



### Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten

Die DIN EN 1996 (Eurocode 6) „Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten“ bildet zusammen mit den nationalen Anhängen für Deutschland das anzuwendende Regelwerk für die Nachweise von Mauerwerk. Sie ersetzt seit 2015 die früher gültige Mauerwerksnorm DIN 1053-1:1996-11 „Mauerwerk, Berechnung und Ausführung“.

In DIN EN 1996 (EC 6) sind auch Bauweisen geregelt, die in Deutschland keine Bedeutung haben, oder für die keine Erfahrungen vorliegen, z.B. bewehrtes- oder vorgespanntes Mauerwerk.

Im Folgenden wird auf die Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk, insbesondere auf die vereinfachten Berechnungsmethoden für Mauerwerksbauten nach DIN EN 1996-3 (Eurocode 6-3) eingegangen, da damit der weit überwiegende Teil der Mauerwerksbauten nachgewiesen werden kann.

Gegenüber der vorherigen Mauerwerksnorm DIN 1053 sind Verbesserungen vorhanden, die die Wirtschaftlichkeit des Mauerwerks weiter erhöhen.

Die DIN EN 1996 (EC 6) hat folgende wesentlichen Bestandteile für die Bemessung unbewehrter Mauerwerkswände:

- Umstellung auf das Teilsicherheitskonzept
- Nachweis aufnehmbarer Traglasten (Schnittgrößen) auf Bemessungswertniveau
- Explizierte Unterscheidung hinsichtlich der Steinarten (Leichtbeton, Porenbeton, Ziegel, Kalksandstein) und Steinsorten (Vollstein, Lochstein, Planelement...)
- Teilaufliegende Decken ( $a < t$ ) werden normativ explizit geregelt
- Die Bemessung von Planelementen ist jetzt normativ geregelt
- Die Gebrauchstauglichkeit (z.B. klaffende Fuge und Randdehnungsnachweis) braucht nicht nachgewiesen zu werden, wenn die Ausführung nach DIN EN 1996 Teil 2 erfolgt

Diese Technische Information wurde erstellt auf der Grundlage der DGfM-Schriftenreihe  
„Vereinfachte Berechnungsmethoden  
für unbewehrte Mauerwerksbauten nach Eurocode 6-3“



Es liegen alle nationalen Fassungen des Eurocode 6 „Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten“ vor. Die einzelnen Teile lauten:

- Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
- Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk
- Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
- Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall

Die Veröffentlichung der Nationalen Anhänge (NA) zu den jeweiligen Teilen wurde mit den A3-Änderungen zu Teil 1-1 und Teil 3 im Ende 2019 abgeschlossen. Die bauaufsichtliche Inbezugnahme erfolgt dann voraussichtlich frühestens im Laufe des Jahres 2020. Zuvor ausgestellte bauaufsichtliche Zulassungen oder Bauartgenehmigungen nehmen ggf. noch eine frühere Version in Bezug.

Die nachfolgenden Darstellungen und Berechnungsbeispiele beruhen daher noch auf dem Stand der A2-Änderungen der Nationalen Anhänge aus 2015. Die wesentlichen Änderungen sind in der technischen Information zu den Änderungen der DIN EN 1996 2020 nachzulesen.

Der Teil 3 mit seinen *vereinfachten Berechnungsmethoden* wurde insbesondere auf Wunsch Deutschlands mit in den Eurocode 6 aufgenommen. Damit sollte in Anlehnung an das in Deutschland bewährte *vereinfachte Verfahren* nach DIN 1053-1 sichergestellt sein, dass auch bei Anwendung des Eurocodes der statische Nachweis eines Großteils aller im Mauerwerksbau auftretenden Problemstellungen innerhalb kürzester Zeit und ohne großen Aufwand weiterhin möglich ist.

Im Folgenden werden die wichtigsten Regelungen der „Vereinfachten Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten“ nach Eurocode 6, Teil 3 in Verbindung mit dem zugehörigen Nationalen Anhang vorgestellt und mit einfachen Zahlenbeispielen ergänzt. Im Sinne einer besseren Übersichtlichkeit wird auf die Kennzeichnung, welche Regelungen auf dem Eurocode und welche auf dem Nationalen Anhang basieren, verzichtet.

Eine umfassende Darstellung des gesamten Normenwerkes zum Eurocode 6 und der nationalen Anhänge wird mit entsprechender praxisgerechter Erläuterung im „Eurocode 6 Kommentar“ dargestellt. Dieses Buch wurde durch ein von der DGfM koordiniertes Autorenkollektiv erstellt und wird über den Beuth-Verlag sowie den Ernst & Sohn-Verlag vertrieben.



### Grundlagen

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

Die Standsicherheit wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ultimate Limit State) durch die Gegenüberstellung einwirkender und widerstehender Schnittgrößen nachgewiesen. Die Bemessungswerte von Einwirkung ( $E_d$ ) und Widerstand ( $R_d$ ) ergeben sich aus den jeweiligen charakteristischen Größen ( $E_k$ ) und ( $R_k$ ) unter Berücksichtigung der entsprechenden Teilsicherheitsfaktoren ( $\gamma$ ):

$$\gamma_E \cdot E_k = E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

$E_k$  Charakteristischer Wert der Einwirkung

$\gamma_E$  Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung

$E_d$  Bemessungswert der Einwirkung

$R_k$  Charakteristischer Wert des Widerstandes

$\gamma_M$  Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes (bzw. des Materials)

$R_d$  Bemessungswert des Widerstandes

Die neben der Standsicherheit ebenfalls sicherzustellende *Gebrauchstauglichkeit* von Bauteilen und Bauwerken darf im Mauerwerksbau ohne weiteren Nachweis als erfüllt angesehen werden, wenn der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den vereinfachten Berechnungsmethoden erfolgt ist und die Regelungen zur Ausführung nach DIN EN 1996-2 eingehalten sind.



### Bemessungswert der Einwirkungen

Auf der Einwirkungsseite wird zwischen ständigen Einwirkungen  $G$ , wie z.B. dem Konstruktionseigengewicht und zeitlich veränderlichen Einwirkungen  $Q$ , wie z.B. Wind oder Nutzlasten, unterschieden. Mit Ausnahme des Nachweises von horizontal beanspruchten Aussteifungsscheiben wirken alle vertikalen Einwirkungen ungünstig, daher darf der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft ( $N_{Ed}$ ) vereinfacht wie folgt ermittelt werden:

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

$N_{Ed}$  Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

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

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

In Hochbauten mit Decken aus Stahlbeton, die mit charakteristischen Nutzlasten (inkl. Trennwandzuschlag) von höchstens 3,0 kN/m<sup>2</sup> belastet sind, darf für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen vereinfachend angesetzt werden:

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

Bei größeren Biegemomenten um die starke Achse (z.B. Windscheiben) ist ggf. auch folgende Lastkombination zu analysieren:

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

in Verbindung mit

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



**Tab. L1: Charakteristische Wichte in kN/m<sup>3</sup> für Bisoplan-Mauerwerk und Mauerwerk aus Biso-Planelementen**

Steinsorte	Rohdichteklasse															
	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	1,40	1,80	2,00	2,20
	Bisotherm-DBM															
Bisomark PLUS			5,5	6,0		7,0		8,0								
Bisomark Hbl	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5											
BisoMark Hbn	4,5															
Bisomark Hbl Min.-Schaum			5,5	6,0	6,5											
Bisoplan PLUS			5,5													
Bisoplan (Super)		5,0	5,5			7,0		9,0								
Bisoplan (Block)			5,5	6,0		7,0		8,0								
Varioplan								9,0								
Normaplan Vbl													18,0	20,0	22,0	
Normaplan Hbl								9,0	10,0	11,0	13,0					
Bisophon-PE															20,0	22,0

**Tab.: L2: Charakteristische Wichte in kN/m<sup>3</sup> für BisoClassic – Mauerwerk**

Steinsorte	Rohdichteklasse													
	0,40	0,45	0,55	0,60	0,65	0,80	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	1,60	1,80	2,00
	Leichtmauermörtel							NM						
Bisoclassic (Super)	5,0	5,5		7,0										
Bisoclassic (Block)		5,5												
Vollsteine			6,5		7,5	9,0								
Bisophon Vbl													18,0	20,0
BisoBims Hbl								10,0	11,0	12,0	14,0			
BisoBims Vollstein										12,0				20,0

**Tab. L3: Charakteristische Flächenlasten für ausgewählte Putze**

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

**Tab. L4:  $\Delta q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$  (Eigengewicht der Wände  $\leq 3 \text{ kN/m}$ )**

Wanddicke cm	Rohdichte- klasse	Mörtel <sup>1)</sup>	Putz	$g_k$ kN/m <sup>2</sup>	max. H m
11,5	0,55	DBM oder LM	ohne Putz	0,75	4,00
			mit 2 x 15mm Gipsputz <sup>2)</sup>	1,11	2,70
			Gipskartonplatten <sup>3)</sup>	1,00	3,00
12,3	0,55	DBM	ohne Putz	0,80	3,75
			mit 2 x 15mm Gipsputz <sup>2)</sup>	1,16	2,58
			Gipskartonplatten <sup>3)</sup>	1,05	2,86
11,5	0,55	NM	ohne Putz	0,86	3,49
			mit 2 x 15mm Gipsputz <sup>2)</sup>	1,22	2,46
			Gipskartonplatten <sup>3)</sup>	1,11	2,70

<sup>1)</sup> DBM: Bisootherm-Dünnbettmörtel; LM: Bisootherm-Leichtmauermörtel; NM: Normalmörtel M10 (bisher III)<sup>2)</sup> beidseitiger Gipsputz mit jeweils 15 mm Dicke (0,36 kN/m<sup>2</sup>);<sup>3)</sup> beidseitige Beplankung aus 10 mm dicken Gipskartonplatten einschließlich Ansetzmörtel (0,25 kN/m<sup>2</sup>)**Tab. L5:  $\Delta q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$  (Eigengewicht der Wände  $\leq 5 \text{ kN/m}$ )**

