatigen Kalksandsteinen in Verbindung mit Dünnbettmörtel bei einem 10-geschossigen Wohngebäude erfolgen.

Um den Arbeitsaufwand bei der Erstellung von Mauerwerk zu verringern, wird seit dem auslaufenden 20. Jahrhundert auf die früher übliche Stoßfugenvermörtelung im Regelfall verzichtet, da dies beim modernen Mauerwerk kaum Vorteile bringt. Zudem wird die aufwändig herzustellende Verzahnung einer Wand mit den Querwänden nicht mehr ausgeführt, weil Mauerwerkswände heute im Regelfall ohne seitliche Halterung berechnet werden. Stattdessen wird bei KS-Mauerwerk die Stumpfstoßtechnik angewendet. Durch die Verwendung von großformatigen Kalksandsteinen (KS XL), die mit Hilfe von Versetzergeräten vermauert werden, konnte die Bauzeit zudem weiter erheblich verringert werden. Dies trägt mit Blick auf den heutigen Fachkräftemangel und weiter steigende Lohnkosten zu deutlich wirtschaftlicheren Konstruktionen bei. Die daraus resultierende körperliche Entlastung des Maurers hat zudem erheblich zur Humanisierung der Mauerarbeiten beigetragen.

1.1.2 Normung

Während die Tragfähigkeit von Mauerwerksgebäuden in der Antike und im Mittelalter weitgehend empirisch auf Grundlage des Erfahrungsschatzes der Baumeister beurteilt wurde, stehen heute detaillierte Regelwerke zur Berechnung und Ausführung von Mauerwerk zur Verfügung. Bereits in der ersten Fassung von DIN 1053 im Jahr 1937 waren Tabellen zur Bestimmung der Druckfestigkeit von Mauerwerk in Abhängigkeit üblicher Steindruckfestigkeiten und Mörtelgruppen enthalten, wobei die maximal zulässige Wandschlankheit auf 12 begrenzt war. Die zulässigen Schubspannungen wurden pauschal in Abhängigkeit der Mauerwerksdruckfestigkeit begrenzt.

Der erste Schritt in Richtung einer ingenieurmäßigen Betrachtung von Mauerwerk wurde 1965 mit der Einführung der SIA 113 in der Schweiz vollzogen. In Deutschland wurde auf Grundlage groß angelegter Forschungsarbeiten von Gremmel [1], Kirtschig [2] und Mann/Müller [3] mit DIN 1053-2 im Jahr 1984 erstmals eine Norm zur genaueren Bemessung von Mauerwerk veröffentlicht. Diese Norm enthielt ein Berechnungsmodell zur Bestimmung der Wandtragfähigkeit unter Berücksichtigung der Wandschlankheit sowie des nicht linearen Verhaltens von Mauerwerk. Darüber hinaus wurde auch ein Bemessungsmodell zur Ermittlung der Schubfestigkeit eingeführt.

Mit der Überarbeitung von DIN 1053-1 zur Berechnung und Ausführung von Rezeptmauerwerk stand ab dem Jahr 1990 dann auch ein vereinfachtes Berechnungsverfahren zur Verfügung, welches eine rationellere Bemessung von üblichen Mauerwerksgebäuden ermöglichte. Die zulässigen Spannungen wurden dabei durch Abminderungsfaktoren reduziert, die den Einfluss der Wandschlankheit sowie der exzentrischen Lasteinleitung durch die Auflagerverdrehung der Stahlbetondecken berücksichtigten.

Im Jahr 1996 wurden alle Regelungen für Rezeptmauerwerk und Mauerwerk nach Eignungsprüfung in DIN 1053-1 zusammengefasst. Darüber hinaus enthielt die Norm auch die maßgeblichen Anforderungen an die Ausführung von Mauerwerk. Zudem war Mauerwerk mit Dünnbettmörtel nunmehr volumnäßig geregelt. Die Mehrzahl der üblichen Gebäude aus Mauerwerk konnte weiterhin mit dem vereinfachten Berechnungsverfahrens bemessen werden. Nur wenn die entsprechenden Anwendungsbedingungen nicht eingehalten waren oder wenn dies im Einzelfall zur rationelleren Bemessung erforderlich war, konnten einzelne Bauteile auch mit Hilfe des genaueren Berechnungsverfahrens nachgewiesen werden. Hierbei durfte nunmehr auch die Ausnutzung von plastischen Tragfähigkeitsreserven bei



Bild 1 Wasserturm Niederlehme.

exzentrischer Druckbeanspruchung durch eine Erhöhung der zulässigen Randspannung berücksichtigt werden.

Mit der parallelen bauaufsichtlichen Einführung von DIN 1053-100 im Jahr 2006 wurden die Bemessungsregeln in DIN 1053-1 auch in das Teilsicherheitskonzept übertragen. Diese Norm konnte sich in der Praxis aber kaum durchsetzen, so dass DIN 1053-1 bis zur Einführung der europäischen Bemessungsnormen die maßgebliche Mauerwerksnorm blieb.

1.2 Eurocode 6

Bereits Mitte der 1980er Jahre wurde auf europäischer Ebene mit den Arbeiten an einem einheitlichen Regelwerk zur Berechnung von Bauwerken begonnen. Inzwischen gewährleistet der Eurocode für die verschiedenen Bauweisen und Baustoffe eine einheitliche Bemessungsnormung in Europa und ermöglicht eine länderübergreifende Planung. Mit der bauaufsichtlichen Einführung der Eurocodes erhielt auch das baustoffübergreifende Sicherheitskonzepts auf der Grundlage von Teilsicherheitsbeiwerten Einzug in die Bemessung. Das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept ermöglicht seitdem ein einheitliches Zuverlässigsniveau der Baukonstruktionen. Alle Eurocodes sind nur in Verbindung mit den zugehörigen – ebenfalls bauaufsichtlich eingeführten – Nationalen Anhängen (NA) anwendbar. Darin werden die Nationalen Besonderheiten durch national festzulegende Parameter (NDP), wie z.B. die im jeweiligen Land geltenden Teilsicherheitsbeiwerte, und nicht widersprechende zusätzliche Regeln (NCI) geregelt. Die für die Bemessung von Mauerwerk wichtigen Eurocodes sind in Tafel 1 zusammengestellt.

Mit der bauaufsichtlichen Einführung des Eurocode 6 „Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten“ (DIN EN 1996) im Jahr 2014 wurden die alten nationalen Normen nach einer kurzen Übergangsfrist zurückgezogen. Erstmals war nun auch großformatiges Elementmauerwerk (KS XL) vollständig normativ geregelt, so dass allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen nicht mehr benötigt wurden. Der Eurocode 6 besteht aus insgesamt vier Teilen mit den zugehörigen Nationalen Anhängen, die in der jeweils aktuellen Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) zitiert und damit bauaufsichtlich eingeführt sind. Die derzeit aktuellen Ausgaben sind:

- DIN EN 1996-1-1:2013-02 in Verbindung mit DIN EN 1996-1-1/NA: 2019-12 [4] Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
- DIN EN 1996-1-2:2011-04 in Verbindung mit DIN EN 1996-1-2/NA: 2022-09 [5] Tragwerksbemessung für den Brandfall

■ DIN EN 1996-2:2010-12 in Verbindung mit DIN EN 1996-2/NA:2012-01+A1:2021-06 [6] Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk

■ DIN EN 1996-3:2010-12 in Verbindung mit DIN EN 1996-3/NA:2019-12 [7] Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten

Dem deutschen Sprachgebrauch folgend werden die allgemeinen Bemessungsregeln nach Teil 1-1 nachfolgend unter dem Begriff „Genaueres Berechnungsverfahren“ und die vereinfachten Berechnungsmethoden nach Teil 3 als „Vereinfachtes Berechnungsverfahren“ zusammengefasst. Wichtige Grundsätze für die Bemessung nach Eurocode 6 sind zudem:

- Die Nachweisführung erfolgt auf Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts (siehe Abschnitt 2.1).
- Im Gegensatz zu den früheren nationalen Vorgängernormen wird für den Nachweis auf Querschnittsebene ein starrplastisches Materialverhalten („Spannungsblock“) zugrunde gelegt.
- Mauerwerk aus großformatigen Steinen (KS XL) kann uneingeschränkt nach dem vereinfachten oder dem genaueren Berechnungsverfahren bemessen werden.
- Wände mit nur teilweise aufgelagerter Decke können nach dem vereinfachten oder dem genaueren Berechnungsverfahren bemessen werden.

Tafel 1 Wichtige Normen zur Berechnung von Mauerwerk

Themengebiet	Norm	Inhalt
Einwirkungen	DIN EN 1990	Grundlagen der Tragwerksplanung
	DIN EN 1991-1-1	Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
	DIN EN 1991-1-2	Brandeinwirkungen
	DIN EN 1991-1-3	Schneelasten
	DIN EN 1991-1-4	Windlasten
	DIN EN 1991-1-5	Temperaturlasten
	DIN EN 1991-1-6	Bauzustände
	DIN EN 1991-1-7	Außergewöhnliche Lasten
	DIN EN 1997-1	Geotechnik
	DIN EN 1998-1	Bauten in Erdbebengebieten
Mauerwerk	DIN EN 1996-1-1	Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
	DIN EN 1996-1-2	Tragwerksbemessung für den Brandfall
	DIN EN 1996-2	Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk
	DIN EN 1996-3	Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten

- Bei Einhaltung der Anwendungsbedingungen des vereinfachten Berechnungsverfahrens ist ein Querkraftnachweis nicht erforderlich (siehe Abschnitte 5.1 und Abschnitt 5.5).
- Ein rechnerischer Nachweis der Gebäudeaussteifung kann entfallen, wenn das Gebäude offensichtlich ausgesteift ist. Ist nach Beurteilung durch den Tragwerksplaner dennoch ein Nachweis erforderlich, muss die Schnittgrößenermittlung bei horizontal beanspruchten Wandscheiben nicht zwingend nach dem Kragarmmodell erfolgen. In der Norm ist beispielhaft auch ein Modell unter Berücksichtigung der günstigen Wirkung einer Einspannung der Wände in die Geschossdecken angegeben.
- Der Eurocode 6 regelt grundsätzlich zwar auch die Bemessung von bewehrtem Mauerwerk, in Deutschland ist die Anwendung durch den anzusetzenden hohen Teilsicherheitsbeiwert jedoch de facto nicht möglich.

1.3 Begriffe

1.3.1 Steinarten

Kalksandsteine werden in verschiedenen Eigenschaften für unterschiedliche Anwendungsbereiche angeboten (Tafel 2). Die verschiedenen Steinarten lassen sich durch folgende Kriterien unterscheiden:

- Schichthöhe (Klein-, Mittel- und Großformate)
- Lochanteil gemessen an der Lagerfläche (Vollsteine/Lochsteine)
- Stoßfugenausbildung, z.B. R-Steine (mit Nut-Feder-System für Verarbeitung in der Regel ohne Stoßfugenvermörtelung)
- Steinhöhe „Normalstein“ oder „Planstein“
- Kantenausbildung (Fase)
- Frostwiderstand

Für die statische Bemessung (Tragfähigkeit) von Mauerwerk sind insbesondere die ersten beiden Sachverhalte von großer Bedeutung.

Tafel 2 Wichtige Steinarten und -bezeichnungen nach DIN 20000-402

Bezeichnung	Kurz-zeichen	Schicht-höhe [cm]	Eigenschaften und Anwendungsbereiche
a) Kalksandsteine: Lochanteil $\leq 15\%$ der Lagerfläche			
1 KS-Vollsteine	KS	$\leq 12,5$	Für tragendes und nicht tragendes Mauerwerk in Normalmauermörtel versetzt
2 KS -R-Blocksteine	KS -R	$> 12,5 \leq 25$	Wie Zeile 1, zusätzlich mit Nut-Feder-System an den Stirnseiten; Stoßfugenvermörtelung kann daher im Regelfall entfallen
3 KS-Plansteine KS -R-Plansteine	KS P KS -R P	≤ 25	Wie Zeile 2, aufgrund höherer Anforderungen an die Abmaßklasse (Toleranzen) zum Versetzen in Dünnbettmörtel geeignet
4 KS-Fasensteine	KS F	≤ 25	Wie Zeile 3, jedoch mit beidseitig umlaufender Fase an der Sichtseite von ca. 4 bis 7 mm
5 KS XL-Plan- elemente¹⁾	KS XL-RE	$\geq 50 \leq 62,5$	Wie Zeile 3; Lieferung von Regelementen der Länge 498 mm sowie Ergänzungselementen der Längen 373 mm und 248 mm
	KS XL-PE	$\geq 50 \leq 65$	Wie Zeile 3; Lieferung von Regelementen der Länge 998 mm, unkonfektioniert Wie Zeile 3; Lieferung von werkseitig vorkonfektionierten Wandbausätzen mit Regelementen der Länge 998 mm
6 KS XL-E-Plan- elemente	KS XL-E	$= 50$	Wie Zeile 5, jedoch mit durchgehenden Installationskanälen (KS -E-Steine)
b) Kalksandsteine: Lochanteil $> 15\%$ der Lagerfläche			
7 KS-Lochsteine	KS L	$\leq 12,5$	Für tragendes und nicht tragendes Mauerwerk in Normalmauermörtel versetzt
8 KS -R-Hohl- blocksteine	KS L-R	$> 12,5 \leq 25$	Wie Zeile 7, zusätzlich mit Nut-Feder-System an den Stirnseiten; Stoßfugenvermörtelung kann daher im Regelfall entfallen
9 KS-Plansteine KS -R-Plansteine	KS L P KS L-R P	≤ 25	Wie Zeile 8, aufgrund höherer Anforderungen an die Abmaßklasse (Toleranzen) zum Versetzen in Dünnbettmörtel
c) Frostwiderstandsfähige Kalksandsteine²⁾			
10 KS-Vormauer- steine	KS Vm	≤ 25	Kalksandsteine mindestens der Druckfestigkeitsklasse 10, die frostwiderstandsfähig sind (mindestens Frostwiderstandsklasse F1)
11 KS-Verblender²⁾	KS Vb	≤ 25	Kalksandsteine mindestens der Druckfestigkeitsklasse 16 mit höheren Anforderungen an die Abmaßklasse (Toleranzen) als Zeile 10 und erhöhter Frostwiderstandsfähigkeit (mindestens Frostwiderstandsklasse F2)

¹⁾ Im Markt sind unterschiedliche Marken bekannt.

²⁾ KS-Verblender werden regional auch als bossierte Steine oder mit bruchrauer Oberfläche angeboten.

Die regionalen Lieferprogramme sind zu beachten.

1.3.2 Formate

Die Kalksandsteinindustrie bietet für jeden Anwendungsfall das richtige Steinformat an. Alle Steinformate entsprechen DIN 4172 „Maßordnung im Hochbau“ [10]. Sie werden in der Regel als Vielfaches vom Dünntformat (DF) angegeben.

INFO

Die regionalen Lieferprogramme sind zu beachten.

1.3.3 Steindruckfestigkeitsklassen (SFK)

Die Steindruckfestigkeit (Tafel 3) wird in N/mm^2 angegeben. Kalksandsteine sind in den SFK 4 bis 60 genormt. Zu berücksichtigen sind die Anforderungen an die Steindruckfestigkeit der Kalksandsteine bei KS-Vormauersteinen ≥ 10 und bei KS-Verblendern ≥ 16 .

Tafel 3 Übliche Druckfestigkeitsklassen von Kalksandstein

Druckfestigkeitsklasse ¹⁾	10 ²⁾	12	16 ²⁾	20	28 ²⁾
Mittlere Mindestdruckfestigkeit f_{st} [N/mm^2]	12,5	15,0	20,0	25,0	35,0

¹⁾ Entspricht auch dem kleinsten zulässigen Einzelwert bei einer Prüfung

²⁾ Nur auf Anfrage regional lieferbar

INFO

In der Praxis werden im Wesentlichen die Steindruckfestigkeitsklassen (SFK) 12 und 20 verwendet.

1.3.4 Steinrohdichteklassen (RDK)

Die Steinrohdichte (Tafel 4) wird in kg/dm^3 angegeben. Das Steinvolumen wird einschließlich etwaiger Lochungen und Grifföffnungen ermittelt. Die Steinrohdichte wird auf den bis zur Massenkonstanz bei 105 °C getrockneten Stein bezogen. Die Einteilung erfolgt für Kalksandsteine nach DIN 20000-402 in den RDK 0,6 bis 2,2. Voll- und Blocksteine sind dabei den RDK $\geq 1,6$ zuzuordnen, Loch- und Hohlblocksteine den RDK $\leq 1,6$. Ob Steine der RDK 1,6 zu den Voll- oder Lochsteinen zu zählen sind, ist abhängig von der Querschnittsminderung durch die Lochung.

Tafel 4 Übliche Rohdichteklassen von Kalksandstein

Rohdichteklasse	1,2 ¹⁾	1,4	1,6 ¹⁾	1,8	2,0	2,2
Klassengrenzen [kg/dm^3]	1,01 bis 1,20	1,21 bis 1,40	1,41 bis 1,60	1,61 bis 1,80	1,81 bis 2,00	2,01 bis 2,20

¹⁾ Nur auf Anfrage regional lieferbar

Tafel 5 Stoßfugenausbildung von KS-Mauerwerkswänden

Stoßfugenausbildung – Anforderungen	Schemaskizze (Aufsicht auf Steinlage)
1 Ebene Stoßfugenausbildung <ul style="list-style-type: none"> ■ Steine knirsch verlegt 	
2 Stoßfugenausbildung mit Mörteltaschen <ul style="list-style-type: none"> ■ Gesamte Stoßfuge vollfächig vermortelt Stoßfugenbreite: 10 mm ■ Steinflanken vermortelt 	
3 Stoßfugenausbildung mit Nut-Feder-System <ul style="list-style-type: none"> ■ Steine knirsch verlegt ■ Steinrandbereiche vermortelt 	
4 Stoßfugenausbildung eines geschnittenen Steins an Nut-Feder-System (knirsch gestoßen) <ul style="list-style-type: none"> ■ Empfehlung: Steinrandbereiche vermorteln 	

Im statischen Sinn als vermortelt gilt eine Stoßfuge, wenn mindestens die halbe Steinbreite über die gesamte Steinhöhe vermortelt ist.

INFO

In der Praxis werden im Wesentlichen die Steinrohdichteklassen (RDK) 1,4 bis 2,2 verwendet.

1.3.5 Lager- und Stoßfugen

Aufgrund der Steinabmessungen ergeben sich in Mauerwerkswänden zwangsläufig Fugen. Lagerfugen sind die horizontalen Mörtelfugen zwischen zwei Steinlagen, während die vertikalen Fugen zwischen den Einzelsteinen als Stoßfugen bezeichnet werden (Tafel 5). Die Fugendicke ist in Abhängigkeit der Steinabmessungen an das früher gebräuchliche Baurichtmaß angepasst, woraus sich folgende Sollmaße ergeben:

Schichtmaß

■ = Lagerfuge + Steinmaß

■ = $n \cdot 12,5 \text{ cm}$ (mit n = ganzzahliger Wert)

Die Sollmaße der Stoßfugenbreite betragen üblicherweise bei:

- Steinen mit Nut-Feder-System: 2 mm
(in der Regel ohne Stoßfugenvermortelung)
- glatten Steinen (ohne Nut-Feder-System): 10 mm
(in der Regel mit Stoßfugenvermortelung)

INFO

Stoßfugenbreiten $> 5 \text{ mm}$ sind nach DIN EN 1996-1-1/NA beidseitig an der Wandoberfläche mit Mörtel zu schließen.

Das Sollmaß der *Lagerfugendicke* beträgt üblicherweise bei Verwendung von:

- Dünnbettmörtel: 2 mm
- Normalmauermörtel: 12 mm

Stoß- und Lagerfugen in Mauerwerkswänden dienen u.a. zum Ausgleich der zulässigen herstellungsbedingten Toleranzen der Steine sowie zur gleichmäßigeren Verteilung der Belastung auf die Einzelsteine. KS-Plansteine können aufgrund der herstellungsbedingten, hohen Maßhaltigkeit mit Dünnbettmörtel verarbeitet werden. Aus Wirtschaftlichkeitsüberlegungen wird Kalksandstein-Mauerwerk überwiegend mit so genannten Ratio-Steinen (mit Nut-Feder-System) und unvermortelten Stoßfugen ausgeführt.

INFO

Im statischen Sinne als vermortelt gilt eine Stoßfuge nach DIN EN 1996-1-1/NA, wenn mindestens die halbe Steinbreite über die gesamte Steinhöhe vermortelt ist.

Bei Vermauerung ohne Stoßfugenvermortelung werden die Steine stumpf oder mit Verzahnung knirsch versetzt.

Neben der Art der Stoßfugenausbildung ist die Überbindung der Einzelsteine innerhalb der Wand für den Abtrag von Querlasten und Querkräften von großer Bedeutung. Reduzierte Überbindemaße ($I_{o1} < 0,4 \cdot h_o$) sind für Wände aus großformatigen Kalksandsteinen (KS XL) mit Dünnbettmörtel nach Eurocode 6 möglich.

1.3.6 Mörtelart, Mörtelgruppe, Mörtelklasse

Mörtelarten für KS-Mauerwerk werden nach ihren jeweiligen Eigenschaften und/oder dem Verwendungszweck unterschieden in:

- Dünnbettmörtel (DM)
- Normalmauermörtel (NM)

Die Unterscheidung in Mörtelklassen (nach DIN 20000-412) erfolgt in erster Linie durch ihre Festigkeit.

Mörtelart und Mörtelgruppe werden für Wände entsprechend den jeweiligen Erfordernissen ausgewählt. Grundsätzlich können in einem Gebäude oder einem Geschoss verschiedene Mörtel verarbeitet werden. Aus wirtschaftlicher Sicht (einfache Disposition und keine Verwechslungsgefahr) ist die Beschränkung auf einen Mörtel sinnvoll.

INFO

KS-Mauerwerk wird fast ausschließlich mit Dünnbettmörtel hergestellt.



Dünnbettmörtel

Dünnbettmörtel darf nur als Werk-Trockenmörtel nach DIN EN 998-2 oder nach Zulassung hergestellt werden. Er ist aufgrund seiner Zusammensetzung für Planstein- und Planelement-Mauerwerk mit Fugendicken von 1 bis 3 mm geeignet. Die Sollhöhe der Plansteine und -elemente (123 mm, 248 mm, 498 mm, 623 mm, 648 mm) entspricht im Wesentlichen dem Baurichtmaß (Vielfaches von 12,5 cm) abzüglich 2 mm Lagerfugendicke.

In DIN 20000-412 mit den Ergänzungen nach MVV TB werden folgende Anforderungen an Dünnbettmörtel gestellt:

- Größtkorn der Zuschläge $\leq 1,0 \text{ mm}$
- Charakteristische Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) $\geq 0,20 \text{ N/mm}^2$
- Trockenrohdichte $\geq 1.300 \text{ kg/m}^3$
- Korrigierbarkeitszeit $\geq 7 \text{ Minuten}$
- Verarbeitungszeit $\geq 4 \text{ Stunden}$
- Druckfestigkeitsklasse M 10.

INFO

Die Kalksandsteinindustrie empfiehlt, bei der Herstellung von KS-Planstein- und KS-Planelement-Mauerwerk, Kalksandstein Dünnbettmörtel mit Zertifikat zu verwenden. Die vom Dünnbettmörtel-Hersteller empfohlene Zahnschiene, üblicherweise auf dem Mörtelsack abgebildet, ist zu verwenden.

Tafel 6 Bezeichnungen von Normalmauermörtel nach DIN EN 1996 / DIN 20000-412 und zusätzliche Anforderungen nach DIN 20000-412

Bezeichnung nach DIN EN 1996 / DIN 20000-412	frühere Bezeichnung nach DIN 1053-1	zusätzliche Anforderungen nach DIN 20000-412			Charakteristische Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) ²⁾ [N/mm ²]
		Fugendruckfestigkeit ¹⁾ nach Verfahren		III [N/mm ²]	
Normalmauermörtel	Normalmauermörtel (NM)	I [N/mm ²]	II [N/mm ²]	III [N/mm ²]	
M 2,5	NM II	1,25	2,5	1,75	0,04
M 5	NM IIa	2,5	5,0	3,5	0,08
M 10	NM III	5,0	10,0	7,0	0,10
M 20	NM IIIa	10,0	20,0	14,0	0,12

¹⁾ Prüfung der Fugendruckfestigkeit nach DIN 18555-9 mit KS-Referenzsteinen

²⁾ Prüfung nach DIN 1052-3, Verfahren B

Normalmauermörtel

Die Trockenrohdichte von Normalmauermörtel beträgt mindestens 1.300 kg/m³. In Abhängigkeit der Druck- und Haftscherfestigkeit werden Normalmauermörtel in Mörtelklassen nach DIN 20000-412 unterschieden (Tafel 6).

INFO

Normalmauermörtel wird aus Gründen der Wirtschaftlichkeit im Regelfall als Werkmörtel (Trocken- oder Frischmörtel) verarbeitet.

1.3.7 Elementmauerwerk

Elementmauerwerk bezeichnet Mauerwerk aus Planelementen (KS XL), welche großformatige Vollsteine mit einer Höhe ≥ 498 mm und einer Länge ≥ 498 mm sind, deren Querschnitt durch Lochung senkrecht zur Lagerfuge bis zu 15 % gemindert sein darf und die durch Einhaltung erhöhter Anforderungen an die Grenzmaße der Höhe sowie der Planparallelität und Ebenheit der Lagerflächen die Voraussetzungen zur Vermauerung mit Dünnbettmörtel erfüllen. Planelemente dürfen auch mit verringerter Überbindemaßen ($0,2 \leq l_{ob}/h_u < 0,4$) vermauert werden (siehe Abschnitt 8.3).

1.3.8 Tragendes und nicht tragendes Mauerwerk

Tragendes Mauerwerk wird gemäß DIN EN 1996-1-1/NA als Mauerwerk definiert, welches überwiegend auf Druck beansprucht ist und zum Abtrag von vertikalen Lasten, z.B. aus Decken, sowie von horizontalen Beanspruchungen, z.B. infolge Wind oder Erddruck, dient. Im Gegensatz dazu spricht man von *nicht tragendem Mauerwerk*, wenn entsprechende Wände nur durch ihr Eigengewicht und direkt auf sie wirkende Lasten beansprucht und nicht zur Aussteifung des Gebäudes oder anderer Wände herangezogen werden. Nicht tragende Wände, bei denen die Fuge zwischen Decke und Wandkopf vermörtelt wird, werden darüber hinaus als *nicht tragende Wände* mit Auflast bezeichnet, da die Decke sich aufgrund der Durchbiegung auf die Wände absetzen kann.

1.3.9 Aussteifende und auszusteifende Wände

Aussteifende Wände sind scheibenartige, tragende Wände, die zur Aussteifung des Gebäudes oder zur Knickaussteifung anderer Bauteile dienen. Für tragende Wände können die zur Berechnung benötigten Eingangsgrößen DIN EN 1996-1-1/NA entnommen werden.

Auszusteifende Wände sind Wände, die als drei- oder vierseitig gehaltene Wände mit einer verminderten Knicklänge nachgewiesen werden sollen. Ein derartiges Vorgehen ist jedoch nur zulässig, wenn die zur Aussteifung angesetzten Wände den Anforderungen gemäß DIN EN 1996-1-1/NA genügen.

1.3.10 Einwirkungen und Lasten

Als *Einwirkungen* werden alle Arten von auf ein Tragwerk einwirkenden Kraft- und Verformungsgrößen bezeichnet. Dies können sowohl Kräfte aus äußeren Lasten (direkte Einwirkungen) als auch induzierte Verformungen infolge Temperatur oder Stützenabsenkungen sein, die als indirekte Einwirkungen bezeichnet werden.

1.3.11 Tragfähigkeit und Festigkeit

Die *Tragfähigkeit* eines Bauteils ergibt sich aus den mechanischen und physikalischen Eigenschaften eines Baustoffes und den geometrischen bzw. statischen Randbedingungen des untersuchten Bauteils. Die *Festigkeit* (z.B. Druckfestigkeit) eines Baustoffes stellt dabei eine Materialeigenschaft dar, aus der die Tragfähigkeit eines Bauteils berechnet wird.

1.3.12 Semiprobabilistisches und globales Sicherheitskonzept

Durch die Einführung von Sicherheitsbeiwerten beim Nachweis der Standsicherheit von Konstruktionen werden statistische Streuungen der Einwirkungen und des Tragwiderstandes bei der Berechnung von Gebäuden berücksichtigt. Während in der Vergangenheit diese Unsicherheiten mit einem *globalen Sicherheitsbeiwert* auf der Einwirkungs- oder der Widerstandsseite abgedeckt wurden, wird in den Normen der neueren Generation mit auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite verteilten Sicherheitsfaktoren gearbeitet. Dieses Vorgehen wird als *semi-*

probabilistisch bezeichnet, da für die verschiedenen Materialien und Einwirkungen Teilsicherheitsbeiwerte unterschiedlicher Größe in Abhängigkeit ihrer spezifischen Streuungen definiert sind.

1.3.13 Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Die wichtigste Anforderung an bauliche Anlagen ist, dass sie über eine ausreichende *Standsicherheit* gegenüber den verschiedenen Einwirkungsszenarien verfügen, die während der geplanten Nutzungsdauer auftreten können. Diese Anforderung wird mit Hilfe einer Bemessung der Bauteile unter Verwendung von deterministischen Sicherheitsfaktoren gewährleistet. Neben der Standsicherheit ist auch die *Gebrauchstauglichkeit* von Bauteilen und Bauwerken zu berücksichtigen. Dies betrifft bei mineralischen Baustoffen wie z.B. Mauerwerk vor allem die Vermeidung von übermäßiger Rissbildung oder klaffenden Fugen bei geringer Bauteilausnutzung (unter Gebrauchslasten).

