

6.11 Ermittlung der Schnittkräfte und Verformungen

Allgemeines

Es gelten die allgemeinen Grundsätze der Bemessung, wonach alle maßgebenden Lastfälle während der Errichtung und während des Gebrauchs eines Bauwerkes zu untersuchen und die entsprechenden Nachweise der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zu führen sind.

Die Ermittlung der Schnittgrößen (der einzelnen Lastfälle) unterscheidet sich bei Anwendung des vereinfachten und des genaueren Verfahrens qualitativ und quantitativ erheblich. Aus diesem Grund wird in den nachfolgenden Abschnitten noch einmal detailliert darauf eingegangen.

Schnittkräfte nach dem vereinfachten verfahren

Auflagerkräfte aus Decken

Bei der Ermittlung der Auflagerkräfte von einachsig gespannten Platten, Rippendecken und Balken, deren Auflagerkräfte über Mauerwerk abgetragen werden, gelten folgende Grundsätze für die Berücksichtigung der Durchlaufwirkung, s. Abb. 6.11-1:

- Die Durchlaufwirkung ist bei den ersten Innenstützen stets zu berücksichtigen.
- Bei den übrigen Innenstützen ist die Durchlaufwirkung nur dann zu berücksichtigen, wenn das Verhältnis der benachbarten Stützenweiten kleiner als 0,7 ist.

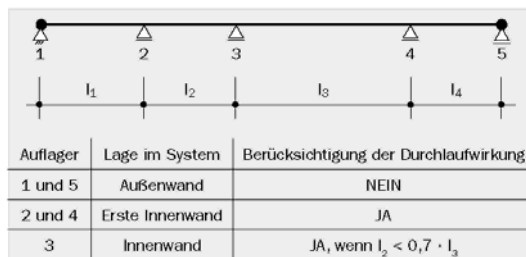


Abb. 6.11-1: Ermittlung der Deckenaullagerkräfte bei einachsig gespannten Decken, aus [6.11-6].

- Für andere Bauteile braucht die Durchlaufwirkung nicht berücksichtigt werden.

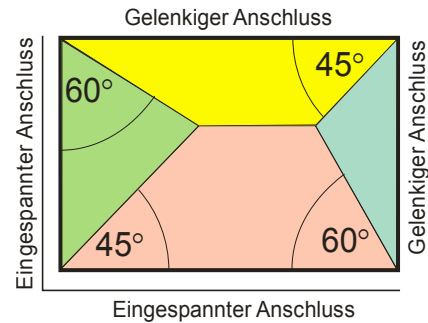


Abb. 6.11-2: Ermittlung der Auflagerkräfte einer zweiachsig gespannten Deckenplatte

Weiterhin gelten folgende Grundsätze:

- Mauerwerkswände, die parallel zur Spannrichtung einachsig gespannter Decken verlaufen, sind mit einem angemessenen Deckenstreifen zu belasten (i.d.R. ist das ein 1-m-Streifen).
- Die Ermittlung der Auflagerkräfte aus zweiachsig gespannten Decken darf nach DIN 1045-1 erfolgen, s. auch Abb. 6.11-2.

Knotenmomente

Die Biegemomente infolge des Auflagerdrehwinkels der Decken sind unter den Voraussetzungen des vereinfachten Verfahrens nicht zu berechnen, da deren Einflüsse bereits mit den Faktoren k_3 und Φ_3 berücksichtigt werden.

Wind

Ist die räumliche Steifigkeit des Gebäudes offensichtlich oder durch Nachweis gegeben und sind die Wandscheiben am Wandkopf und Wandfuß durch konstruktive Maßnahmen gegen horizontale Verschiebung gesichert, darf der Einfluss unter den Voraussetzungen des vereinfachten Verfahrens vernachlässigt werden. Konstruktive Maßnahmen sind im diesem Zusammenhang schubsteife Deckenplatten oder statisch nachgewiesene Ringbalken.

Aussteifungskräfte

Ist bei einem Bauwerk nicht von vornherein erkennbar, dass Steifigkeit und Stabilität gesichert sind, so ist ein rechnerischer Nachweis der Standsicherheit der waagerechten und lotrechten Bauteile erforderlich.

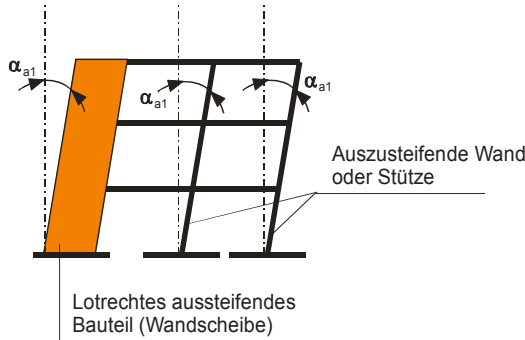
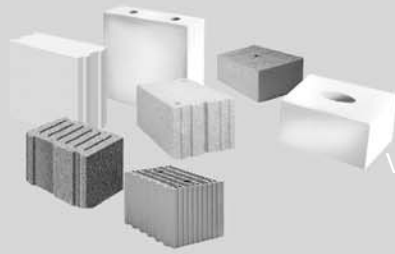


Abb. 6.11-3: Lotabweichung $\alpha_{a,1}$ [6.11-4]

Dabei sind auch Lotabweichungen des Systems durch den Ansatz horizontaler Kräfte zu berücksichtigen, die sich durch eine rechnerische Schrägstellung des Gebäudes um den im Bogenmaß gemessenen Winkel

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

ergeben, s. Abb. 6.11-3. Für h_{ges} ist die Gebäudehöhe in m über OK Fundament einzusetzen.