Wanddicke cm	Rohdichte- klasse	Mörtel <sup>1)</sup>	Putz	$g_k$ kN/m <sup>2</sup>	max. H m
11,5	0,55	DBM oder LM	ohne Putz	0,75	4,50
			mit 2 x 15mm Gipsputz <sup>2)</sup>	1,11	4,50
			Gipskartonplatten <sup>3)</sup>	1,00	4,50
12,3	0,55	DBM	ohne Putz	0,80	4,50
			mit 2 x 15mm Gipsputz <sup>2)</sup>	1,16	4,31
			Gipskartonplatten <sup>3)</sup>	1,05	4,50
11,5	0,55	NM	ohne Putz	0,86	4,50
			mit 2 x 15mm Gipsputz <sup>2)</sup>	1,22	4,10
			Gipskartonplatten <sup>3)</sup>	1,11	4,50
11,5	0,65	DBM oder LM	ohne Putz	0,86	4,50
			mit 2 x 15mm Gipsputz <sup>2)</sup>	1,22	4,10
			Gipskartonplatten <sup>3)</sup>	1,11	4,50
12,3	0,65	DBM	ohne Putz	0,92	4,50
			mit 2 x 15mm Gipsputz <sup>2)</sup>	1,28	3,90
			Gipskartonplatten <sup>3)</sup>	1,17	4,27
11,5	0,65	NM	ohne Putz	0,98	4,50
			mit 2 x 15mm Gipsputz <sup>2)</sup>	1,34	3,73
			Gipskartonplatten <sup>3)</sup>	1,23	4,06

<sup>1)</sup> DBM: Bisootherm-Dünnbettmörtel; LM: Bisootherm-Leichtmauermörtel; NM: Normalmörtel M10 (bisher III)<sup>2)</sup> beidseitiger Gipsputz mit jeweils 15 mm Dicke (0,36 kN/m<sup>2</sup>);<sup>3)</sup> beidseitige Beplankung aus 10 mm dicken Gipskartonplatten einschließlich Ansetzmörtel (0,25 kN/m<sup>2</sup>)



### Tragwiderstand von Mauerwerk

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes (Bemessungswert der aufnehmbaren Schnittgröße)  $R_d$  ergibt sich aus den charakteristischen Werten der Festigkeiten (siehe Anhang Seite 28 + 29) dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  für das Material. Die anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte hängen von der jeweiligen Bemessungssituation ab (siehe nachfolgende Tabelle L6). Die vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3 gelten auch für die Bemessung von außergewöhnlichen Einwirkungen, sofern Wind- oder Schneelasten als solche definiert sind.

**Tabelle L6: Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  für das Material**

Bemessungssituation	
ständig und vorübergehend	außergewöhnlich
1,5	1,3

Der benötigte charakteristische Wert einer Baustofffestigkeit ergibt sich in Abhängigkeit des zu führenden Nachweises. Wesentlichster Nachweis im Rahmen der vereinfachten Berechnungsmethoden ist der Nachweis überwiegend vertikal beanspruchter Wände (vgl. Seite 11), für den der Bemessungswert der Druckfestigkeit  $f_d$  wie folgt zu bestimmen ist:

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

$f_d$  Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks

$\zeta$  Beiwert zur Berücksichtigung von festigkeitsmindernden Langzeiteinflüssen. Für dauernde Beanspruchung infolge Eigenlast, Schnee- und Verkehrslasten gilt  $\zeta = 0,85$ . Für kurzzeitige Beanspruchungszustände gilt  $\zeta = 1,0$ .

$f_k$  Charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks (siehe Seite 28 + 29).  
Bei Produkten mit einer bauaufsichtlichen Zulassung oder einer Bauartgenehmigung ist der Wert  $f_k$  aus diesen Unterlagen zu entnehmen.

Die Mindestwanddicke beträgt 115 mm. Bei Wandquerschnittsflächen kleiner als 1000 cm<sup>2</sup> (Pfeiler) sowie bei Verbandsmauerwerk (Mauerwerk mit mehr als einem Stein in Richtung der Wanddicke) ist der Bemessungswert der Druckfestigkeit um 20 % abzumindern. Wandquerschnittsflächen kleiner als 400 cm<sup>2</sup> (nach Abzug von Schlitzern und Aussparungen) sind nicht zulässig.



### Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk

#### Mauerwerks-Druckfestigkeit $f_k$

Die Druckfestigkeit von Mauerwerk ist für die Nachweisführung im Allgemeinen von sehr großer Bedeutung. Sie ist in Abhängigkeit der Steinart (Leichtbeton, Ziegel, Kalksandstein, Porenbeton und Beton), der Steinsorte (Vollstein, Lochstein, Planelement, Planstein...) und des Mörtels (Normalmauermörtel, Dünnbettmörtel, Leichtmauermörtel) festgelegt.

Für Mauerwerk gelten die folgenden Mauerstein- und Mörtel-Normen:

Leichtbeton: DIN EN 771-3 in Verbindung mit DIN 20000-403

Mauerziegel: DIN EN 771-1 in Verbindung mit DIN 20000-401

Kalksandstein: DIN V 106 bzw. DIN EN 771-2 in Verbindung mit DIN 20000-402

Porenbeton: DIN EN 771-4 in Verbindung mit DIN 20000-404

Mauermörtel: DIN 18580 bzw. DIN EN 998-2 in Verbindung mit DIN 20000-412

Die charakteristischen Druckfestigkeiten von Mauerwerk aus genormten Mauersteinen und Mauermörteln sind in den Tabellen auf den Seiten 28 + 29 angegeben. Werte in bauaufsichtlichen Zulassungen, Bauartgenehmigungen, etc. können stark davon abweichen.

Ein größerer Teil der Produkte des Mauerwerksbaus wird nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen verwendet. Diese Zulassungen beziehen sich im Grundsatz auf normative Regelungen, können jedoch auch Festlegungen enthalten, die die normativen Regelungen erweitern oder einschränken.

#### Zug-, Biegezug- und Schubfestigkeit

Unter bestimmten Beanspruchungen erfährt Mauerwerk eine *Zug-* und / oder *Biegezugbeanspruchung* senkrecht und / oder parallel zur Lagerfuge (Zwangsbeanspruchung infolge Verformungsbehinderung, Wind auf Ausfachungsflächen oder Verblendschalen, etc.). Entsprechende charakteristische Werte der Zug-, Biegezug- und Schubfestigkeiten sind in den Allgemeinen Regeln von Teil 1-1 des Eurocodes ausgewiesen. Bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden werden diese Parameter im Allgemeinen nicht explizit benötigt, da entsprechende Wirkungen bei der Festlegung der Anwendungsgrenzen sowie den vorgegebenen vereinfachten Formeln, Gleichungen und Tabellen bereits berücksichtigt worden sind.

Die *Schubfestigkeit* von Mauerwerk ist eine wichtige Einflussgröße zur Beurteilung der maximalen Querkrafttragfähigkeit von Mauerwerk, welche insbesondere für den Standsicherheitsnachweis von Aussteifungsscheiben von großer Bedeutung ist. Sofern bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden nicht von vornherein auf einen rechnerischen Nachweis





der Aussteifung verzichtet werden kann (siehe Seite 21) ist analog zur Zug- und Biegezugbeanspruchung auf die allgemeinen Regeln von Teil 1-1 zurückzugreifen.

### Anwendungsgrenzen und Randbedingungen

#### Vereinfachungen

Bei den vereinfachten Berechnungsmethoden brauchen für bestimmte Beanspruchungen, z.B.:

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

keine Nachweise geführt werden, da sie im Sicherheitsabstand, der dem Nachweisverfahren zugrunde liegt, oder durch konstruktive Regeln berücksichtigt sind. Die Anwendung des vereinfachten Verfahrens ist daher neben den im nächsten Abschnitt folgenden Randbedingungen nur zulässig, wenn außer aus den Beanspruchungen aus der Deckeneinspannung und -auflagerung und Wind keine weiteren Biegemomente auftreten.

#### Anwendungsvoraussetzungen

Aufgrund der genannten Vereinfachungen ist die Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden nur unter bestimmten Randbedingungen zulässig. Ist eine dieser Anforderungen nicht erfüllt, so ist eine genauere Berechnung nach den allgemeinen Regeln des Teils 1-1 zwingend erforderlich. Die notwendigen Randbedingungen sind in Tabelle L7 dargestellt. Zusätzlich ist zu beachten:

- Gebäudehöhe über Gelände  $h \leq 20$  m;  
bei geneigten Dächern darf für die Gebäudehöhe das Mittel von First- und Traufhöhe angesetzt werden.
- Stützweite der aufliegenden Decken  $l \leq 6,0$  m, sofern nicht die Biegemomente aus dem Deckendrehwinkel durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierleisten, begrenzt werden;  
bei zweiachsig gespannten Decken ist für  $l$  die kürzere der beiden Stützweiten einzusetzen.
- Bei einem Versatz der Wandachsen infolge einer Änderung der Wanddicken umschreibt der Querschnitt der dickeren tragenden Wand den Querschnitt der dünneren tragenden Wand.
- Der Einfluss der Windlast senkrecht zur Wandebene von tragenden Wänden darf vernachlässigt werden, wenn die Bedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden eingehalten sind und ausreichende horizontale Halterungen



vorhanden sind. Als solche gelten z. B. Decken mit Scheibenwirkung oder statisch nachgewiesene Ringbalken im Abstand der zulässigen Wandhöhen.