1.3.14 Charakteristischer Wert und repräsentativer Wert

Der charakteristische Wert ist generell als Fraktilwert einer hypothetischen unbegrenzten Versuchsreihe definiert. Wenn die erforderlichen statistischen Grundlagen fehlen, werden charakteristische Werte auch als Nennwert definiert. Der charakteristische Wert einer Baustoffeigenschaft ist derjenige Wert, der mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit (bei Festigkeiten beträgt sie in der Regel 5 %) nicht unterschritten wird. Der charakteristische Wert einer Einwirkung ist entweder als Mittelwert (Eigenlast) oder als Fraktilwert (oberer oder unterer) der zugrunde gelegten Verteilungsfunktion definiert. Der repräsentative Wert einer Einwirkung ergibt sich durch Multiplikation des charakteristischen Werts mit einem Kombinationsbeiwert ψ . Genaue Angaben finden sich in DIN EN 1990/NA.

1.4 Tragverhalten von Bauteilen aus KS-Mauerwerk

Da Mauerwerk aufgrund seiner relativ geringen Zug- und Biegezugfestigkeit – insbesondere senkrecht zur Lagerfuge – Biegemomente nur unter gleichzeitiger Wirkung einer entsprechend großen Auflast aufnehmen kann, wird Mauerwerk fast ausschließlich als Wandbaustoff verwendet. Tragendes Mauerwerk kommt vorwiegend für den Abtrag von vertikalen Beanspruchungen wie z.B. Eigenlasten oder Nutzlasten zum Einsatz. Bei zentrischer bzw. nahezu zentrischer Beanspruchung können Wände aus Kalksandstein hohe Normalkräfte aufnehmen, so dass der Standsicherheitsnachweis in der Regel problemlos erbracht werden kann. Mit wachsender Schlankheit der Wände sind zusätzlich Einflüsse nach Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen. Mauerwerkspfeiler sollen möglichst aus ganzen Steinen hergestellt werden und nicht durch Schlitze oder Ähnliches geschwächt sein.

Neben dem Abtrag von Vertikallasten dient Mauerwerk auch zur Sicherstellung der Gebäudeaussteifung und somit zur Aufnahme von horizontalen Beanspruchungen – z.B. aus Wind, Erdbeben und Belastungen infolge einer ungewollten Gebäudeschiefstellung. Zu diesem Zweck müssen Mauerwerksgebäude über eine hinreichend große Anzahl von ungeschwächten Wandscheiben ausreichender Länge zur Aufnahme der resultierenden Horizontalbeanspruchung verfügen. Die Höhe der Scheibenbeanspruchung der aussteifenden Wände wird auf

Basis der technischen Biegelehre für näherungsweise ungerissene Wände bestimmt, so dass sich eine Aufteilung der Kräfte entsprechend den vorhandenen Steifigkeiten ergibt. Darüber hinaus erlaubt DIN EN 1996-1-1/NA eine Umlagerung von maximal 15 % des Kraftanteils einer Wand auf die übrigen aussteifenden Wandscheiben. Schwierig ist häufig der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (Schub) von kurzen Wandabschnitten oder Wänden mit geringer Auflast und gleichzeitiger hoher horizontaler Scheibenbeanspruchung, wenn diese beim Nachweis berücksichtigt werden sollen. Wenn die ausreichende Gesamtsteifigkeit des Gebäudes nicht sofort erkennbar ist und die Anforderungen von DIN EN 1996-1-1/NA hinsichtlich der konstruktiven Stabilitätskriterien nach Abschnitt 4.1 nicht erfüllt werden, muss ein genauer Nachweis der Aussteifung nach Theorie II. Ordnung erfolgen.

Die auf das Gebäude senkrecht zur Wandebene wirkenden horizontalen Lasten werden von der Fassade auf die Decken- bzw. Dachscheiben übertragen und von dort in die aussteifenden Wände weitergeleitet. Aufgrund der meist geringen Auflast kann die Standsicherheit von Giebelwänden unter Windeinwirkung oft nur mit Hilfe der entsprechenden Tabellen zur Festlegung der maximal zulässigen Ausfachungsfläche nach DIN EN 1996-3/NA nachgewiesen werden.

In der Regel werden Mauerwerkswände als stabförmige Bauteile modelliert und auf Basis eines normalkraftbeanspruchten Ersatzstabs nachgewiesen. Wände aus Mauerwerk mit geringer Auflast bei gleichzeitig hoher Plattenbeanspruchung (z.B. Kellerwände unter Erddruck) können darüber hinaus mit Hilfe eines Bogenmodells nachgewiesen werden. Ein anderes Anwendungsbereich des Bogenmodells sind Mauerwerkswände, bei denen der planmäßige Lastabtrag in waagerechter Richtung erfolgt. Die Anwendung des Bogenmodells ist jedoch nur möglich, wenn der resultierende Bogenschub von einem Bauteil mit hoher Steifigkeit aufgenommen werden kann.

2. Sicherheitskonzept und Einwirkungen

2.1 Grundlagen des semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzepts ($E_d \leq R_d$)

Unter Sicherheit versteht man die allgemeine qualitative Anforderung an bauliche Anlagen. Durch technische Anforderungen z.B. an die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit, die mit ausreichender Zuverlässigkeit zu erzielen sind, wird dieser qualitativen Anforderung im Hinblick auf bestimmte technische Aspekte entsprochen. Dies kann z.B. dadurch erreicht werden, dass die einwirkenden Schnittgrößen aus äußeren Lasten an jeder Stelle eines Tragwerks einen bestimmten Sicherheitsabstand gegenüber dem aufnehmbaren Querschnittswiderstand aufweisen.

Das Tragverhalten von Baukonstruktionen wird durch die wirklichkeitsnahe Erfassung der Einwirkungen auf ein Tragwerk, einer wirklichkeitsnahen Modellierung des Tragwerks und einem Berechnungsverfahren, das mit der Beschreibung der Einwirkungen und der Modellierung des Tragwerks konsistent ist, beschrieben (Bild 2). Unabhängig vom verwendeten Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens und vom verwendeten Baustoff muss nach DIN EN 1990 ein Tragwerk derart entworfen und ausgeführt sein, dass die während der Errichtung und Nutzung möglichen Einwirkungen mit definierter Zuverlässigkeit keines der nachstehenden Ereignisse zur Folge haben:

- Einsturz des gesamten Bauwerks oder eines Teils
- größere Verformungen in unzulässigem Umfang
- Beschädigung anderer Bauteile oder Einrichtungen und Ausstattungen infolge zu großer Verformungen des Tragwerks
- Beschädigung durch ein Ereignis in einem zur ursprünglichen Ursache unverhältnismäßig großen Ausmaß

Ein Tragwerk muss so bemessen werden, dass seine Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit während

der vorgesehenen Nutzungsdauer diesen vorgegebenen Bedingungen genügt.

Das Bemessungskonzept in DIN EN 1996-1-1/NA basiert im Wesentlichen auf so genannten Grenzzuständen, in denen das Tragwerk die gestellten Anforderungen nicht mehr erfüllt. Je nachdem, ob diese Anforderungen die Tragfähigkeit vor Erreichen des rechnerischen Versagenszustandes oder die Nutzungseigenschaften betreffen, wird unterschieden zwischen:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit (uls = ultimate limit state)
 - Verlust des globalen Gleichgewichts (kinematische Kette, Gleiten, Umkippen)
 - Bruch oder der bruchnahe Zustand von Tragwerksteilen (Querschnittsversagen, kritische Dehnungszustände, Erreichen der Traglast)
 - Stabilitätsversagen (Knicken)
 - Materialermüdung
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (sls = serviceability limit state)
 - Unzulässige Spannungen
 - Unzulässige Rissbildung
 - Übermäßige Formänderungen (z.B. Durchbiegungen)

Durch die Einführung von Sicherheitsbeiwerten beim Nachweis der Standsicherheit von Konstruktionen können die stets vorhandenen Streuungen von Einwirkungen und Tragwiderstand bei der Berechnung von Gebäuden berücksichtigt werden. Eine hinreichende Tragwerkszuverlässigkeit kann beispielsweise erreicht werden, indem die einwirkenden Schnittgrößen E aus äußeren Lasten an jeder Stelle eines Tragwerks einen bestimmten Sicherheitsabstand gegenüber dem aufnehmbaren Tragwiderstand R (z.B. Querschnittstragfähigkeit) aufweisen. Dabei gilt ein Gebäude als „sicher“, wenn der Bemessungswert der Einwirkung E_d den maximal aufnehmbaren Bemessungswert des Widerstandes R_d zu keinem Zeitpunkt während der geplanten Nutzungsdauer überschreitet:

$$E_d \leq R_d \quad (2.1)$$

Da die Streuungen der Einwirkungen und des Widerstandes unterschiedliche Größenordnungen aufweisen, hat man sich im Zuge der Erarbeitung der europäischen Normen darauf verständigt, die anzusetzenden Sicherheitsbeiwerte auf beide Seiten von Gleichung (2.1) zu verteilen, um eine möglichst gleichmäßige Versagenswahrscheinlichkeit unter ver-

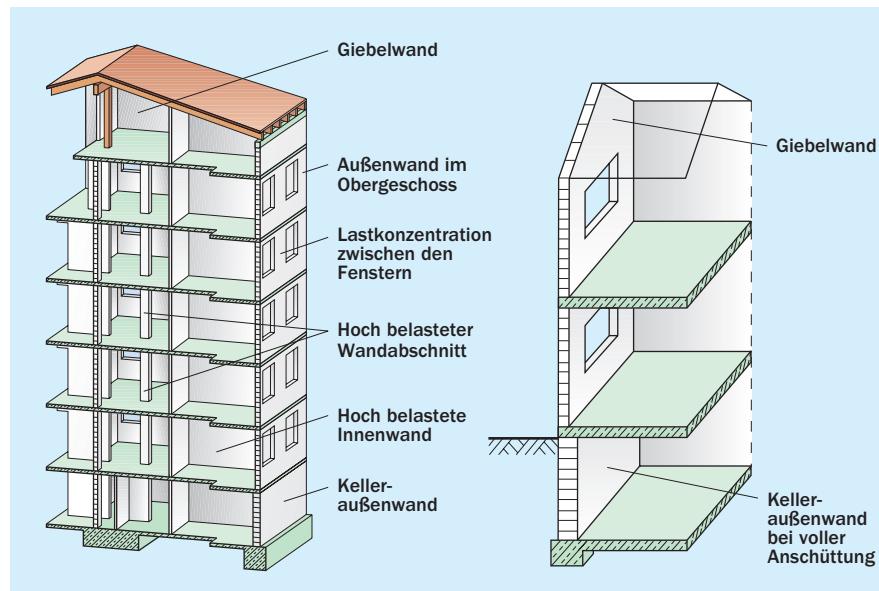


Bild 2 Wichtige Bauteile und wesentliche Nachweisstellen im Mauerwerksbau

schiedenen Beanspruchungssituationen zu erreichen. Dieses so genannte Teilsicherheitskonzept liegt auch den Bemessungsansätzen von DIN EN 1996-1-1/NA sowie DIN EN 1996-3/NA im Grenzzustand der Tragfähigkeit zugrunde. Die benötigten Größen für die Einwirkung E_d und den Widerstand R_d auf Bemessungswertniveau ergeben sich aus den charakteristischen Größen von E_k und R_k durch Berücksichtigung der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte. Definitionsgemäß kennzeichnet der Index d generell, dass es sich um einen Bemessungswert handelt, während der Index k für eine charakteristische Größe steht. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit lässt sich Gleichung (2.2) folgendermaßen formulieren:

$$\gamma_F \cdot E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (2.2)$$

Auf der Einwirkungsseite wird zwischen zeitlich veränderlichen Einwirkungen Q , wie z.B. Wind oder Nutzlasten, und ständigen Einwirkungen G , wie z.B. dem Konstruktionseigengewicht, unterschieden. Während das Eigengewicht eine vergleichsweise geringe Streuung aufweist, variieren veränderliche Einwirkungen sehr stark, weshalb sie mit einem deutlich höheren Teilsicherheitsbeiwert zu beaufschlagen sind. Für den Nachweis der Standsicherheit unter einer sehr selten auftretenden außergewöhnlichen Einwirkungskombination (z.B. Brand) oder unter Erdbebeneinwirkung dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite reduziert werden.

2.2 Charakteristische Werte der wesentlichen Einwirkungen im Mauerwerksbau

2.2.1 Konstruktionseigengewicht

Ständige Einwirkungen ergeben sich für Mauerwerkswände vor allem aus dem Konstruktionseigengewicht, welches mit Hilfe von DIN EN 1991-1-1 bestimmt werden kann. Das Gewicht von Stahlbetondecken resultiert dabei aus dem Gewicht des Betons und des Deckenaufbaus. Für übliche Deckenaufbauten kann der charakteristische Wert des Deckeneigengewichtes folgendermaßen bestimmt werden:

$$g_{k,Decke} = 25 \cdot h_{Decke} + 1,5 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (2.3)$$

mit h_{Decke} = Deckendicke [m]

Das Flächengewicht von Mauerwerkswänden aus Kalksandsteinen kann in Abhängigkeit von der Steinrohdichteklasse und der Wanddicke Tafel 7 und für das Putzgewicht Tafel 8 entnommen werden.

2.2.2 Nutzlasten

Nutzlasten auf Stahlbetondecken stellen im Mauerwerksbau die wichtigste Form von vertikal gerichteten veränderlichen Lasten dar. Die Größe der anzusetzenden Nutzlasten ist in DIN EN 1991-1-1 definiert. Wesentliche charakteristische Werte können Tafel 9 entnommen werden.

In gewöhnlichen Wohnungs- und Bürogebäuden können die veränderlichen Lasten nach DIN EN 1991-1/NA als gleichzeitig auf einer Decke wirkend (d.h. die gleiche Last auf allen Feldern oder keine Last, wenn dies maßgebend ist) angesehen werden.

Tafel 7 Nach DIN EN 1991-1-1/NA anzusetzende Wandflächengewichte von KS-Wänden mit Normalmauer- und Dünnbettmörtel¹⁾

Steinrohdichteklasse (RDK) ¹⁾	Wichte γ_{MW} [kN/m ³]	Charakteristisches Wandflächengewicht (ohne Putz) [kN/m ²] für Wanddicke t [cm]								
		7	10	11,5	15	17,5	20	24	30	36,5
1,2	14	–	1,40	1,61	2,10	2,45	2,80	3,36	4,20	5,11
1,4	16	–	1,60	1,84	2,40	2,80	3,20	3,84	4,80	5,84
1,6	16	–	1,60	1,84	2,40	2,80	3,20	3,84	4,80	5,84
1,8	18	1,26	1,80	2,07	2,70	3,15	3,60	4,32	5,40	6,57
2,0	20	1,40	2,00	2,30	3,00	3,50	4,00	4,80	6,00	7,30
2,2	22	–	–	2,53	3,30	3,85	4,40	5,28	6,60	8,03
2,4	24	–	–	2,76	3,60	4,20	4,80	5,76	7,20	8,76
2,6	26	–	–	2,99	3,90	4,55	5,20	6,24	7,80	9,49

¹⁾ Bei Verwendung von Mauersteinen der RDK ≤ 1,4 in Dünnbettmörtel reduziert sich das rechnerische Wandflächengewicht um $1,0 \text{ kN/m}^3 \cdot t \text{ [m]}$.

Die regionalen Lieferprogramme sind zu beachten.

Tafel 8 Flächenlast von Putzen nach DIN EN 1991-1-1/NA

Putz	Flächenlast je cm Dicke [kN/m ²]
Gipsputz	0,120
Kalk-, Kalkgips- und Gipssandputz	0,175
Kalkzementputz	0,200
Leichtputz nach DIN 18550-4	0,150
Zementputz	0,210

Tafel 9 Wesentliche charakteristische Werte für Nutzlasten gemäß DIN EN 1991-1-1/NA

Nutzung	Kategorie	q_k [kN/m ²]
Wohnräume und Flure mit ausreichender Querverteilung (z.B. Stahlbetondecken)	A2	1,5
Wohnräume und Flure ohne ausreichende Querverteilung (z.B. Holzbalkendecken)	A3	2,0
Büroräume	B1	2,0
Treppen und Podeste innerhalb der Kategorien A und B1	T1	3,0
Balkone und Dachterrassen	Z	4,0
Trennwandzuschlag bei einem Wandgewicht ≤ 3,0 kN/m Wandlänge (einschließlich Putz)	–	0,8
Trennwandzuschlag bei einem Wandgewicht ≤ 5,0 kN/m Wandlänge (einschließlich Putz)	–	1,2

Die Lasten nicht tragender Trennwände auf Decken dürfen vereinfachend über einen flächig anzusetzenden Zuschlag auf die charakteristische Nutzlast berücksichtigt werden. Bei Nutzlasten $> 5,0 \text{ kN/m}^2$ ist dieser Zuschlag nicht erforderlich. Die in Tafel 10 angegebenen Werte gelten dabei für leichte Trennwände mit einem zulässigen Gesamtgewicht von bis zu $5,0 \text{ kN/m}$ (Bild 4).

Schwerere Trennwände ($> 5,0 \text{ kN/m}$) müssen gemäß DIN EN 1991-1-1 als Linienlasten in der statischen Berechnung der Decken berücksichtigt werden. Ersatzweise wurde ein Berechnungsverfahren zur Ermittlung einer äquivalenten Gleichlast q , die in Form eines Trennwandzuschlages wirkt, entwickelt [4]. Die Berechnung dieses Zuschlags erfolgt dabei nach folgender Beziehung:

$$\Delta q_k = 2 \cdot n \cdot f \cdot h \cdot \frac{g}{l_f} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.4)$$

mit

- n Einflussfaktor für die Anzahl und Stellung der Wände gemäß Bild 3
- f Faktor für das statische System gemäß Tafel 10
- h Wandhöhe
- g Wandelgewicht einschließlich Putz
- l_f Stützweite $4,00 \text{ m} \leq l_f \leq 6,00 \text{ m}$

2.2.3 Einwirkungen aus Wind

Windbeanspruchungen senkrecht zur Wandebene können bei Einhaltung der Randbedingungen des vereinfachten Verfahrens (siehe Abschnitt 5.1) generell vernachlässigt werden, wenn die betroffenen Außenwände durch horizontale Halterungen hinreichend ausgesteift sind. Als solche gelten z.B. Stahlbetondecken oder statisch nachgewiesene Stahlbetonringbalken im Abstand der zulässigen Geschoss Höhe. In den verwendeten Modellen zur Berechnung der maximal aufnehmbaren Normalkraft ist der Einfluss von Momenten infolge Wind bereits enthalten.

Wenn eine offensichtlich hinreichende Anzahl von Wandscheiben die Gebäudeaussteifung gewährleistet (DIN EN 1996-1-1/NA NCI zu 5.5.3 (NA.12)), ist hierfür ebenfalls kein rechnerischer Nachweis erforderlich.

2.3 Bemessungswert der Einwirkungen und zugehörige Einwirkungskombinationen

Der Bemessungswert einer Einwirkung ergibt sich aus der Multiplikation des charakteristischen Werts der Einwirkung mit dem anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwert in Abhängigkeit der Bemessungssituation. Mit Ausnahme des Nachweises von Aussteifungsscheiben unter horizontaler Beanspruchung gelten alle vertikalen Einwirkungen als ungünstig wirkend. Daher erlaubt die DIN EN 1996/NA für den Nachweis der maximal aufnehmbaren Normalkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine vereinfachte Berechnung des Bemessungswerts der einwirkenden Normalkraft N_{Ed} .

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot \Sigma N_{Gk} + 1,5 \cdot \Sigma N_{Qk} \quad (2.5)$$

In Hochbauten mit Stahlbetondecken und einer charakteristischen Nutzlast von $q_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$, darf gemäß DIN EN 1996-

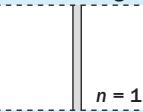
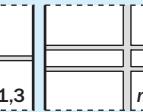
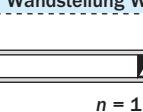
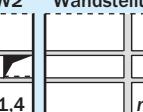
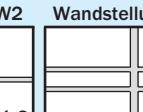
System	Wandstellung W1	Wandstellung W2	Wandstellung W3
A einachsig gespannt			
B einachsig gespannt			
C zweiachsig gespannt, gelenkig			
D zweiachsig gespannt, Endfeld			

Bild 3 Einflussfaktor n für Anzahl und Stellung der Trennwände

1-1/NA, NCI zu 2.4.2 (NA.2) die im Grenzzustand der Tragfähigkeit einwirkende Normalkraft N_{Ed} noch weiter vereinfacht bestimmt werden:

$$N_{Ed} = 1,40 \cdot \left[\Sigma N_{Gk} + \Sigma N_{Qk} \right] \quad (2.6)$$

Für den Nachweis von Wandscheiben unter Horizontallasten in Scheibenrichtung wird häufig die minimale Auflast bemesungsmaßgebend. Wenn der rechnerische Nachweis der Gebäudeaussteifung tatsächlich erforderlich ist, muss daher auch im vereinfachten Berechnungsverfahren die Möglichkeit einer günstigen Wirkung der Normalkräfte beachtet werden. In diesem Fall muss zusätzlich zu den bereits beschriebenen Einwir-

Tafel 10 Faktor f für das statische System

Faktor f [-]	Lagerung	Einspannung
1,0	einachsig gespannte Platte	gelenkig gelagert
1,4	zweiachsig gespannte Platte $\left(\frac{I_x}{I_y} = 1,0 \right)$	allseitig gelenkig
1,3	zweiachsig gespannte Platte $\left(\frac{I_x}{I_y} = 1,5 \right)$	allseitig gelenkig
1,6	zweiachsig gespannte Platte $\left(\frac{I_x}{I_y} = 1,0 \right)$	einseitig eingespannt
1,45	zweiachsig gespannte Platte $\left(\frac{I_x}{I_y} = 1,5 \right)$	einseitig eingespannt

Zwischenwerte können interpoliert werden.

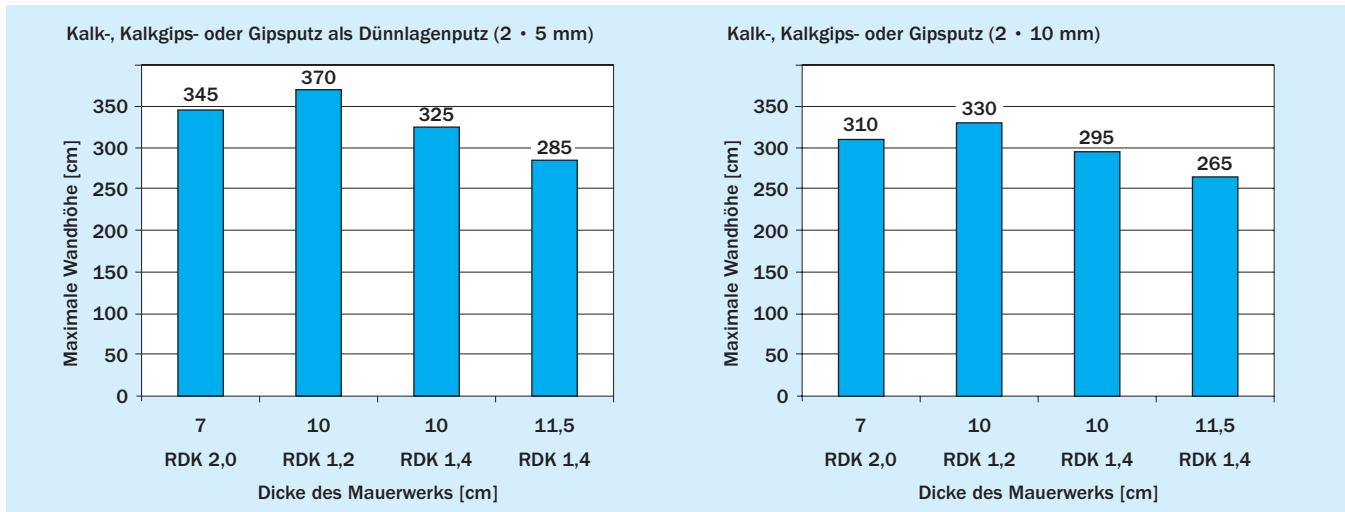


Bild 4 Grenzhöhen typischer nicht tragender KS-Wandkonstruktionen mit Dünnbettmörtel bei einem zulässigen Gesamtgewicht von max. 5 kN/m

kungskombinationen beim Nachweis der Gebäudeaussteifung folgende Lastkombination analysiert werden:

$$\min N_{Ed} = 1,0 \cdot \sum N_{Gk} \quad \text{in Verbindung mit } \max M_{Ed} = 1,0 \cdot M_{Gk} + 1,5 \cdot M_{Qk} \quad (2.7)$$

Die anzusetzenden charakteristischen Einwirkungen, aus denen sich die benötigten Schnittgrößen ergeben, können den verschiedenen Teilen von DIN EN 1991 entnommen werden.

Für eine genauere Berechnung ist es möglich ausführlichere Einungskombinationen nach DIN EN 1990 [9] anzusetzen (siehe hierzu auch [10]).

Tafel 11 zeigt zusammenfassend die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite.

2.4 Bemessungswert des Tragwiderstandes von Mauerwerkswänden

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d ergibt sich nach DIN EN 1996-1-1/NA unter Verwendung von charakteristischen Werten der Festigkeiten dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M für das Material. Allgemein bezeichnet R_d den Bemessungswert der aufnehmbaren Schnittgröße:

$$R_d = R \left[\zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}; \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \right] \quad (2.8)$$

Die anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte zur Berechnung des Bemessungswerts des Tragwiderstandes sind in Tafel 12 in Abhängigkeit von der jeweiligen Bemessungssituation aufgeführt.

Der charakteristische Wert einer Baustofffestigkeit ergibt sich in Abhängigkeit

vom zu führenden Nachweis. Der Bemessungswert der Druckfestigkeit f_d nach DIN EN 1996/NA bestimmt sich zu:

$$f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (2.9)$$

Der Beiwert ζ berücksichtigt festigkeitsmindernde Langzeiteinflüsse auf das Mauerwerk und wird im Allgemeinen zu 0,85 gesetzt. Für den Nachweis außergewöhnlicher Einwirkungen gilt $\zeta = 1,0$.

Der Bemessungswert der Schubfestigkeit f_{vd} wird nach DIN EN 1996-1-1/NA folgendermaßen ermittelt:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad (2.10)$$

Der charakteristische Wert der Schubfestigkeit f_{vk} hängt von der Beanspruchungsart (Platten- oder Scheibenbeanspruchung) ab und kann Abschnitt 3.6 entnommen werden.

Tafel 11 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1990/NA

Einwirkung	Ungünstige Wirkung	Günstige Wirkung	Außergewöhnliche Bemessungssituation
Ständige Einwirkung (G) z.B. Eigengewicht, Ausbaulast, Erddruck	$\gamma_{G,sup} = 1,35$	$\gamma_{G,inf} = 1,00$	$\gamma_{GA} = 1,00$
Veränderliche Einwirkung (Q) z.B. Wind-, Schnee-, Nutzlasten	$\gamma_{Q,sup} = 1,50$	$\gamma_{Q,inf} = 0,00$	$\gamma_{QA} = 1,00$

Tafel 12 Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Baustoffeigenschaften gemäß DIN EN 1996-1-1/NA

Material	γ_M	
	Bemessungssituation	
	Ständig und vorübergehend	Außergewöhnlich ¹⁾
Unbewehrtes Mauerwerk aus Steinen der Kategorie I und Mörtel nach Eignungsprüfung sowie Rezeptmörtel	1,5	1,3

¹⁾ Für die Bemessung im Brandfall siehe DIN EN 1996-1-2

3. Festigkeits- und Verformungseigenschaften

3.1 Allgemeines

Mauerwerk ist ein Verbundbaustoff bestehend aus Mauersteinen und Mörtel mit entsprechenden mechanischen Stoffeigenschaften. Die Eigenschaften eines Mauerwerksbauteils (z.B. einer Wand) ergeben sich aus den Stoffeigenschaften, der Geometrie des Bauteils und dem Zusammenwirken mit anderen Bauteilen. Des Weiteren werden zur Beurteilung der Mauerwerkstragfähigkeit die Verformungseigenschaften (z.B. Spannungs-Dehnungs-Linie, Elastizitätsmodul) benötigt.

Für die Bemessung von Mauerwerk ist die Kenntnis folgender mechanischer Stoffeigenschaften erforderlich, die nach ge normten Prüfverfahren bestimmt werden:

- Steindruckfestigkeit
- Steinzugfestigkeit
- Mörteldruckfestigkeit
- Druckfestigkeit des Mauerwerks
- Haftscherfestigkeit des Mauerwerks
- Zugfestigkeit parallel und senkrecht zur Lagerfuge des Mauerwerks
- Verformungseigenschaften des Mauerwerks

Obwohl Mauerwerk auch eine gewisse Zugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge besitzt, wird diese in der Regel bei der Bemessung nicht in Rechnung gestellt. Beim Tragverhalten von Mauerwerk unter Druckbeanspruchung ist entscheidend, dass im Allgemeinen die größere Querverformung des Mörtels zu Querzugspannungen im Stein führt. Das Versagen des Mauerwerks wird daher auch von der Steinzugfestigkeit beeinflusst.

3.2 Charakteristische Druckfestigkeit

Die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk wird durch die Steinfestigkeit und bei Mauerwerk mit Normalmauermörtel auch durch die Mörtelfestigkeit bestimmt. In Abhängigkeit dieser Eingangsgrößen können charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeiten angegeben werden.

