

3 Bemessung nach dem genauen Verfahren nach DIN EN 1996-1/NA

3.1 Allgemeines

Das **genauere Verfahren** wird eingesetzt, falls größere Bauwerkshöhen realisiert und/oder schlankere und materialsparende Mauerwerkskonstruktionen unter Ansatz einer höheren Tragfähigkeit ausgeführt werden sollen. Dafür ist jedoch ein **erhöhter Rechenaufwand** erforderlich. Grundsätzlich sind je nach Belastung die folgenden Nachweise zu führen:

- Nachweis der **Wand-Deckenknoten** am Wandkopf und -fuß unter angemessener Berücksichtigung der einwirkenden Lastexzentrizitäten;
- **Nachweis der Knicksicherheit** in Wandmitte unter Berücksichtigung von planmäßigen Exzentrizitäten, ungewollte Ausmitten (Imperfektionen), Zusatzverformungen nach Theorie II. Ordnung und Kriechinflüssen;
- Nachweis der Wand gegebenenfalls auf **Schub** (in Längs- und Querrichtung);
- Nachweis der Wand gegebenenfalls auf **Zug oder Biegezug**

Das genauere Verfahren darf sowohl für ganze Gebäude als auch für einzelne Bauteile angewendet werden. Es ist zulässig, bei Nachweisen das genauere mit dem vereinfachten Verfahren zu mischen.

3.2 Berechnungsgrundlagen für das genauere Verfahren

Auch wenn es sich um ein genaueres Verfahren handelt, so müssen trotzdem **Annahmen** und **Vereinfachungen** getroffen werden. Das Ziel ist weiterhin, Mauerwerkskonstruktionen mit vertretbarem Aufwand zu berechnen:

- Wänden und Decken wird ein **linear-elastisches Materialverhalten** unterstellt (Proportionalität zwischen Dehnungen und Spannungen → Hooke'sches Gesetz).
- Bei der Ermittlung der Biegesteifigkeiten werden **ungerissene Wand- und Deckenquerschnitte** zugrunde gelegt.
- Das Zusammenwirken von Decken und Wänden wird durch **rahmenartige Teilsysteme** (Bild 3.1) beschrieben, wobei für die Ermittlung der Knotenmomente die Hälfte der veränderlichen Lasten als ständige Lasten angesetzt werden dürfen.
- Die elastisch ermittelten Knotenmomente des Rahmenmodells dürfen aufgrund von **Umlagerungen** - hervorgerufen durch Rissbildung in den Stahlbetondecken - auf maximal 2/3 ihres ursprünglichen Wertes reduziert werden.
- Der **E-Modul** der Mauerwerkswände darf für die Rahmenrechnung näherungsweise mit $E = 1000 \cdot f_k$ angenommen werden.
- Wegen des Teilsicherheitskonzepts ist bei mehreren veränderlichen Lasten in einem komplexen Gebäude (Bild 3.1) i.d.R. eine übermäßige Anzahl von Einwirkungskombinationen (EWK) zu untersuchen, um die für die Bemessung maßgebende Kombination zu bestimmen. Unter Berücksichtigung praxisrelevanter Randbedingungen kann die **Anzahl der EWK's** oftmals auf einige wenige reduziert werden (Bild 3.2).

Mit den heutigen **EDV-technischen Möglichkeiten** ist man geneigt, das komplette Tragsystem des Bauwerks beispielsweise mit einem 2D-Rahmensystem, vielleicht sogar mit einem räumlichen System zu modellieren. Dabei sind jedoch so viele **Rechenannahmen** zu treffen (Steifigkeiten von Stahlbetonde-

cken im Zustand II bzw. Steifigkeiten von Wänden, Zeiteinflüsse, Lastgeschichte während der Bauzeit u.v.a.m), dass die Ergebnisse einer solchen Rechnung eine Genauigkeit vortäuschen, die es in Wirklichkeit nicht gibt. Deshalb wird im Regelfall jede einzelne Geschosswand als **herausgelöstes Teilsystem** nachgewiesen. Die **Einspanngrade** am Wandkopf und am Wandfuß müssen dabei einigermaßen realistisch abgeschätzt bzw. in ihrer Wirkung eingegrenzt werden (vgl. Kap.3.3).