- Das planmäßige Überbindemaß  $l_{oI}$  muss mindestens  $0,4 \cdot h_u$  und mindestens 45 mm (größerer Wert ist maßgebend) betragen;  
bei Elementmauerwerk darf das planmäßige Überbindemaß  $l_{oI}$  auch mindestens  $0,2 \cdot h_u$  und mindestens 125 mm (größerer Wert ist maßgebend) betragen.
- Die Deckenauflagertiefe  $a$  muss mindestens die halbe Wanddicke ( $0,5 \cdot t$ ) und mindestens 100 mm (größerer Wert ist maßgebend) betragen. Bei einer Wanddicke von 365 mm darf die Mindestdeckenauflagertiefe auf  $0,45 \cdot t$  reduziert werden.
- Freistehende Wände sind nach DIN EN 1996-1-1 nachzuweisen.

**Tabelle L 7: Voraussetzungen für die Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden**

Bauteil	Wanddicke	Lichte Wandhöhe	Nutzlast auf Decke <sup>1)</sup>
	$t$ [mm]	$h$ [m]	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
tragende Innenwände	$\geq 115$ $< 240$	$\leq 2,75$	$\leq 5$
	$\geq 240$	---	
tragende Außenwände und zweischalige Haustrennwände	$\geq 115$ <sup>2)</sup> $< 150$ <sup>2)</sup>	$\leq 2,75$	$\leq 3$
	$\geq 150$ <sup>3)</sup> $< 175$ <sup>3)</sup>		
	$\geq 175$ $< 240$		$\leq 5$
	$\geq 240$	$\leq 12 \cdot t$	

<sup>1)</sup> Einschließlich Zuschlag für nicht tragende innere Trennwände

<sup>2)</sup> 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.

<sup>3)</sup> Bei charakteristischen Druckfestigkeiten  $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$  gilt zusätzlich Fußnote 2.



### Bemessung

#### Überwiegend vertikal beanspruchte Wände

#### Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes

Der Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstands (der aufnehmbaren Normalkraft)  $N_{Rd}$  wird auf Grundlage eines rechteckigen Spannungsblocks ermittelt. Die Abminderung der Traglast infolge Lastausmitte und / oder Knicken erfolgt über den Abminderungsbeiwert  $\Phi$ .

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

$N_{Rd}$	Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes
$A = b \cdot t$	Bruttoquerschnittsfläche des nachzuweisenden Wandabschnitts
$f_d$	Bemessungswert der Druckfestigkeit von Mauerwerk (siehe Seite 7)
$\Phi$	Abminderungsbeiwert (siehe Seite 15)

#### Knicklänge

Die Lagerungsbedingungen am Wandkopf und -fuß sind über die Knicklänge  $h$  zu erfassen und das Knickproblem auf den so genannten Eulerfall II des gelenkig gelagerten Ersatzstabes zu überführen.

#### Zweiseitig gehaltene Wand

Bei flächig aufgelagerten Decken, z. B. massiven Plattendecken oder Rippendecken mit lastverteilenden Auflagerbalken, darf bei 2-seitig gehaltenen Wänden die Einspannung der Wand in den Decken durch folgende Abminderung der Knicklänge berücksichtigt werden:

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

$h_{ef}$	Knicklänge
$\rho_2$	Abminderungsfaktor (2-seitige Halterung)
$h$	lichte Geschosshöhe

Sind die Voraussetzungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden eingehalten, gilt vereinfacht:

$\rho_2 = 0,75$ für Wanddicken	$t \leq 175 \text{ mm}$
$\rho_2 = 0,90$ für Wanddicken	$175 \text{ mm} < t \leq 250 \text{ mm}$
$\rho_2 = 1,00$ für Wanddicken	$t > 250 \text{ mm}$ .



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

$$t \geq 240 \text{ mm: } a \geq 175 \text{ mm}$$

$$t < 240 \text{ mm: } a = t$$

### Dreiseitig gehaltene Wand

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

$\rho_2$  Abminderungsfaktor unter Annahme 2-seitiger Halterung

$\alpha_3$  Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung eines planmäßig verminderten Überbindemaßes nach Tabelle L 8  
Für Überbindemaße  $l_{o1} / h_u \geq 0,4$  darf der Anpassungsfaktor  $\alpha_3 = 1,0$  angesetzt werden.

$b'$  Abstand des freien Randes von der Mitte der haltenden Wand nach nachfolgender Abb. 1:  $b' \leq 15 \cdot t$ , sonst zweiseitig gehalten

### Vierseitig gehaltene Wand

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

$$h_{ef} = \alpha_4 \cdot \frac{b}{2} \text{ für } \alpha_4 \cdot \frac{h}{b} > 1$$

$\alpha_4$  Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung eines planmäßigen verminderten Überbindemaßes nach nachfolgenden Tabelle L 8.

Für Überbindemaße  $l_o / h_u \geq 0,4$  darf der Anpassungsfaktor  $\alpha_4 = 1,0$  angesetzt werden.

$b$  Achsabstand der haltenden Wände nach Abb.1  $b \leq 30 \cdot t$ , sonst zweiseitig gehalten



Tabelle L 8: Anpassungsfaktoren  $\alpha_3$  und  $\alpha_4$  bei verminderten Überbindemaßen

$0,2 \leq l_o/h_u < 0,4^{1,2)}$	$h_u/l_u^{1)3)}$			
	0,5	0,625	1	2
$\alpha_3$	1,0	0,90	0,83	0,75
$\alpha_4$	1,0	0,75	0,67	0,60

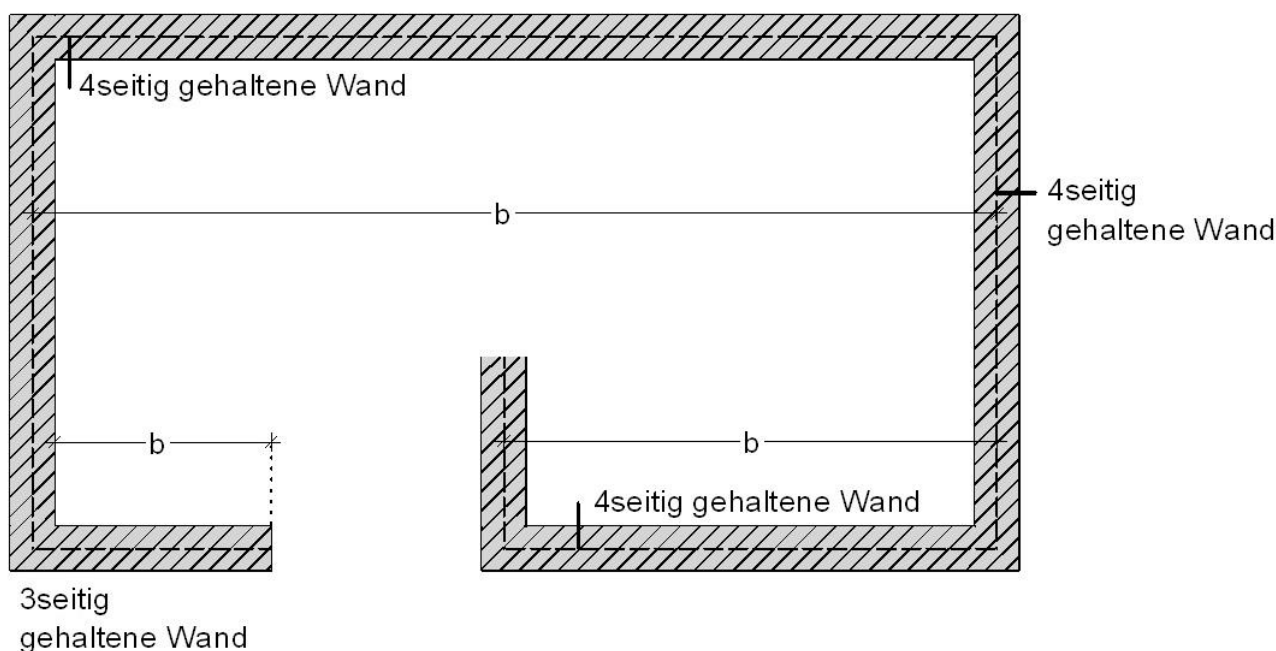
1)  $l_o$ : Überbindemaß

$h_u$ : Elementhöhe

$l_u$ : Elementlänge

2) Für  $l_o/h_u \geq 0,4$  gilt:  $\alpha_3 = \alpha_4 = 1,0$

3) Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.



**Abb. 1: Drei- und vierseitig gehaltene Wände**

Wenn  $b > 30 \cdot t$  bei vierseitig gehaltenen Wänden bzw.  $b' > 15 \cdot t$  bei dreiseitig gehaltenen Wänden ist, so sind diese Wände wie zweiseitig gehaltene Wände zu behandeln.

Wenn Schlitze und Aussparungen mit ihren Abmessungen über den in Tabellen L9 + L10 angegebenen Werten liegen, muss dieses entsprechend auch beim Ansatz der mehrseitigen Halterung berücksichtigt werden.

**Tabelle L9: Ohne Nachweis zulässige Größe  $t_{ch,v}$  vertikaler Schlitze und Aussparungen im Mauerwerk****(Hinweis: Entspricht Tabelle NA.19 in DIN EN 1996-1-1/NA /5/)**

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

<sup>a</sup> 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.

<sup>b</sup> 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.

<sup>c</sup> Abstand der Schlitze und Aussparungen von Öffnungen ≥ 115 mm.

**Tabelle L10: Ohne Nachweis zulässige Größe  $t_{ch,h}$  horizontaler und schräger Schlitze im Mauerwerk****(Hinweis: Entspricht Tabelle NA.20 in DIN EN 1996-1-1/NA)**

Wanddicke mm	Maximale Schlitztiefe $t_{ch,h}$ <sup>a</sup> mm	
	Unbeschränkte Länge	Länge ≤ 1250 mm <sup>b</sup>
115 bis 149	–	–
150 bis 174	–	0 <sup>c</sup>
175 bis 239	0 <sup>c</sup>	25
240 bis 299	15 <sup>c</sup>	25
300 bis 364	20 <sup>c</sup>	30
über 365	20 <sup>c</sup>	30

<sup>a</sup> 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.