Wird Mauerwerk senkrecht zu den Lagerfugen durch Druckspannungen beansprucht, entstehen im Stein Querzugspannungen, welche bei Erreichen der Grenzlast zum Mauerwerksversagen führen. Diese Querzugspannungen resultieren aus dem unterschiedlichen Verformungsverhalten von Stein und Mörtel. Während sich der Mörtel aufgrund seines im Allgemeinen geringeren E-Moduls und der höheren Querdehnzahl unter Druckbeanspruchung stärker quer verformen will als der Stein, wird diese Verformung durch den Stein behindert. Aus

dieser Tatsache resultiert eine dreidimensionale Druckbeanspruchung im Mörtel, während der Stein auf Druck und Zug beansprucht wird (Bild 5).

DIN EN 1996-3/NA gibt für das vereinfachte Berechnungsverfahren den charakteristischen 5%-Quantilwert der Mauerwerksdruckfestigkeit direkt für verschiedene Stein-Mörtel-Kombinationen in Tabellenform an. Diese Werte sind gegenüber DIN 1053-1 nun deutlich detaillierter nach Steinmaterial und Mörtelart aufgeschlüsselt. Erstmals werden auch Mauerwerksdruckfestigkeiten in Abhängigkeit der Steinart (Lochstein, Vollstein, Planelement etc.) angegeben.

Die tabellierten Werte können auch im genaueren Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA angewendet werden. Diese entsprechen der im genaueren Berechnungsverfahren angegebenen Ermittlung der charakteristischen Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Hilfe der Gleichungen (3.1) und (3.2) in Abhängigkeit des Mindestwerts der mittleren Steindruckfestigkeit f_{st} und der Druckfestigkeit des Mörtels f_m . Mit Hilfe der in DIN EN 1996-1-1/NA angegebenen Parameter K , α und β ist dort eine Annäherung der rechnerischen Druckfestigkeit an die in den letzten Jahren im Rahmen von Materialprüfungen und Zulassungsverfahren gewonnenen Erkenntnisse möglich. Gleichzeitig gestattet DIN EN 1996-1-1/NA nunmehr eine Differenzierung der Mauerwerksdruckfestigkeit nach verschiedenen Steinsorten, Lochbildern sowie Steinabmessungen (klein-, mittel- und großformatige Steine, Plansteine oder Planelemente). Die Werte für K , α und β wurden für sämtliche gebräuchlichen Mauerwerksarten durch eine umfangreiche Auswertung der nationalen Datenbank bestimmt und sind in DIN EN 1996-1-1/NA enthalten.

Für Mauerwerk mit Normalmauermörtel gilt:

$$f_k = K \cdot f_{st}^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} \quad (3.1)$$

Für Mauerwerk mit Leichtmörtel bzw. Dünnbettmörtel ist die Mauerwerksdruckfestigkeit unabhängig von der Mörtelfestigkeit und ergibt sich daher zu:

$$f_k = K \cdot f_{st}^{\alpha} \quad (3.2)$$

Die in DIN EN 1996-3/NA tabellierten Werte wurden so justiert, dass sich stets die identische Druckfestigkeit wie bei einer Er-

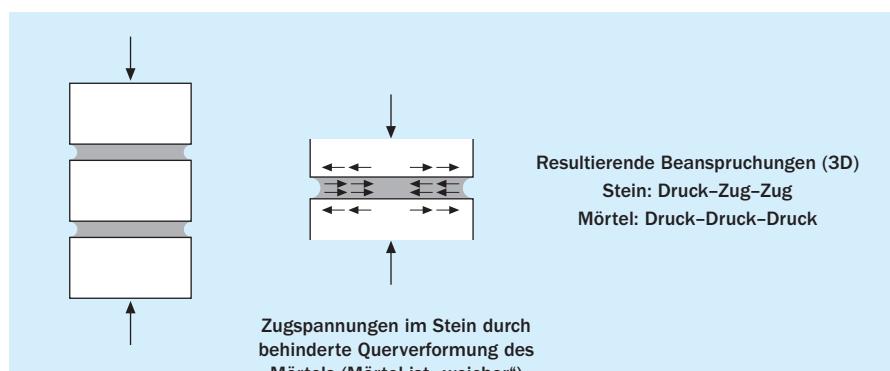


Bild 5 Zweidimensionale Darstellung des Versagensmechanismus von Mauerwerk unter Druckbeanspruchung

mittlung nach DIN EN 1996-1-1/NA mit den Beiwerten K , α und β ergibt. Die Anwendung der Gleichungen (3.1) und (3.2) ist somit in Deutschland ohne Vorteil; vielmehr kann die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit von Mauerwerk aus Kalksandsteinen sowohl im vereinfachten als auch im genaueren Berechnungsverfahren den Tafeln 13-15 entnommen werden.

3.3 Charakteristische Biegezugfestigkeit

Unter bestimmten Beanspruchungen z.B. bei Plattenbiegung erfährt Mauerwerk Biegezugbeanspruchungen senkrecht oder parallel zur Lagerfuge. Bei Plattenbiegung darf die charakteristische Biegezugfestigkeit f_{xk1} mit einer Bruchebene parallel zu den Lagerfugen in tragenden Wänden nicht in Rechnung gestellt werden. Es gilt jedoch eine Ausnahme: Wenn Wände aus Planelementen bestehen und lediglich durch zeitweise einwirkende Lasten rechtwinklig zur Oberfläche beansprucht werden (z.B. Wind auf Ausfachungsmauerwerk). In diesem Fall darf der Bemessung eine charakteristische Biegezugfestigkeit in Höhe von $f_{xk1} = 0,2 \text{ N/mm}^2$ zugrunde gelegt werden. Bei Versagen der Wand darf es dann jedoch nicht zu einem größeren Einsturz oder zum Stabilitätsverlust des ganzen Tragwerks kommen.

Bei der Bestimmung des charakteristischen Werts der Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge f_{xk2} wird nach DIN EN 1996-1-1/NA nicht mehr zwischen vermortelten und unvermortelten Stoßfugen unterschieden. In die Bestimmung der Materialkenngroße gehen die Haftscherfestigkeit f_{vk0} (auch als Anfangsscherfestigkeit bezeichnet), der Reibungsbeiwert $\mu = 0,6$, die Normalspannung σ_{Dd} senkrecht zur Lagerfuge für die bemessungsrelevanten Einwirkungskombinationen (im Regelfall der kleinste Wert) sowie das Verhältnis Überbindemaß/Steinhöhe l_{ol}/h_u ein.

Die charakteristische Biegezugfestigkeit f_{xk2} von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen ergibt sich nach Gleichung (3.3):

$$f_{xk2} = (\alpha \cdot f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd}) \cdot \frac{l_{ol}}{h_u} \leq f_{xk2,max} = \min \left\{ 0,5 \cdot f_{bt,cal}, 0,7 \text{ [N/mm}^2 \text{]} \right\} \quad (3.3)$$

Der Beiwert α berücksichtigt die Art der Stoßfugenvermortelung ($\alpha = 1,0$ für vermortelte Stoßfugen; $\alpha = 0,5$ für unvermortelte Stoßfugen).

Der Maximalwert der charakteristischen Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen $f_{xk2,max}$ kann Tafel 16 entnommen werden. Die Bestimmung des Bemessungswerts der Biegezugfestigkeit erfolgt unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_M nach Tafel 12. Der Ansatz eines Dauerstandsfaktors ist in diesem Fall nicht erforderlich.

Tafel 13 Charakteristische Druckfestigkeit f_k [N/mm²] von Einsteinmauerwerk aus Kalksand-Plansteinen und Kalksand-Planelementen mit Dünnbettmörtel

Dünnbettmörtel DM Steindruckfestigkeitsklasse	Planelemente		Plansteine	
	KS XL	KS XL-E KS XL-N	KS P KS -R P	KS L-P KS L-R P
10¹⁾	–	–	–	5,0
12	9,4	7,0	7,0	5,6
16¹⁾	11,2	8,8	8,8	6,6
20	12,9	10,5	10,5	–
28¹⁾	16,0	–	13,8	–

KS XL: KS-Planelement ohne Längsnut, ohne Lochung
KS XL-E: KS-Planelement ohne Längsnut, mit einem Lochanteil $\leq 15\%$
KS XL-N: KS-Planelement mit Längsnut, ohne Lochung
KS P: KS-Planstein mit einem Lochanteil $\leq 15\%$
KS L-P: KS-Planstein mit einem Lochanteil $> 15\%$

¹⁾ Auf Anfrage regional lieferbar

Tafel 14 Charakteristische Druckfestigkeit f_k [N/mm²] von Einsteinmauerwerk aus Kalksand-Loch- und -Hohlblocksteinen mit Normalmauermörtel

KS L/KS L-R Steindruckfestigkeitsklasse	Mörtelklasse			
	M 2,5	M 5	M 10	M 20
10¹⁾	3,5	4,5	5,0	5,6
12	3,9	5,0	5,6	6,3
16¹⁾	4,6	5,9	6,6	7,4

¹⁾ Auf Anfrage regional lieferbar

Tafel 15 Charakteristische Druckfestigkeit f_k [N/mm²] von Einsteinmauerwerk aus Kalksand-Vollsteinen und Kalksand-Blocksteinen mit Normalmauermörtel

KS/KS -R Steindruckfestigkeitsklasse	Mörtelklasse			
	M 2,5	M 5	M 10	M 20
12	5,4	6,0	6,7	7,5
16¹⁾	6,4	7,1	8,0	8,9
20	7,2	8,1	9,1	10,1
28¹⁾	8,8	9,9	11,0	12,4

¹⁾ Auf Anfrage regional lieferbar

Tafel 16 Maximalwert der charakteristischen Biegezugfestigkeit $f_{xk2,max}$ von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen

Steindruckfestigkeitsklasse der Mauersteine und Planelemente	10 ¹⁾	12	16 ¹⁾	20	28 ¹⁾
Umgerechnete mittlere Mindestdruckfestigkeit f_{st} [N/mm ²]	12,5	15	20	25	35
Maximalwert der charakteristischen Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen $f_{xk2,max}$ [N/mm ²]	Hohlblocksteine	0,125	0,150	0,200	0,250
	Hochlochsteine und Steine mit Grifföffnungen oder Grifftaschen	0,163	0,195	0,260	0,325
	Vollsteine ohne Grifflöcher oder Grifftaschen	0,200	0,240	0,320	0,400

¹⁾ Auf Anfrage regional lieferbar

3.4 Zentrische Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge

Unter bestimmten Beanspruchungen erfährt Mauerwerk Zugbeanspruchungen parallel zur Lagerfuge. Diese treten beispielsweise bei der Berechnung von Silos oder bei Zwangsbeanspruchungen infolge Verformungsbehinderung im Mauerwerk auf. Die Zugfestigkeit der Steine und der geregelte Verband des Mauerwerks ermöglichen die Aufnahme von Zugspannungen parallel zur Lagerfuge. Die Zugfestigkeit des Mörtels in der Stoßfuge wird dabei vernachlässigt. Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die Zugfestigkeit von Mauerwerk parallel zur Lagerfuge nicht angesetzt. Bei Versagen auf Zug sind zwei Versagensmechanismen möglich (Bild 6).

Für die zentrische Zugfestigkeit darf auf der sicheren Seite liegend der Wert der charakteristischen Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge Abschnitt 3.3 angesetzt werden.

3.5 Haftscherfestigkeit und Reibungsbeiwert

Die Anfangsscherfestigkeit, oft Haftscherfestigkeit genannt, beschreibt die vorhandene Verbundwirkung zwischen Steinen und Mörtel, die zu einer Querkraftragfähigkeit des Querschnitts auch ohne vorhandene vertikale Auflast führt. Die Haftscherfestigkeiten f_{vk0} nach Tafel 17 stellen wie früher die so genannten Rechenwerte der Haftscherfestigkeit bereits modifizierte Rechenwerte der Anfangsscherfestigkeit dar.

Der charakteristische Reibungsbeiwert zwischen Stein und Mörtel wird für alle Mauerwerksarten in den verschiedenen Nachweisen einheitlich mit $\mu = 0,6$ angesetzt.

3.6 Charakteristischer Wert der Schubfestigkeit

Die Schubfestigkeit f_{vk} ist eine wichtige Einflussgröße zur Beurteilung der Querkraftragfähigkeit von Mauerwerk, die vor allem für den Standsicherheitsnachweis von Aussteifungswänden und Kellerwänden von großer Bedeutung ist. Generell ist dabei zwischen Scheibenschub- und Plattenschubbeanspruchung zu unterscheiden.

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} ergibt sich als kleiner Wert für f_{vlt} aus nachfolgenden Beziehungen:

$$f_{vk} = \min \{ f_{vlt1}; f_{vlt2} \} \quad (3.4)$$

3.6.1 Scheibenschub

Die Schubfestigkeit von Mauerwerk unter Scheibenbeanspruchung ergibt sich aus der maximalen Tragfähigkeit der Steine oder der Lagerfuge, wobei unterschiedliche Versagensmechanismen (Reibungsversagen, Steinzugversagen sowie ggf. Schubdruckversagen und Fugenversagen durch Kippen der Einzelsteine) zu berücksichtigen sind.

Die Schubfestigkeit unter Scheibenbeanspruchung bestimmt sich bei Reibungs- oder Steinzugversagen nach dem von Mann/Müller [3] entwickelten Versagensmodell aus dem Gleichgewicht an einem aus der Wand herausgelösten (kleinen) Einzelstein (Bild 7). Dabei wird eine Übertragung von Schubspannungen über die Stoßfuge generell ausgeschlossen, da diese entweder unvermörtelt ausgeführt wird oder der Mörtel infolge Schwinden vom Stein abreißen kann. Aufgrund der fehlenden Spannungen

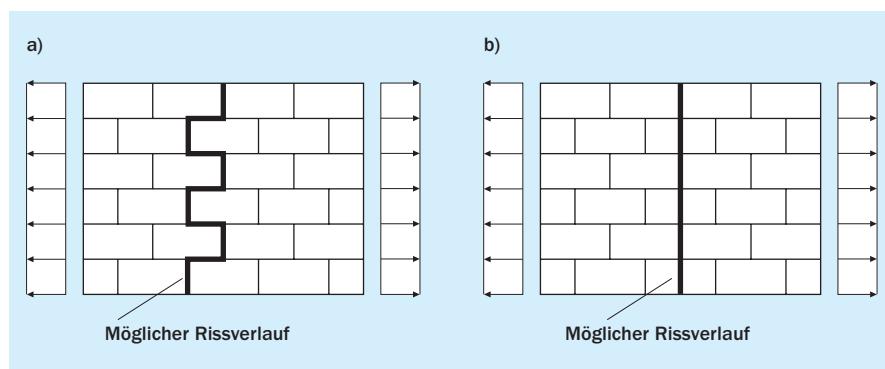


Bild 6 Zugbeanspruchung von Mauerwerk parallel zur Lagerfuge:
a) Versagen infolge Überschreitung der Reibungskraft, b) Steinzugversagen

Tafel 17 Haftscherfestigkeit f_{vk0} von Mauerwerk ohne Auflast nach DIN EN 1996-1-1/NA

Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 1 mm bis 3 mm)	f_{vk0} [N/mm ²]			
	Normalmauermörtel mit einer Festigkeit f_m [N/mm ²]			
	M 2,5	M 5	M 10	M 20
	2,5	5,0	10,0	20,0
0,22	0,08	0,18	0,22	0,26

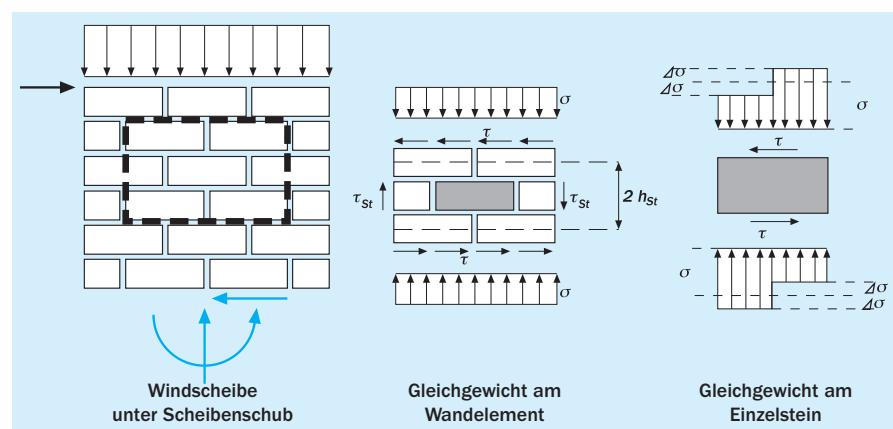


Bild 7 Zur Berechnung der Schubfestigkeit unter Scheibenbeanspruchung nach Mann/Müller [3]

an den Stoßfugen müssen zur Einhaltung des Momentengleichgewichtes am Einzelstein an der Steinober- und der Steinunterseite unterschiedlich gerichtete Normalspannungen wirken.

Für die Bestimmung der Schubfestigkeit von Mauerwerkswänden nach den Gleichungen (3.5) und (3.6) wird grundsätzlich von einer über die überdrückte Querschnittsfläche gemittelten vorhandenen Normalspannung σ_{Dd} ausgegangen. Zur Berücksichtigung der ungleichmäßigen Spannungsverteilung in den Lagerfugen wird in DIN EN 1996-1-1/NA bei Scheibenbeanspruchung ersatzweise ein abgeminderter Reibungsbeiwert von $\mu' = \mu / (1 + \mu) = 0,4$ und eine abgeminderte Haftscherfestigkeit f_{vk0} angesetzt. Bei größeren Normalspannungen ist zusätzlich ein Versagen der Steine auf Zug oder auch auf Druck möglich (Gleichung (3.7)).

Reibungsversagen

Bei vermortelten Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (3.5)$$

Bei unvermortelten Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (3.6)$$

Stein zugversagen

Die charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk bei Stein zugversagen (gilt für vermortelte und unvermortelte Stoßfugen) ergibt sich zu:

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \quad (3.7)$$

mit

f_{vk0} Haftscherfestigkeit nach Tafel 17

$f_{bt,cal}$ Charakteristische Steinzugfestigkeit (Tafel 18)

$f_{bt,cal} = 0,020 \cdot f_{st}$
für Hohlblocksteine

$f_{bt,cal} = 0,026 \cdot f_{st}$
für Hochlochsteine und Steine mit Grifflöchern oder Grifftaschen

$f_{bt,cal} = 0,032 \cdot f_{st}$
für Vollsteine der Höhe ≥ 248 mm ohne Grifflöcher oder Grifftaschen

f_{st} Umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit (Tafel 3) in N/mm²

In Tafel 19 sind die Werte für $f_{bt,cal}$ für die verschiedenen Steinarten ausgewertet.

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung.

Für Rechteckquerschnitte $\sigma_{Dd} = \frac{N_{Ed}}{A}$

$A = t \cdot l_{c,lin}$
überdrückte Querschnittsfläche

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

überdrückte Wandlänge

$$e_w = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}; \text{ die Exzentrizität in Wandlängstrichtung}$$

M_{Ed} Bemessungswert des einwirkenden Momentes in Wand längsrichtung

$N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk}$; im Regelfall ist die minimale Einwirkung maßgebend

Der kleinere der beiden Werte f_{vlt1} und f_{vlt2} ist für f_{vk} einzusetzen.

Bei Ansatz der Haftscherfestigkeit f_{vk0} ist bei rechnerisch ge rissen Querschnitten zusätzlich ein Randdehnungsnachweis zu führen.

3.6.2 Plattenschub

Bei Plattenschubbeanspruchung ist im Allgemeinen nicht mit einem Versagen der Steine infolge Überschreitung der Steinzug oder Steindruckfestigkeit zu rechnen, weshalb diese Versagensarten für den Nachweis unter Plattenschubbeanspruchung unberücksichtigt bleiben können. Zur Ermittlung der Schubfestigkeit findet daher lediglich das Kriterium Reibungsversagen Berücksichtigung. Des Weiteren treten bei Plattenschub ungleichmäßige Normalspannungen in der Lagerfuge nicht auf, so dass mit dem tatsächlichen Reibungsbeiwert zwischen Stein und Mörtel von $\mu = 0,6$ gerechnet werden kann. Basierend auf dieser Grundlage ermittelt sich der Maximalwert der charakteristischen Schubfestigkeit bei Plattenbeanspruchung gemäß DIN EN 1996-1-1/NA folgendermaßen:

■ Vermortelte Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd} \quad (3.8)$$

■ Unvermortelte Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = \frac{2}{3} \cdot f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd} \quad (3.9)$$

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung.

Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = \frac{N_{Ed}}{A}$

$A = t_{c,lin} \cdot l$
überdrückte Querschnittsfläche

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

überdrückte Wanddicke

Bei Plattenschub ist eine Betrachtung des Stein zugversagens (f_{vlt2}) nicht erforderlich.

3.7 Verformungseigenschaften

Zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit von Gebäuden aus Mauerwerk werden die zugehörigen Verformungseigenschaften benötigt. Aufgrund unterschiedlicher Last-, Feuchte-, und Temperatureigenschaften kann es bei bestimmten Wänden zu unerwünschten Rissen infolge Zwangbeanspruchung kommen, welche in der Regel für die Standsicherheit des Gebäudes als unkritisch angesehen werden können, jedoch die Gebrauchstauglichkeit und das optische Erscheinungsbild von Mauerwerk negativ beeinflussen können. Aufgrund der großen

Vielfalt an möglichen Kombinationen und der entsprechenden Spannungs-Dehnungs-Beziehung wird bei der Bemessung nach Eurocode 6 vereinfachend von einem vollplastischen Materialverhalten für alle Stein- und Mörtelarten ausgegangen. Das Elastizitätsmodul als bestimmende Materialkenngröße wird dabei entsprechend dem Nachweis (Knickssicherheitsnachweis oder Gebrauchstauglichkeitsnachweis) abgeschätzt. Die zur Berechnung von KS-Wandkonstruktionen benötigten Eingangsgrößen gemäß DIN EN 1996-1-1/NA zur Berechnung von Verformungen infolge von Schwind- oder Temperaturbeanspruchung oder auch Lasteinwirkung sind in Tafel 19 zusammengefasst.

Tafel 18 Charakteristische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ in Abhängigkeit von der Steinsorte und der Druckfestigkeitsklasse nach DIN EN 1996-1-1/NA

Druckfestigkeitsklasse der Mauersteine und Planelemente		10	12	16	20	28
Umgerechnete mittlere Mindestdruckfestigkeit f_{st} [N/mm ²]		12,5	15,0	20,0	25,0	35,0
Rechnerische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ [N/mm ²]	Hohlblocksteine	0,25	0,30	0,40	0,50	0,70
	Hochlochsteine und Steine mit Grifföffnungen oder Grifftaschen	0,32	0,39	0,52	0,65	0,91
	Vollsteine ohne Grifflöcher oder Grifftaschen	0,40	0,48	0,64	0,80	1,12

Die regionalen Lieferprogramme sind zu beachten.

Tafel 19 Verformungskennwerte von KS-Mauerwerk mit Normalmauermörtel und Dünnbettmörtel nach DIN EN 1996-1-1/NA

Endkriechzahl ¹⁾ φ_{∞} [-]		Endwert der Feuchtedehnung ²⁾ [mm/m] Rechenwert Wertebereich		Wärmeausdehnungskoeffizient α_t [10 ⁻⁶ /K] Rechenwert Wertebereich		E-Modul [N/mm ²] Rechenwert Wertebereich	
Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich
1,5	1,0–2,0	-0,2	-0,3 – -0,1	8	7–9	$950 \cdot f_k$	800–1250 · f_k

¹⁾ Endkriechzahl $\varphi_{\infty} = \varepsilon_{\infty} / \varepsilon_{el}$, mit ε_{∞} als Endkriechmaß und $\varepsilon_{el} = \sigma / E$ ²⁾ Endwert der Feuchtedehnung ist bei Stauchung negativ und bei Dehnung positiv angegeben.

4. Aussteifung von Gebäuden und Schnittgrößenermittlung

4.1 Räumliche Steifigkeit

Nach DIN EN 1996-1-1/NA sowie auch DIN EN 1996-3/NA müssen alle horizontalen Einwirkungen sicher in den Baugrund weitergeleitet werden. Dabei kann auf einen rechnerischen Nachweis 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 Wänden vorhanden ist, die ohne größere Schwächungen und Versprünge bis auf die Fundamente geführt werden. Nur wenn bei einem Bauwerk nicht von vornherein erkennbar ist, dass Steifigkeit und Stabilität entsprechend gesichert sind, ist ein rechnerischer Nachweis der Gesamtaussteifung erforderlich.

Die räumliche Steifigkeit von Bauwerken und deren Stabilität ist hinsichtlich der Standsicherheit von besonderer Bedeutung. Dies gilt insbesondere für die Aufnahme und die Weiterleitung der horizontalen Einwirkungen auf das Bauwerk. Dabei muss nicht nur die Standsicherheit der einzelnen Wände, sondern auch die Stabilität des Gesamtbauwerks gewährleistet sein. Ist ein Bauwerk durch Fugen unterteilt, muss jeder Gebäudeabschnitt für sich ausgesteift sein.

Die wesentlichen horizontalen Einwirkungen auf Mauerwerksgebäude sind:

- Winddruck und Windsog
- Erddruck
- Seismizität/Erdbeben (je nach geographischer Lage)
- Imperfektionen

Hierunter versteht man eine ungewollte Abweichung vom planmäßigen Zustand, z.B. durch Lotabweichungen von vertikalen Bauteilen, Vorkrümmungen von Stabachsen, Eigenspannungen und strukturellen Imperfektionen durch Toleranzen der Querschnittsabmessungen. Ihr Einfluss darf nach DIN EN 1996-1-1/NA (Abschnitt 5.3) näherungsweise durch den Ansatz geometrischer Ersatzimperfektionen in Form einer Schiefstellung aller lotrechten Bauteile erfasst werden. Gegenüber der Sollachse ist hierfür eine Schiefstellung um den Winkel in Abhängigkeit der Gebäudehöhe anzusetzen, aus der zusätzliche Horizontallasten auf die aussteifenden Bauteile resultieren (Bild 9).

Für die Aussteifung eines Gebäudes sind stets mindestens drei Wandscheiben, deren Wirkungslinien sich nicht in einem Punkt schneiden und die nicht alle parallel angeordnet sind, sowie eine schubsteife Deckenscheibe (oder ein statisch nachgewiesener Ringbalken) erforderlich. Lage und Richtung der Wandscheiben sollten zudem so gewählt werden, dass die Verdrehung des Gebäudes um seine vertikale Achse gering bleibt. Ferner sollten Wandscheiben derart angeordnet werden, dass Zwangbeanspruchungen der Geschossdecken vermieden werden. Bild 8 zeigt einige Beispiele für günstige und ungünstige Anordnungen von Wandscheiben. Vereinbarungsgemäß nehmen dabei Wandscheiben nur Lasten in Richtung ihrer starken Achse auf, da ihre Biegesteifigkeit bei der Bemessung um die schwache Achse vernachlässigt wird. Ferner wird angenommen, dass Stützen und in der Regel auch Pfeiler und kurze Wandabschnitte aufgrund ihrer geringen Biegesteifigkeit ebenfalls nicht zur Aussteifung beitragen.

Werden mehrere Wandscheiben schubfest miteinander verbunden (z.B. durch Aufmauerung im Verband), so entstehen

L- oder U-förmige Aussteifungselemente, die sich durch höhere Steifigkeiten auszeichnen. Der Nachweis dieser Aussteifungselemente muss nach dem genaueren Berechnungsverfahren gemäß DIN EN 1996-1-1/NA erfolgen. Zusammengesetzte torsionssteife Querschnitte aus Wänden bezeichnet man als Aussteifungskerne.

Bei großer Nachgiebigkeit der aussteifenden Bauteile müssen deren Formänderungen bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden. Für vertikale Tragglieder ist nach DIN EN 1996-1-1/NA (Abschnitt 5.4) ein Nachweis nach Theorie II. Ordnung (Knick Sicherheitsnachweis) erforderlich, wenn der Schnittgrößenzuwachs infolge der Tragwerksverformungen größer ist als 10 % der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung. Die Berücksichtigung der Einflüsse nach Theorie II. Ordnung darf entfallen, wenn die lotrechten aussteifenden Bauteile in der betrachteten Richtung die folgenden Bedingungen (Gleichung 4.1) erfüllen und die lotrecht aussteifenden Bauteile annähernd symmetrisch angeordnet sind oder keine maßgebende Torsionsbeanspruchung auftritt.