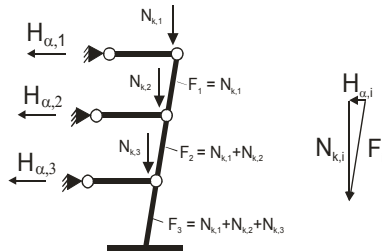


Abb. 6.11-4: Schiefstellungskräfte infolge Lotabweichung [6.11-4]

Wird die Schrägstellung auf die Vertikalkraft $N_{k,i}$ einer Geschossebene „i“ bezogen, erhält man die äquivalente Horizontalkraft $H_{\alpha,i}$ für diese Geschossebene, s. auch Abb. 6.11-4:

$$H_{\alpha,i} = N_{k,i} \cdot \alpha_{a1} \quad (2)$$

Bei Bauwerken, die aufgrund ihres statischen Systems eine Umlagerung der Kräfte erlauben, dürfen bis zu 15 % des ermittelten horizontalen Kraftanteils einer Wand auf andere Wände umverteilt werden. Bei großer Nachgiebigkeit der aussteifenden Bauteile müssen darüber hinaus die Formänderungen bei der Ermittlung der Schnittgrößen berücksichtigt werden. Dieser Nachweis darf entfallen, wenn die lotrechten aussteifenden Bauteile in der betrachteten Richtung die Bedingungen der folgenden Gleichung erfüllen:

$$h_{ges} \sqrt{\frac{N_k}{EI}} \leq 0,6 \text{ für } n \geq 4 \quad (3)$$

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

Dabei ist

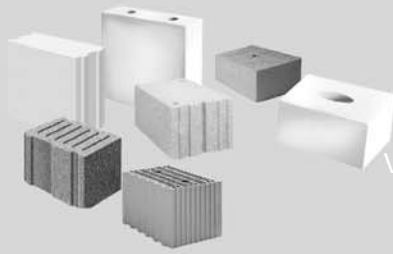
- h_{ges} die Gebäudehöhe über OK Fundament;
- N_k die Summe der charakteristischen Werte aller lotrechten Lasten des Gebäudes;
- EI die Summe der Biegesteifigkeit aller lotrechten aussteifenden Bauteile im Zustand I nach der Elastizitätstheorie in der betrachteten Richtung;
- n die Anzahl der Geschosse.

Zwängungen

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

Berechnung von Formänderungen

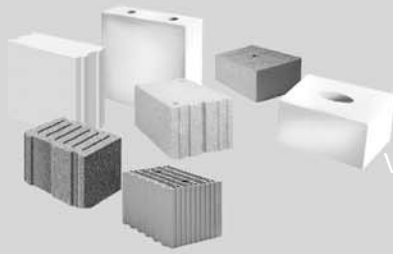
Bemessungswerte für Verformungseigenschaften von Mauerwerk aus künstlichen Steinen sind in der Tab. 6.11-1 als Rechenwerte angegeben. Die Verformungseigenschaften der Mauerwerksarten können stark streuen. Der Streubereich ist in Spalte 3 als Wertebereich angegeben; er kann in Ausnahmefällen noch größer sein. Sofern in den Steinnormen der Nachweis anderer Grenzwerte des Wertebereichs gefordert wird, gelten diese. Müssen Verformungen berücksichtigt werden, so sind die der Berechnung zugrunde liegende Art und Festigkeitsklasse der Steine, die Mörtelart und die Mörtelgruppe anzugeben. Für die Berechnung der Randdehnung ϵ_R nach Bild 3 der DIN sowie der Knotenmomente nach 9.2.2 der DIN dürfen vereinfachend die dort angegebenen Verformungswerte angenommen werden.



Tab. 6.11-1: Verformungskennwerte für Kriechen, Schwinden, Temperaturänderung sowie Elastizitätsmoduln nach DIN 1053-100:2007-09

Mauersteinart	Endwert der Feuchtedehnung (Schwinden, irreversible Quellen) ^a		Endkriechzahl		Wärmedehnungskoeffizient		Elastizitätsmodul	
	$\varepsilon_{f\infty}$ ^a		φ_{∞} ^b		α_T		E ^c	
	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich
	mm/m							
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Mauerziegel	0	+ 0,3 bis - 0,2	1,0	0,5 bis 1,5	6	5 bis 7	1.100 f_k	950 bis 1.300 f_k
Kalksandsteine ^d	- 0,2	- 0,1 bis - 0,3	1,5	1,0 bis 2,0	8	7 bis 9	950 f_k	800 bis 1.300 f_k
Leichtbetonsteine	- 0,4	- 0,2 bis - 0,5	2,0	1,5 bis 2,5	10 8 ^e	8 bis 12	1.600 f_k	1.300 bis 1.750 f_k
Betonsteine	- 0,2	- 0,1 bis - 0,3	1,0	—	10	8 bis 12	2.400 f_k	2.000 bis 2.700 f_k
Porenbetonsteine	- 0,2	+ 0,1 bis - 0,3	1,5	1,0 bis 2,5	8	7 bis 9	800 f_k	650 bis 950 f_k

^a Verkürzung (Schwinden): Vorzeichen minus; Verlängerung (irreversibles Quellen): Vorzeichen plus
^b $\varphi_{\infty} = \varepsilon_{k\infty} / \varepsilon_{el}$; $\varepsilon_{k\infty}$ Endkriechdehnung; $\varepsilon_{el} = \sigma / E$
^c E Sekantenmodul aus Gesamtdehnung bei etwa 1/3 der Mauerwerksdruckfestigkeit; charakteristische Druckfestigkeit f_k nach Tabellen 5, 6 und 7
^d Gilt auch für Hüttensteine
^e Für Leichtbeton mit überwiegend Blähton als Zuschlag



Knicklängen

Die Knicklänge h_K von Wänden ist in Abhängigkeit von der lichten Geschosshöhe h_s wie folgt in Rechnung zu stellen, s. auch Abb. 6.11-5:

Frei stehende Wände:

$$h_K = 2 \cdot h_s \sqrt{\frac{1 + 2 N_{od} / N_{ud}}{3}} \quad (4)$$

Dabei ist

N_{od} der Bemessungswert der Längskraft am Wandkopf;
 N_{ud} der Bemessungswert der Längskraft am Wandfuß.

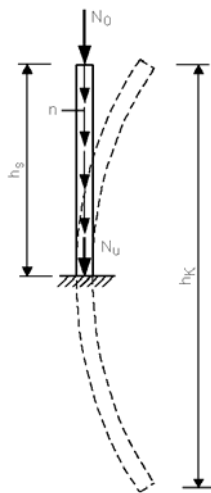


Abb. 6.11-5: Knickfigur einer freistehenden Wand, aus [6.11-7]

Zweiseitig gehaltene Wände:

Im Allgemeinen gilt:

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

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

$$h_K = \beta \cdot h_s \quad (6)$$

berücksichtigt werden, s. auch Abb. 6.11-6.