<sup>b</sup> Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen ≥ 490 mm, vom nächsten Horizontalschlitz zweifache Schlitzlänge.

<sup>c</sup> 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.



**Für aussteifende Wände gilt:**

- Länge  $\geq 1/5$  der Geschosshöhe
- Dicke  $\geq 0,3$ fache Dicke der auszusteienden Wand
- Dicke  $\geq 115$  mm

### Abminderungsbeiwerte

Für die Ermittlung des vertikalen Tragwiderstandes ist der kleinere der beiden Abminderungsbeiwerte  $\Phi_1$  und  $\Phi_2$  maßgebend:

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

### Abminderungsfaktor $\Phi_1$ am Wandkopf und Wandfuß (Traglastminderung infolge Lastausmitte bei Endauflagern)

Für  $f_k \geq 1,8$  N/mm<sup>2</sup> gilt:

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

Für  $f_k < 1,8$  N/mm<sup>2</sup> gilt:

$$\Phi_1 = 1,6 - \frac{l}{5} \leq 0,90 \cdot \frac{a}{t}$$

$l$  Stützweite der angrenzenden Geschosdecke; bei zweiachsig gespannten Decken ist für  $l$  die kürzere der beiden Stützweiten einzusetzen

$a/t$  auf die Wanddicke  $t$  bezogene Auflagertiefe  $a$  der Geschosdecke. Bei Mauerwerk mit voll aufliegender Decke ist  $a/t = 1,0$

Bei Decken über dem obersten Geschoss, insbesondere Dachdecken, gilt aufgrund der geringen Auflasten:

$$\Phi_1 = 0,333$$

Wird die Traglastminderung durch Deckenverdrehung mittels konstruktiver Maßnahmen verhindert (z.B. Zentrierleisten), so gilt unabhängig von der Deckenstützweite:

$$\Phi_1 = 0,90 \cdot \frac{a}{t}$$



**Abminderungsbeiwert  $\Phi_2$  in Wandhöhenmitte (Traglastminderung bei Knickgefahr)**

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

$h_{ef}/t$  Schlankheit der Wand

### Mindestauflast im obersten Geschoss

Für Wände, die als Endauflager für Decken und Dächer dienen und durch Wind beansprucht werden, darf der Nachweis der Mindestauflast vereinfacht nach folgender Gleichung erfolgen:

$$N_{Ed} \geq \frac{3 \cdot q_{Ewd} \cdot b}{16 \cdot (a - h/300)}$$

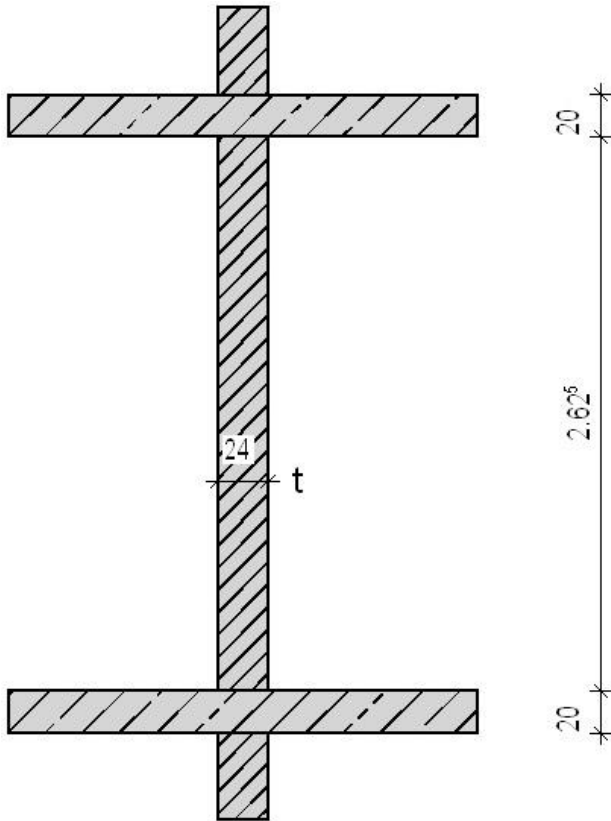
Dabei ist:

- $h$  die lichte Geschosshöhe
- $q_{Ewd}$  der Bemessungswert der Windlast je Flächeneinheit
- $N_{ed}$  der Bemessungswert der kleinsten vertikalen Belastung in Wandmittenhöhe im betrachteten Geschoss
- $b$  die Breite, über die die vertikale Belastung wirkt
- $a$  die Deckenaufлагertiefe





### Beispiele: Innenwand



$$h = 2,625 \text{ m} \quad t = 0,240 \text{ m}$$

$$N_{Gk} = 60 \text{ kN/m} \quad N_{Qk} = 90 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,Decke} = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{Ed} = 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) \\ = 1,4 \cdot (60 + 90) = 210 \text{ kN/m}$$

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

$$\Phi = \Phi_2 = 0,85 \cdot (a/t) - 0,0011 \cdot (h_{ef}/t)^2 \\ = 0,85 \cdot (1,0) - 0,0011 \cdot (2,36/0,24)^2 = 0,74$$

$$\text{gew. } f_k = 2,6 \text{ N/mm}^2 \text{ (z.B. Normaplan Hbl 6)}$$

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 2,6 / 1,5 = 1,47 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd} = \Phi \cdot f_d \cdot A = 0,74 \cdot 1,47 \cdot 1,0 \cdot 0,240 = 0,261 \text{ MN/m} = 261 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nachweis: } N_{Ed} = 210 \text{ kN/m} < 261 \text{ kN/m} = N_{Rd}$$



### Monolithische Außenwand

Beispiel  $f_k$ -Wert  $\leq 1,8 \text{ N/mm}^2$

$$h = 2,625 \text{ m} \quad t = 0,365 \text{ m}$$

$$l = 5,50 \text{ m}$$

$$a = 24,5 \text{ cm} \quad a/t = 0,67$$

$$N_{Gk} = 30 \text{ kN/m} \quad N_{Qk} = 70 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,Decke} = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= 1,4 \cdot (30 + 70) = 140 \text{ kN/m}$$

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h = 1,0 \cdot 2,625 = 2,625 \text{ m}$$

gew.  $f_k = 1,6 \text{ N/mm}^2$  (z.B. Bisoplan 10)

$$\Phi_1 = 1,6 - l/5 < 0,90 \cdot (a/t) \quad (f_k \leq 1,8 \text{ N/mm}^2)$$

$$= 1,6 - 5,5/5 = 0,50 < 0,60 = 0,90 \cdot 0,67$$

$$= 0,50$$

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

$$= 0,85 \cdot (0,67) - 0,0011 \cdot (2,625/0,365)^2 = 0,51$$

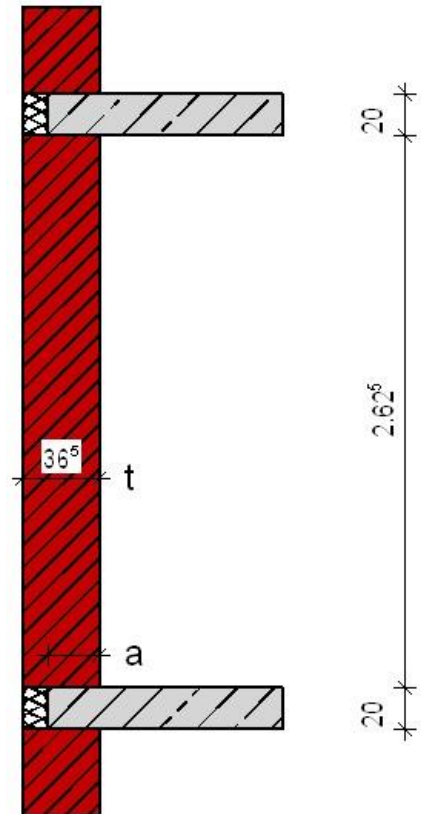
$$\Phi = \min(\Phi_1; \Phi_2) = \Phi_1 = 0,50$$

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 1,6 / 1,5 = 0,907 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd} = \Phi \cdot f_d \cdot A = 0,50 \cdot 0,907 \cdot 1,0 \cdot 0,365 = 0,166$$

$$\text{MN/m} = 166 \text{ kN/m}$$

Nachweis:  $N_{Ed} = 140 \text{ kN/m} < 166 \text{ kN/m} = N_{Rd}$





Beispiel  $f_k$ -Wert  $> 1,8 \text{ N/mm}^2$

$$h = 2,625 \text{ m} \quad t = 0,365 \text{ m}$$

$$l = 5,50 \text{ m}$$

$$a = 24,5 \text{ cm} \quad a/t = 0,67$$

$$N_{Gk} = 60 \text{ kN/m} \quad N_{Qk} = 140 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,Decke} = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= 1,4 \cdot (60 + 140) = 280 \text{ kN/m}$$

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h = 1,0 \cdot 2,625 = 2,625 \text{ m}$$

$$\text{gew. } f_k = 2,9 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{z.B. Bisomark PLUS 09})$$

$$\Phi_1 = 1,6 - l/6 < 0,90 \cdot (a/t) \quad (f_k > 1,8 \text{ N/mm}^2)$$

$$= 1,6 - 5,5/6 = 0,68 > 0,60 = 0,90 \cdot 0,67$$

$$= 0,60$$

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

$$= 0,85 \cdot (0,67) - 0,0011 \cdot (2,625/0,365)^2 = 0,51$$

$$\Phi = \min(\Phi_1; \Phi_2) = \Phi_2 = 0,51$$

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 2,9 / 1,5 = 1,643 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd} = \Phi \cdot f_d \cdot A = 0,51 \cdot 1,643 \cdot 1,0 \cdot 0,365 = 0,306 \text{ MN/m} = 306 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nachweis: } N_{Ed} = 280 \text{ kN/m} < 306 \text{ kN/m} = N_{Rd}$$