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{EI}} \begin{cases} \leq 0,2 + 0,1 \cdot n & \text{für } n < 4 \\ \leq 0,6 & \text{für } n \geq 4 \end{cases} \quad (4.1)$$

mit

h_{tot} Gesamthöhe des Tragwerks ab der rechnerischen Einspannebene

N_{Ed} Summe aller charakteristischen Vertikallasten ($g_k + q_k$) des Gebäudes in Höhe der rechnerischen Einspannebene ($\gamma_F = 1,0$)

EI Summe der Biegesteifigkeit aller lotrechten aussteifenden Bauteile im Zustand I, nach der Elastizitätstheorie, die in der betrachteten Richtung wirken

n Anzahl der Geschosse ab der rechnerischen Einspannebene

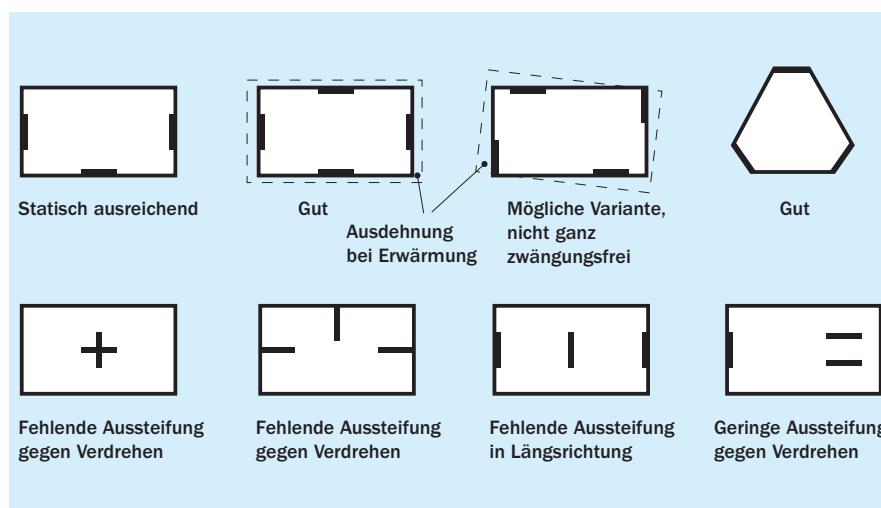


Bild 8 Günstige und ungünstige Anordnung von Wandscheiben im Grundriss (nach [14])

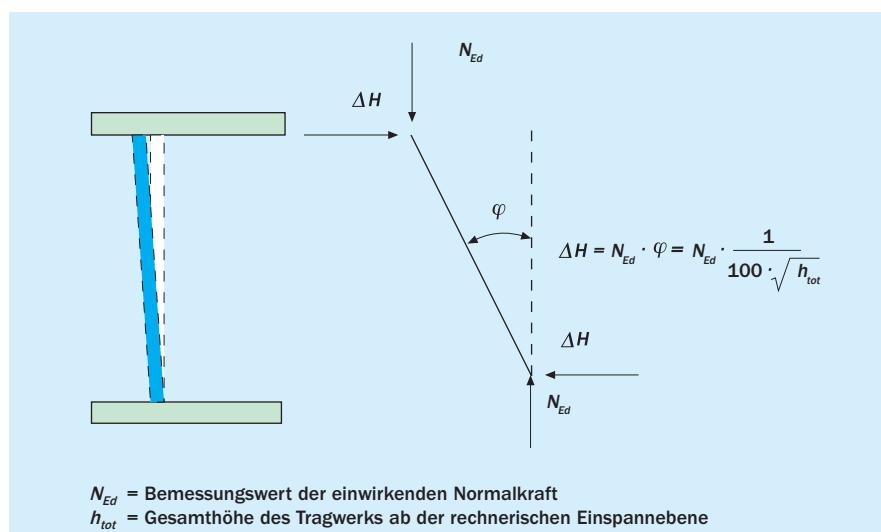


Bild 9 Lotabweichung für den Nachweis der Gebäudeaussteifung

Bei der räumlichen Steifigkeit ist darauf zu achten, dass alle tragenden und aussteifenden Wände mit den Decken kraftschlüssig verbunden sind. Nach DIN EN 1996-1-1/NA müssen die Wandscheiben entweder durch Reibung (Stahlbetondecken) oder Zuganker (z.B. bei Holzbalkendecken) an die Deckenscheibe angeschlossen sein.

Im Allgemeinen ist die Verwendung von Trennlagen bei KS-Mauerwerk am Wandkopf unter den Decken nicht erforderlich. Lediglich bei Deckenauflagern in Eckbereichen (Aufschüsseln) und/oder unter der obersten Geschossdecke können diese notwendig werden.

Mauerwerksbauten üblicher Abmessungen besitzen im Allgemeinen eine Vielzahl von aussteifenden Wandscheiben. Bei einer kraftschlüssigen Verbin-

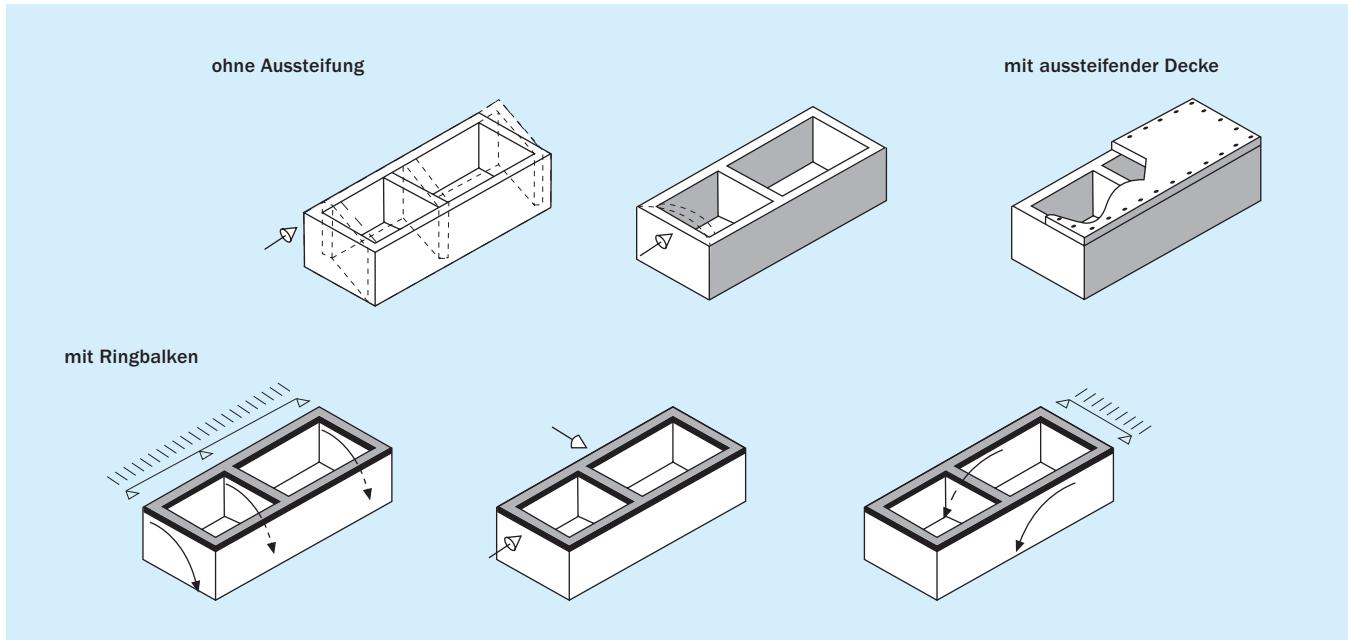


Bild 10 Formstabilität durch Anordnung von Ringbalken (nach [5])

dung der Wände mit einer schubsteifen Deckenscheibe bildet sich gegenüber einer horizontalen Einwirkung ein formstabiles System. Ist die Scheibenwirkung der Geschossdecke nicht gewährleistet (z.B. bei Holzbalkendecken oder nicht verbundenen Fertigteildecken), verschieben sich die Wandscheiben infolge der horizontalen Einwirkungen. Da dann die erforderliche räumliche Steifigkeit nicht gegeben ist, müssen Ringanker bzw. -balken vorgesehen werden, die sich beispielsweise mit ausbetonierte KS-U-Schalen herstellen lassen (Bild 10).

4.2 Aussteifung tragender Wände

Bei schlanken Mauerwerkswänden kann neben dem Überschreiten der Querschnittstragfähigkeit ein Spannungsversagen nach Theorie II. Ordnung (Knickung) für die Bemessung maßgebend sein. Die bezogene Wandschlankheit (Knicklänge h_{ef} /Wanddicke t) einer Mauerwerkswand ist ein Maß für ihre Knickgefahr und neben der Geschossshöhe auch davon abhängig, ob und wie die Wand an ihren Rändern durch Deckenscheiben und/oder Querwände gehalten ist. Je nach Anzahl der rechtwinklig zur Wandebene unverschieblich gehaltenen Ränder unterscheidet man zwischen zwei-, drei- und vierseitig gehaltenen sowie frei stehenden Wänden.

INFO

Kalksandsteinwände werden im Regelfall zweiseitig gehalten bemessen. Nur bei sehr ungünstigen Lastfällen ist ggf. der An- satz weiterer (seitlicher) Halterungen erforderlich.

Überschreiten die Abstände der aussteifenden Querwände ein gewisses Maß, so geht ihre aussteifende Wirkung verloren. Da- her ist eine Begrenzung dieser Abstände zur Sicherstellung ei-

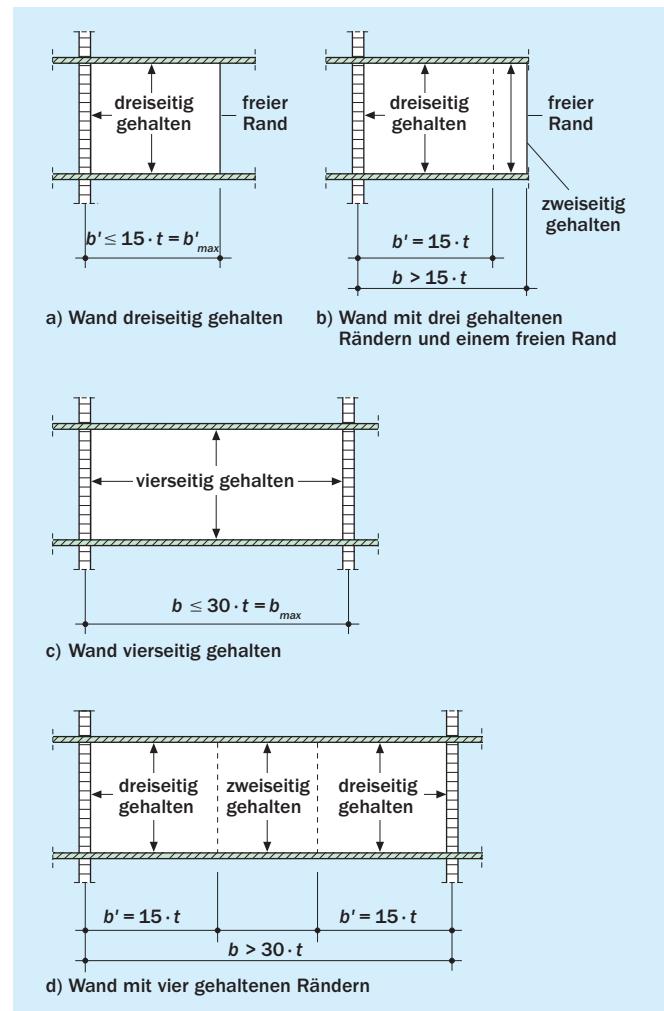


Bild 11 Einfluss der Wandbreite auf die Halterung

ner zweiachsigen Tragwirkung erforderlich (Bild 11):

- $b' \leq 15 \cdot t$ bei dreiseitig gehaltenen Wänden
- $b \leq 30 \cdot t$ bei vierseitig gehaltenen Wänden

Die aussteifenden Wände müssen darüber hinaus folgende Anforderungen erfüllen (Bild 12):

- Wandlänge $l_w \geq 1/5 \cdot h$ (h = lichte Geschosshöhe)
- Mindestdicke der aussteifenden Wände $1/3$ der Dicke der auszusteifenden Wand, mindestens aber $11,5$ cm
- Im Bereich von Tür- und Fensteröffnungen gelten für die Länge der aussteifenden Wände die Bedingungen nach Bild 12 c, d

Sollen Wände durch Querwände ausgesteift werden, so darf nach DIN EN 1996-1-1/NA eine unverschiebbliche Halterung nur dann angenommen werden, wenn die Wände aus Baustoffen gleichen Verformungsverhaltens bestehen und gleichzeitig im Verband hochgeführt werden. Anstelle des Verbandes zwischen Längs- und Querwand kann die zug- und druckfeste Verbindung durch andere Maßnahmen gesichert sein. Unter diesen anderen Maßnahmen ist z.B. der Wandanschluss in Stumpfstoßtechnik zu verstehen.

Stumpf gestoßene Wände sind als zwei- seitig gehalten zu bemessen. Falls in Ausnahmefällen die auszusteifende Wand drei- oder vierseitig gehalten bemessen werden soll, ist die in Bild 13 angegebene Regelausführung zu beachten.

INFO

Grundsätzlich können alle Wandanschlüsse stumpf gestoßen werden. Es wird jedoch empfohlen, die Außenecken von Kelleraußenwänden – auch unter Annahme zweiseitiger Halterung – aus konstruktiven Gründen immer miteinander zu verzahnen. Alle übrigen Wandanschlüsse (auch Außenecken von Wänden ohne Erddruck) können stumpf gestoßen werden.

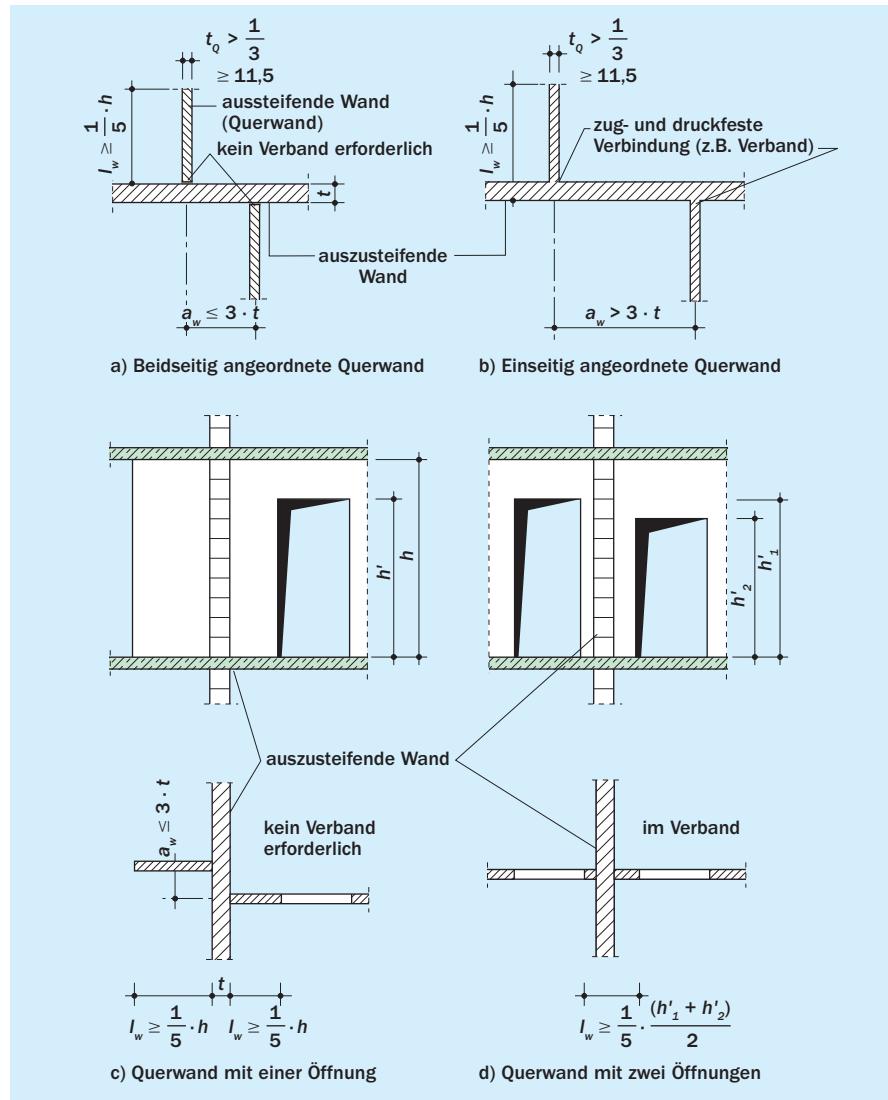


Bild 12 Bedingungen für aussteifende Wände

- Es gilt:
1. Edelstahl-Flachanker 30 cm lang, Ankerdicke $t = 0,75$ mm.
 2. Aus baupraktischen Gründen wird empfohlen, generell Edelstahl-Flachanker einzulegen. Die Anschlussfuge ist zu vermörteln.
 3. Für den Bereich B gilt: 1 Flachanker alle 25 cm entspricht 2 Ankern alle 50 cm.

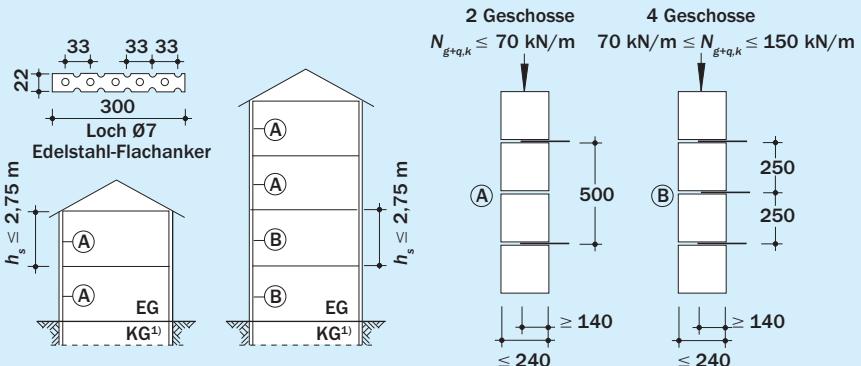


Bild 13 KS-Stumpfstoßtechnik, Regelausführung bei Annahme einer drei- oder vierseitigen Halterung der tragenden Wand (Schichthöhe ≤ 25 cm)

5. Bemessung nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren in DIN EN 1996-3/NA:2012-01

5.1 Allgemeines und Anwendungsgrenzen

Grundlage jeder Tragwerksbemessung ist es, die Einwirkungen, die auf ein Bauwerk und seine Bauteile wirken, wirklichkeitsnah zu erfassen und deren sicheren Abtrag in den Baugrund nachzuweisen. Dabei ist je nach Beanspruchungsart der Wände zwischen Platten- und Scheibenbeanspruchung zu unterscheiden. Einwirkungen in Richtung der Wandebene erzeugen eine Scheibenbeanspruchung, wohingegen Einwirkungen quer zur Mittelfläche zu einer Plattenbeanspruchung führen (Bild 14).

Für die Bemessung von Mauerwerkswänden stehen im Eurocode 6 zwei Berechnungsverfahren zur Verfügung:

- das vereinfachte Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA [7]
- das genauere Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA [6]

Die Grundlagen beider Berechnungsverfahren sind identisch. Die gleichzeitige Verwendung in einem Gebäude ist zulässig.

Die Anwendung der genaueren Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA ist gegenüber den vereinfachten Berechnungsverfahren insbesondere in zwei Fällen zu empfehlen. Zum einen kann es angewendet werden, wenn die Randbedingungen zur Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens nicht eingehalten sind, zum anderen können teilweise erheblich höhere rechnerische Tragfähigkeiten bei Biegebeanspruchung erzielt werden. Demgegenüber steht allerdings eine ggf. recht aufwändige Schnittgrößenermittlung, da sowohl die Berechnung der Knotenmomente als auch die rechnerische Berücksichtigung von Windlasten erforderlich ist.

Die vereinfachten Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA ermöglichen den statischen Nachweis eines Großteils aller im Mauerwerksbau auftretenden Problemstellungen auf der Basis von Bemessungsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit innerhalb kürzester Zeit und ohne großen Aufwand. Wesentlicher Vorteil dieser Vorgehensweise ist, dass die auf die Wand einwirkenden Biegebeanspruchungen aus Lastexzentrizität und Windeinwirkungen in stark vereinfachter Form bei der Bemessung Berücksichtigung finden, so dass auf die Ermittlung dieser Einwirkungen verzichtet werden kann. Im Gegensatz zur Vorgängernorm DIN 1053-1 darf dieses Verfahren nun auch bei nicht vollständig auf der Wand aufliegenden Deckenscheiben angewendet werden. In Sonderfällen kann ein detaillierterer Nachweis von Einzelbauteilen nach dem genaueren Verfahren erfolgen, obwohl die übrigen Bauteile mit den vereinfachten Berechnungsverfahren nachgewiesen werden.

Bei Einhaltung der Anwendungsgrenzen des vereinfachten Berechnungsverfahrens und der nachfolgend genannten Randbedingungen ist kein Nachweis ausreichender Querkrafttragfähigkeit erforderlich. DIN EN 1996-3/NA enthält daher auch keine Regelungen zum Querkraftnachweis.

Bei der Berechnung nach dem vereinfachten Verfahren werden folgende Näherungen getroffen:

- Auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung des Gebäudes 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 werden. Bei Elementmauerwerk mit einem planmäßigen Überbindemaß $l_{ol} < 0,4 \cdot h_u$ ist bei einem Verzicht auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung des Gebäudes die ggf. geringere Schubtragfähigkeit bei hohen Auflasten zu berücksichtigen. Die Entscheidung für oder gegen einen Aussteifungsnachweis obliegt dem planenden Ingenieur. Ist bei einem Bauwerk nicht von vornherein erkennbar, dass dessen Aussteifung gesichert ist, so ist ein rechnerischer Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit der zugehörigen Bauteile in Scheibenrichtung nach dem genaueren Verfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA zu führen. Gegebenenfalls ist hierbei auch ein Nachweis der kombinierten Beanspruchung zu führen. Der Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit darf aber trotzdem nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren geführt werden.
- Der Einfluss von Windlasten senkrecht zur Wandebene von tragenden Wänden kann vernachlässigt werden, wenn eine ausreichende horizontale Halterung am Wandkopf und -fuß gegeben ist.
- Bestimmte Beanspruchungen, z.B. Biegemomente aus Deckeneinspannungen, ungewollte Ausmitten beim Knicknachweis, Wind auf tragende Wände sind nicht gesondert nachzuweisen, sondern sind durch den Sicherheitsabstand, der dem Berechnungsverfahren zugrunde liegt, oder durch konstruktive Regeln und Grenzen abgedeckt. Voraussetzung: Es treten in halber Geschoss Höhe der Wand nur Biegemomente aus der Deckeneinspannung oder -auflagerung und aus Windlasten auf.
- Greifen abweichend von den vorherigen Randbedingungen an tragenden Wänden größere horizontale Lasten an, so ist der Nachweis nach DIN EN 1996-1-1/NA mit dem genaueren Berechnungsverfahren zu führen.
- Ein Versatz der Wandachsen infolge einer Änderung der Wanddicken gilt dann nicht als größere Ausmitte, wenn der Querschnitt der dickeren tragenden Wand den Querschnitt der dünneren tragenden Wand umschreibt.

Aufgrund der genannten Randbedingungen ist die Anwendung des vereinfachten Verfahrens nur unter bestimmten Voraussetzungen zulässig. Die Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens sind:

- Die Anwendungsgrenzen nach Tafel 20 sind eingehalten.
- Gebäudehöhe über Gelände $h_m \leq 20$ m; Diese Einschränkung ist erforderlich, um im Normalfall auf genauere Nachweise zur Gebäudeaussteifung verzichten zu können. Als

Tafel 20 Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens nach DIN EN 1996-3/NA

Bauteil	Wanddicke t [mm]	Allgemein	Maximal zulässige lichte Wandhöhe h [m]		
			Mauerwerk aus Kalksandsteinen mit Normalmauermörtel und Dünnbettmörtel ³⁾		
			Mauerwerksdruckfestigkeit f_k [N/mm ²]	$\geq 3,5$	$\geq 5,0$
Tragende Außenwände und zweischalige Haustrennwände	≥ 115 ^{1),2)}	2,75	2,75	2,75	2,75
	≥ 150	2,75 ²⁾	2,75 ²⁾	3,00 ⁴⁾	3,30 ⁵⁾
	≥ 175	2,75	3,00	3,30	3,60 ⁵⁾
	≥ 200	2,75	3,60	3,60	3,60 ⁵⁾
	≥ 240	$12 \cdot t$	3,60	3,60	3,60 ⁵⁾
	≥ 300	$12 \cdot t$	$12 \cdot t$	$12 \cdot t$	$12 \cdot t$
Tragende Innenwände	≥ 115	2,75	3,60	3,60	3,60
	≥ 240	Keine Einschränkung			

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

²⁾ Charakteristische Nutzlast einschließlich Zuschlag für nicht tragende innere Trennwände $q_k \leq 3,0$ kN/m².

³⁾ Anwendungsvoraussetzungen:

- bei Außenwänden mit charakteristischer Windlast $w_k \leq 1,25$ kN/m²;
- über die Wanddicke t vollaufliegende Stahlbetondecke und Betonfestigkeitsklassen C20/25;
- Mindestdeckendicke infolge Begrenzung der Deckenschlankheit nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, 7.4.2, und Deckendicke ≥ 180 mm;
- betrachtetes Geschoss entspricht in Grund- und Aufriss weitgehend den darüber- und darunterliegenden Geschossen;
- Interpolation zwischen Festigkeitsklassen nicht zulässig.

⁴⁾ Gilt bei KS-Mauerwerk nur für $f_k \geq 5,5$ N/mm².

⁵⁾ Bei Außenwänden mit charakteristischer Windlast von $1,25 \text{ kN/m}^2 < w_k \leq 2,2 \text{ kN/m}^2$ sind lichte Wandhöhen bis $h = 3,0$ m zulässig.

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

- Stützweite der Decke $l_f \leq 6,0$ m, sofern die Biegemomente aus dem Deckendrehwinkel nicht durch konstruktive Maßnahmen, z.B. Zentrierleisten, begrenzt werden; Bei größeren Stützweiten treten infolge der Einspannung der Decken in die Wände erhöhte Kantenpressungen gegenüber einer zentrischen Belastung auf, die über die zulässigen Spannungen nicht mehr abgedeckt sind. Bei zweiachsig gespannten Decken ist für die Länge l_f die kürzere der beiden Stützweiten anzusetzen.
- Das Überbindemaß l_{ol} nach DIN EN 1996-1-1 muss mindestens $0,4 \cdot h_u$ und mindestens 45 mm betragen. Nur bei Elementmauerwerk darf das Überbindemaß l_{ol} auch $0,2 \cdot h_u$, mindestens aber 125 mm betragen.
- Die Deckenauflagertiefe a muss mindestens die halbe Wanddicke ($t/2$), jedoch mehr als 100 mm betragen. Bei einer Wanddicke $t \geq 365$ mm darf die Mindestdeckenauflagertiefe auf $0,45 \cdot t$ reduziert werden.
- Für den Nachweis von Kellerwänden gelten die Voraussetzungen nach Abschnitt 7.1.
- Freistehende Wände sind nach DIN EN 1996-1-1/NA nachzuweisen.

Der übliche Mauerwerksbau im Hochbau wird in aller Regel innerhalb des genannten Anwendungsbereichs des vereinfachten Berechnungsverfahrens liegen.

Es gelten darüber hinaus die Einschränkungen bezüglich der Gebäudehöhe, der Deckenstützweite und der Schlankheit (siehe Abschnitt 5.2).

5.2 Anwendungsgrenzen in Abhängigkeit der Windzone

Selbst die vereinfachte Normtabelle für KS-Mauerwerk nach Tafel 20 ist aufgrund der zahlreichen Fußnoten und insbesondere wegen der Unterscheidung nach der Windbeanspruchung verhältnismäßig unübersichtlich. Es ist daher im Hinblick auf die praktische Anwendung sinnvoll, diese Tabelle noch weiter zu vereinfachen und nur die tatsächlich benötigten Parameter in direkter Abhängigkeit der Windzonen darzustellen. Die maximal zulässigen lichten Wandhöhen für KS-Mauerwerk, für die ein vereinfachter Nachweis ausreichend ist, sind nachfolgend in Abhängigkeit der betreffenden Windzone und der Stein-Mörtel-Kombination übersichtlich zusammen gestellt (Tafel 21). Hierbei ist berücksichtigt, dass Festigkeitsklassen ≥ 20 nur von Vollsteinen erreicht werden.

Tafel 21 Anwendungsgrenzen in Abhängigkeit der Windzone

Voraussetzungen für die Anwendung von KS-Mauerwerk im vereinfachten Nachweisverfahren							
Bauteil	Wanddicke [mm]	Maximal zulässige lichte Wandhöhe h [m]					
		Binnenland			Binnenland		
		Windzone 1, Windzone 2 ¹⁾ Windzone 3 (Höhe ≤ 10 m)			Windzone 3 (Höhe > 10 m), Windzone 4 Küste und Inseln alle Windzonen		
Außenwände und zweischalige Haustrennwände	KS ≥ 12 NM	KS ≥ 12 DM	KS ≥ 20 ²⁾ DM	KS ≥ 12 NM/DM	KS ≥ 20 ²⁾ DM		
	≥ 150	2,75	3,00	3,30	2,75	3,00	
	≥ 175	3,00	3,30	3,60			
	≥ 200	3,60					
	≥ 240	3,60			2,88		
	≥ 300	3,60			3,60		
Innenwände	≥ 365	4,38			Keine Einschränkung		
	≥ 115	3,60			Keine Einschränkung		
¹⁾ In Windzone 2 bei Gebäudehöhen ≤ 10 m auch an der Küste und auf den Inseln der Ostsee ²⁾ Bei Kalksandplantelementen ohne Lochung (KS XL) auch Druckfestigkeitsklasse 16 zulässig							

Randbedingungen:

- Voll aufliegende Stahlbetondecke ≥ C20/25
- Deckendicke ≥ 180 mm und Begrenzung der Deckenschlankheit nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, 7.4.2
- Geschossgrund- und -aufriss entsprechen weitgehend den darunter und darüber liegenden Geschossen

5.3 Knicklänge und Schlankheit

Für den Knicksicherheitsnachweis von Druckstäben ist es im Allgemeinen üblich, die Lagerungsbedingungen an den Stabenden über die Knicklänge h_{ef} zu erfassen und damit das Knickproblem auf den so genannten Eulerfall II des gelenkig gelagerten Ersatzstabes zurückzuführen. Dieses Prinzip lässt sich auch auf mehrseitig gehaltene Wände übertragen. Da im Mauerwerksbau das Ausknicken der Wände im Allgemeinen nur zwischen den Geschossdecken erfolgen kann, genügt es, dem Knicksicherheitsnachweis die lichte Geschosseshöhe h zwischen den Decken zugrunde zu legen.