Es gilt vereinfacht:

- $\beta = 0,75$ für Wanddicke $d \leq 175$ mm;
- $\beta = 0,90$ für Wanddicke $175 \text{ mm} < d \leq 250$ mm;
- $\beta = 1,00$ für Wanddicke $d > 250$ mm.

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

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

- $d \geq 240$ mm: $a \geq 175$ mm
- $d < 240$ mm: $a = d$

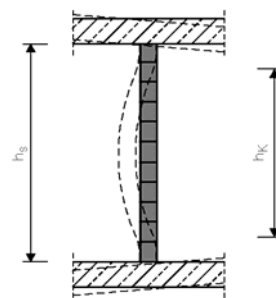


Abb. 6.11-6: Knickfigur einer zweiseitig gehaltenen Wand, aus [6.11-7]

Dreiseitig gehaltene Wände:

(mit einem freien vertikalen Rand, s. Abb. 6.11-7)

$$h_K = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta \cdot h_s}{3b'}\right)^2} \cdot \beta \cdot h_s \geq 0,3 \cdot h_s \quad (7)$$

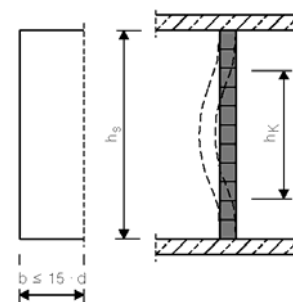
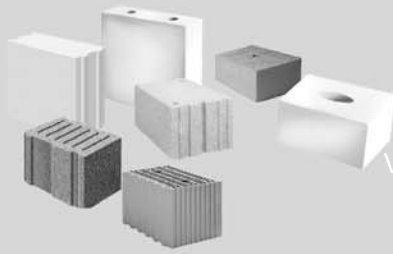


Abb. 6.11-7: Knickfigur einer dreiseitig gehaltenen Wand, aus [6.11-7]



Vierseitig gehaltene Wände:
(s. Abb. 6.11-8)

für $h_s \leq b$:

$$h_k = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta \cdot h_s}{b}\right)^2} \cdot \beta \cdot h_s \quad (8)$$

für $h_s > b$:

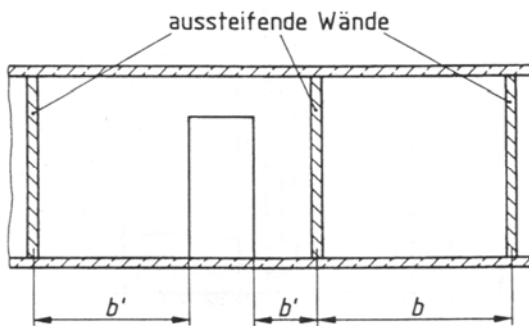


Abb. 6.11-9: Randabstände der aussteifenden Wände, nach DIN 1053-100

$$h_k = \frac{b}{2} \quad (9)$$

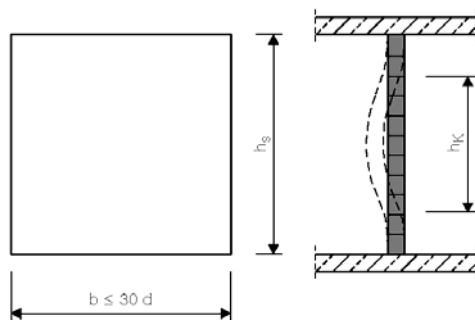


Abb. 6.11-8: Knickfigur einer vierseitig gehaltenen Wand, aus [6.11-7]

Dabei ist

b' , b der Abstand des freien Randes von der Mitte der aussteifenden Wand, bzw. der Mit-tenabstand der aussteifenden Wände nach Abb. 6.11-9;

β der Abminderungsfaktor der Knicklänge wie bei zweiseitig gehaltenen Wänden.

Ist $b > 30 d$ bei vierseitig gehaltenen Wänden, bzw. $b' > 15 d$ bei dreiseitig gehaltenen Wänden,

so darf keine seitliche Festhaltung angesetzt werden. Diese Wände sind wie zweiseitig gehaltene Wände zu behandeln. Hierin ist d die Dicke der gehaltenen Wand.

Ist die Wand im Bereich des mittleren Drittels der Wandhöhe durch vertikale Schlitze oder Aussparungen geschwächt, so ist für d die Restwanddicke einzusetzen oder ein freier Rand anzunehmen. Unabhängig von der Lage eines vertikalen Schlitzes oder einer Aussparung ist an ihrer Stelle ein freier Rand anzunehmen, wenn die Restwanddicke kleiner als die halbe Wanddicke oder kleiner als 115 mm ist.

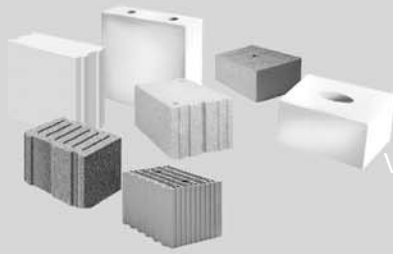
Schlitze und Öffnungen in Wänden

Schlitze und Aussparungen, bei denen die Grenzwerte nach der DIN 1053-1:1996-11 eingehalten sind (s. Tab. 6.11-2), dürfen ohne Berücksichtigung bei der Bemessung des Mauerwerks ausgeführt werden.

Vertikale Schlitze und Aussparungen sind auch dann ohne Nachweis zulässig, wenn die Querschnittsschwächung, bezogen auf 1 m Wandlänge, nicht mehr als 6% beträgt und die die Wand nicht drei- oder vierseitig gehalten gerechnet ist. Hierbei müssen eine Restwanddicke nach Tab. 6.11-2, Spalte 8, und ein Mindestabstand nach Spalte 9 eingehalten werden.

Alle übrigen Schlitze und Aussparungen sind bei der Berechnung und Bemessung zu berücksichtigen. Werden die Bedingungen für „ohne Nachweis zulässige Schlitze und Aussparungen“ nach Tab. 6.11-2 im mittleren Drittel der Wandhöhe eingehalten, so ist für die Wanddicke die Restwanddicke anzusetzen oder ein freier Rand anzunehmen.