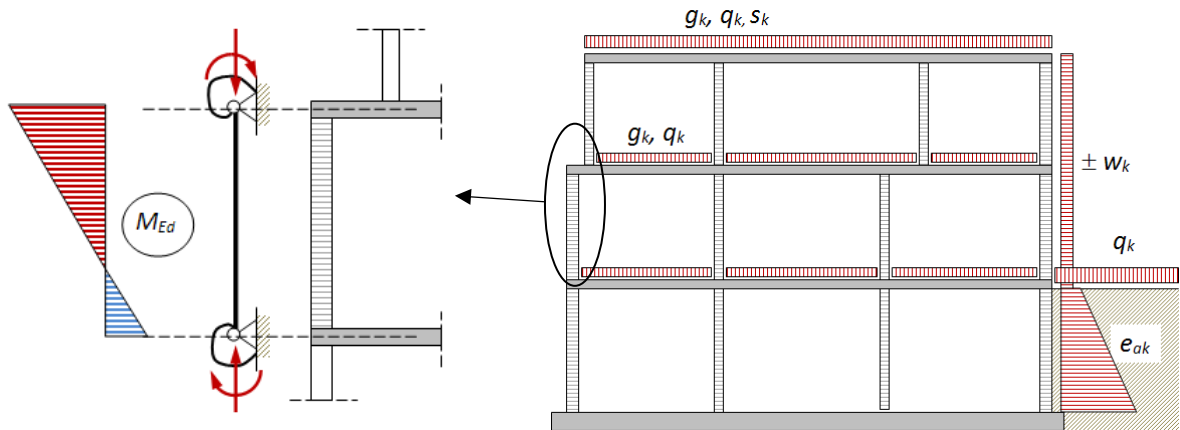


Bild 3.1: Gebäudequerschnitt mit Beispiel für herausgelöstes Teilsystem

Aufgrund des Teilsicherheitskonzeptes muss bekanntlich jeder Lastanteil mit einem differenzierten **Teilsicherheitsbeiwert** und ggf. bei mehreren veränderlicher Lasten mit **Kombinationsbeiwerten** multipliziert werden, was zunächst zu einer Vielzahl von möglichen Einwirkungskombinationen führt.

$$E_d = E \left\{ \sum_{j=1} \gamma_G \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Da für den jeweiligen Bemessungsfall (z.B. Tragnachweis am Kopf der Außenwand im 2. OG) immer nur eine Einwirkungskombination maßgebend ist, ist es ohne EDV-Einsatz nahezu unmöglich, die maßgebende zu finden (Bild 3.2). Nach eingehenden Untersuchungen hat man jedoch festgestellt, dass in der Praxis meist nur wenige Kombinationen relevant sind (z.B. max N und zug M).

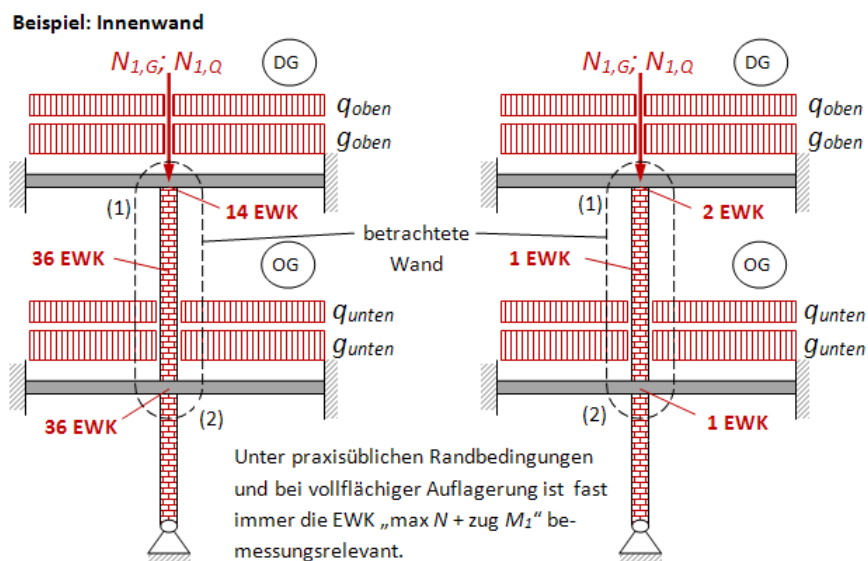


Bild 3.2: Vollständige und praxisrelevante Einwirkungskombinationen am Beispiel einer Innenwand