Erhöhung der Auflagertiefe nach neuem Beiblatt 2 DIN 4108 unter Beibehaltung  $\psi$ -Wert:

$$h = 2,625 \text{ m} \quad t = 0,365 \text{ m}$$

$$l = 5,50 \text{ m}$$

$$a = 31,5 \text{ cm} \quad a/t = 0,86$$

$$N_{Gk} = 60 \text{ kN/m} \quad N_{Qk} = 140 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,Decke} = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= 1,4 \cdot (60 + 140) = 280 \text{ kN/m}$$

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h = 1,0 \cdot 2,625 = 2,625 \text{ m}$$

$$\text{gew. } f_k = 2,2 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{z.B. Bisomark PLUS 08})$$

$$\Phi_1 = 1,6 - l/6 < 0,90 \cdot (a/t) \quad (f_k > 1,8 \text{ N/mm}^2)$$

$$= 1,6 - 5,5/6 = 0,68 < 0,77 = 0,90 \cdot 0,86$$

$$= 0,68$$

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

$$= 0,85 \cdot (0,86) - 0,0011 \cdot (2,625/0,365)^2 = 0,67$$

$$\Phi = \min(\Phi_1; \Phi_2) = \Phi_2 = 0,67$$

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 2,2 / 1,5 = 1,247 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd} = \Phi \cdot f_d \cdot A = 0,67 \cdot 1,247 \cdot 1,0 \cdot 0,365 = 0,305 \text{ MN/m} = 305 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nachweis: } N_{Ed} = 280 \text{ kN/m} < 305 \text{ kN/m} = N_{Rd}$$



## Monolithische Außenwand im Dachgeschoss

### Zahlenbeispiel

Nachweis der Mindestauflast im obersten Geschoss gemäß A2-Änderung DIN EN 1996-3/NA.

### Windeinwirkung

Windlastzone 2; Gebäudehöhe  $h \leq 10$  m

Geschwindigkeitsdruck in  $\text{kN/m}^2$

$$q_k = 0,65$$

Aerodynamischer Beiwert für Außendruck bei Außenwänden (Lasteinzugsfläche  $\geq 10$   $\text{m}^2$ )

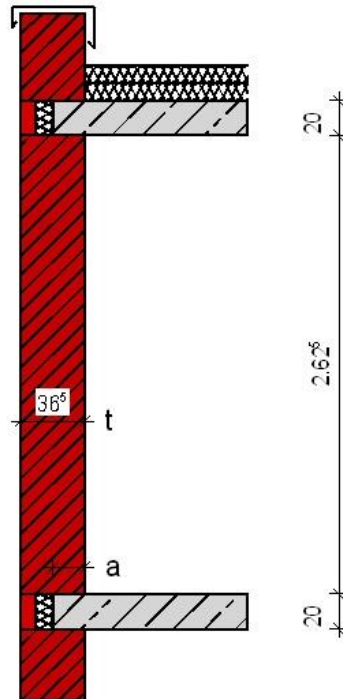
$$c_{pw,10,Sog} = 0,8$$

Sicherheitsbeiwert

$$\gamma_{Wind} = 1,5$$

Bemessungswert der Windlast

$$q_{Ewd} = 1,5 \cdot 0,65 \cdot 0,8 = 0,78 \text{ kN/m}^2$$



### Belastung in Wandhöhenmitte

Annahmen: Stahlbetondecke 0,20 m, Decke wandparallel gespannt, mitwirkende Breite 1 m, Auflagertiefe  $a/t = 2/3 \cdot 365 = 243$  mm  
Wanddicke 365 mm, Rohdichteklasse 0,4 (z.B. Bisoplan 09)  
Fußbodenaufbau: Eigengewicht pauschal 1,0  $\text{kN/m}^2$

EG Decke und Fußbodenaufbau

$$1,0 \cdot 0,20 \cdot 25 + 1,0 = 6,0 \text{ kN/m}$$

EG Wand in Wandhöhenmitte

$$\frac{2,625/2 \cdot 4 \cdot 0,365}{1} = 1,9 \text{ kN/m}$$

EG Gesamt = 7,9  $\text{kN/m}$

Sicherheitsbeiwert Eigengewicht (ständige Einwirkung)

$$\gamma_{EG} = 1,35$$

Bemessungswert Eigengewicht EG

$$1,35 \cdot 7,9 = 10,7 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert in Wandhöhenmitte

$$N_{Ed} = 10,7 \text{ kN/m}$$



### Einsetzen der Werte ergibt:

Bezogen auf 1 m Breite ( $b = 1\text{ m}$ ), Wandhöhe  $h = 2,625\text{ m}$  und Auflagertiefe  $a = 0,243\text{ m}$  ergibt sich mit  $q_{\text{Ewd}} = 0,49\text{ KN/m}^2$ :

$$N_{\text{Ed}} \geq \frac{3 \cdot 0,78 \cdot 2,625^2 \cdot 1}{16 \cdot (0,243 - 2,625 / 300)} \quad \text{in} \quad \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{m}}{\text{m}^2 \cdot \text{m}}$$

$$N_{\text{Ed}} \geq \frac{3 \cdot 0,78 \cdot 2,625^2 \cdot 1}{16 \cdot (0,243 - 2,625 / 300)} \quad \text{in kN pro lfd. m Breite}$$

$$N_{\text{Ed}} \geq \frac{16,12}{3,75} \quad \text{in kN pro lfd. m Breite}$$

$$N_{\text{Ed}} \geq 4,3 \quad \text{in kN pro lfd. m Breite}$$

### Nachweis:

$$\text{vorh. } N_{\text{Ed}} = 10,7\text{ kN/m} \geq 4,3\text{ kN/m} = \text{zul. } N_{\text{Ed}}$$

Im Ergebnis zeigt sich, dass in Windzone 2 das vorhandene Eigengewicht deutlich über dem erforderlichen Eigengewicht liegt.

### **Allgemeiner Hinweis:**

Wenn sich ein Bauwerk in den Windzonen 1 und 2 befindet, kann in aller Regel auf den Nachweis verzichtet werden, da die vorhandene Auflast aus der Massivdecke ausreicht.

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.



### Aussteifung des Gebäudes

Grundsätzlich gilt, dass auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung des Gebäudes verzichtet werden darf,

- 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 Aussteifungswänden vorhanden ist, die ohne größere Schwächungen und ohne Versprünge bis auf die Fundamente geführt sind.

Bei Elementmauerwerk mit einem planmäßig verminderten Überbindemaß  $0,2 \leq l_o/h_u < 0,4$  ist bei einem Verzicht auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung des Gebäudes die ggf. geringere Schubtragfähigkeit bei hohen Auflasten zu berücksichtigen.

Sofern das Bauwerk nicht offensichtlich ausreichend ausgesteift ist, so ist ein rechnerischer Nachweis nach Teil 1-1 zu führen. Die Entscheidung obliegt dem Tragwerksplaner.

### Hochwärmedämmende Kelleraußenwände

#### Allgemeines

Kelleraußenwände erfahren neben den vertikalen Lasten aus den Geschossdecken und den aufgehenden Wänden zusätzlich eine horizontale Beanspruchung infolge Erdanschüttung. Das Tragverhalten wird in der Regel über eine Bogenwirkung modelliert, für dessen Ausbildung eine hinreichende Auflast vorhanden sein muss.

#### Vereinfachte Berechnungsmethode

Auf einen rechnerischen Nachweis unter Berücksichtigung des Erddrucks nach Teil 1-1 kann verzichtet werden, wenn folgende Bedingungen eingehalten sind:

- Lichte Höhe der Kellerwand  $h \leq 2,6$  m
- Anschütthöhe  $h_e \leq 1,15 \cdot h$
- Wanddicke  $t \geq 24$  cm
- Kellerdecke wirkt als aussteifende Scheibe und kann die aus dem Erddruck entstehenden Kräfte aufnehmen
- Charakteristische Verkehrslast auf der Geländeoberfläche  $q_k \leq 5$  kN/m<sup>2</sup>



- Keine Einzellast größer als 15 kN im Abstand von weniger als 1,5 m zur Kellerwand vorhanden
- Die Geländeoberfläche steigt nicht an
- Kein hydrostatischer Druck vorhanden (z.B. durch drückendes (Grundwasser))
- Am Wandfuß darf keine Gleitfläche z.B. aufgrund der horizontalen Sperrschicht (Querschnittsabdichtung) vorhanden sein. Sperrschichten aus besandeter Bitumendachbahn R500 nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN / TS 20000-202, mineralischer Dichtungsschlämme nach DIN 18533-3 oder Material mit mindestens gleichwertigem Reibungsverhalten, sind aufgrund ihres Reibungsbeiwerts nicht als Gleitflächen anzunehmen.

Es ist ein Erddruckbeiwert von 1/3 in Rechnung gestellt. Daher ist sicherzustellen, dass bei der Verfüllung und Verdichtung des Arbeitsraumes nur nichtbindiger Boden nach DIN 1054 und nur Rüttelplatten oder Stampfer mit folgenden Eigenschaften zum Einsatz kommen:

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

Ansonsten ist der genaue Nachweis nach DIN EN 1996-1 zu führen.