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



Tab. 6.11-2: Ohne Nachweis zulässige Schlitzze und Aussparungen in tragenden Wänden nach DIN 1053-1

Maße in mm

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Wanddicke	Horizontale und schräge Schlitzze ¹⁾ nachträglich hergestellt		Vertikale Schlitzze und Aussparungen, nachträglich hergestellt			Vertikale Schlitzze und Aussparungen in gemauertem Verband			
	Schlitzlänge		Schlitztiefe ⁴⁾	Einzel Schlitzbreite ⁵⁾	Abstand der Schlitzze und Aussparungen von Öffnungen	Schlitzbreite ⁵⁾	Restwanddicke	Mindestabstand der Schlitzze und Aussparungen	
	unbeschränkt	≤ 1,25 m ²⁾						von Öffnungen	untereinander
Schlitztiefe ³⁾	Schlitztiefe								
≥ 115	–	–	≤ 10	≤ 100	–	–	–	–	–
≥ 175	0	≤ 25	≤ 30	≤ 100	–	≤ 260	≥ 115	≥ 2fache Schlitzbreite bzw. ≥ 240	≥ Schlitzbreite
≥ 240	≤ 15	≤ 25	≤ 30	≤ 150	≥ 115	≤ 385	≥ 115		
≥ 300	≤ 20	≤ 30	≤ 30	≤ 200	–	≤ 385	≥ 175		
≥ 365	≤ 20	≤ 30	≤ 30	≤ 200	–	≤ 385	≥ 240		

¹⁾ Horizontale und schräge Schlitzze sind nur zulässig in einem Bereich ≤ 0,4 m ober- oder unterhalb der Rohdecke sowie jeweils an einer Wandseite. Sie sind nicht zulässig bei Langlochziegeln.
²⁾ Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen ≥ 490 mm, vom nächsten Horizontalschlitz zweifache Schlitzlänge.
³⁾ Die Tiefe darf um 10 mm erhöht werden, wenn Werkzeuge verwendet werden, mit denen die Tiefe genau eingehalten werden kann. Bei Verwendung solcher Werkzeuge dürfen auch in Wänden ≥ 240 mm gegenüberliegende Schlitzze mit jeweils 10 mm Tiefe ausgeführt werden.
⁴⁾ Schlitzze, die bis maximal 1 m über den Fußboden reichen, dürfen bei Wanddicken ≥ 240 mm bis 80 mm Tiefe und 120 mm Breite ausgeführt werden.
⁵⁾ Die Gesamtbreite von Schlitzzen nach Spalte 5 und Spalte 7 darf je 2 m Wandlänge die Maße in Spalte 7 nicht überschreiten. Bei geringeren Wandlängen als 2 m sind die Werte in Spalte 7 proportional zur Wandlänge zu verringern.

Mitwirkende Breite zusammengesetzter Querschnitte

Als zusammengesetzt gelten nur Querschnitte, deren Teile aus Steinen gleicher Art, Höhe und Festigkeitsklasse bestehen, die gleichzeitig im Verband mit gleichem Mörtel gemauert werden und bei denen ein Abreißen von Querschnittsteilen infolge stark unterschiedlicher Verformung nicht zu erwarten ist. Querschnittsschwächungen durch Schlitzze sind zu berücksichtigen. Brüstungs- und Sturzmauerwerk dürfen nicht in die mitwirkende Breite einbezogen werden.

Die mitwirkende Breite darf nach der Elastizitätstheorie ermittelt werden. Falls kein genauer Nachweis geführt wird, darf die mitwirkende Breite beidseits zu je 1/4 der über dem betrachteten Schnitt liegenden Höhe des zusammengesetzten Querschnitts, jedoch nicht mehr als die vorhandene Querschnittsbreite, angenommen werden, s. Abb. 6.11-10. Die Schubtragfähigkeit des zusammengesetzten Querschnitts ist nach dem genaueren Verfahren nachzuweisen.

$$b_{ef} = 2 \cdot \frac{h}{4} + d_1 \leq b$$

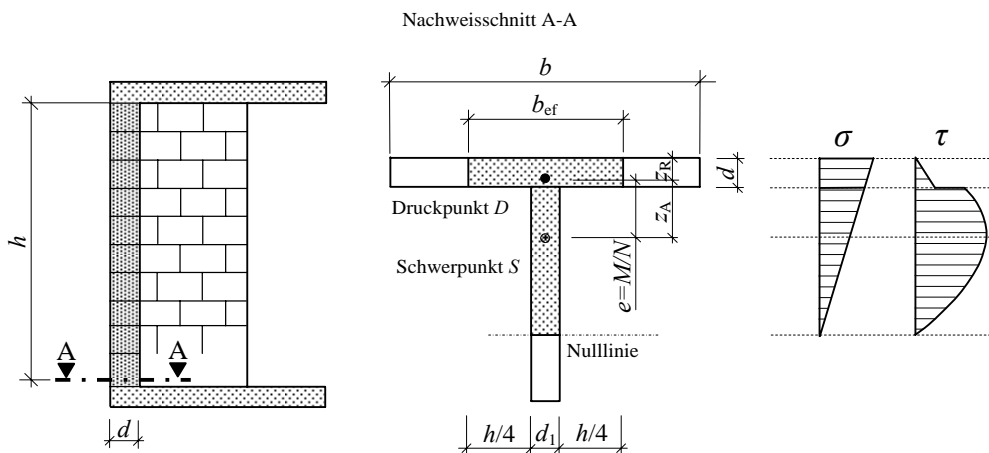
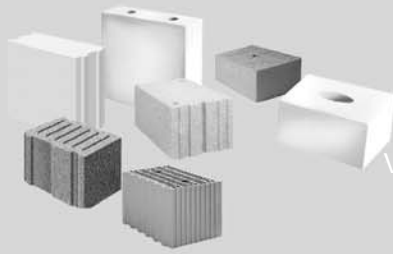


Abb. 6.11-10: Mitwirkende Breite eines Zusammengesetzten Querschnittes [6.11-1]



Schnittkräfte nach dem genaueren Verfahren

Auflagerkräfte aus Decken

Hier gelten die gleichen Festlegungen wie beim vereinfachten Verfahren.