3.3 Ermittlung der Schnittgrößen am Wand-Decken-Knoten

Die Norm fordert, die Lastausmitte am Wand-Decken-Knoten mit Hilfe einer geeigneten Modellbildung nach den anerkannten Regeln der Technik zu berechnen und dabei den Einfluss der Deckenverdrehung auf die Ausmitte der Lasteintragung in die Wände zu berücksichtigen. Im Rahmen dieser allgemein formulierten Forderung sind folgende Verfahren möglich, die alle (oder zumindest teilweise) die in Kap. 3.2 angegebenen Annahmen und Vereinfachungen beinhalten.

- Verfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA Anhang C (vereinf. Rahmenmodell, nachfolgend erläutert);
- Verfahren nach Cross-Kani (altes Handverfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme);
- Verfahren nach der 5%-Regel (einfache und auf der sicheren Seite liegende Überschlagsrechnung);
- Rahmenberechnung unter Ansatz realistischer Biegesteifigkeiten von Wänden und Decken (nur EDV-gestützt zu bewältigen; vgl. dazu auch Näherungsformeln im Schneider, S. 7.19ff, 20. Aufl.).

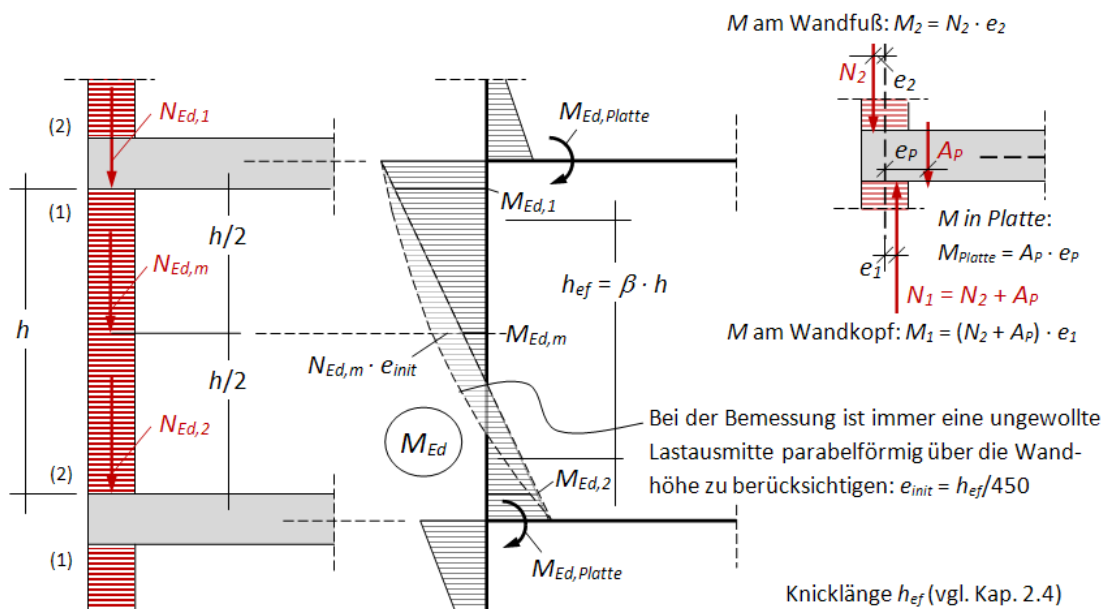


Bild 3.3: Schnittgrößenermittlung – Knotenmomente - Bezeichnungen

Im Anhang C der DIN EN 196-1-1 wird ein vereinfachtes Rahmenmodell beschrieben, das nachfolgend näher vorgestellt werden soll (Bild 3.4). Das Stabendmoment $M_{Ed,1}$ am Wandkopf wird am Rahmen (a) ermittelt; das Stabendmoment $M_{Ed,2}$ am Wandfuß am Rahmen (b). Die vom jeweiligen Knoten entfernten Stäben sollten als eingespannt angesehen werden, es sei denn, sie sind nicht in der Lage, Momente aufzunehmen, so dass sie als gelenkig angesehen werden dürfen.