Sind die Randbedingungen eingehalten, erfolgt der Nachweis der Kelleraußenwand über die Einhaltung des zu ermittelnden oberen und unteren Grenzwertes für den Bemessungswert der Wandnormalkraft  $N_{Ed}$  je lfm:

$$N_{Ed,max} \leq 0,33 \cdot t \cdot f_d = N_{Rd}$$

$N_{Ed,max}$     größter Bemessungswert der vertikalen Belastung in halber Anschütthöhe  
 $t$             *Wanddicke*  
 $f_d$           Bemessungswert der Druckfestigkeit (Siehe Seite 7)

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

$N_{Ed,min}$     kleinster Bemessungswert der vertikalen Belastung in halber Anschütthöhe

$N_{lim,d}$       kleinster Bemessungsgrenzwert

$\varphi_e$           Wichte der Anschüttung  
 $h$             lichte Höhe der Kellerwand



$h_e$  Anschütthöhe

$\beta$  Faktor zur Berücksichtigung der Tragwirkung (einachsig, zweiachsig)

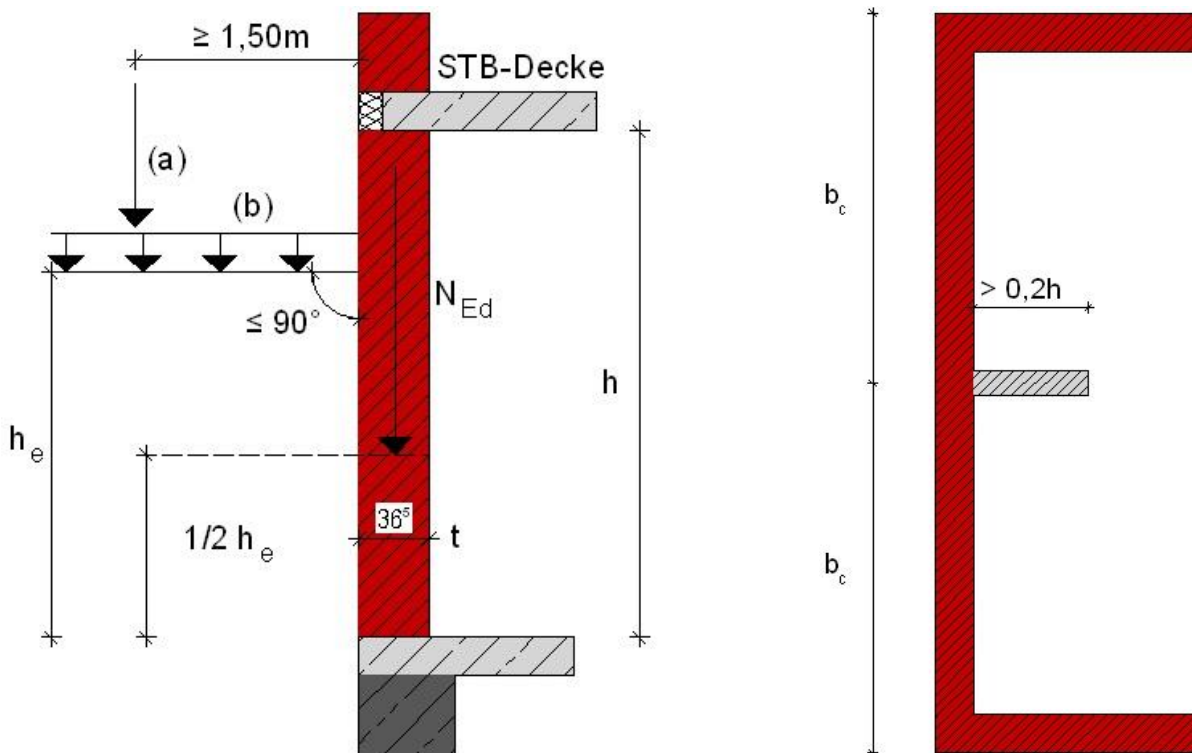
$\beta$  = 20 für  $b_c \geq 2 \cdot h$   
=  $60 - 20 \cdot b_c / h$  für  $h < b_c < 2 \cdot h$   
= 40 für  $b_c \leq h$

$b_c$  horizontaler Abstand zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen aussteifenden Elementen

Bei Elementmauerwerk mit einem planmäßig verminderten Überbindemaß  $0,2 \cdot h_u \leq l_{ol} < 0,4 \cdot h_u$  gilt generell:

$\beta$  = 20

## Zweiseitig gehaltene Kellerwand



(a) Keine Einzellast  $\geq 15$  kN näher als 1,50 m an der Wand, gemessen in horizontaler Richtung

(b) Charakteristische Verkehrslast auf der Geländeoberfläche  $\leq 5$  kN/m<sup>2</sup>





Ein zweiachsiger Lastabtrag einer Kellerwand zur Erhöhung der Tragfähigkeit kann angenommen werden, wenn bestimmte Bedingungen erfüllt sind.

Dazu muss auch eine ausreichende Druckfähigkeit des Mauerwerks in Wandlängsrichtung vorhanden sein und müssen die aus Bogenschub resultierenden Kräfte mit ausreichend kleinen Verformungen aufgenommen werden können.

### Zahlenbeispiel

$$h = 2,5 \text{ m} < 2,6 \text{ m}$$

$$h_e = 2,68 \text{ m} < 2,875 = 1,15 \cdot h$$

$$t = 0,365 \text{ m} > 0,240 \text{ m}$$

$$a/t = 0,667$$

$$\varphi_e = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 20$$

$$q_{k, \text{Gelände}} = 5,0 \text{ kN/m}^2 \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$f_k = 2,7 \text{ N/mm}^2 \text{ (z.B. Bisoplan 13)}$$

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 2,7 / 1,5 = 1,53 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd} = 0,33 \cdot t \cdot f_d = 0,33 \cdot 0,365 \cdot 1,53 = 0,184 \text{ MN/m} = 184 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nachweis 1: } N_{Ed, \max} = 121 \text{ kN/m} < 184 \text{ kN/m} = N_{Rd}$$

$$\begin{aligned} N_{lim, d} &= \varphi_e \cdot h \cdot h_e^2 / (\beta \cdot t) = \\ &= 18 \cdot 2,5 \cdot 2,68^2 / (20 \cdot 0,365) = 0,044 \text{ MN/m} = 44 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

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

**Tab. K1: Werte  $N_{Ed, min}$  für Kellerwände bei  $b_c \leq h$  (zweiachsige Lastabtragung)**

Wanddicke	Höhe der Anschüttung $h_e$				
	1,0 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m	3,0 m
d in mm	$N_{Ed, min}$ für $b_c \leq h$ in kN/m				
240	5	12	22	34	49
300	4	10	17	27	39
365	4	8	14	22	32
425	3	7	12	19	27
490	3	6	11	17	24

Tabellenwerte für unvermörtelte Stoßfugen

**Tab. K2: Werte  $N_{Ed, min}$  für Kellerwände bei  $b_c \geq 2 \times h$  (einachsige Lastabtragung)**

Wanddicke	Höhe der Anschüttung $h_e$				
	1,0 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m	3,0 m
d in mm	$N_{Ed, min}$ für $b_c \leq h$ in kN/m				
240	11	24	43	68	98
300	9	20	34	54	78
365	7	16	28	45	64
425	6	14	25	38	55
490	5	12	22	33	48

Tabellenwerte für unvermörtelte Stoßfugen

Werte im Bereich  $h < b_c < 2 \times h$  können linear interpoliert werden.

Bei großen Terrassenöffnungen ergeben sich oftmals Schwierigkeiten, die mindestens erforderlichen Lasten sicher zu stellen. Häufig hilft hier ein in etwa halber Wandhöhe angeordneter Ringbalken zur Reduzierung der Beanspruchung des Druckbogens. Er kann aus bewehrten und ausbetonierten U-Steinen bestehen, sodass ein einheitlicher Putzgrund gewährleistet ist.

Für weitere Nachweismöglichkeiten bei erddruckbelasteten Wänden sei hier auf den EC 6 (DIN EN 1996-1) sowie auf ein Merkblatt der Deutschen Gesellschaft für Mauerwerksbau verwiesen. An dieser Stelle wird nicht näher darauf eingegangen, da dabei in der Regel weitgehende Überlegungen zum Steinformat, zur Steinsorte, zur Ausführung der Stoßfugen oder auch aufwendige Konstruktionen erforderlich werden.

Sollte der Nachweis mit dem vereinfachten Verfahren nicht zu führen sein, so bietet das genauere Verfahren nach EC 6 (DIN EN 1996-1-1) noch rechnerische Reserven.



## Nichttragende Wände

### Allgemeines

*Nichttragende Wände* werden nur durch ihr Eigengewicht und direkt auf sie wirkende Lasten beansprucht. Sie werden nicht zur Aussteifung des Gebäudes oder anderer (tragender) Wände herangezogen. Nichttragende Wände, bei denen die Fuge zwischen Decke und Wandkopf vermörtelt wird, werden als *nichttragende Wände mit Auflast* bezeichnet, da sich die Decke infolge Durchbiegung auf die Wand absetzen kann.

### Nichttragende innere Trennwände

Für nichttragende innere Trennwände, die nicht rechtwinklig zur Wandfläche beansprucht werden, ist DIN 4103-1 maßgebend. Ausführliche Informationen zu nichttragenden inneren Trennwänden aus Mauerwerk können der Broschüre der DGfM entnommen werden.

Die charakteristischen Werte für die Wichte des Mauerwerks ergeben sich aus Tabellen L1 + L2. Dabei sind Fugenmörtel und übliche Feuchtegehalte berücksichtigt. Bei Zwischenwerten der Steinrohdklasse darf geradlinig interpoliert werden. Bedingt durch den geringeren Fugenanteil sind die in Tabellen L1 + L2 zusammengestellten Wichten für Wände aus Wandbauplatten und Hohlwandbauplatten etwas geringer als bei Mauerwerk mit Normalmörtel. Den Wandgewichten sind die Gewichte von Putz oder Bekleidungen hinzuzurechnen. Für einige Putze sind die charakteristischen Lasten in Tabelle L3 angegeben.