Knotenmomente

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

Vereinfachte Berechnung der Knotenmomente

Die Berechnung des Wand-Decken-Knotens darf durch die nachfolgende Näherungsrechnung

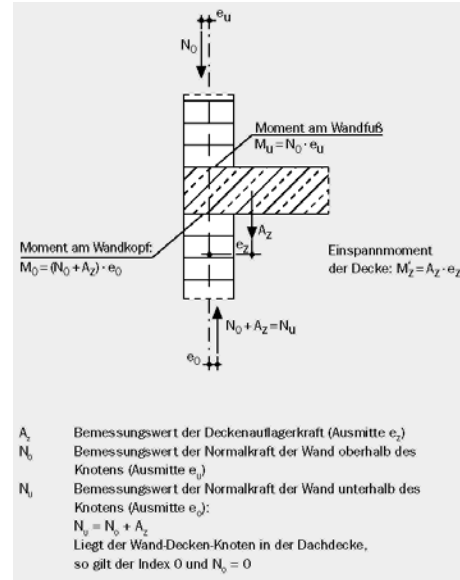


Abb. 6.11-12: Schnittkräfte am Wand-Decken-Knoten aus [6.11-6]

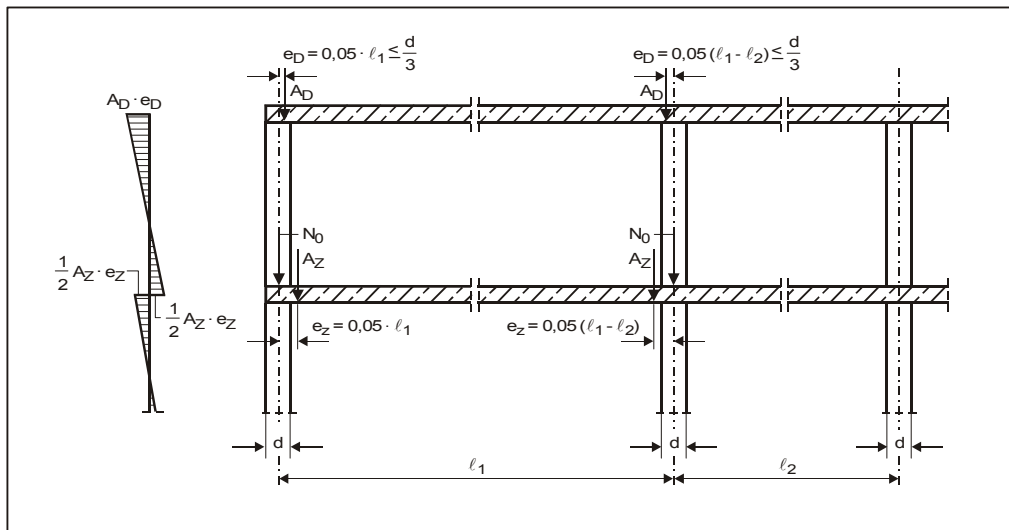


Abb. 6.11-11: Vereinfachte Berechnung der Knotenmomente mit der %-Regel nach [6.11-9]

ersetzt werden, wenn die Nutzlast nicht größer als 5 kN/m^2 ist, s. Abb. 6.11-12.

Der Auflagerdrehwinkel der Decken bewirkt, dass die Deckenaullagerkraft A mit einer Ausmitte e angreift, wobei e zu 5 % der Differenz der benachbarten Deckenspannweiten, bei Außenwänden zu 5 % der angrenzenden Deckenspannweite angesetzt werden darf, s. Abb. 6.11-11.

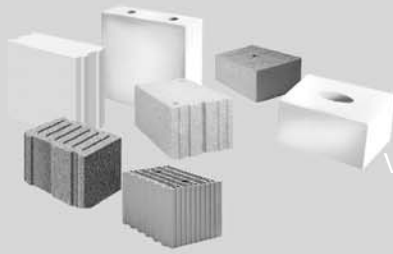
▪ Ausmitte

bei einachsig gespannten Decken

$$e_z = e_D = e = 0,05 \cdot \left\{ \begin{matrix} l_1 \\ |l_1 - l_2| \end{matrix} \right\} \quad (10)$$

bei zweiachsig gespannten Decken

$$e_z = e_D = e = 0,05 \cdot \frac{2}{3} \left\{ \begin{matrix} l_1 \\ |l_1 - l_2| \end{matrix} \right\} \quad (11)$$



Dabei sind

l_1, l_2 Deckenstützweiten (s. Abb. 6.11-11)

e, e_z, e_D Ausmitte der Auflagerkraft $A_{Z,D}$

▪ Zwischendecke

Wandkopf

$$e_o = \frac{A_{Z,D}}{2 \cdot (N_o + A_{Z,D})} \cdot e \quad (12)$$

Dabei sind

e_o Ausmitte am Wandkopf

N_o Normalkraft am Wandkopf aus darüberliegenden Geschossen

$A_{Z,D}$ Auflagerkraft der Decke aus Zwischendecke bzw. Dachdecke

e Ausmitte der Deckenaullagerkraft nach 5 %-Regel nach Gl. (10) bzw. (11)