Bei zweiseitig gehaltenen Wänden beträgt die Knicklänge im Regelfall:

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h \quad (5.1)$$

mit

h_{ef} Knicklänge
 h Lichte Geschosseshöhe

ρ_2 Abminderungsbeiwert nach Tafel 22

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t} \quad \text{Schlankheit} \quad (5.2)$$

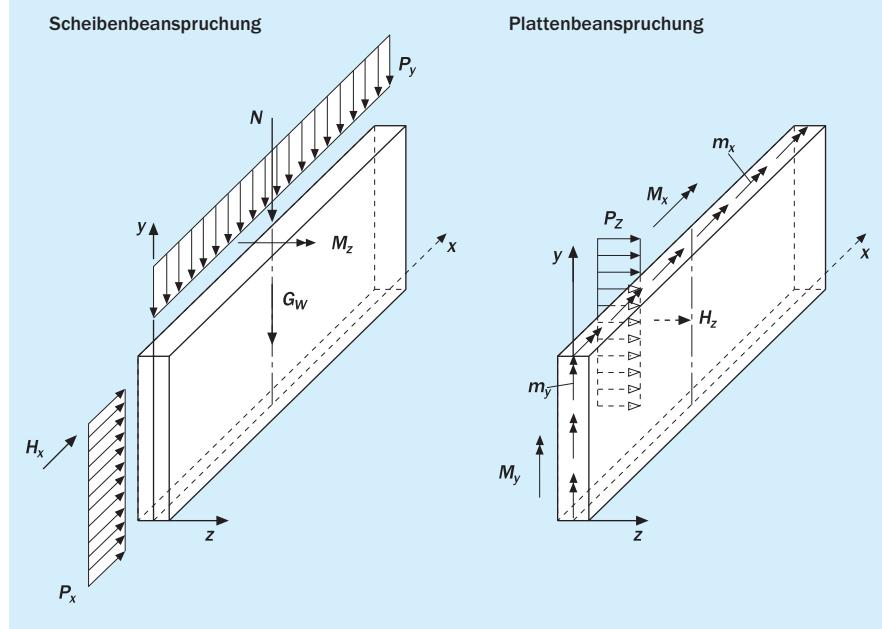


Bild 14 Beanspruchung von Mauerwerkswänden

Bei flächig aufgelagerten massiven Plat-

tendecken oder Rippendecken nach DIN EN 1992-1/NA mit lastverteilenden Balken und falls keine größeren horizonta-

len Lasten als die planmäßigen Windlasten rechtwinklig auf die Wände wirken, darf bei zweiseitig gehaltenen Wänden die Einspannung der Wand in den Decken durch eine Abminderung der Knicklänge berücksichtigt werden. Als flächig aufgelagerte Massivdecken in diesem Sinn gelten auch Stahlbetonbalken- und Rippendecken nach DIN EN 1992-1/NA mit Zwischenbauteilen, bei denen die Auflagerung durch Randbalken erfolgt (Bild 15).

Bei Wänden, die nur oben und unten (z.B. durch Ringbalken mit ausreichender Steifigkeit oder Holzbalkendecken) horizontal gehalten und durch die Decken oder das Dach nicht eingespannt sind, gilt $\rho_2 = 1,0$.

Die Berechnung der Knicklänge von drei- und vierseitig gehaltenen Wänden kann mit Hilfe der Gleichungen (5.3), (5.4) und (5.5) erfolgen. Überschreitet der Abstand der aussteifenden Wände den zulässigen Grenzwert (b bzw. b'), muss die Wand als rechnerisch zweiseitig gehalten angenommen werden (Bild 16). Für großformatige Kalksandsteine mit reduzierten Überbindemaßen ($l_{ol} < 0,4 \cdot h_u$) sind die Knicklängen unter Berücksichtigung der Anpassungsfaktoren α_3 , α_4 nach Tafel 23 zu berechnen. Für klein-, mittel- und großformatiges Mauerwerk mit einem planmäßigen Überbindemaß $l_{ol}/h_u \geq 0,4$ dürfen die Anpassungsfaktoren $\alpha_3 = \alpha_4 = 1,0$ angesetzt werden.

Für dreiseitig gehaltene Wände gilt:

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\alpha_3 \cdot \frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot b'} \right)^2} \cdot \rho_2 \cdot h \geq 0,3 \cdot h \quad (5.3)$$

Tafel 22 Knicklängenbeiwert ρ_2 zur Ermittlung der Knicklänge h_{ef} für zweiseitig gehaltene Wände im vereinfachten Berechnungsverfahren

Wanddicke t [cm]	Knick- längen- beiwert ρ_2 [-]	Erforderliche Mindestauflager- tiefe der Decke a [cm]
$\leq 17,5$	0,75	$a = t$
$17,5 < t < 24$	0,90	$a = t$
$24 \leq t \leq 25$	0,90	$a \geq 17,5$
> 25	1,00	–

Tafel 23 Anpassungsfaktoren α_3 und α_4 zur Abschätzung der Knicklänge von Wänden aus Elementmauerwerk mit einem Überbindemaß $0,2 \leq l_{ol}/h_u < 0,4$

Element- geometrie h_u/l_u	0,5	0,625	1,0	2,0
Dreiseitige Halterung α_3	1,0	0,90	0,83	0,75
Vierseitige Halterung α_4	1,0	0,75	0,67	0,60

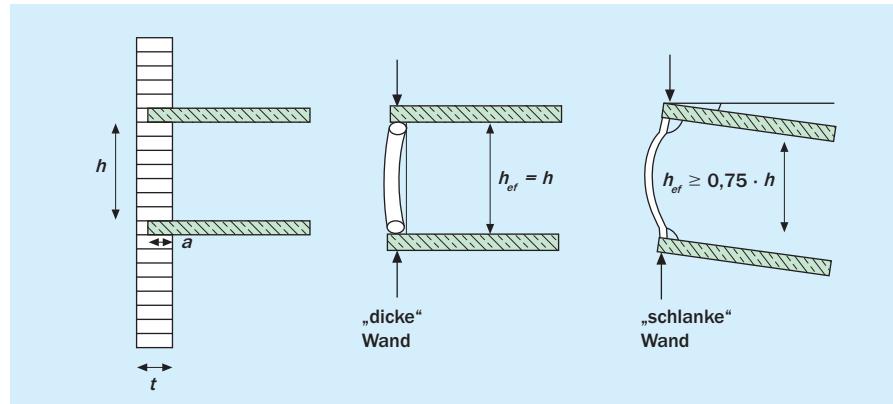


Bild 15 Einstellung von Geschossdecken und deren Auswirkung auf die Knicklänge

Für vierseitig gehaltene Wände gilt:

$$\text{Für } \alpha_4 \cdot \frac{h}{b} \leq 1$$

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\alpha_4 \cdot \frac{\rho_2 \cdot h}{b} \right)^2} \cdot \rho_2 \cdot h \quad (5.4)$$

$$\text{Für } \alpha_4 \cdot \frac{h}{b} > 1$$

$$h_{ef} = \frac{b}{2 \cdot \alpha_4} \quad (5.5)$$

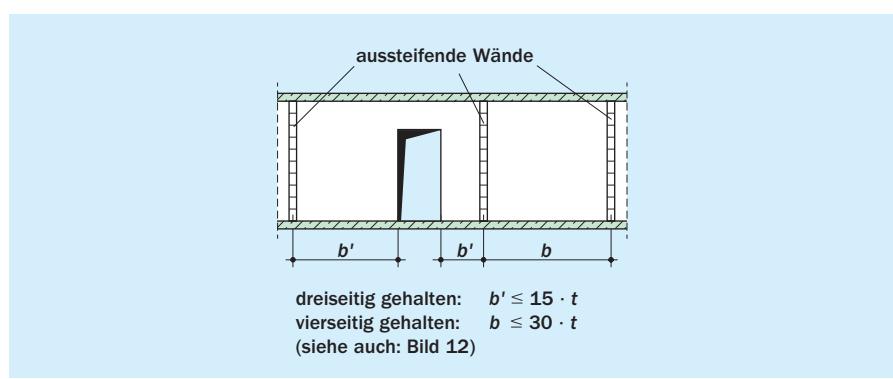


Bild 16 Abstände der aussteifenden Wände bei dreiseitig und vierseitig gehaltenen Wänden

mit

b, b' Abstand des freien Randes von der Mitte der aussteifenden Wand bzw. Mittenabstand der aussteifenden Wand nach Bild 16. Ist die Wand im Bereich des mittleren Drittels der Wandhöhe durch vertikale Schlitze der Aussparungen geschwächt, so ist für t die Restwanddicke einzusetzen oder ein freier Rand anzunehmen. Unabhängig von der Lage eines vertikalen Schlitzes oder einer Aus-

sparung ist an ihrer Stelle ein freier Rand anzunehmen, wenn die Restwanddicke kleiner als die halbe Wanddicke oder kleiner als 115 mm ist.

α_3, α_4 Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung von verminderter Überbindemaßen

ρ_2 Abminderungsbeiwert nach Tafel 22

5.4 Nachweisformat und Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

Die Tragfähigkeit von Wänden mit zentrischer und exzentrischer (vertikaler) Druckbeanspruchung gilt nach DIN EN 1996-3/NA als nachgewiesen, wenn die einwirkende Bemessungsnormalkraft N_{Ed} den Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd} nicht überschreitet:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (5.6)$$

Vereinfachend genügt es, die maximale innerhalb der Wand auftretende Normalkraft N_{Ed} , der kleinsten aufnehmbaren N_{Rd} gegenüberzustellen. Die Ausnutzung der Wand kann jedoch erhöht werden, wenn der Nachweis an der jeweiligen Bemessungsstelle (Wandkopf, Wandmitte, Wandfuß) mit der jeweiligen einwirkenden Normalkraft N_{Ed} sowie dem zugehörigen Traglastfaktor Φ geführt wird. Die Ermittlung der Bemessungsnormalkraft N_{Ed} erfolgt unter Berücksichtigung der Einwirkungen und des Sicherheitskonzepts. Im Allgemeinen genügt der Ansatz:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot \Sigma N_{Gk} + 1,5 \cdot \Sigma N_{Qk} \quad (5.7)$$

Noch weiter vereinfachend darf in Hochbauten mit Decken aus Stahlbeton, die mit charakteristischen Nutzlasten von maximal 3,0 kN/m² belastet sind, angesetzt werden:

$$N_{Ed} = 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) \quad (5.8)$$

5.5 Ermittlung des Tragwiderstandes (Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft)

5.5.1 Allgemeines

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd} wird auf Grundlage eines rechteckigen Spannungsblocks ermittelt, dessen Schwerpunkt mit dem Angriffspunkt der Lastresultierenden übereinstimmt. Die Abminderung der Traglast infolge Knicken und/oder Lastexzentritäten erfolgt dabei über den Traglastfaktor Φ :

$$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d \quad (5.9)$$

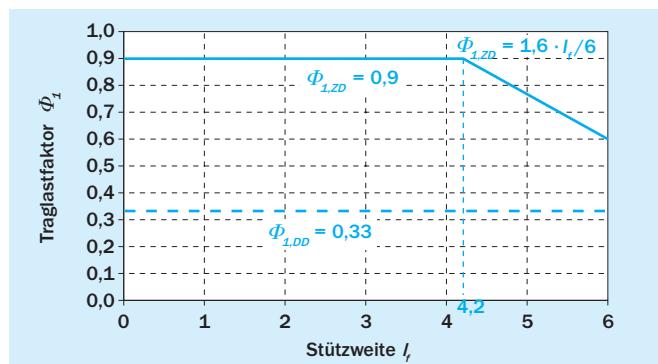


Bild 17 Traglastfaktor Φ_1 für Zwischendecken (ZD) und Dachdecken (DD) in Abhängigkeit von der Deckenstützweite l_r (gilt für $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$ und $a/t = 1,0$)

mit

f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks nach Abschnitt 2.4.

Bei Wandquerschnitten $\leq 0,1 \text{ m}^2$, ist die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks f_d mit dem Faktor 0,8 zu verringern. Dies berücksichtigt den Einfluss von Fehlstellen bzw. Steinen geringerer Festigkeit, die für den Nachweis gemauerter Pfeiler (wegen des fehlenden Lastumlagerungspotenzials) eine größere Auswirkung haben als bei der Bemessung von Wandquerschnitten.

A Bruttoquerschnittsfläche eines Wandabschnittes

Φ Traglastfaktor nach Abschnitt 5.5.2 oder 5.5.3

Bei zentrisch belasteten Wänden und Pfeilern liegt im Regelfall keine planmäßige Exzentrizität infolge von Beanspruchungen um die starke Achse vor, wie dies z.B. bei Windscheiben und/oder Wänden der Fall ist, die als Auflager von Unterzügen dienen. Die vorhandenen Exzentrizitäten um die schwache Achse, z.B. durch Deckeneinspannungen und Verformungen nach Theorie II. Ordnung, werden – solange man die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Berechnungsverfahrens einhält – durch den Traglastfaktor erfasst.

Der Eurocode 6 sieht im vereinfachten Berechnungsverfahren zwei Möglichkeiten vor, den Traglastfaktor zu bestimmen.

5.5.2 Traglastfaktor nach DIN EN 1996-3/NA, Anhang A (stark vereinfachte Ermittlung)

In DIN EN 1996-3/NA ist in Anhang A ein stark vereinfachtes Berechnungsverfahren für unbewehrte Mauerwerkswände bei Gebäuden mit höchstens drei Geschossen geregelt. Für den Traglastfaktor Φ (dort c_A genannt) gilt für Mauerwerk mit Druckfestigkeiten $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$ bei voll aufliegender Decke:

$\Phi = 0,50$ für $\lambda \leq 18$

$\Phi = 0,40$ für $\lambda \leq 18$ und $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$ und $l_r > 5,5 \text{ m}$
 $\Phi = 0,33$ für $18 < \lambda \leq 21$ und für Decken

mit geringen Lasten, insbesondere Dachdecken

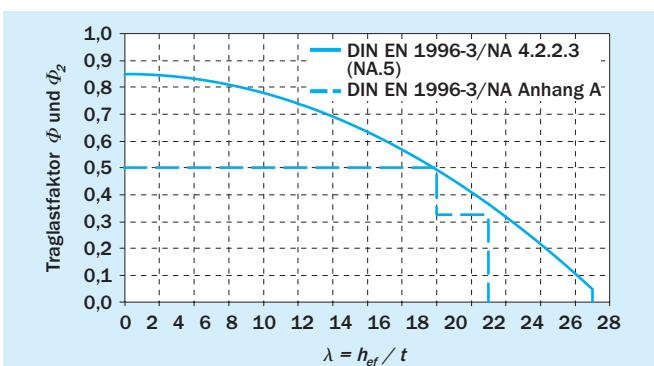


Bild 18 Traglastfaktor Φ_2 (nach Abschnitt 5.5.3) im Vergleich zu dem Traglastfaktor Φ (nach Abschnitt 5.5.2) bei vollaufliegender Decke

Zusätzlich zu den Bedingungen nach Abschnitt 5.1 gelten bei Anwendung des stark vereinfachten Verfahrens folgende weitere Anwendungsbedingungen:

- 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 kleinste Gebäudeabmessung im Grundriss beträgt mindestens 1/3 der Gebäudehöhe.
- Die lichte Geschosshöhe ist nicht größer als 3,0 m. (Diese Bedingung ist im Regelfall durch die Allgemeinen Anwendungsgrenzen nach Tafel 20 ohnehin eingehalten. Nur bei Außenwänden mit $t \geq 24$ cm ist die Geschosshöhe zusätzlich zu überprüfen.)

5.5.3 Traglastfaktor nach DIN EN 1996-3/NA 4.2.2.3

Kann der Nachweis mit der stark vereinfachten Ermittlung des Traglastfaktors nicht erbracht werden, ist die weitgehend an DIN 1053-1 bzw. -100 angelehnte vereinfachte Ermittlung nach DIN EN 1996-3/NA, 4.2.2.3 anzuwenden. Der maßgebende Wert für den Traglastfaktor Φ bei annähernd gleicher Normalkraftbeanspruchung über die Wandhöhe ergibt sich für die Wandbemessung aus dem kleineren der beiden Traglastfaktoren Φ_1 und Φ_2 . Eine gleichzeitige Berücksichtigung von Φ_1 und Φ_2 ist aufgrund der unterschiedlichen Nachweisstellen (Wandmitte, Wandkopf/-fuß) nicht erforderlich.

$$\Phi = \min(\Phi_1; \Phi_2) \quad (5.10)$$

a) Traglastfaktor Φ_1 zur Berücksichtigung des Einflusses der Deckenverdrehung

Bei der Bestimmung der aufnehmbaren Normalkraft wird im vereinfachten Berechnungsverfahren von einem annähernd zentrischen Lastangriff am Wandkopf ausgegangen. Der Traglastfaktor Φ_1 berücksichtigt eine exzentrische Lasteinleitung infolge einer Deckenverformung bei Endauflagern auf Außen- oder Innenwänden und wird in Abhängigkeit von der Deckenstützweite l_f und der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit f_k berechnet. Bei teilweise aufliegenden Decken wird die Exzentrizität der Auflast ebenfalls über den Traglastfaktor erfasst.

Für $f_k \geq 1,8$ N/mm² gilt:

$$\Phi_1 = \frac{1,6 - l_f}{6} \cdot \frac{d}{t} \leq 0,9 \cdot \frac{\alpha}{t} \quad (5.11)$$

mit

l_f Stützweite der Decke, bei zweiachsig gespannten Decken ist l_f die kürzere der beiden Stützweiten. Bei zweiachsig gespannten Decken mit $0,5 \leq l_1 / l_2 \leq 2,0$ darf für l_f das 0,85-fache der kürzeren Stützweite eingesetzt werden

a/t Verhältnis von Deckenauflagertiefe zur Dicke der Wand; bei KS-Mauerwerk mit voll aufliegender Decke ist $a/t = 1,0$

Bei Decken über dem obersten Geschoss (Dachdecken) mit geringen Auflasten gilt $\Phi_1 = 0,333 \cdot a/t$.

Wird die Traglastminderung infolge Deckenverdrehung durch konstruktive Maßnahmen, z.B. Zentrierleisten mittig unter dem Deckenauflager, vermieden, so gilt unabhängig von der Deckenstützweite $\Phi_1 = 0,9 \cdot a/t$ bei teilweise aufliegender Deckenplatte und $\Phi_1 = 0,9$ bei voll aufliegender Deckenplatte.

Den Verlauf der Traglastminderung von Mauerwerkswänden in Abhängigkeit der Deckenstützweite für Decken in einem Zwischengeschoss zeigt Bild 17.

b) Traglastfaktor Φ_2 zur Berücksichtigung des Einflusses der Wand schlankheit

Der Traglastfaktor Φ_2 dient zur Berücksichtigung des Schlankheitseinflusses (Momente nach Theorie II. Ordnung) auf die Tragfähigkeit der Wand. Er wird ermittelt mit:

$$\Phi_2 = 0,85 \cdot \left(\frac{a}{t} \right) - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t} \right)^2 \quad (5.12)$$

Eine sehr wichtige Voraussetzung bei Anwendung des Traglastfaktors Φ_2 ist, dass in halber Geschosshöhe nur Biegemomente aus Knotenmomenten infolge Deckeneinspannung und aus Windlasten vorhanden sind. Greifen größere horizontale Lasten (z.B. infolge Fahrzeuganprall oder Menschengedränge) an oder werden vertikale Lasten am Wandkopf mit größerer planmäßiger Exzentrizität (um die schwache Achse) eingeleitet, ist der Knicksicherheitsnachweis mit dem genaueren Berechnungsverfahren zu führen.

Bild 18 zeigt den Verlauf der Traglastminderung von Mauerwerkswänden in Abhängigkeit der Schlankheit.

c) Tragfähigkeitstabellen für das vereinfachte Berechnungsverfahren

In Tafel 24 ist eine auf Grundlage des vereinfachten Berechnungsverfahrens ermittelte Tragfähigkeitstabelle angegeben. Mit Hilfe der Wanddicke t , der lichten Höhe h , der Deckenspannweite l_f sowie der Art der Deckenauflagerung kann dort ein Tafelwert abgelesen werden, mit welchen nach Gleichung (5.13) die zulässige aufnehmbare Normalkraft n_{Rd} in kN je lfd. m schnell und wirtschaftlich bestimmt werden kann.

$$n_{Rd} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] = \text{Tabellenwert} \cdot f_k \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] \quad (5.13)$$

mit

Tabellenwert Wert zur Berechnung der aufnehmbaren Normalkraft n_{Rd} je lfd. m nach Tafel 24

f_k Charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit nach Abschnitt 3.2 in N/mm²

Tafel 24 Tabellenwerte zur Berechnung der zulässigen Normalkraft n_{Rd} [kN/m] nach DIN EN 1996-3/NA – vereinfachtes Berechnungsverfahren

		Tragfähigkeitstafel zur Berechnung der aufnehmbaren Normalkraft pro Laufmeter n_{Rd} n_{Rd} [kN/m] = Tabellenwert $\cdot f_k$ [N/mm ²]															
lichte Wandhöhe <i>h</i> in m	Wanddicke <i>t</i> in cm	Innenwand	Außenwand						$a/t = 1,0$	$a/t = 2/3$	$a/t = 1,0$	$a/t = 2/3$					
			Geschossdecke				Dachdecke										
			$a/t = 1,0$				$a/t = 2/3$										
			Deckenspannweite l_f in m														
					$\leq 6,00$		4,50	5,00	5,50	6,00	$\leq 6,00$	$\leq 6,00$	$\leq 6,00$				
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		45	45					
	30,0	131	131	130	116	102	83	56	56	56	56	56					
	36,5	165	165	158	141	124	106	68	68	68	68	68					
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		45	45					
	30,0	128	128		116		102		80		56	56					
	36,5	162	162	158	141	124	104	68	68	68	68	68					
3,00 ³⁾	11,5 ^{1) 2)}	27	27 ⁸⁾				–		21		–		–				
	15,0 ²⁾	51	51 ⁵⁾				–		28		–		–				
	17,5	66	66				59		–		33	–		–			
	20,0	76	73				68		–		37	–		–			
	24,0	96	96		92		81		–		45	–		–			
	30,0	125	125		116		102		77		56	56		56			
	36,5	160	160	158	141	124	101	68	68	68	68	68		68			
3,25 ³⁾	11,5 ^{1) 2)}	23	23 ⁹⁾				–		21		–		–				
	15,0 ²⁾	47	47 ⁶⁾				–		28		–		–				
	17,5	63	63 ⁴⁾				59 ⁴⁾		–		33	–		–			
	20,0	69	69				68		–		37	–		–			
	24,0	93	93		92		81		–		45	–		–			
	30,0	122	122				116		102		74	56		56			
	36,5	157	157		141		124		99		68	68		68			
3,50 ³⁾	11,5 ^{1) 2)}	18	18 ¹⁰⁾				–		18		–		–				
	15,0 ²⁾	43	43 ⁶⁾				–		28		–		–				
	17,5	59	59 ⁵⁾				–		33		–		–				
	20,0	65	65				–		37		–		–				
	24,0	89	89				81		–		45	–		–			
	30,0	119	119	116	102	70	56	56	56	56	56	56		56			
	36,5	154	154	141	124	95	68	68	68	68	68	68		68			

3,60 ³⁾	11,5 ^{1) 2)}	15	15 ¹⁰⁾		–	15	–
	15,0 ²⁾	41	41 ⁷⁾		–	28	–
	17,5	58	59 ⁵⁾		–	33	–
	20,0	63	65		–	37	–
	24,0	88	89		81	45	–
	30,0	117	117	116	102	56	56
	36,5	453	153	141	124	68	68
3,75	24,0	86	–		–	–	–
	30,0	115	–		–	–	–
	36,5	151	151	141	124	68	68

- 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 Vollgeschosse zuzüglich ausgebautes Dachgeschoss; aussteifende Querwände im Abstand $\leq 4,50$ m bzw. Randabstand von einer Öffnung $\leq 2,0$ m.
- ²⁾ Bei Außenwänden: Nutzlast $q_k \leq 3,0$ kN/m² einschließlich Zuschlag für nicht tragende innere Trennwände.
- ³⁾ Geschosshöhen $h > 2,75$ m und Wanddicken $t < 24,0$ cm gemäß [2] u. [3] nur für KS-Mauerwerk im Regel- und obersten Geschoss mit charakteristischer Druckfestigkeit $f_k \geq 3,9$ N/mm² sowie
 - Stahlbetondecken $\geq C20/25$, Deckendicke $h \geq 16$ cm (Begrenzung der Deckenstützweite entsprechend DIN EN 1992-1-1/NA 7.4.2 ist zu beachten),
 - Fußbodenauflauf $\Delta g_k \leq 1,5$ kN/m²,
 - kraftschlüssiger Verbindung der Wände an den Gebäudeecken und
 - in Bereichen mit großem Menschengedränge (Kategorien C5, C6, T3 gemäß DIN EN 1991-1-1/NA) oder für absturzsichernde Innenwände ist ein Nachweis der Mindestauflast gemäß [3] zu führen oder die Wand ist als nicht tragende Wand zu bemessen.
- ⁴⁾ Nur bei $f_k \geq 5,6$ N/mm² (in Windzone 1, 2 und 3 Binnenland auch $f_k \geq 3,9$ N/mm²)
- ⁵⁾ Nur bei $f_k \geq 8,1$ N/mm² (in Windzone 1, 2 und 3 Binnenland auch $f_k \geq 3,9$ N/mm²)
- ⁶⁾ Nur bei $f_k \geq 8,1$ N/mm² (in Windzone 1, 2 und 3 Binnenland auch $f_k \geq 5,6$ N/mm²)
- ⁷⁾ Nur bei $f_k \geq 10,5$ N/mm² (in Windzone 1, 2 und 3 Binnenland auch $f_k \geq 5,6$ N/mm²)
- ⁸⁾ Nur bei $f_k \geq 10,5$ N/mm² (in Windzone 1, 2 und 3 Binnenland auch $f_k \geq 8,1$ N/mm²)
- ⁹⁾ Nur bei $f_k \geq 12,9$ N/mm² (in Windzone 1, 2 und 3 Binnenland auch $f_k \geq 8,1$ N/mm²)
- ¹⁰⁾ Nur bei $f_k \geq 16,0$ N/mm² (in Windzone 1, 2 und 3 Binnenland auch $f_k \geq 10,5$ N/mm²)

Voraussetzungen zur Anwendung:

- Einhaltung der Anwendungsgrenzen und Randbedingungen des vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA Kapitel 4.2 (unter Ausnahme der lichten Wandhöhen gemäß [2] u. [3])
- Charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit $f_k \geq 1,8$ N/mm²

Hinweise:

- Keine Interpolation von Zwischenwerten zulässig
- Die Abminderung der Knicklänge durch flächenaufgelagerte Stahlbetondecken ist integriert (Annahme: zweiseitige Halterung)
- Teilsicherheitsbeiwert auf der Materialseite $\gamma_M = 1,5$; Dauerstandsfaktor $\zeta = 0,85$
- 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. 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 aller Regel entfallen.
- Die Tafelwerte gelten nicht für erddruckbelastete Kellerwände.
- Alle Angaben erfolgen nach bestem Wissen und Gewissen, aber ohne Gewähr.

5.6 Nachweis der Mindestauflast

In DIN EN 1996-3 ist für windlastbeanspruchte Wände als zusätzliche Anwendungsbedingung ein Nachweis der Mindestwanddicke für tragendes Mauerwerk enthalten, der gemäß Nationalem Anhang in Deutschland nicht geführt werden muss. Stattdessen wird gemäß A2-Änderung zum Nationalen Anhang für Wände, die als Endauflager für Decken oder Dächer dienen und durch Wind beansprucht werden, ein ergänzender Nachweis in ähnlicher Form gefordert. Danach darf der Nachweis der Mindestauflast vereinfacht nach Gleichung (5.14) in Wandmitthöhe erfolgen, sofern kein genauerer Nachweis erfolgt. Ist dieser Nachweis nicht erfüllt, können die betreffenden Wände bzw. Wandabschnitte auf der sicheren Seite liegend als nicht-tragende Außenwände bemessen und ausgeführt werden.

In üblichen Fällen wird der Nachweis wenn überhaupt nur bei parallel zu langen Wandabschnitten ohne Öffnungen spannenden Dachdecken mit entsprechend geringen Auflasten erforderlich, wobei dann üblicherweise eine Lasteinzugsbreite der Decke von 1 m angesetzt werden kann. Zudem bezieht sich der Nachweis auf zweiseitig oben und unten gehaltene Wände, so dass bei kraftschlüssig angeschlossenen Querwänden, insbesondere an den Gebäudeecken die Ableitung der Windlast ohnehin gegeben ist. Bei Pfeilern zwischen Fensteröffnungen ist der Nachweis durch die Lastkonzentration in der Regel ebenfalls immer erfüllt.

Soll der Nachweis zur Überprüfung trotzdem geführt werden, muss der charakteristische Wert der ständigen Einwirkungen N_{GK} größer als die mit der rechten Gleichungsseite berech-

nete Mindestauflast sein. Beim Ansatz der ständigen Einwirkungen dürfen neben dem Eigengewicht der Stahlbeton-Dachdecke auch Attiken mit angesetzt werden. Der Nachweis ist zudem in Wandmittenhöhe zu führen, so dass das Eigengewicht der halben Wand – bei Kalksandstein-Mauerwerk in der Regel $\gamma_{MW} = 14,0 \text{ kN/m}^3 - 20,0 \text{ kN/m}^3$ – zuzüglich Putz ebenfalls angerechnet werden darf. Auch ständige Lasten des Dachaufbaus dürfen angesetzt werden.