**Tab. L 11: Charakteristische Werte für die Wichte von Wandbauplatten und Hohlwandbauplatten**

Steinrohdklasse	Wichte
	kN/m <sup>3</sup>
0,80	9
0,90	10
1,00	11
1,20	13
1,40	15



## **Ausfachungsmauerwerk und Eingefasstes Mauerwerk**

Die Begriffe „Ausfachungsmauerwerk“ und „Eingefasstes Mauerwerk“ bezeichnen zwei sich in Ausführung und Bemessung deutlich unterscheidende Mauerwerksbauarten.

Nach Einführung des EC 6 (DIN EN 1996-1-1) wird in allgemein bauaufsichtlichen Zulassungen / allgemeine Bauartgenehmigungen unter II „Besondere Bedingungen“ in Punkt 1 „Zulassungsgegenstand und Anwendungsbereich“ der Satz: „Das Mauerwerk darf nicht als vorgespanntes Mauerwerk und nicht als eingefasstes Mauerwerk nach DIN EN 1996-1-1 verwendet werden.“ Dieser Satz kann zu falschen Schlüssen führen, denn damit wird die Verwendung von Ausfachungsmauerwerk nicht ausgeschlossen, sondern ist weiterhin zulässig! Zur Klarstellung nachfolgende Erläuterungen zu Ausfachungs- und eingefasstes Mauerwerk.

### **Ausfachungsmauerwerk**

Hierbei handelt es sich um nichttragende Außenwände aus unbewehrtem Mauerwerk. Die Wände werden nachträglich zwischen vorhandenen Bauteilen der Fachwerk-, Skelett- oder Schottensysteme aus Holz-, Stahl- oder Stahlbeton hergestellt. Die Verbindung zwischen den Bauteilen erfolgt durch Verzahnung, Versatz oder Verankerung. Ein schlüssiges Bemessungskonzept für das Mauerwerk liegt bislang nicht vor. Nach DIN 1053 erfolgte der Nachweis über größte zulässige Werte der Ausfachungsfläche in Abhängigkeit von Wanddicke, Wandseitenverhältnis und Einbauhöhe (Ausfachungstabelle). Das im EC6 angegebene Bemessungsverfahren wurde in Deutschland nicht akzeptiert, da in Teilen nicht auf der sicheren Seite liegend. Im NAD zum EC6 ist daher die überarbeitete Ausfachungstabelle aus DIN 1053 angegeben. Ausfachungen dürfen in Deutschland aus Mauerwerk mit allen hier üblichen Steinarten (Ziegel, Kalksandsteine, Porenbetonsteine, Leichtbeton- und Betonsteine) hergestellt werden.

### **Nichttragende Außenwände**

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

- sie vierseitig gehalten sind (z.B. durch Verzahnung, Versatz oder Anker);
- das planmäßige Überbindemaß  $l_{ol} \geq 0,4 \cdot h_u$  ist;
- die Ausführung mit Normalmauermörtel M5, M10, M20 oder Dünnbettmörtel erfolgt;
- sie den Bedingungen nach der nachfolgenden Tabelle genügen.

**Tabelle L12: GröÖte zulässige Werte der Ausfachungsflächen in m<sup>2</sup> von nichttragenden Außenwänden ohne rechnerischen Nachweis**

Wanddicke t	Höhe über Gelände			
	0 bis 8 m		8 bis 20 m <sup>1)</sup>	
	Seitenverhältnis <sup>2)</sup>		Seitenverhältnis <sup>2)</sup>	
[mm]	$h_a/l_a = 1,0$	$h_a/l_a \geq 2,0$ oder $h_a/l_a \leq 0,5$	$h_a/l_a = 1,0$	$h_a/l_a \geq 2,0$ oder $h_a/l_a \leq 0,5$
115 <sup>3)</sup>	12	8	-	-
150 <sup>3)</sup>			8	5
175	20	14	13	9
240	36	25	23	16
≥ 300	50	33	35	23

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

<sup>2)</sup>  $h_a$ : Höhe der Ausfachungsfläche;  $l_a$ : Länge der Ausfachungsfläche

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden

<sup>3)</sup> Bei Verwendung von Steinen der Festigkeitsklassen  $\geq 12$  dürfen die Werte dieser Zeile um 33% vergrößert werden

### Eingefasstes Mauerwerk

Die Bauweise wird vor allem in Ländern angewendet, in denen mit stärkeren Erdbeben als in Deutschland zu rechnen ist. Vertikal und / oder horizontal bewehrtes Mauerwerk der Außen- und Innenwände wird zunächst hergestellt, danach werden die Stützen und Riegel aus Stahlbeton gegossen. Die Mauerwerksbewehrung wird zudem anders ausgeführt als in Deutschland üblich. Eingefasstes Mauerwerk war in DIN 1053 nicht geregelt. Erfahrungen mit dieser Bauweise sind in Deutschland nicht vorhanden, das Verhalten des Mauerwerks mit in Deutschland üblichen Mauersteinen ist bislang nur unzureichend erforscht. Die im EC6 angegebenen Bemessungsregeln sind deutlich zu allgemein gehalten, sodass die Anwendung von eingefasstem Mauerwerk in Deutschland im NAD ausgeschlossen wurde. Die Erdbebennorm DIN EN 1998 gibt für eingefasstes Mauerwerk zwar einen Verhaltensbeiwert an, dies ist jedoch ohne Bedeutung, da diese Bauweise in Deutschland nicht angewendet werden darf.

### Literatur zu eingefasstem Mauerwerk

Jäger, W. und Hauschild, C.: Kommentierte Technische Regeln: DIN EN 1996-1-1: Normentext sowie Kommentare und Erläuterungen für bewehrtes und eingefasstes Mauerwerk; Mauerwerk-Kalender 2009; hier insbesondere Seiten 486 und 487.

Jäger, W. und Schöps, P.: Eingefasstes Mauerwerk als Möglichkeit zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Aussteifungswänden; Forschungsbericht, Dresden, 2009.



### Stark vereinfachter Nachweis des vertikalen Tragwiderstandes nach Anhang A von EC 6-3

Alternativ zum Nachweis nach Seite 11 bietet DIN EN 1996-3 auch eine noch weiter vereinfachte Möglichkeit, um den Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes  $N_{Rd}$  zu ermitteln:

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

*Hinweis:  $c_A$  entspricht im vereinfachten Verfahren  $\Phi$*

- $c_A =$
- 0,50 für  $h_{ef}/t \leq 18$
  - 0,40 für  $h_{ef}/t \leq 18$  und eine charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks von  $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$  und Deckenspannweiten  $l_f > 5,5 \text{ m}$
  - 0,33 für  $18 < h_{ef}/t \leq 21$  sowie generell bei Wänden als Endauflager im obersten Geschoss, insbesondere unter Dachdecken

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

- maximal drei Geschosse über Gelände
- Deckenauflagertiefe  $a \geq 2/3 \cdot t$
- lichte Geschosshöhe  $h \leq 3,0 \text{ m}$
- kleinste Gebäudeabmessung mindestens 1/3 der Gebäudehöhe
- Schlankheit  $h_{ef}/t \leq 21$
- wenn  $a/t < 1$ : Wanddicke  $t \geq 36,5 \text{ cm}$

In vielen Fällen mit geringer Ausnutzung der Wandquerschnitte ist die Bemessung mit dem stark vereinfachten Verfahren ausreichend. Die Ergebnisse liegen aber teilweise deutlich auf der sicheren Seite, so dass ein Nachweis nach Seite 11 oder eine genauere Bemessung ggf. eine wirtschaftlichere Bemessung erlaubt.



### Beispiel zum stark vereinfachten Verfahren nach Anhang A

#### Innenwand

$$h = 2,625 \text{ m} \quad t = 0,15 \text{ m}$$

$$N_{Gk} = 60 \text{ kN/m} \quad N_{Qk} = 90 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,Decke} = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{Ed} = 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) \\ = 1,4 \cdot (60 + 90) = 210 \text{ kN/m}$$

$$h_{ef} = \rho \cdot h = 0,75 \cdot 2,625 = 1,97 \text{ m}$$

$$\lambda = h_{ef} / t = 1,97 / 0,15 = 13,1$$

daraus folgt wegen  $h_{ef} / t \leq 18$

$$c_A = 0,50$$

gew.  $f_k = 6,9 \text{ N/mm}^2$  (z.B. Normaplan 12 – 2,00)

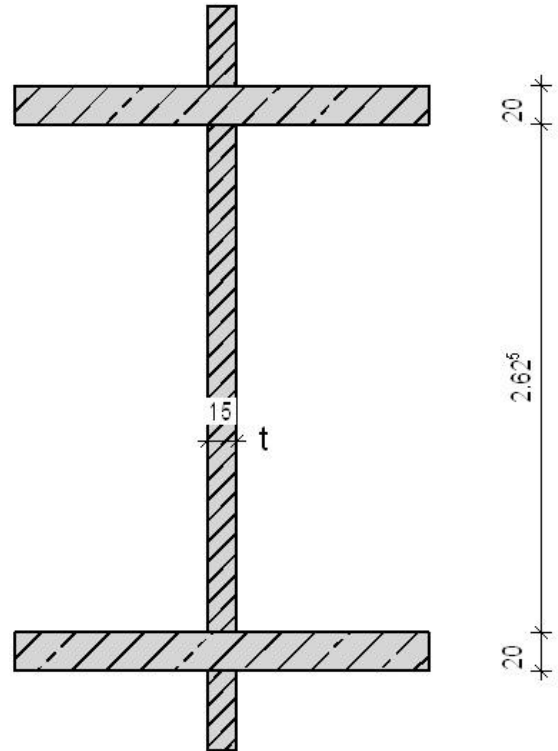
$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 6,9 / 1,5 = 3,91 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd} = c_A \cdot f_d \cdot A = 0,50 \cdot 3,91 \cdot 1,0 \cdot 0,15 = 0,293 \text{ MN/m} = 293 \text{ kN/m}$$

Nachweis:  $N_{Ed} = 210 \text{ kN/m} < 293 \text{ kN/m} = N_{Rd}$

#### Bemessung ohne Nachweis

Bei offensichtlich ausreichenden Wandquerschnitten darf auf den rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit verzichtet werden. Aus Gründen der Bauphysik ergibt sich ohnehin häufig eine größere Wanddicke oder eine höhere Festigkeit als statisch erforderlich.