Wandfuß

$$e_o = \frac{A_{Z,D}}{2 \cdot N_u} \cdot e \quad (13)$$

N_u Normalkraft am Wandkopf am Wandfuß

Genauere Ermittlung an einem Ersatzsystem

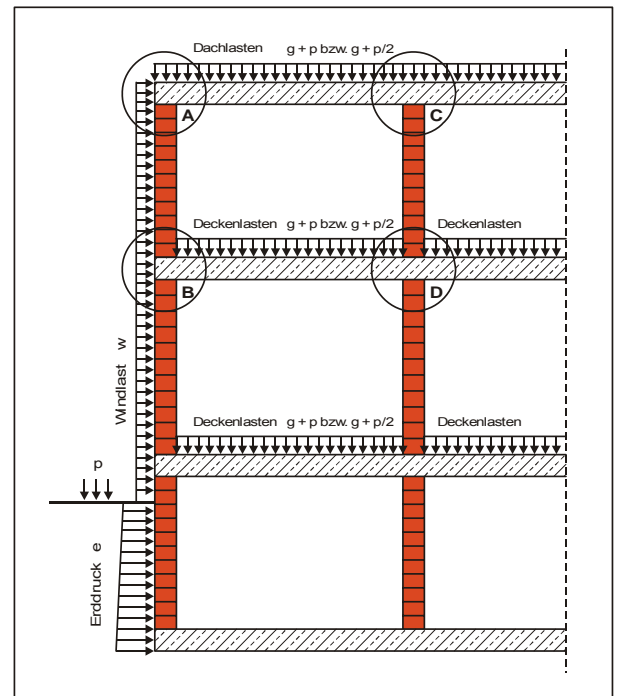
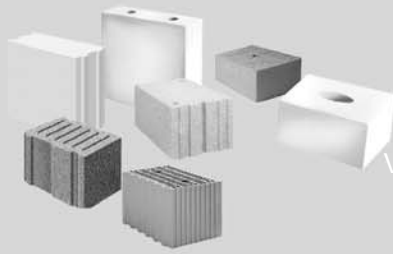


Abb. 6.11-13: Lage der Teilsysteme zur genaueren Ermittlung der Knotenmomente nach Abschn. 9.2.2. der DIN 1053.1:1996-11 aus [6.11-9]

Die Berechnung des Wand-Decken-Knotens darf an einem Ersatzsystem unter Abschätzung der Momenten-Nullpunkte in den Wänden, im Regelfall in halber Geschosshöhe, erfolgen. Hierbei darf die halbe Nutzlast wie ständige Last angesetzt und der Elastizitätsmodul für Mauerwerk zu $E = 1000 f_k$ angenommen werden, s. Abb. 6.11-13.

Nicht in jedem Falle kann eine Einspannung der Decken in die Außenwände angenommen werden. Das trifft zum Beispiel bei teilweise aufliegenden Deckenplatten zu. Hier sind ggf. gesonderte Betrachtungen bei der genaueren Ermittlung der Knotenmomente anzustellen.

Sofern mit einer gelenkigen Auflagerung der Decke auf die Außenwände zu rechnen ist, ist dies bei den Teilsystemen C und D für Innenwand-Decken-Knoten zu berücksichtigen.



Teilsystem A - Einspannmomente einer Dachdecke, s. Abb. 6.11-14

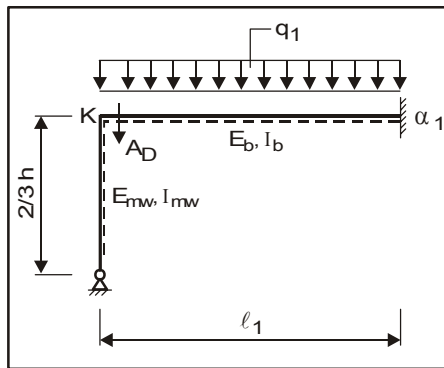


Abb. 6.11-14: Teilsystem A

Einspanngrad: $\alpha_1 = -\frac{1}{12}$

Volleinspannmoment: $M_{\text{voll}} = \alpha_1 \cdot q_1 \cdot l_1^2$

Abminderungsfaktor:

$$k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_b}{E_{mw}} \cdot \frac{I_b}{I_{mw}} \cdot \frac{h}{l_1}$$

Knotenmomente:

$$M_K = M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + \frac{8}{3} \cdot k_1} \quad M_F = 0$$

Teilsystem B - Einspannmomente einer Zwischendecke, s. Abb. 6.11-15

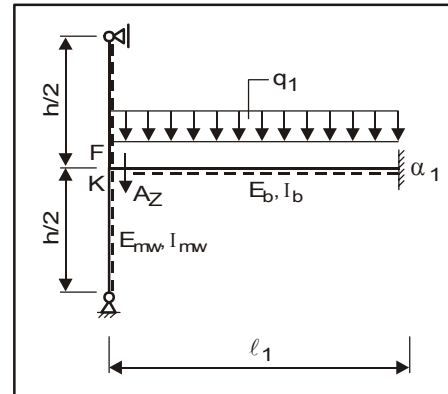


Abb. 6.11-15: Teilsystem B

Einspanngrad: $\alpha_1 = -\frac{1}{12}$

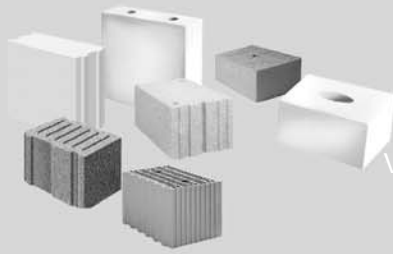
Volleinspannmoment: $M_{\text{voll}} = \alpha_1 \cdot q_1 \cdot l_1^2$

Abminderungsfaktor:

$$k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_b}{E_{mw}} \cdot \frac{I_b}{I_{mw}} \cdot \frac{h}{l_1}$$

Knotenmomente:

$$M_K = \frac{1}{2} \cdot \left[M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + k_1} \right] = -M_F$$



- Teilsystem C - Einspannmomente einer Dachdecke, s. Abb. 6.11-16

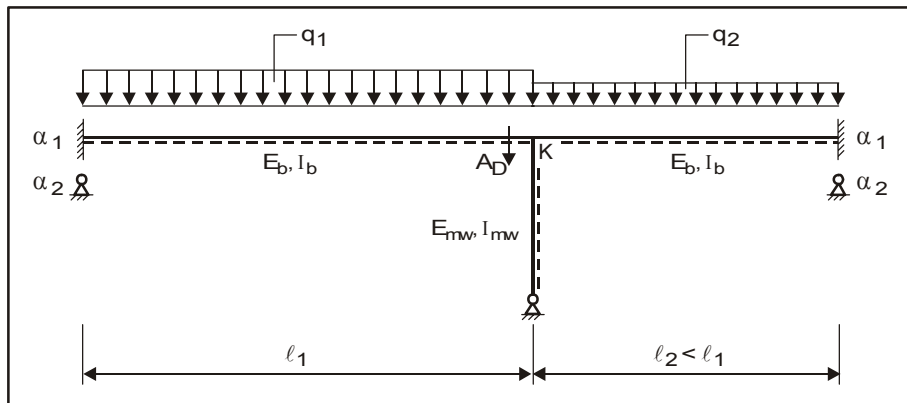


Abb. 6.11-16: Teilsystem C

Einspanngrad: $\alpha_1 = -\frac{1}{12}$ (Gelenk an Stab 1, Stab 2 eingespannt)