Die nachfolgende vereinfachte Nachweisgleichung (5.14) wurde in Tafel 25 ausgewertet. Die minimal erforderliche Auflast n_{GK} [kN/m] für verschiedene Wandhöhen und Wanddicken kann dort in Abhängigkeit der Windzone sowie der Gebäudehöhe H direkt abgelesen werden. Ausbaulast und Putz wurden hierbei zur Vereinfachung auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt.

$$\begin{aligned}
 N_{Ed,min} &= 1,0 \cdot N_{GK} \\
 &= 1,0 \cdot \left(N_{GK,Decke} + \frac{h}{2} \cdot t \cdot l \cdot \gamma_{MW} \right) \\
 &\geq \frac{3 \cdot w_k \cdot \gamma_Q \cdot h^2 \cdot l}{16 \cdot \left(a - \frac{h}{300} \right)} \quad (5.14)
 \end{aligned}$$

mit
 N_{GK}
 $N_{GK,Decke}$

Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen
Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen am Wandkopf (z.B. aus der Dachdecke, Attika und ggf. Ausbaulasten)

h
Lichte Wandhöhe
 γ_{MW}
Wichte des Mauerwerks
 w_k
Charakteristische Windlast
 γ_Q
Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung nach Tafel 11
 l
Wandlänge
 a
Deckenauflagertiefe (bei voll aufliegender Decke ist $a = t$ zu setzen)

Es kann gezeigt werden, dass der Nachweis bei Kalksandstein-Mauerwerk (Rohdichteklasse $\geq 1,4$) in den Windzonen 1 und 2 im Binnenland und damit fast überall in Deutschland bei den üblichen Wanddicken $t \geq 17,5 \text{ cm}$ selbst im ungünstigsten Fall (Ansatz eines 1 m breiten Stahlbetondeckenstreifens ohne Berücksichtigung von Putz und Ausbaulasten) immer eingehalten ist. Auch bei Wanddicken von 15 cm mit einem spezifischen Wandgewicht von $\gamma_{MW} = 20 \text{ kN/m}^3$ (KS-Planelemente und Plansteine) ergibt sich bei einer Deckenauflast von 5,0 kN/m und

Tafel 25 Minimal erforderliche Auflast [kN/m] in Abhängigkeit der Windlast sowie der Wanddicke nach DIN EN 1996-3/NA

Bei einer Gebäudehöhe H in den Grenzen von		Windlast ¹⁾ w_d	Minimal erforderliche Auflast [kN/m] bei einer Wandhöhe von h [m]					
			2,50			2,75		
$H \leq 10 \text{ m}$	$10 \text{ m} < H \leq 18 \text{ m}$	[kN/m^2]	Wanddicke t [cm]			Wanddicke t [cm]		
			15,0	17,5	20,0	15,0	17,5	20,0
WZ 1 Binnenland	–	0,6	5,0	4,2	3,7	6,0	5,1	4,5
WZ 2 Binnenland	WZ 1 Binnenland	0,8	6,6	5,6	4,9	8,1	6,8	5,9
WZ 3 Binnenland; WZ 2 Küste und Inseln der Ostsee	WZ 2 Binnenland	1,0	8,3	7,0	6,1	10,1	8,6	7,4
WZ 4 Binnenland	WZ 3 Binnenland	1,1	9,1	7,7	6,7	11,1	9,4	8,2
–	WZ 2 Küste und Inseln der Ostsee	1,2	9,9	8,4	7,3	12,1	10,3	8,9
WZ 3 Küste und Inseln der Ostsee	–	1,3	10,8	9,1	7,9	13,1	11,1	9,7
–	WZ 4 Binnenland; WZ 3 Küste und Inseln der Ostsee	1,4	11,6	9,8	8,6	14,1	12,0	10,4
WZ 4 Küste Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	–	1,5	12,4	10,5	9,2	15,1	12,8	11,1
WZ 4 Inseln der Nordsee	WZ 4 Küste Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	1,7	14,1	12,0	10,4	17,1	14,5	12,6

¹⁾ Die Bemessungswindlast w_d wurde mit einem Teilsicherheitsbeiwert für die Windlast von $\gamma_Q = 1,5$ sowie einem aerodynamischen Außendruckbeiwert von $c_{pe,10} = 0,8$ ermittelt. Damit werden die Druckbereiche B, C, D und E abgedeckt. Der Bereich A mit erhöhtem aerodynamischem Außendruckbeiwert liegt in üblichen Fällen nur an den Wanddecken im Bereich von haltenden Querwänden und ist für die Ermittlung der erforderlichen minimalen Auflast nicht bemessungsrelevant.

einer Wandhöhe von 2,75 m die vorhandene Normalkraft in Wandhöhenmitte zu 9,1 kN/m, so dass der Nachweis auch hier selbst im ungünstigsten Fall in den Windzonen 1 und 2 in aller Regel erfüllt ist. Nur in den Windzonen 3 und 4 sowie in den Küstenbereichen und auf den Inseln ist ggf. ein zweiachsiger Lastabtrag der Decken mit entsprechend größeren Auflasten erforderlich, wenn lange Außenwandbereiche ohne Fensteröffnungen vorhanden sind und eine seitliche Halterung der Außenwand durch Querwände nicht gegeben ist.

5.7 Nachweis bei Querkraftbeanspruchung

Bei üblichen Hochbauten, welche den Anwendungsbereich des vereinfachten Verfahrens nach DIN EN 1996-3/NA erfüllen, ist ein Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nicht erforderlich. Dies gilt sowohl für Außenwände unter Plattenschub, da die Aufnahme von Windeinwirkungen bei Gebäudehöhen ≤ 20 m konstruktiv abgedeckt ist, als auch für Mauerwerkswände unter Scheibenschub, welche der Gebäudeaussteifung dienen. Voraussetzung für den Entfall des rechnerischen Aussteifungsnachweises ist, dass sich der das Tragwerk planende Ingenieur davon überzeugt, dass für die Gebäudeaussteifung eine offen-

sichtlich ausreichende Anzahl genügend langer Wandscheiben vorhanden ist. Bei Kellerwänden deckt der Nachweis der Biegetragfähigkeit auch den Nachweis gegen Plattenschub ab.

5.8. Einzellasten und Teilflächenpressung

Werden Wände und Pfeiler vertikal auf Druck beansprucht und erfolgt dabei die Einleitung der Belastung punktuell und nicht über den gesamten Wandquerschnitt verteilt, so kann man bei der Bemessung den günstigen Effekt des mehrachsigen Spannungszustandes über eine Erhöhung der zulässigen Teilflächenpressung in Rechnung stellen. Die Erhöhung der Tragfähigkeit gilt nur bei Mauerwerk aus Vollsteinen und ist bei Mauerwerk mit reduziertem Überbindemaß ($I_{ol} < 0,4 \cdot h_o$) nicht zulässig.

Bei der Verwendung von Mauerwerk aus Kalksandsteinen ist aufgrund der hohen Mauerwerksdruckfestigkeiten im Regelfall kein Nachweis der Teilflächenpressung erforderlich. Jedoch kann beim Einsatz von Zentrierleisten durch die konzentrierten Lasten eine Nachweisführung nach DIN EN 1996-1-1/NA erforderlich werden.



6. Bemessung von Aussteifungsscheiben nach dem genaueren Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05

Mit Hilfe des genaueren Berechnungsverfahrens ist gegenüber dem vereinfachten Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA auch nach Eurocode eine größere Ausnutzung der Tragfähigkeit von unbewehrtem Mauerwerk möglich, indem die Eigenschaften des Mauerwerks und das Tragverhalten der Konstruktion exakter erfasst werden. Das genauere Berechnungsverfahren darf für einzelne Bauteile ebenso angewendet werden, wie für einzelne Geschosse oder ganze Bauwerke. Es lassen sich größere Wandhöhen und schlankere Konstruktionen nachweisen. Es wird somit gegenüber dem vereinfachten Berechnungsverfahren den Forderungen nach Wirtschaftlichkeit durch mögliche Materialeinsparungen und Wohnflächenvergrößerungen besser gerecht. Im genaueren Berechnungsverfahren sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit folgende Nachweise zu führen:

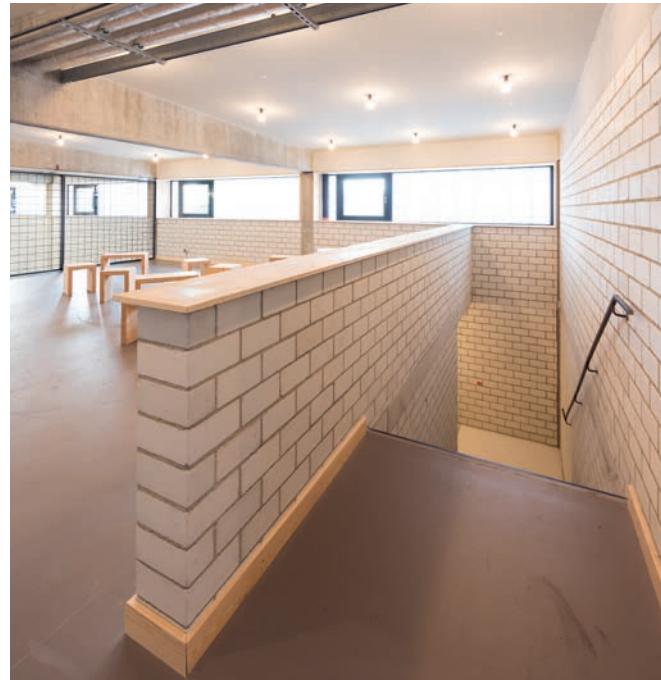
- Nachweis der Tragfähigkeit am Wand-Decken-Knoten unter Berücksichtigung eines realistischen Tragverhaltens im Einspannbereich des Wandkopfes oder Wandfußes
- Nachweis der Knicksicherheit in Wandmitte unter Berücksichtigung planmäßiger und unplanmäßiger Exzentrizitäten sowie Zusatzverformungen nach Theorie II. Ordnung
- Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in Scheiben- und Plattenrichtung
- Nachweis der Teilflächenpressung

Bei Beanspruchung der Wand um die schwache Achse wird die Wandbemessung im Bereich von Wandkopf und Wandfuß als Regelbemessung bezeichnet. Für den Nachweis der Knicksicherheit in halber Geschosshöhe ist neben der planmäßigen und der ungewollten Ausmitte in halber Wandhöhe auch der Einfluss des Kriechens sowie der Verformungen nach Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen. Für den Knicksicherheitsnachweis ist eine genauere Ermittlung der anzusetzenden Knicklänge h_{ef} in Abhängigkeit der Steifigkeit von Wand und Decke möglich. Grundsätzlich können die auftretenden Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung aber auch an einem Rahmensystem mit wirklichkeitsnahen Steifigkeiten ermittelt werden. Die Berechnung der Lastausmitten am Wand-Decken-Knoten sollte mit Hilfe einer geeigneten Modellbildung nach den anerkannten Regeln der Technik erfolgen. Der Einfluss der Deckenverdrehung auf die Ausmitte der Lasteintragung in die Wände ist dabei zu berücksichtigen.

Bei Beanspruchung der Wand um die starke Achse (Aussteifungsscheiben) können die Schnittkräfte nach DIN EN 1996-1-1/NA mit Hilfe zweier verschiedener Modelle ermittelt werden:

- Ermittlung der Schnittgrößen anhand eines Kragarmmodells mit Einspannebene in Höhe der Kellerdecke
- Ermittlung der Schnittgrößen unter Berücksichtigung von Rückstellkräften und Einspannwirkungen der Wandscheiben in die anschließenden Decken

Bei überwiegend in Wandlängsrichtung biegebeanspruchten Querschnitten, insbesondere bei Windscheiben, errechnet sich nach dem Kragarmmodell die einwirkende Exzentrizität aus dem Quotienten des Bemessungswerts des einwirkenden Mo-



mentes M_{Ed} um die starke Achse und dem maßgebenden Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft N_{Ed} . Im Regelfall ist für den Nachweis der Mindestwert der einwirkenden Normalkraft ($N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk}$) bemessungsrelevant. Diese Verfahrensweise unterscheidet sich nur dahingehend gegenüber den Regelungen in DIN 1053-1, dass der Nachweis und damit die Schnittgrößenermittlung jetzt auf Bemessungswertniveau erfolgt. Nach DIN 1053-1 wurde die Bemessung oftmals auf Gebrauchslastniveau durchgeführt, was zu nicht konservativen Ergebnissen führte. Über die anzusetzenden Lastkombinationen hinaus gibt es hinsichtlich der Schnittgrößenermittlung keine Unterschiede, so dass an dieser Stelle auf eine Beschreibung der dem Kragarmmodell zugrunde liegenden Annahmen verzichtet wird. Bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit einer Mauerwerksscheibe nach DIN EN 1996-1-1/NA Anhang K.2 (1) kann für die Ermittlung der einwirkenden Schnittkräfte eine günstig wirkende Einspannung der Wandscheibe in die anschließenden Decken – mit den daraus resultierenden rückdrehenden Momenten an den Enden der Scheibe – berücksichtigt und die Wand geschossweise betrachtet werden.

Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit gilt, dass der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} kleiner oder gleich dem minimalen Bemessungswert des Querkrafttragwiderstandes V_{Rdt} ist. Neben den Versagensarten Reibungs- und Steinzugversagen sind wegen der Erweiterung des Anwendungsbereichs auf verminderte Überbindemaße sowie Steine mit größerer Höhe als Länge zusätzlich noch die Versagensmodi Schubdruckversagen und Fugenversagen durch Klaffen der Lagerfugen zu berücksichtigen.

Im Falle der Anwendung des genaueren Berechnungsverfahrens nach DIN EN 1996-1-1/NA für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt die Gebrauchstauglichkeit als erfüllt, wenn bestimmte Bedingungen unter Berücksichtigung eines linear-elastischen Materialverhaltens eingehalten sind. Diese sind weiterführender Literatur zu entnehmen.

7. Bemessung von Kellerwänden und weiteren Bauteilen

7.1 Kelleraußenwände

7.1.1 Beanspruchung und Tragverhalten von Kellerwänden

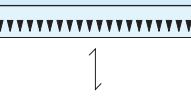
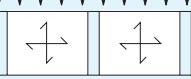
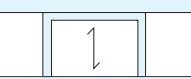
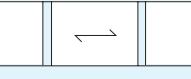
Kellerwände tragen die vertikalen Lasten aus den Geschossdecken und den aufgehenden Wänden über die Fundamente in den Baugrund ab. Durch die Erdanschüttung ergibt sich zusätzlich eine horizontale Beanspruchung der Kelleraußenwände. Eine ungünstige Einwirkungskombination mit hohen Horizontallasten und geringen Vertikallasten tritt z.B. bei Einfamilienhäusern (wenn im Wohnzimmer des Erdgeschosses zur Terrasse hin große Fensterflächen angeordnet sind) oder bei leichten Fertighäusern auf. Ungünstige Verhältnisse entstehen vor allem im Bauzustand, wenn nach dem Betonieren der Geschossdecke bereits mit der Bodenverfüllung des Arbeitsraums begonnen wird.

Aufgrund der vielfach geringen Auflast und der kleinen Biegezugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht zur Lagerfuge ist ein einachsiger Lastabtrag über Biegung mit Normalkraft bei Kellerwänden rechnerisch häufig nicht möglich. Das Tragverhalten von erddruckbelasteten Kellerwänden muss daher über eine Bogenwirkung modelliert werden. Zur Ausbildung eines in der Wand liegenden Druckbogens zwischen dem Fundament und der aufliegenden Geschossdecke muss dem Bogenschub eine hinreichende Auflast entgegenwirken. Gerade bei Kellerwänden mit geringen Auflasten und hoher Erdanschüttung kann diese Forderung maßgebend werden.

INFO

Das Verfüllen des Erdreiches an die Kelleraußenwand darf erst nach Fertigstellung der Kellerdecke und bei dem durch den Planer vorgegebenen Baufortschritt zur Gewährleistung der minimal erforderlichen Auflast auf die Kellerwand erfolgen. Beim Verfüllen sind Verdichtungsgeräte mit geringer Verdichtungsenergie zu verwenden. Es ist lagenweise zu verdichten oder es sind zusätzliche Abstützungen der Wand für den Bauzustand auszuführen.

Tafel 26 Lastabtragungssysteme bei Kellerwänden

Statisches System	Erforderliche Auflast am Wandkopf	Bemerkungen
1) 	Hoch	Einachsige, lotrechte Lastabtragung
2) 	Mittel	Zweiachsige Lastabtragung (nur bei $l_{ol} \geq 0,4 \cdot h_u$)
3) 	Keine	Lotrechte Lastabtragung über Gewölbe wirkung in Zugglieder
4) 	Keine	Horizontale Lastabtragung über Gewölbe wirkung; Gewölbeschub an Endstützen beachten; die um ca. 1/3 reduzierte Druckfestigkeit von Loch- und Hohlblocksteinen in Richtung der Steinlänge bzw. -breite ist zu beachten; Stoßfugenvermörzung erforderlich.

Um die zur Sicherstellung der Bogentragwirkung erforderliche Auflast am Wandkopf zu reduzieren, kann z.B. die Dicke der Kellerwand erhöht und somit der Bogenstich vergrößert werden. Weitere konstruktive Maßnahmen zur Änderung des Lastabtragungssystems für Kelleraußenwände können Tafel 26 entnommen werden.

Erfolgt der Nachweis der Kellerwand vereinfacht nach DIN EN 1996-3/NA ist sicherzustellen, dass bei der Verfüllung und Verdichtung des Arbeitsraums nur nichtbindiger Boden nach DIN 1054 und nur Rüttelplatten oder Stampfer mit folgenden Eigenschaften nach DIN EN 1996-2/NA zum Einsatz kommen:

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

Sind die vorgenannten Bedingungen nicht eingehalten, sind entsprechende Maßnahmen zur Gewährleistung der Standsicherheit während des Einbaus der Verfüllmassen zu ergreifen oder es ist ein gesonderter Nachweis unter Berücksichtigung höherer Verdichtungslasten zu führen. Weiterhin darf die Verfüllung des Arbeitsraums erst dann erfolgen, wenn sicher gestellt ist, dass die in den rechnerischen Nachweisen ange setzten Auflasten vorhanden sind.

Zum Schutz der Mauerwerkswände gegen aufsteigende Feuchtigkeit sind waagerechte Abdichtungen unter den Wänden (Querschnittsabdichtungen) erforderlich. Neben den bahnenförmigen Querschnittsabdichtungen mit z.B. Bitumendachbahn R 500 (nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN V 20000-202) können diese auch durch mineralische Dichtungsschlämme (nach DIN 18195-2) oder durch Material mit mindestens gleichwertigem Reibungsverhalten hergestellt werden. Beide

Abdichtungsarten müssen insbesondere bei Anordnung am Wandfuß die auftretenden Horizontalkräfte aus Erddruckbeanspruchung in der Wand sicher weiterleiten. Bei seitlich höher belasteten Wänden empfiehlt sich aufgrund des guten Haftscherverbundes die Anwendung von Dichtungsschlämmen.

7.1.2 Bemessung von Kelleraußenwänden

Nach DIN EN 1996-3/NA darf die Bemessung von Kelleraußenwänden unter Erddruck nach einem vereinfachten Verfahren erfolgen wenn nachstehende Randbedingungen eingehalten sind [15] (Bild 19):

- Wanddicke $t \geq 24$ cm
- Lichte Höhe der Kellerwand $h \leq 2,60$ m

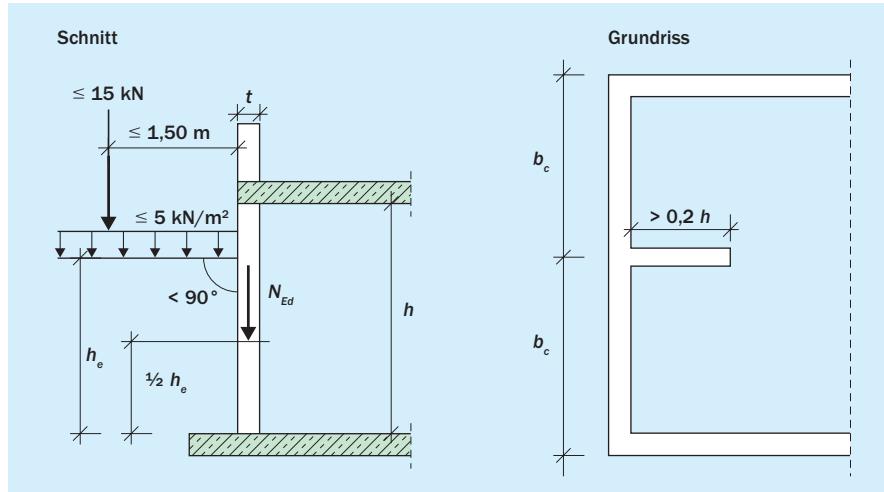


Bild 19 Nachweis von Kellerwänden nach DIN EN 1996-3/NA

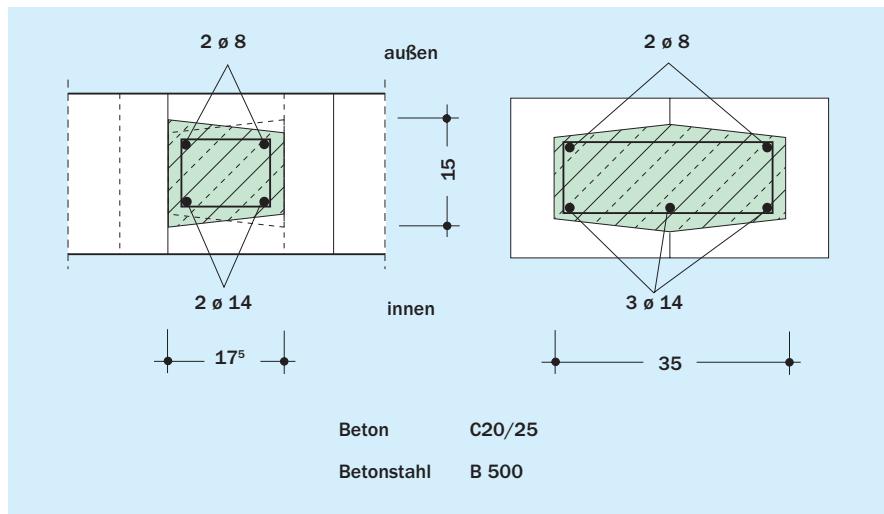
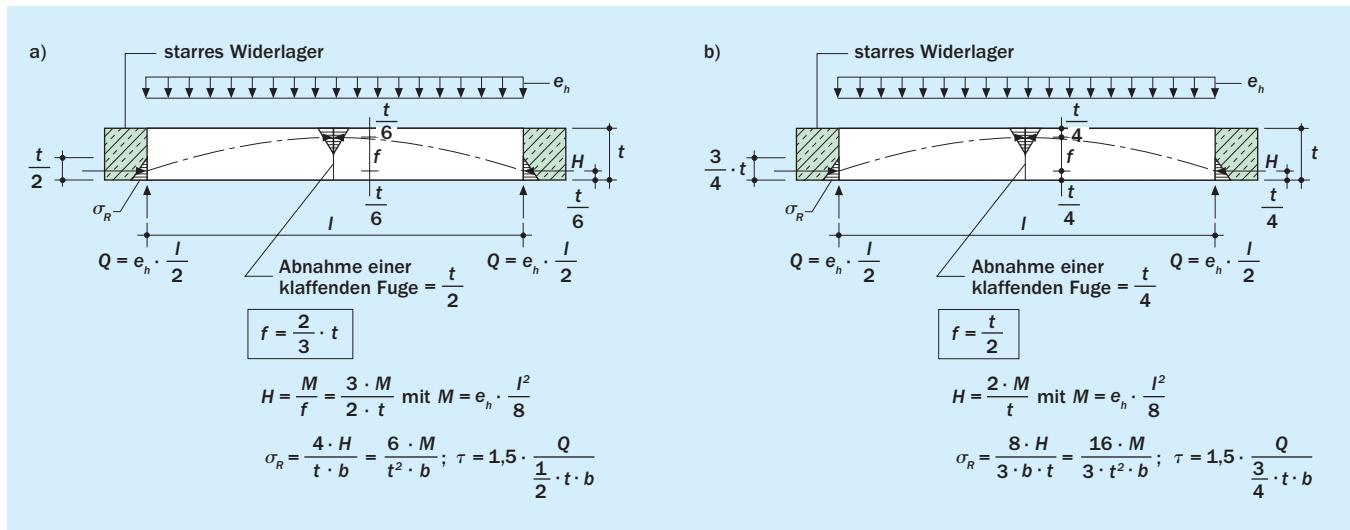


Bild 20 Aussteifende Stahlbetonstützen in 24 cm dicken Kelleraußenwänden unter Verwendung von KS-U-Schalen

Bild 21 Bogen bei einem Stich von a) $f = 2/3 \cdot t$ und b) $f = 1/2 \cdot t$

Die Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann die aus dem Erddruck resultierenden Kräfte aufnehmen.

Im Einflussbereich des Erddrucks 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 Anschüttungshöhe 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 (Sperrsichten aus besandeten Bitumendachbahnen R 500 nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN V 20000-202 oder aus mineralischen Dichtungsschlamm nach DIN 18195-2 haben einen ausreichenden Reibungsbeiwert und gelten nicht als Gleitflächen).

Für die Verfüllung und Verdichtung des Arbeitsraums sind die Vorgaben aus DIN EN 1996-2/NA, Anhang E (3) einzuhalten (siehe Abschnitt 7.1.1).

Für den Nachweis hinreichender Tragfähigkeit unter Biegebeanspruchung wird von einem vertikalen Bogenmodell ausgegangen. Dementsprechend ergibt sich unter Berücksichtigung der Wirkung des aktiven Erddrucks ein Mindestwert für die einwirkende Normalkraft je Meter Wandlänge von:

$$N_{Ed,min} \geq \frac{\gamma_e \cdot h \cdot h_e^2 \cdot b_c}{\beta \cdot t} \quad (7.1)$$

mit

- t Wanddicke
- h_e Höhe der Anschüttung
- h Lichte Höhe der Kellerwand
- γ_e Wichte der Anschüttung
- b_c Abstand zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen aussteifenden Elementen
- $N_{Ed,min}$ Bemessungswert der kleinsten vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung

Um die Tragfähigkeit der Kellerwand zu erhöhen, kann unter bestimmten Voraussetzungen eine zweiachsige Tragwirkung angenommen werden. Dies wird über den Faktor β berücksichtigt:

$$\begin{aligned} \beta &= 20 & \text{für } b_c \geq 2 \cdot h \\ &= 60 - 20 \cdot b_c / h & \text{für } h < b_c < 2 \cdot h \\ &= 40 & \text{für } b_c \leq h \end{aligned}$$

Bei Elementmauerwerk mit einem verminderter Überbindemaß $0,2 \cdot h_u \leq l_{ol} < 0,4 \cdot h_u$ ist generell $\beta = 20$ anzusetzen.

Zu beachten ist, dass der Nachweis ggf. auch im Bauzustand zu führen ist, bei dem die volle Auflast aus Eigenlast der Obergeschosse noch nicht wirkt.

Des Weiteren ist die Tragfähigkeit gegen maximale Normalkraftbeanspruchung in halber Wandhöhe $N_{Ed,max}$ bei einer Lastexzentrizität von $e = t / 3$ nachzuweisen:

$$N_{Ed,max} \leq \frac{t \cdot f_d \cdot b_c}{3} \quad (7.2)$$

mit

- f_d nach Abschnitt 2.4

Der vereinfachten Berechnungsmethode wurde ein Erddruckbeiwert von $\leq 1/3$ zugrunde gelegt. Nach DIN EN 1996-1-1/NA kann ein Nachweis von Kellerwänden mit einem beliebigen Erddruckbeiwert geführt werden.

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (Plattenschub) gilt mit den genannten Nachweisen ebenfalls als erbracht.

Die bereits angesprochene mögliche zweiachsige Tragwirkung durch Ansatz eines horizontalen Druckbogens kann über zusätzliche aussteifende Stahlbetonstützen unter Verwendung von KS-U-Schalen erreicht werden (Bilder 20 bis 22).