### Anhang

#### Tabellen mit charakteristischen Druckfestigkeiten des Mauerwerks

**Tabelle A 1: Charakteristische Druckfestigkeiten  $f_k$  in MN/m<sup>2</sup> des Mauerwerks aus Bisomark-, Bisogreen-, Bisoplan-, Normaplan-Steinen und Bisophon-Planelementen mit Bisotherm- Dünnbettmörtel**

Steinprogramm	Steinart	SFK	1,6	2	4	6	12	20
		DBM	$f_k$ [MN/m <sup>2</sup> ]					
Bisomark org./miner.	Hbn		0,80	-	-	-	-	-
Bisomark org./miner.	Hbl		0,90	1,30	2,00	-	-	-
Bisomark org./miner. 42,5	Hbl		0,90	1,30	1,80			
Bisomark PLUS	Hbl		-	-	2,20	2,90	-	-
Bisogreen Hanf	Hbl		-	1,30	-	-	-	-
Bisogreen 09	Vbl		0,95	-	-	-	-	-
Bisogreen 10	Hbl		-	1,60	-	-	-	-
Bisoplan Super	Vbl		0,95	1,50	2,70	3,80	-	-
Bisoplan Block	Hbl		-	1,60	2,50	-	-	-
Bisoplan PLUS 36,5	Hbl		-	1,00	-	-	-	-
Bisoplan PLUS 42,5	Hbl		-	0,90	-	-	-	-
Varioplan	Hbl		-	-	-	3,20	-	-
Normaplan	Vbl		-	1,60	3,10	4,30	6,90	10,00
Normaplan	Hbl		-	1,30	2,00	2,60	-	-
Bisophon Planelemente			-	-	-	-	-	10,00

**Tabelle A 2: Charakteristische Druckfestigkeiten  $f_k$  in MN/m<sup>2</sup> des Mauerwerks aus Bisoclassic- und Bisobims-Steinen mit Leicht- und Normalmörtel**

Steinprogramm	Steinart	SFK	1,6	2	4	6	12	20
		MG	$f_k$ [MN/m <sup>2</sup> ]					
Bisoclassic Super	Vbl	LM 21	0,95	1,40	2,20	-	-	-
Bisoclassic Block	Hbl	LM 21	-	1,40	2,30	3,00	-	-
Bisobims	Hbl	IIa	-	1,30	2,10	2,60	-	-
Bisophon	Vbl	IIa	-	-	-	-	6,10	6,10
		III	-	-	-	-	6,70	9,80
		IIIa	-	-	-	-	6,70	9,80





**Tabelle A 3: Charakteristische Druckfestigkeit  $f_k$  in N/mm<sup>2</sup> von Einsteinmauerwerk aus Leichtbeton- und Betonsteinen mit Normalmauermörtel nach Norm**

Leichtbetonsteine	Steindruckfestigkeitsklasse	$f_k$ N/mm <sup>2</sup>		
		Mörtelgruppe		
		M2,5	M5	M10, M20
Hbl, Hbn	2	1,4	1,5	1,7
	4	2,2	2,4	2,6
	6	2,9	3,1	3,3
	8	2,9	3,7	4,0
	10	2,9	4,3	4,6
	12	2,9	4,8	5,1
V, Vbl	2	1,5	1,6	1,8
	4	2,5	2,7	3,0
	6	3,4	3,7	4,0
	8	3,4	4,5	5,0
	10	3,4	5,4	5,9
	12	3,4	6,1	6,7
	16	3,4	6,1	8,3
	20	3,4	6,1	9,8
Vn, Vbn Vm, Vmb	4	2,8	2,9	2,9
	6	3,6	4,0	4,0
	8	3,6	4,7	5,0
	10	3,6	5,4	6,0
	12	3,6	6,0	6,7
	16	3,6	6,0	8,0
	≥ 20	3,6	6,0	9,1

Tabelle A 4			
Charakteristische Druckfestigkeit $f_k$ in N/mm <sup>2</sup> von Einsteinmauerwerk aus			
Leichtbeton-Vollblöcken mit Schlitzfenstern Vbl S, Vbl SW mit Normalmauermörtel			
Steinfestigkeitsklasse	$f_k$ in N/mm <sup>2</sup>		
	Mörtelgruppe		
	M2,5	M5	M10, M20
2	1,4	1,6	1,8
4	2,1	2,4	2,9
6	2,7	3,1	3,7
8	2,7	3,9	4,4
10	2,7	4,5	5,0
12	2,7	5,0	5,6

Tabelle A 5	
Charakteristische Druckfestigkeit $f_k$ in N/mm <sup>2</sup> von Einsteinmauerwerk aus	
Voll- und Lochsteinen aus Leichtbeton mit Leichtmauermörtel	
Steinfestigkeitsklasse	$f_k$ in N/mm <sup>2</sup>
	LM 21 und LM 36
2	1,4
4	2,3
6	3,0
8	3,6



# Bisootherm<sup>®</sup> Technische Information

## DIN EN 1996 / EC 6

**Tabelle A 6: Statische- und Formänderungskennwerte für Bisootherm-Mauerwerk**

Produktbezeichnung	Zulassung Z-17.	SFK	Mörtel	$f_{st}$	$f_k$	$f_{vko}$	$f_{bt,cal}$	E	$\varphi_{\infty}$
				N/mm <sup>2</sup>					
<b>Außenmauerwerk</b>									
Bisomark PLUS	23-1204	4	DBM	5,0	2,2	0,22	0,10	2090	2,0
Bisomark PLUS	23-1204	6	DBM	7,5	2,9	0,22	0,12	2755	2,0
Bisomark Hbl organisch	1-1026	1,6	DBM	2,0	0,9	0,22	0,04	855	2,0
Bisomark Hbl organisch	1-1026	2	DBM	2,5	1,3	0,22	0,05	1235	2,0
Bisomark Hbl organisch	1-1026	4	DBM	5,0	2,0	0,22	0,10	1900	2,0
Bisomark Hbl org 42,5cm	1-1026	4	DBM	5,0	1,8	0,22	0,10	1710	2,0
Bisomark Hbl mineralisch	1-1029	1,6	DBM	2,0	0,9	0,22	0,04	855	2,0
Bisomark Hbl mineralisch	1-1029	2	DBM	2,5	1,3	0,22	0,05	1235	2,0
Bisomark Hbl mineralisch	1-1029	4	DBM	5,0	2,0	0,22	0,10	1900	2,0
Bisomark Hbl min 42,5cm	1-1029	4	DBM	5,0	1,8	0,22	0,10	1710	2,0
Bisogreen Hbl mit Hanf	1-1029	2	DBM	2,5	1,3	0,22	0,05	1235	2,0
Bisoplan PLUS 36,5	23-1218	2	DBM	2,5	1,0	0,22	0,04	950	2,0
Bisoplan PLUS 42,5	23-1218	2	DBM	2,5	0,9	0,22	0,04	855	2,0
Bisoplan Super	1-1003	1,6	DBM	2,0	0,95	0,22	0,04	903	2,0
Bisoplan Super	1-1003	2	DBM	2,5	1,5	0,22	0,05	1425	2,0
Bisoplan Super	1-1003	4	DBM	5,0	2,7	0,22	0,10	2565	2,0
Bisoplan Super	1-1003	6	DBM	7,5	3,8	0,22	0,15	3610	2,0
Bisoplan Block	1-844	2	DBM	2,5	1,6	0,22	0,05	1520	2,0
Bisoplan Block	1-844	4	DBM	5,0	2,5	0,22	0,10	2375	2,0
Varioplan	1-844	6	DBM	7,5	3,2	0,22	0,15	3040	2,0
<b>Innenmauerwerk</b>									
Normaplan Vbl	1-722	2	DBM	2,5	1,6	0,22	0,065	1520	2,0
Normaplan Vbl	1-722	4	DBM	5,0	3,1	0,22	0,13	2945	2,0
Normaplan Vbl	1-722	12	DBM	15,0	6,9	0,22	0,39	16560	1,0
Normaplan Vbl	1-722	20	DBM	25,0	10,0	0,22	0,65	24000	1,0
Normaplan Hbl	1-842	2	DBM	2,5	1,3	0,22	0,05	1235	2,0
Normaplan Hbl	1-842	4	DBM	5,0	2,0	0,22	0,10	1900	2,0
Normaplan Hbl	1-842	6	DBM	7,5	2,6	0,22	0,15	2470	2,0
Bisophon Planelemente	1-852	20	DBM	25,0	10,0	0,22	0,80	24000	1,0

SFK: Steinfestigkeitsklasse

DBM: Dünnbettmörtel

$f_{st}$ : mittlere Steindruckfestigkeit in Abhängigkeit von SFK

$f_k$ : charakteristische Druckfestigkeit des Einsteinmauerwerks mit DBM

$f_{vko}$ : charakteristischer Rechenwert der Scherfestigkeit für MW

$f_{bt,cal}$ : rechnerische Steinzugfestigkeit

E: Elastizitätsmodul (950 bzw. 2400 x  $f_k$ )

$\varphi_{\infty}$ : Rechenwert Endkriechzahl