$\alpha_2 = -\frac{1}{8}$ (α_2 bei Deckenauftragung auf einer Außenwand)

$$M_K = -M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)}$$

(Beidseitig Gelenk)
 $M_F = 0$

Volleinspannmoment:

$$M_{\text{voll}} = \alpha_1 \cdot q_1 \cdot l_1^2 - \alpha_1 \cdot q_2 \cdot l_2^2$$

Abminderungsfaktor:

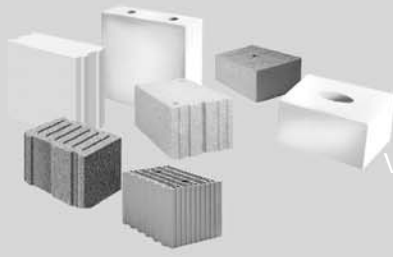
$$k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_b}{E_{mw}} \cdot \frac{I_b}{I_{mw}} \cdot \frac{h}{l_1}$$

Knotenmomente

$$M_K = -M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + \frac{8}{3} \cdot k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)}$$

(Beidseitig Einspannung)

$$M_K = -M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + k_1 \cdot \left(1 + \frac{4}{3} \cdot \frac{l_1}{l_2}\right)}$$



- Teilsystem D - Einspannmomente einer Zwischendecke, s. Abb. 6.11-17

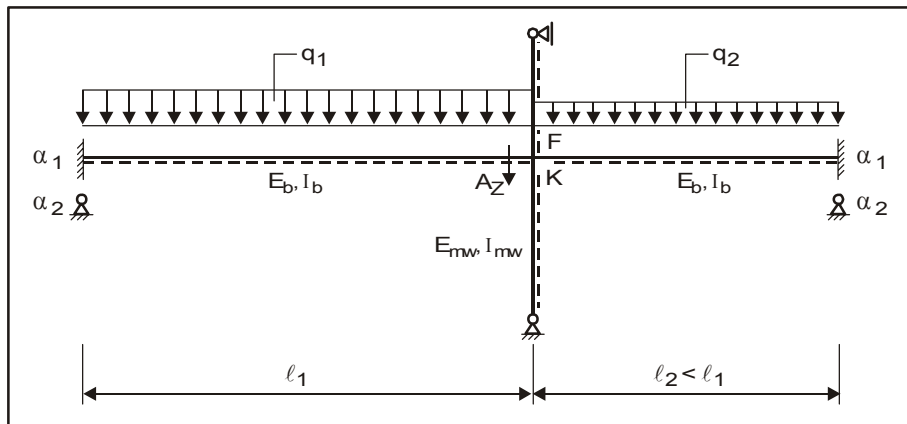


Abb. 6.11-17: Teilsystem D

Einspanngrad: $\alpha_1 = -\frac{1}{12}$, $\alpha_2 = -\frac{1}{8}$
 (α_2 bei Deckeauflagerung auf einer Außenwand)

Volleinspannmoment:

$$M_{\text{voll}} = \alpha_i \cdot q_1 \cdot l_1^2 - \alpha_i \cdot q_2 \cdot l_2^2$$

Abminderungsfaktor:

$$k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_b}{E_{\text{mw}}} \cdot \frac{I_b}{I_{\text{mw}}} \cdot \frac{h}{l_1}$$

Knotenmomente:

$$M_K = -\frac{1}{2} \cdot \left[M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \right] = -M_F$$

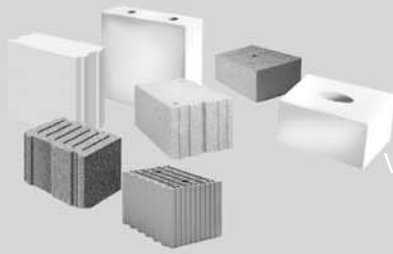
(Beidseitig Einspannung)

$$M_K = -\frac{1}{2} \cdot \left[M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + k_1 \cdot \left(\frac{3}{4} + \frac{l_1}{l_2}\right)} \right] = -M_F$$

(Gelenk an Stab 1, Stab 2 eingespannt)

$$M_K = -\frac{1}{2} \cdot \left[M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + \frac{3}{4} \cdot k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \right] = -M_F$$

(Beidseitig Gelenk)



Begrenzung der Knotenmomente

Ist die rechnerische Exzentrizität der resultierenden Last aus Decken und darüber befindlichen Geschossen infolge der Knotenmomente am Kopf bzw. Fuß der Wand im Grenzzustand der Tragfähigkeit größer als $1/3$ der Wanddicke d , so darf die resultierende Last über einen am Rand des Querschnitts angeordneten Spannungsblock der Länge $\leq d/3$ und der Ordinate f_d abgetragen werden.

$$e > \frac{d}{3} \rightarrow e = \frac{d}{3} \rightarrow N_{Rd} = f_d \cdot \frac{d}{3} \quad (14)$$

In diesem Fall ist Schäden infolge von Rissen in Mauerwerk und Putz durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Fugenausbildung, Kantennut o.ä., mit entsprechender Ausbildung der Außenhaut entgegenzuwirken.

Wandmomente

Der Momentenverlauf über die Wandhöhe infolge Vertikallasten ergibt sich aus den anteiligen Wandmomenten der Knotenberechnung (siehe Abb. 6.11-11) Momente infolge Horizontallasten, z. B. Wind oder Erddruck, dürfen unter Einhaltung des Gleichgewichts zwischen den Grenzfällen Volleinspannung und gelenkige Lagerung umgelagert werden (s. Abb. 6.11-18).

Wind

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

Aussteifungskräfte

Es gelten die Festlegungen und Erläuterungen des vereinfachten Verfahrens.