7.2 Vorgefertigte Stürze

7.2.1 KS-Flachstürze nach Zulassung

Flachstürze dienen zur Überspannung von kleinen Öffnungen (z.B. Fenster etc.) in Wänden und bestehen aus einem vorge-

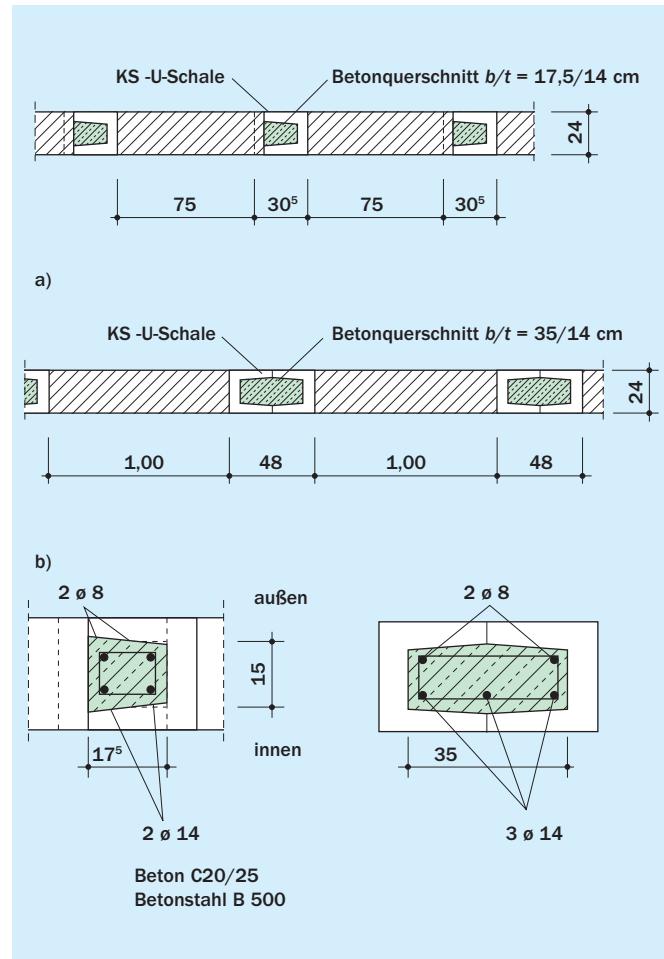


Bild 22 Aussteifende Stahlbetonstützen unter Verwendung von KS-U-Schalen

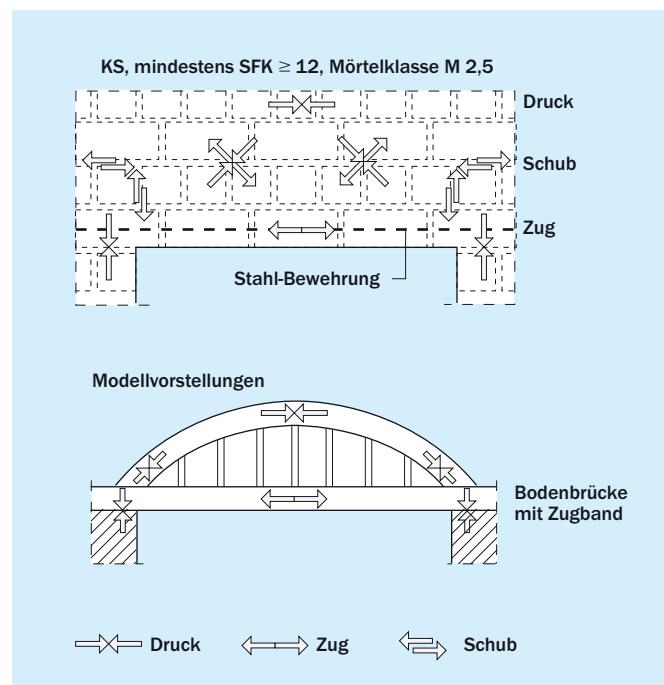


Bild 23 Tragwirkung eines Flachsturzes

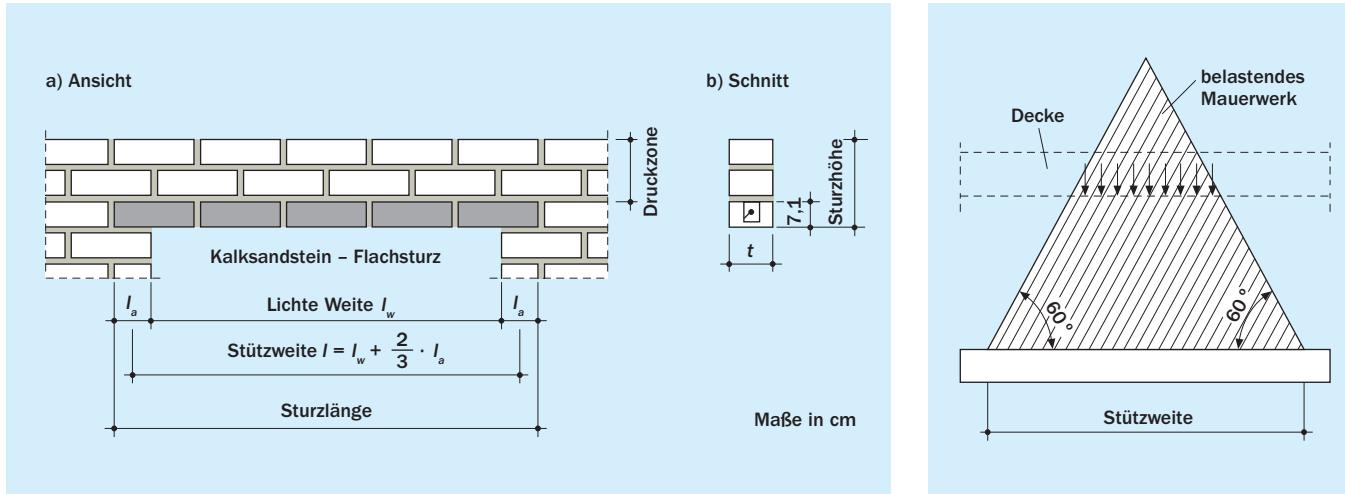


Bild 24 Bezeichnung bei Flachstürzen

Bild 25 Ermittlung der Belastung von Flachstürzen für $l_{ol} \geq 0,4 \cdot h_u$

fertigten Zuggurt und einer örtlich hergestellten Druckzone aus Mauerwerk oder Beton. Oberhalb des Flachsturzes bildet sich ein Druckbogen aus (Bild 23). Der Bogenschub wird durch die im Flachsturz liegende Bewehrung (Zuggurt) aufgenommen.

Konstruktive Hinweise

Flachstürze dürfen nur als Einfeldträger mit einer Stützweite $l \leq 3$ m (Bild 24) und nur bei vorwiegend ruhender Belastung verwendet werden. Eine unmittelbare Belastung des Zuggurtes mit Einzellasten ist nicht zulässig. Die auf den Flachsturz maximal wirkende Belastung unter Berücksichtigung einer Gewölbewirkung im Mauerwerk zeigt (Bild 25). Falls oberhalb des Flachsturzes eine Stahlbetondecke aufliegt, so ist die Auflagerkraft der Decke im dargestellten Einzugsbereich zu berücksichtigen. Entsprechendes gilt für Einwirkungen aus Einzellasten.

Die Zuggurte von Flachstürzen ($h \leq 12,5$ cm) bestehen aus KS-U-Schalen mit Stahlbetonkern. Diese müssen mindestens 11,5 cm breit und 6 cm hoch sein. Es dürfen mehrere Flachstürze nebeneinander angeordnet werden, wenn die Druckzone in ihrer Breite sämtliche Zugglieder erfasst. Je Zugglied ist eine Bewehrung von mindestens 1 Stab Ø 8 mm erforderlich. Der maximale Stabdurchmesser ist auf 12 mm begrenzt. Für die Betondeckung der Bewehrung gelten die Regelungen in DIN EN 1992-1-1/NA bzw. die darüber hinaus gehenden Festlegungen in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. Auf eine Schubbewehrung darf in Flachstürzen verzichtet werden.

Die Auflagerhöhe von Flachstürzen auf dem Mauerwerk muss mindestens 11,5 cm betragen. Die Auflagerpressungen sind nachzuweisen. Die Oberseite von Flachstürzen ist rau auszubilden und vor dem Aufmauern sorgfältig von Schmutz zu reinigen. Die Druckzone aus Mauerwerk ist im Verband mit vermörtelten Stoß- und Lagerfugen, mit Steinen mindestens der Festigkeitsklasse 12 sowie mindestens mit Mörtelgruppe II herzustellen.

Nachweis mit Bemessungstafeln

Die Bemessung des Flachsturzes erfolgt mit Hilfe von Bemessungstafeln auf der Grundlage typengeprüfter statischer Be-

rechnungen der Hersteller. Die Bemessung erfolgt durch einen Vergleich zwischen der vorhandenen Einwirkung und der in Abhängigkeit der Sturzgeometrie (Stützweite und Sturzhöhe) angegebenen zulässigen Gleichstreckenlast:

$$\text{vorh. } q_{Ed} \leq \text{zul. } q_{Ed} \quad (7.3)$$

Streng genommen ist die Anwendung der Bemessungstafeln für Flachstürze nur für eine Gleichstreckenlast zulässig. Sie kann jedoch auch für eine dreieckförmige Belastung bei Ausbildung eines Druckbogens gemäß Bild 25 herangezogen werden, wenn man vorh. q_{Ed} aus den einwirkenden Lasten zurückrechnet:

$$\text{vorh. } q_{Ed} = \frac{(G_{k,Decke} + G_{k,Wand}) \cdot \gamma_G + Q_{k,Decke} \cdot \gamma_Q}{l_{ef}} \quad (7.4)$$

Bemessung von vor Ort hergestellten Stürzen

Werden Stürze vor Ort aus KS-U-Schalen bewehrt und mit Ort beton verfüllt hergestellt, z.B. bei Sichtmauerwerk mit Sturzhöhe 24 cm, so erfolgt die Bemessung nach DIN EN 1992-1-1/NA.

7.2.2 KS-Fertigteilstürze nach Zulassung

Als Alternative zu Flachstürzen kommen im Hintermauerbereich KS-Fertigteilstürze zur Anwendung, deren Nennlängen zwischen 1 m und 2 m liegen. Bei diesen Stürzen ist im Vergleich zu den Flachstürzen die Übermauerung aus KS XL (Druckzone mit vermörtelter Stoßfuge) Bestandteil des Sturzes.

Die KS-Fertigteilstürze werden i.d.R. im Herstellwerk so gefertigt, dass der gesamte Zwischenraum zwischen der Oberkante der Wandöffnung und der Decke bereits ausgefüllt ist. Eine Anpassung der Sturzhöhe an die örtlichen Gegebenheiten auf der Baustelle, beispielsweise durch eine weitere Übermauerung, ist nicht mehr erforderlich. Die Montage der Stürze erfolgt im Zuge des Versetzens der KS XL ebenfalls mit einem Versetzergerät, so dass es zu keiner Unterbrechung des Arbeitsablaufes kommt. Hierdurch kann auch im Wandöffnungsbereich die rationelle Herstellung von KS XL-Mauerwerk erreicht werden.

8. Bauliche Durchbildung

8.1 Vorbemerkungen

Die bauliche Durchbildung ist in DIN EN 1996-1-1/NA [4] geregelt, wohingegen in DIN EN 1996-2/NA [6] Angaben zur Ausführung gemacht werden. Teilweise überschneiden sich die Regelungen aber auch, so dass in jedem Fall beide Normteile zu beachten sind.

8.2 Schlitz und Aussparungen

Als Schlitz werden längliche Einschnitte in flächigen Bauteilen verstanden (Bild 26). Handelt es sich dabei um kleine gedrungene Einschnitte, spricht man von Aussparungen. Schlitz und Aussparungen können während der Herstellung des Bauteils oder nachträglich hergestellt werden.

Grundsätzlich ist bei Schlitz und Aussparungen zu unterscheiden, ob ein maßgebender Einfluss auf das Tragverhalten des Bauteils vorliegt, der in der Bemessung der Tragkonstruktion gesondert zu berücksichtigen ist. Sie sollten grundsätzlich nicht durch Stürze oder andere tragende Bauteile einer Wand gehen. Die Abminde rung für Druck-, Schub- und Biegetragfähigkeit infolge vertikaler Schlitz und Aussparungen darf vernachlässigt werden, wenn diese Schlitz und Aussparungen nicht tiefer als $t_{ch,v}$ sind. Dabei sollte als Schlitz- und Aussparungstiefe die Tiefe einschließlich der Löcher gelten, die bei der Herstellung der Schlitz und Aussparungen erreicht wird. Werden die Grenzen überschritten, sollte die Tragfähigkeit auf Druck, Schub und Biegung mit dem in Folge der Schlitz und Aussparungen reduzierten Mauerwerksquerschnitt rechnerisch geprüft werden.

Vertikale Schlitz und Aussparungen sind auch dann ohne Nachweis zulässig, wenn die Querschnittsschwächung, bezogen auf 1 m Wandlänge, weniger als 6 % beträgt und die Wand nicht drei- oder vierseitig gehalten nachgewiesen wird. Hierbei müssen

eine Restwanddicke nach Tafel 27, Spalte 4 und ein Mindestabstand nach Spalte 6 eingehalten werden. Die Festlegungen gelten nur für tragende Wände. Schlitz und Aussparungen in Schornsteinwangen sind unzulässig. Längere horizontale Schlitz am Wandkopf sollten zur Vermeidung von Rissbildung und Abplatzungen nicht unmittelbar unter dem Deckenauflager angeordnet werden, dürfen aber nur 40 cm unterhalb Wandkopf und 40 cm oberhalb Wandfuß angeordnet werden. Alle übrigen Schlitz und Aussparungen sind bei der Bemessung des Mauerwerks zu berücksichtigen.

Horizontale und schräge Schlitz sind für eine gesamte Schlitztiefe von maximal dem Wert $t_{ch,h}$ ohne gesonderten Nachweis der Tragfähigkeit des reduzierten Mauerwerksquerschnitts auf Druck, Schub und Biegung zulässig, sofern eine Begrenzung der zusätzlichen Ausmitte in diesem Bereich vorgenommen wird. Klaffende Fugen infolge planmäßiger Ausmitte der einwirkenden charakteristischen Lasten (ohne Berücksichtigung der Kriechausmitte und der Stabauslenkung nach Theorie II. Ordnung) dürfen rechne-

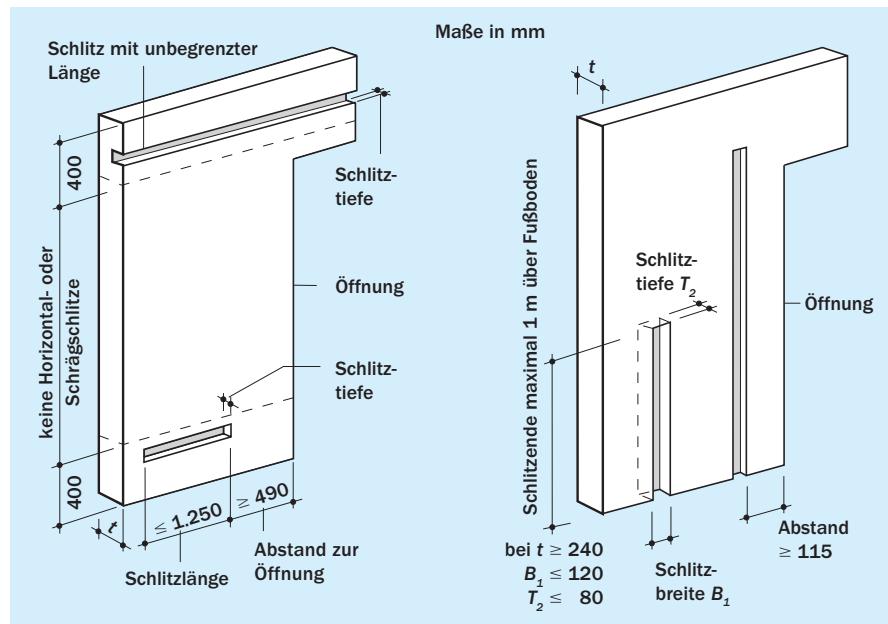


Bild 26 Nachträglich hergestellte horizontale und schräge Schlitz (links); nachträglich hergestellte vertikale Schlitz und Aussparungen (rechts)

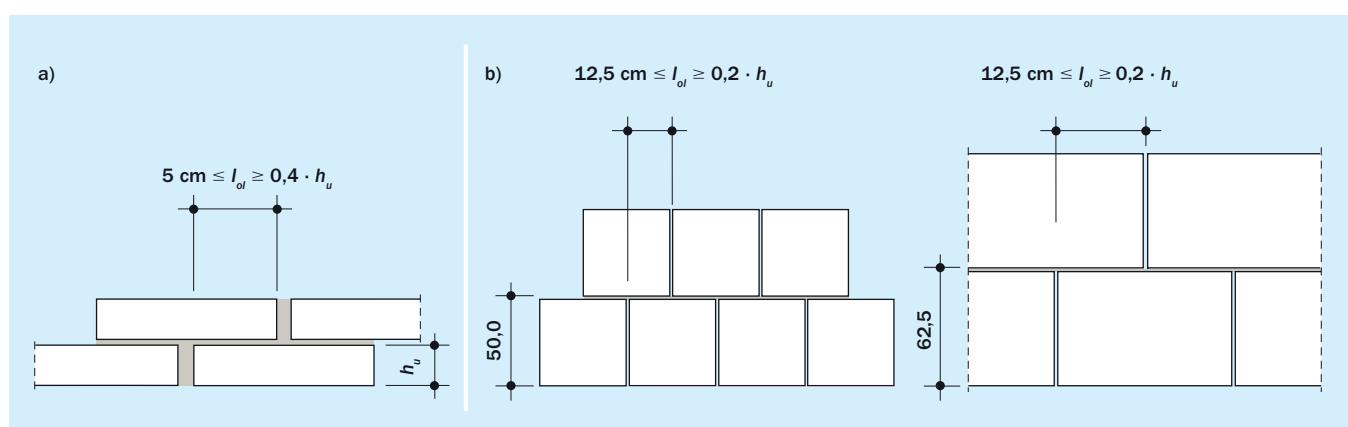


Bild 27 Mindestüberbindemaß I_{ol} nach DIN EN 1996-1-1/NA

Tafel 27 Zulässige Größe $t_{ch,v}$ vertikaler Schlitze und Aussparungen ohne rechnerischen Nachweis nach DIN EN 1996-1-1/NA

1	2	3	4	5	6	7
Wanddicke [mm]	Nachträglich hergestellte Schlitze und Aussparungen ¹⁾		Mit der Errichtung des Mauerwerks hergestellte Schlitze und Aussparungen			
	Maximale Tiefe ²⁾ $t_{ch,v}$ [mm]	Maximale Breite (Einzelschlitz) ³⁾ [mm]	Verbleibende Mindestwanddicke [mm]	Maximale Breite ³⁾ [mm]	Mindestabstand der Schlitze und Aussparungen von Öffnungen	Mindestabstand der Schlitze und Aussparungen untereinander
115-149	10	100	–	–	≥ zweifache Schlitzbreite bzw. ≥ 240	≥ Schlitzbreite
150-174	20	100	–	–		
175-199	30	100	115	260		
200-239	30	125	115	300		
240-299	30	150	115	385		
300-364	30	200	175	385		
≥ 365	30	200	240	385		

¹⁾ Abstand der Schlitze und Aussparungen von Öffnungen²⁾ 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.³⁾ 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.Tafel 28 Zulässige Größe $t_{ch,h}$ horizontaler und schräger Schlitze ohne rechnerischen Nachweis nach DIN EN 1996-1-1/NA

Wanddicke [mm]	Maximale Schlitztiefe $t_{ch,h}$ ¹⁾ [mm]	
	Unbeschränkte Länge ²⁾	Länge ≤ 1.250 mm ³⁾
115-149	–	–
150-174	–	0 ²⁾
175-239	0 ²⁾	25
240-299	15 ²⁾	25
300-364	20 ²⁾	30
≥ 365	20 ²⁾	30

¹⁾ Horizontale und schräge Schlitze sind nur zulässig in einem Bereich ≤ 0,4 m ober- oder unterhalb der Rohdecke sowie jeweils an einer Wandseite. Sie sind nicht zulässig bei Langlochziegeln.

²⁾ 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.

³⁾ Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen ≥ 490 mm, vom nächsten Horizontalschlitz zweifache Schlitzlänge

Tafel 29 Überbindemaß l_{ol} in Abhängigkeit von der Steinhöhe

Steinhöhe h_u [cm]	Regelfall $l_{ol} = 0,4 \cdot \text{Steinhöhe [cm]}$	Mindestüberbindemaß $l_{ol} \geq [\text{cm}]$
< 11,3	5	4,5
11,3 / 12,3	5	0,4 · Steinhöhe \triangleq 5
23,8 / 24,8	10	0,4 · Steinhöhe \triangleq 10
49,8	20	12,5
62,3	25	0,2 · Steinhöhe \triangleq 12,5

risch höchstens bis zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnittes entstehen. Generell sind horizontale und schräge Schlitze in den Installationszonen nach DIN 18015-3 anzugeordnen. Die Tafel 28 enthält entsprechende Grenzwerte für $t_{ch,h}$. Sollten die Schlitztiefen die in Tafel 29 angegebenen Werte überschreiten, sollte die Tragfähigkeit auf Druck, Schub und Biegung mit dem infolge der horizontalen und schrägen Schlitze reduzierten Mauerwerksquerschnitt rechnerisch überprüft werden.

8.3 Überbindemaß

Die Forderung nach der Einhaltung des Überbindemaßes (Tafel 28) wird durch die Ausführung des Mauerwerks im Verband gewährleistet, wenn die Stoß- und Längsfugen übereinander liegender Schichten mindestens mit dem Überbindemaß $l_{ol} \geq 0,4 \cdot h_u$ bzw. $l_{ol} \geq 45$ mm (der größere Wert ist maßgebend) angeordnet werden (Bild 27). Das Überbindemaß l_{ol} darf bei Elementmauerwerk bis auf $0,2 \cdot h_u$ bzw. $l_{ol} \geq 125$ mm reduziert werden, wenn dies in den Ausführungsunterlagen (z.B. Versetzplan oder Positionsplan) ausgewiesen ist und die Auswirkungen in der statischen Berechnung berücksichtigt sind. Das in der statischen Berechnung und den Ausführungsunterlagen angegebene erforderliche Überbindemaß ist einzuhalten und durch die Bauleitung zu kontrollieren. Gerade in Be-

reichen von Fensterbrüstungen, Öffnungen und dem Eintrag von Einzellasten in das Mauerwerk ist auf die Einhaltung des Überbindemaßes zu achten. Insbesondere ist bei folgenden Punkten das Überbindemaß zu beachten:

- Bei reduzierten Überbindemaßen ergeben sich bei hohen Auflasten ggf. Auswirkungen auf die Querkrafttragfähigkeit in Scheibenrichtung.
- Die Lastausbreitwinkel ergeben sich aus dem Tangens von Überbindemaß und Steinhöhe (Tafel 29).
- Bei drei- bzw. vierseitiger Halterung der Wand müssen bei der Ermittlung der Knicklänge die Anpassungsfaktoren α_3 und α_4 berücksichtigt werden.

8.4 Längen- und Höhenausgleich

Die Steine bzw. Elemente einer Schicht müssen die gleiche Höhe haben. An Wandenden und unter Einbauteilen (z.B. Stürze) ist eine zusätzliche Lagerfuge in jeder zweiten Schicht zum Längen- und Höhenausgleich (Bild 28) zulässig, sofern die Aufstandsfläche der Steine mindestens 115 mm lang ist und Steine und Mörtel mindestens die gleiche Festigkeit wie im übrigen Mauerwerk haben. In Schichten mit Längsfugen darf die Steinhöhe nicht größer als die Steinbreite sein. Abweichend davon muss die Aufstandsbreite von Steinen der Höhe ≥ 150 mm mindestens 115 mm betragen.

Bei der Verwendung von Passsteinen und -elementen zum Längenausgleich von Wänden ist zu beachten, dass auch in diesen Bereichen immer das jeweils maßgebende Überbindemaß eingehalten wird.

Um die höheren Mauerwerksdruckfestigkeiten bei KS XL-Mauerwerk ansetzen zu dürfen, sind bei Elementmauerwerk einige weitere konstruktive Ausführungsregeln hinsichtlich der Anordnung von Passelementen und Ausgleichsschichten zu beachten. Andernfalls gelten die Festigkeiten von Planstein-Mauerwerk.

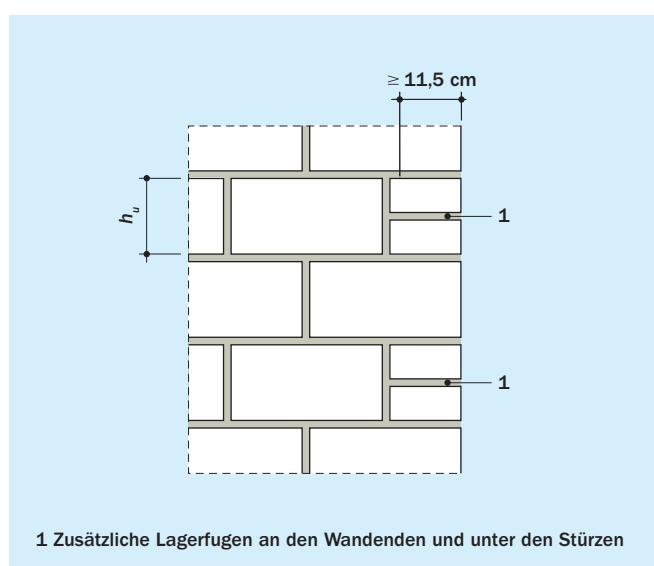


Bild 28 Zusätzliche Lagerfugen an den Wandenden

Der Wandaufbau muss daher grundsätzlich aus großformatigen Elementen mit den Regelabmessungen erfolgen. Für den Längenausgleich dürfen Passelemente verwendet werden. Diese können vorgefertigt oder auch auf der Baustelle zugeschnitten werden.

Der erforderliche Höhenausgleich erfolgt bei Elementmauerwerk durch maximal je zwei Ausgleichsschichten aus Ausgleichselementen oder nicht gelochten Vollsteinen der gleichen oder einer höheren Festigkeitsklasse am Wandfuß und/oder Wandkopf. Die unterste und/oder oberste Ausgleichsschicht darf aus Kalksand-Wärmedämmsteinen als Kimmsteine bestehen. Die Breite der Ausgleichselemente muss entsprechend der geforderten Ausführung als Einsteinmauerwerk der Wanddicke entsprechen. Andernfalls sind die Druckfestigkeiten für Verbandsmauerwerk anzusetzen. Die jeweils maßgebenden Überbindemaße sind auch bei den Ausgleichsschichten einzuhalten.

Es dürfen auch Kalksand-Wärmedämmsteine mit geringerer Festigkeit als die der Planelemente eingebaut werden. In diesem Fall wird beim Standsicherheitsnachweis die Festigkeit der Kimmsteine an der betreffenden Nachweisstelle – in der Regel am Wandfuß – maßgebend. Dort ist dann die vorhandene Mauerwerksdruckfestigkeit für Elementmauerwerk unter Berücksichtigung der Druckfestigkeitsklasse der Kimmsteine anzusetzen. Beim vereinfachten Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA ist die so ermittelte Mauerwerksdruckfestigkeit für den gesamten Nachweis anzusetzen.

8.5 Verbandsmauerwerk

Verbandsmauerwerk ist Mauerwerk mit zwei oder mehr Steinreihen nebeneinander in jeder oder in jeder zweiten Schicht. In der Vergangenheit wurden vornehmlich die Formate 2 DF und 3 DF dafür verwendet.

Die Kalksandsteinindustrie bietet für jede Wanddicke geeignete Steinformate für die Verarbeitung als Einsteinmauerwerk (Wanddicke = Steindicke) an. Mit der Ausweitung der Produktpalette hat die Bedeutung des Verbandsmauerwerks im Bereich des Neubaus nahezu keine Bedeutung mehr.

Lediglich im Bereich von kleinteiligem Sichtmauerwerk oder bei der Sanierungen im Altgebäudebestand kommt diese Art des Mauerns weiterhin zur Anwendung.

INFO

Bei Verbandsmauerwerk ist das Überbindemaß nicht nur in Wandlängsrichtung, sondern auch im Wandquerschnitt einzuhalten.

Mauerwerk aus KS XL ist nur als Einsteinmauerwerk (Wanddicke = Steindicke) zulässig. Bei Ausführung der Kimmsschicht mit zwei Steinen nebeneinander kann die Mauerwerksdruckfestigkeit wie bei Verbandsmauerwerk angesetzt werden. Diese beträgt dann 80 % der Festigkeit des entsprechenden Planstein-Mauerwerks.

8.6 Deckenauflager

Wiederkehrende Verformungen von Stahlbetondecken durch unterschiedliche Temperaturen (Sommer/Winter), das einmalige Schwinden im Zuge der Austrocknung sowie Verdrehungen im Bereich von Endauflagern bei großen Deckenspannweiten führen zu Spannungen in der Konstruktion.

Werden diese Spannungen bei der Planung und Ausführung nicht ausreichend berücksichtigt, führt dies nicht selten zu Rissen an den Wänden. Risse an den Decken sind selten festzustellen (Tafel 30).

Bei großen Deckenspannweiten kommt es insbesondere im Bereich von Endauflagern bei Decken zu großen Verdrehungen der horizontalen Tragglieder. Daraus ergibt sich eine exzentrische Lasteinleitung in die Mauerwerkswand, die nicht nur zu einer Traglastminderung führt, sondern auch Rissbildungen und Abplatzungen verursachen kann.

Sind die Randbedingungen für die Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens nach DIN EN 1996-3/NA nicht eingehalten (z.B. Stützweite $l_f > 6$ m) oder führen die Lastexzentritäten zu großen Traglastminderungen (z.B. bei der obersten Geschossdecke), können entsprechend Bild 30 oder Bild 33 konstruktive Maßnahmen zur Zentrierung des Deckenauflagers am Wandkopf genutzt werden, wobei entsprechende Einflüsse auf die Konstruktion zu beachten sind (z.B. Knicklängen, Übertragung horizontaler Lasten zur Gebäudeaussteifung etc.).

Die Lastzentrierung mit mittig angeordneten Verformungslagern nach Bild 32b ist nicht allein eine konstruktive Maßnahme zur Vermeidung von Rissbildungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Hierdurch ändern sich auch die statischen Randbedingungen. Diese Lager dürfen insbesondere auch nicht am Wandfuß angeordnet werden.

Bei größeren planmäßigen Ausmitten, z.B. Dachdecke mit wenig Auflast oder Decken mit großer Spannweite, sollten Stahlbetondecken zur Verringerung der exzentrischen Lasteinleitung entsprechend zentriert werden.

Werden Maßnahmen zur Zentrierung der Lasteinleitung von Decken vorgesehen, darf auch bei Stützweiten von mehr als 6 m

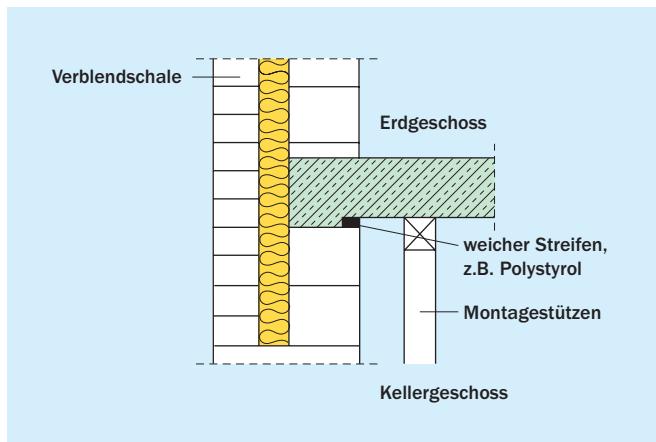


Bild 29 Konstruktive Zentrierung

das vereinfachte Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA angewendet werden.

Die Auflagertiefe der Decken muss generell mindestens $t/3 + 40$ mm der Wanddicke t und darf nicht weniger als 100 mm betragen.

Für die Ausbildung des Wandkopfes werden folgende Empfehlungen gegeben:

- Auftretende Verformungen aus Temperatureinwirkungen z.B. bei einer ungedämmten Decke können über ein Gleitlager mit einem darunter angeordneten Ringbalken aufgenommen werden (Bild 32a).
- Auftretende Verformungen aus Schwinden können bei einer gedämmten Decke durch eine besandete Bitumendachbahn R 500 (nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN V 20000-202) aufgenommen werden. Die Anordnung eines Ringbalkens ist nicht erforderlich.
- Auftretende Verformungen aus Deckendurchbiegung sind mit einem Dämmstreifen am Rand ohne die Anordnung eines Ringbalkens aufzunehmen (Bild 29).
- Falls Schwindverformungen und eine zu große Deckendurchbiegung gleichzeitig auftreten, können sinnvoll Verformungslager für eine mittige Zentrierung angeordnet werden. Ein Ringbalken ist nicht erforderlich, wenn die auftretenden Querkräfte vom Verformungslager aufgenommen werden können (Bild 32b).
- Den Auswirkungen durch das Aufschüsseln von Eckbereichen der Decke durch fehlende Auflasten (Dachdecken oder Garagendecken) kann durch die Anordnung je eines von der Ecke aus ungefähr 1,50 m langen Streifens einer besandeten Bitumendachbahn R 500 (nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN V 20000-202) begegnet werden.

8.7 Ringanker und Ringbalken

Bei Ringankern und Ringbalken handelt es sich um stabförmige Bauglieder, die der Aufnahme von Aussteifungskräften und Horizontallasten dienen. Sie werden z.B. mit ausbetonierten und bewehrten KS-U-Schalen hergestellt.

Ringanker werden bei Massivdecken im Regelfall innerhalb der Decken oder kurz darunter angeordnet und halten die tragenden Wände zusammen. Sie übernehmen die in der Deckenscheibe auftretenden Randzugkräfte und leiten die angreifenden Aussteifungskräfte auf die Wandscheiben weiter. Gleichzeitig erhöhen sie die Stabilität von auf Scheibenschub beanspruchten Wänden mit großen Öffnungen (Bild 30). Ringanker sind also im Wesentlichen Zugglieder (Bild 31).

Ringbalken sind stets anzuordnen, wenn Horizontallasten senkrecht zur Wandebene (z.B. aus Wind) einwirken und eine kontinuierliche Lagerung am Wandkopf (z.B. durch Deckenscheiben) nicht vorhanden ist. Gleichzeitig können Ringbalken auch die Funktion von Ringankern zur Ableitung von Aussteifungskräften übernehmen. Ringbalken sind überwiegend auf Biegung und weniger auf Zug beansprucht.

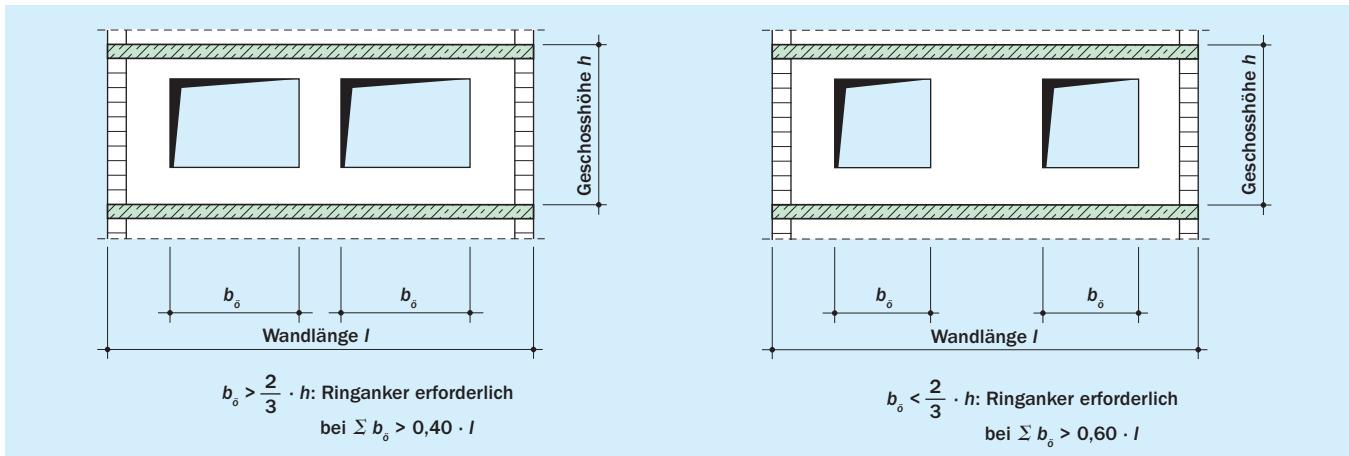


Bild 30 Kriterien für die Anordnung von Ringankern in tragenden und aussteifenden Wänden mit Öffnungen

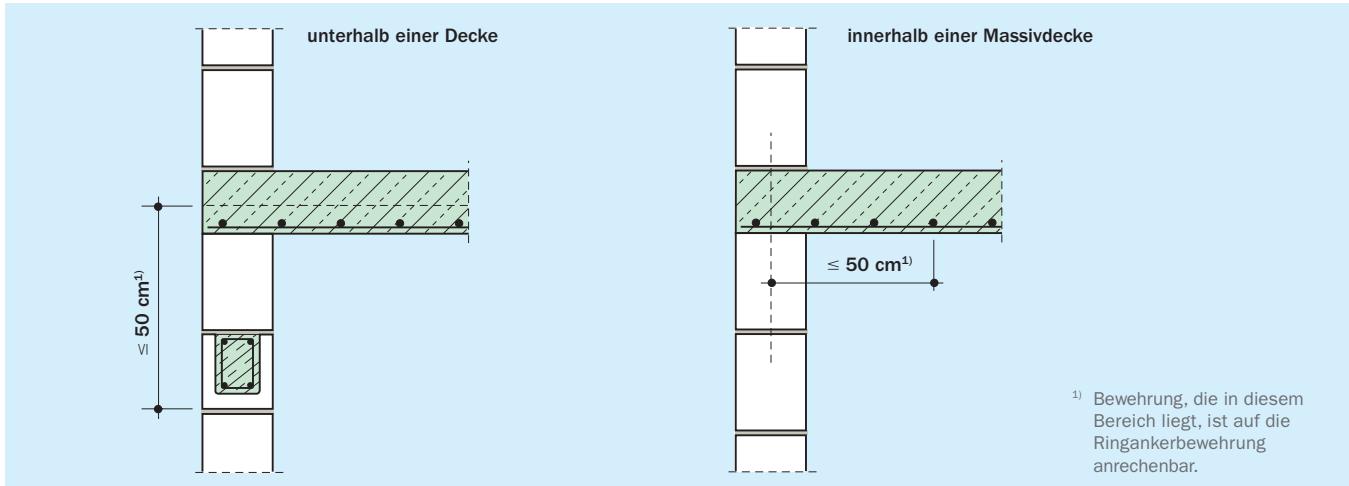


Bild 31 Ausbildung von Ringankern

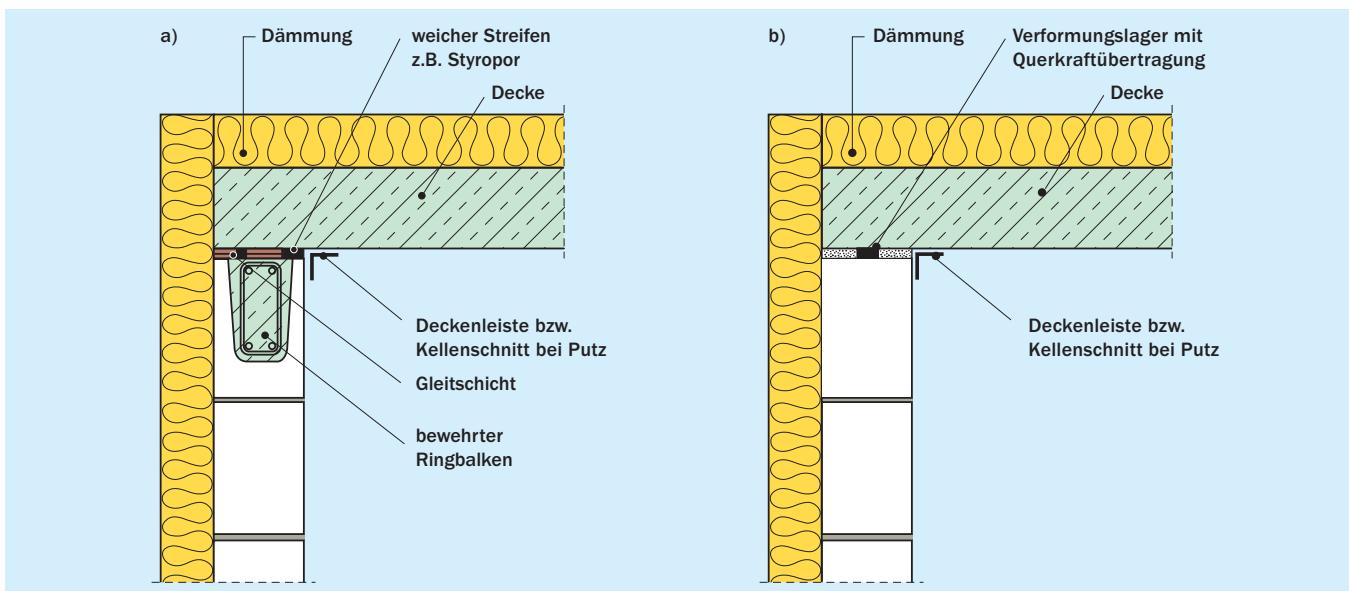


Bild 32 Konstruktive Maßnahmen zur Zentrierung der Deckenauflagerkraft am Beispiel der Außenwand unter einer Dachdecke
a) Gleitlager mit eingelagertem Styropor-Randstreifen an der Wandinnenseite, b) Verformungslager mit Zentrierstreifen zwischen Wand und Decke

8.7.1 Ringanker

Nach DIN 1053-1 mussten alle Außenwände und diejenigen Innenwände, die der Abtragung der Aussteifungskräfte dienen, Ringanker erhalten, wenn nachstehende Randbedingungen vorliegen. Vergleichbare Regelungen sind im Eurocode nicht enthalten. Es empfiehlt sich jedoch, die bewährten Regeln bei der Planung zu berücksichtigen:

- Bauten mit mehr als zwei Vollgeschossen
- Bauten mit Längen > 18 m
- Wände mit großen Öffnungen
- Bauwerke mit ungünstigen Baugrundverhältnissen

Ringanker sind für eine aufzunehmende Zugkraft von mindestens $N_{Ed} = 45 \text{ kN}$ zu dimensionieren bzw. mit einer Mindestquerschnittsfläche von $a_s = 150 \text{ mm}^2$ (oder 2 Ø 10) zu bewehren. In einer Stahlbetondecke vorhandene Bewehrung darf in gewissen Grenzen angerechnet werden. Die parallele Bewehrung muss sich in Decken oder Fensterstürzen in einer Entfernung von nicht mehr als 0,5 m von der Mittelachse der Wand bzw. Decke befinden (Bild 31). Ringanker können auch aus bewehrtem Mauerwerk oder mit so genannten Mauerwerksschalen hergestellt werden, wenn die entsprechenden Zugkräfte aufgenommen werden.

8.7.2 Ringbalken

Ringbalken dienen im Wesentlichen der Aufnahme von Horizontallasten und der horizontalen Halterung der Wände am Wandkopf, wenn eine entsprechende Lagerung statisch erforderlich ist (z.B. Ausfachungsflächen). Dies ist z.B. der Fall bei:

- Decken ohne Scheibenwirkung (Holzbalkendecken)
- Anordnung von Gleitschichten unter Deckenauflagern von Decken (Bild 32a)

Ringbalken sind für die auf sie entfallenden Windlastanteile sowie zur Berücksichtigung von Lotabweichungen auf eine Horizontallast von 1/100 der Vertikallast zu bemessen. Bei Ringbalken unter Gleitschichten sind die verbleibenden Reibungskräfte aus der Decke zusätzlich als Zugkräfte zu berücksichtigen. Ringbalken müssen derart biegesteif ausgeführt werden, dass im auszusteifenden Mauerwerk keine unzulässigen Durchbiegungen und Rissbildungen auftreten. Die Weiterleitung der Auflagerkräfte der Ringbalken in die auszusteifenden Wände ist statisch nachzuweisen.

Ein Ringbalken ist jedoch nur erforderlich, wenn ein Gleitlager eingebaut wird, welches schubweich ist. Wird ein Zentrierlager nach Bild 32b eingebaut, dass die Verformungen aus der Decke aufneh-

men kann und gleichzeitig die Übertragung der Querkräfte gewährleistet, ist ein Ringbalken entbehrlich.

Unterschiedliche Verformungen zwischen tragenden Wänden und der Dachdecke können nach DIN 18530:1987-03 [16] abgeschätzt werden. Ist danach mit Rissen zu rechnen, so ist die Dachdecke möglichst reibungsfrei auf den Wänden zu lagern. In diesem Fall ist ggf. auch ein Gleitlager mit Ringbalken unter der Dachdecke erforderlich.

8.8 Wandanschlüsse

Die Ausbildung der Verbindungen von Wänden und Decken oder von Wänden untereinander hängt von statischen und bauphysikalischen Gesichtspunkten ab. Zur Erzielung der räumlichen Steifigkeit müssen alle tragenden und aussteifenden Wände kraftschlüssig mit den Decken verbunden sein. Bei der Verwendung von Stahlbetondecken wird ein ausreichender Verbund über die Reibung in den Lagerfugen hergestellt. Weitere Konstruktionselemente zur Sicherstellung einer genügenden Standsicherheit können Ringanker und Ringbalken sein. Werden die Wände nicht durch einen Mauerwerksverband zug- und druckfest miteinander verbunden, können alternative Anschluss-elemente, wie z.B. die Stumpfstoßtechnik, verwendet werden. Bei Ausfachungswänden oder nicht tragenden Wänden richten sich die Anschlüsse auch nach den Schall- und Brandschutz-anforderungen.

INFO

Es wird empfohlen, die Außenecken von Kelleraußenwänden – auch unter Annahme zweiseitiger Halterung – aus konstruktiven Gründen immer miteinander zu verzähnen. Alle übrigen Wandanschlüsse können stumpf gestoßen werden, soweit in der Statik nichts anderes gefordert wird.



Bild 33 Stumpfstoßtechnik: Mörtelbett mit Edelstahl-Flachanker



Bild 34 Stumpfstoßtechnik: Abgewinkelte Edelstahl-Flachanker (Bauphase) in Achse der anschließenden Wand

eines planebenen Niveaus in Wandlängs- und -querrichtung. Sie gewährleistet aber auch einen kraftschlüssigen Verbund zwischen Decke und Aufstandsfläche.

Bei Verwendung von KS XL im Dünnbettmörtelverfahren ist die Kimmschicht in Normalmauermortel der Mörtelklasse M 10 auszuführen, um die entsprechende Druckfestigkeit für Elementmauerwerk ansetzen zu dürfen.

8.9 Stumpfstoßtechnik

Der KS-Stumpfstoß, ohne den Bauablauf störende Verzahnung der Wände, eröffnet für Planung und Ausführung Freiräume – auch bei Anwendung von mechanischen Versetzgeräten (Bilder 33 bis 38). Diese Bauweise hat sich seit Jahrzehnten bewährt. Aus baupraktischen Gründen wird daher auch bei statisch angesetzter zweiseitiger Halterung empfohlen, konstruktiv Edelstahl-Flachanker in die Lagerfugen einzulegen. Die Anschlussfugen sind aus schalltechnischen Gründen zu vermorteln.

8.9.1 Anwendungsbereich

Grundsätzlich können alle Wandanschlüsse stumpf gestoßen werden. Es wird jedoch empfohlen, die Außenecken von Kelleraußenwänden – auch unter Annahme zweiseitiger Halterung – aus konstruktiven Gründen immer miteinander zu verzahnen. Alle übrigen Wandanschlüsse (auch Außenecken von Wänden ohne Erddruck) können stumpf gestoßen werden.

8.9.2 Vorteile der Stumpfstoßtechnik:

- Stumpfstoß ist zwischen allen Wänden möglich (einfacher Bauablauf)
- mehr Bewegungsspielraum und Lagerfläche auf der Geschossdecke
- vereinfachter Einsatz von mechanischen Versethilfen und Gerüsten

Die liegende Verzahnung bedeutet in vielen Fällen eine Behinderung beim Aufmauern der Wände, bei der Bereitstellung der Materialien und beim Aufstellen der Gerüste. Stumpf gestoßene Wände vermeiden diese Nachteile.

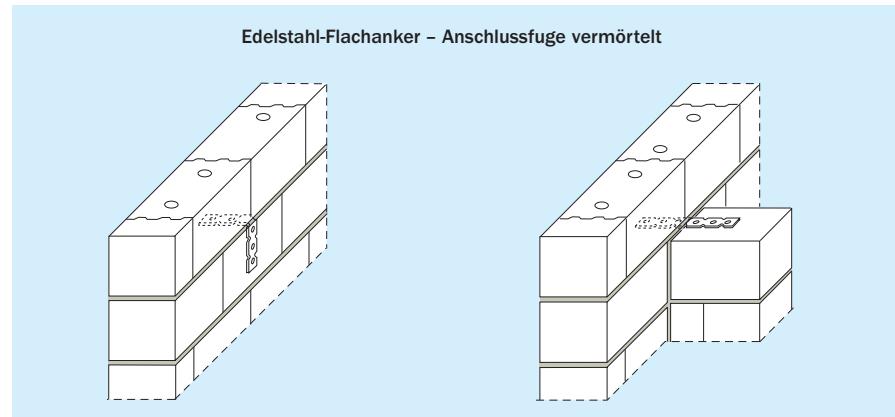


Bild 35 Anwendung von Edelstahl-Flachankern bei der KS-Stumpfstoßtechnik

- Es gilt:
1. Edelstahl-Flachanker 30 cm lang, Ankerdicke $t = 0,75$ mm.
 2. Aus baupraktischen Gründen wird empfohlen, generell Edelstahl-Flachanker einzulegen. Die Anschlussfuge ist zu vermorteln.
 3. Für den Bereich B gilt: 1 Flachanker alle 25 cm entspricht 2 Ankern alle 50 cm.

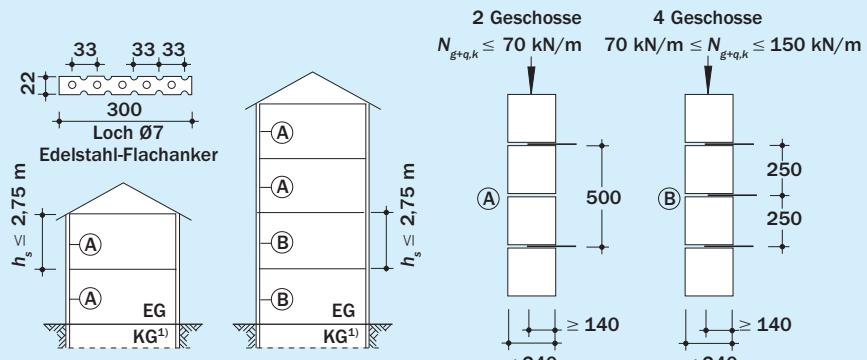


Bild 36 KS-Stumpfstoßtechnik, Regelausführung bei Annahme einer drei- oder vierseitigen Halterung der tragenden Wand (Schichthöhe ≤ 25 cm) [3]

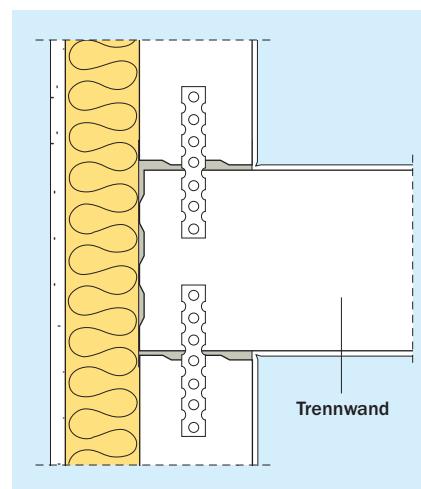


Bild 37 Stumpfstoßtechnik mit durchlaufender Trennwand (Empfehlung bei Schallschutzanforderung)

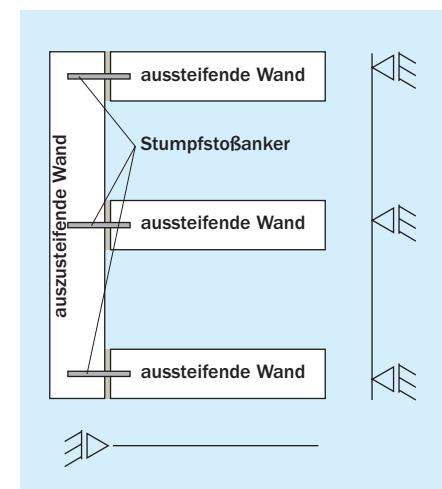
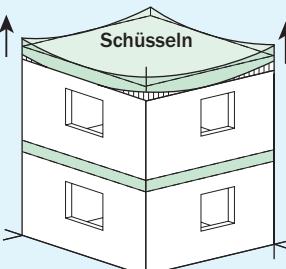
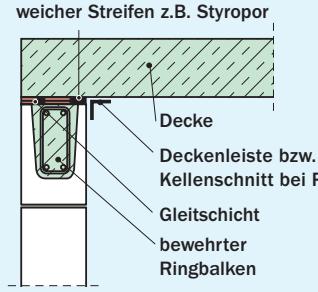
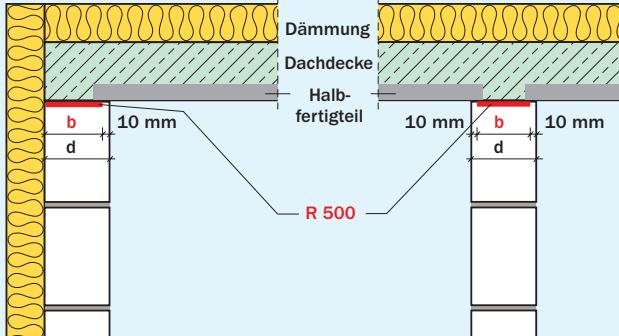
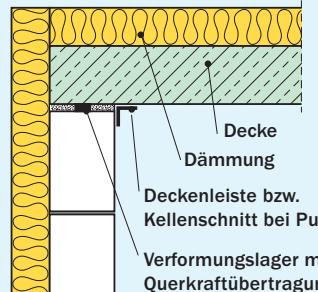
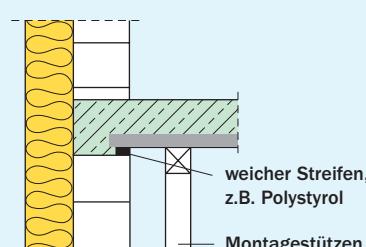


Bild 38 Prinzipielle Anordnung von aussteifender und auszusteifender Wand bei Anwendung des Stumpfstoßes

Tafel 30 Empfehlungen für Planung und Ausführung von Deckenauflagern

Deckenauflager	Beschreibung	Maßnahme
Schüsseln	 <p>Dachdecken können im Eckbereich schüsseln und die oberste Steinreihe mit anheben. Die Folge kann eventuell ein horizontaler Riss über Eck in der Lagerfuge unter der obersten Steinreihe sein.</p>	Einbau von Trennschichten Verwendung einer besandeten Bitumendachbahn R 500 mit Rohfilzeinlage, nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN V 20000-202 Einbau über Eck, Länge ca. 1,50 m in beide Richtungen
Temperaturschwankungen	 <p>Ungedämmte Dachdecken dehnen und verkürzen sich in Folge von Temperaturschwankungen. Gering belastetes Mauerwerk kann diese eingeleiteten Verformungen häufig nicht rissefrei aufnehmen.</p>	Einbau von Gleitschichten bzw. Gleitlagern Einbau der Gleitschichten bzw. -lager zwischen Dachdecke und Wand Zur oberen Halterung der Wand sind bewehrte Ringbalken erforderlich.
Schwinden	 <p>Die Austrocknung von bindemittelgebundenen Baustoffen (z.B. Beton, Mauerwerk) führt zu Schwindverkürzungen.</p>	Einbau von Trennschichten Verwendung einer besandeten Bitumendachbahn R 500 mit Rohfilzeinlage, nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN V 20000-202 Einbau wie folgt: Breite (b) kleiner als Wanddicke (d), und zwar bei – Außenwänden ca. 10 mm, – Innenwänden beidseitig je ca. 10 mm Die Anordnung eines Ringbalkens ist nicht erforderlich.
Schwinden und Zentrieren	 <p>Schwindverformungen und zu große Deckendurchbiegungen können gleichzeitig auftreten. Durch diese Einwirkungen auf Außenwände sind Rissbildungen bzw. Kantenabplattungen auf der Wandinnenseite möglich.</p>	Einbau von Verformungslagern Verwendung von Verformungslagern mit Querkraftübertragung zur Zentrierung und gleichzeitiger Aufnahme von Längenverformungen (ca. ± 10 mm) (z.B. von Calenberg Ingenieure oder Speba) Ein Ringbalken auf dem Mauerwerk ist nicht erforderlich.
Konstruktives Zentrieren	 <p>Größere Deckendurchbiegungen bzw. Auflagerverdrehungen führen zu Lastexzentrizitäten (Traglastminderungen).</p> <p>Bei Stützweiten > 6 m darf mit Zentrierung das vereinfachte Bemessungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA angewendet werden.</p> <p>Zentrierungen sind immer am Wandkopf, nie am Wandfuß anzubringen.</p>	Einlage von weichen Streifen Verwendung von weichen Streifen z.B. aus Polystyrol oder Mineralwolle Einbau: Schalung bzw. Filigrandeckenplatten in der Höhe um die Dicke des Streifens (ca. 5 mm) durch Montagestützen anheben Zentrieren auch bei schlanken Decken ist zu empfehlen.

Literatur

- [1] Gremmel, M.: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit schlanker Mauerwerkswände an Bauteilen in wirklicher Größe, Dissertation Technische Universität Braunschweig, Braunschweig 1978
- [2] Kirtschig, K.: Zur Tragfähigkeit von Mauerwerk bei mittiger Druckbeanspruchung, Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Technischen Universität Hannover, Heft 31, Hannover 1975
- [3] Mann, W.; Müller, H.: Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windscheiben, Die Bautechnik, Heft 12, Berlin 1973
- [4] DIN EN 1996-1-1:2013-02: 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:2019-12
- [5] DIN EN 1996-1-2:2011-04: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten, Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall; in Verbindung mit DIN EN 1996-1-2/NA:2022-09
- [6] DIN EN 1996-2:2010-12 Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten, Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk; in Verbindung mit DIN EN 1996-2/NA:2012-01 +AI:2021-06
- [7] 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:2019-12
- [8] DIN 4172:2006-08 Maßordnung im Hochbau
- [9] DIN EN 1990:2010-12 Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung mit DIN EN 1990/NA:2010-12
- [10] Graubner, C.-A.; Brehm, E.: Analyse der maßgebenden Einwirkungskombinationen zur rationellen Bemessung von unbewehrten Bauteilen im üblichen Hochbau. Forschungsbericht F06-7-2009, BBR, Berlin 2009
- [11] Roeser, W.; Gusia, W.: Gutachten Deckenzuschläge für nicht tragende Wände aus Kalksandstein, Aachen 2005
- [12] Steinle, A.; Hahn, V.: Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau, Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1995
- [13] Leicher, G. W.: Tragwerkslehre in Beispielen und Zeichnungen, Werner Verlag, Düsseldorf 2002
- [14] Graubner, C.-A.; Förster, V.: Erweiterung des vereinfachten Nachweisverfahrens von DIN EN 1996-3/NA für hohe Wände aus Kalksandstein. Forschungsbericht F15-13-2014, Darmstadt 2014
- [15] Graubner, C.-A.; Spengler, M.: Vereinfachter Nachweis von erddruckbelasteten Kellerwänden. Forschungsbericht DGfM Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau, Berlin 2006
- [16] DIN 18530:1987-03: Massive Deckenkonstruktionen für Dächer. Planung und Ausführung

Bildnachweise

Bild S. 180: Ojo Images; Bild S. 209: Csaba Mester;
Bild S. 210: © Henning Koepke/KS-ORIGINAL

Bild 1, Bild S. 185; Bild 34, Bild 35:
Bundesverband Kalksandsteinindustrie e.V.