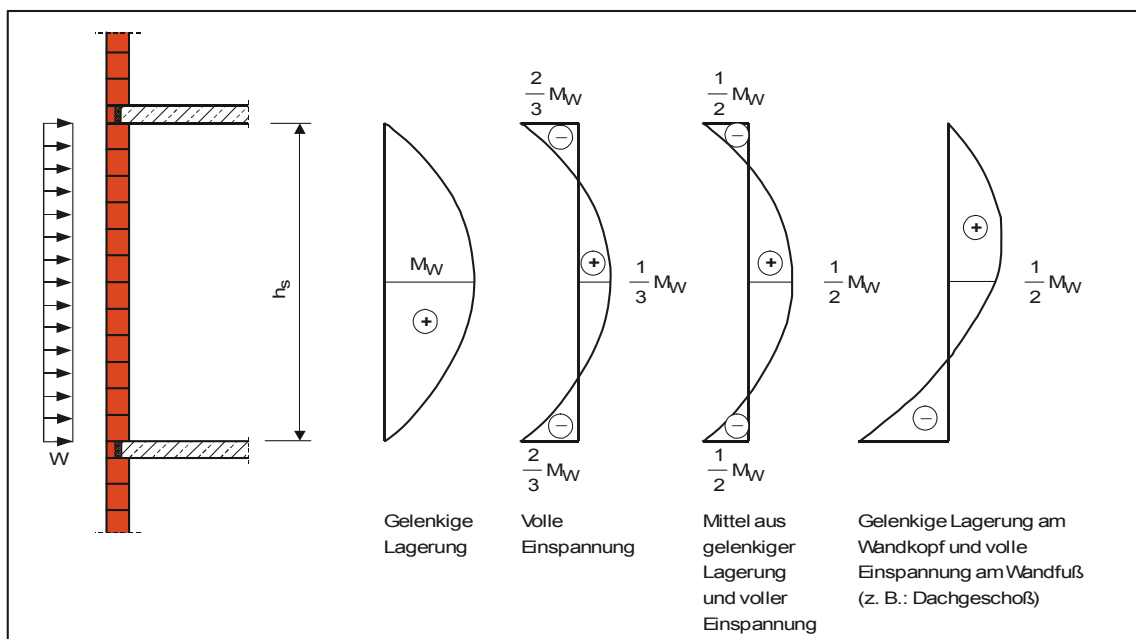
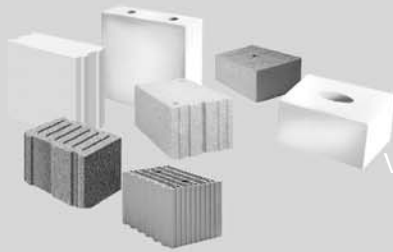


Abb. 6.11-18: Umlagerung der Biegemomente infolge Windbelastung senkrecht zur Wandebene aus [6.11-9]



Knicklängen

Für die Bestimmung der Knicklänge gelten die Festlegungen des vereinfachten Verfahrens mit folgender Änderung:

Bei flächig aufgelagerten Decken, z. B. Plattendecken oder Rippendecken nach DIN 1045-1 mit lastverteilenden Auflagerbalken, darf bei 2-, 3- und 4-seitig gehaltenen Wänden die Einspannung der Wand in den Decken durch Abminderung der Knicklänge nach Tabelle 9 der DIN 1053-100 auf $h_K = \beta \cdot h_S$

berücksichtigt werden, wenn die Bedingungen der Tab. 6.11-3 eingehalten sind.

Tab. 6.11-3: Reduzierung der Knicklänge bei Wänden mit flächig aufgelagerten Massivdecken

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

Verformungen

Es gelten die Festlegungen für das vereinfachte Verfahren. Für die Berechnung der Knotenmomente darf vereinfachend der E-Modul $E = 1\ 000 f_k$ angenommen werden.

Zwängungen

Es gelten die Festlegungen des vereinfachten Verfahrens.

Schlitz und Öffnungen in Wänden

Es gelten die Festlegungen des vereinfachten Verfahrens.

Weiterführende Literatur:

[6.11-1] Jäger, W.; Pflücke, T.; Schöps, P.: Kommentierte Technische Regeln für den Mauerwerksbau. Teil 1: DIN 1053-100: Mauerwerk – Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts – Kommentare und Erläuterungen. In: Mauerwerk-Kalender 31 (2006). Hrsgg. v. H.J. Irmschler, W. Jäger und P. Schubert. Berlin: Ernst & Sohn, 2005, S. 363 – 410.
 [6.11-2] Schubert, P.; Schneider, K.-J.; Schoch, T. (Hrsg.): Mauerwerksbau-Praxis. Berlin: Bauwerk, 2007.
 [6.11-3] Gunkler, E.; Budelmann, H. (Hrsg.): Mauerwerk – Kompakt. Für Studium und Praxis. Köln: Werner, 2008.
 [6.11-4] Jäger, W.; Marzahn, G.: Mauerwerk – Bemessung nach DIN 1053-100. Berlin: Ernst & Sohn, 2009.
 [6.11-5] Graubner, C.-A.; Glowienka, S.; Kranzler, T.; Richter, L.: Bemessung. In: Planung, Konstruktion, Ausführung. Hrsg. Bundesverband Kalksandsteinindustrie e. V.: Hannover, 2007.
 [6.11-6] Leporello DIN 1053-100 Mauerwerk Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes. Hrsg.: Bundesverband Kalksandsteinindustrie e. V., Hannover 2006 (s. auch <http://www.kalksandstein.de>).
 [6.11-7] Brauer, N.; Ehmke, J.; Figge, D.; Meyer, U.: Bemessung von Ziegelmauerwerk. Ziegelmauerwerk nach DIN 1053-100. Vereinfachtes Verfahren. Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel e.V.: Bonn 2006 (s. auch <http://www.argemauerziegel.de>).
 [6.11-8] Schlundt, A.: Mauerwerk aus Porenbeton. Beispiele zur Bemessung nach DIN 1053-100. 5.Aufl. Bundesverband Porenbetonindustrie e.V. Wiesbaden, 2008 (s. auch <http://www.bv-porenbeton.de/bvp>).
 [6.11-9] Jäger, W.; Pflücke, T.; Waurig, R.; Figge, D.; Meyer, U.: Bemessung von Ziegelmauerwerk. Ziegelmauerwerk nach DIN 1053-1. Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel e.V.: Bonn 2002 (s. auch <http://www.argemauerziegel.de>).

Stand: 07/2009