$$M_{Ed,i} = \frac{\frac{n_i \cdot E_i \cdot I_i}{h_i}}{\frac{n_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1} + \frac{n_2 \cdot E_2 \cdot I_2}{h_2} + \frac{n_3 \cdot E_3 \cdot I_3}{\ell_3} + \frac{n_4 \cdot E_4 \cdot I_4}{\ell_4}} \cdot \left[\frac{q_3 \cdot \ell_3^2}{4 \cdot (n_3 - 1)} - \frac{q_4 \cdot \ell_4^2}{4 \cdot (n_4 - 1)} \right]$$

mit $i = 1$ für den Wandkopf und $i = 2$ für den Wandfuß. Dabei ist

- n_j jeweiliger Steifigkeitsfaktor des Stabes j , mit $j = 1, 2, 3$ oder 4 ; n ist 4 bei beidseitig eingespannten Stäben und 3 in den anderen Fällen;
- E_j der Elastizitätsmodul des Stabes j , mit $j = 1, 2, 3$ oder 4 ;
- I_j das Trägheitsmoment des Stabes j , mit $j = 1, 2, 3$ oder 4 (bei zweischaligem Mauerwerk nur das Trägheitsmoment der tragenden Schale);
- h_1, h_2 die lichte Höhe des lotrechten Stabes 1 oder 2 ;
- l_3, l_4 die lichte Spannweite des horizontalen Stabes 3 oder 4 ;
- q_3, q_4 die gleichmäßig verteilte Bemessungslast des Stabes 3 oder 4 bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN EN 1990 für ungünstigste Einwirkung;

Bei **weniger als vier Stäben** an einem Knoten werden die nicht vorhandenen weggelassen. Bei zweiachsig gespannten Decken (mit Spannweitenverhältnissen bis $1:2$) darf als Spannweite l_3 bzw. l_4 $2/3$ der kürzeren Plattenspannweite eingesetzt werden.

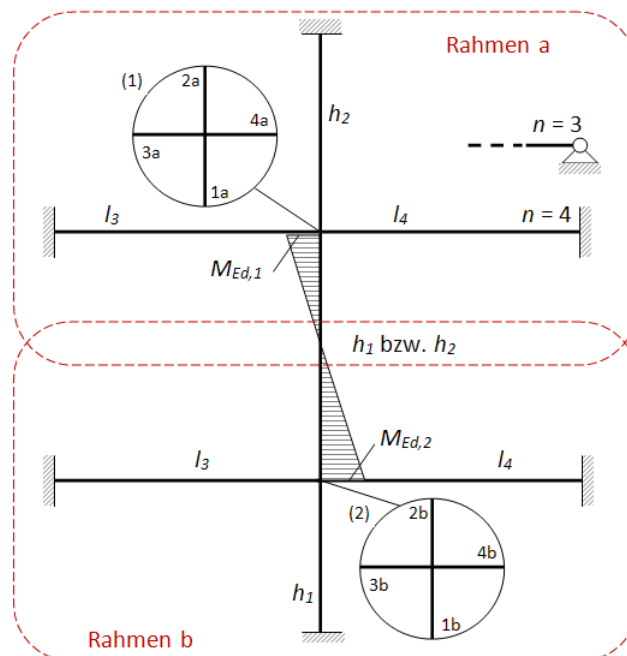


Bild 3.4: Ermittlung der Knotenmomente mit Hilfe des vereinfachten Rahmenmodells

Die Knotenmomente nach obiger Gleichung dürfen zur Berücksichtigung einer nur teilweisen Einspannung mit dem Faktor η gemäß nachfolgender Gleichung reduziert werden:

$$\eta = 1 - 0,25 \cdot k_m \geq 0,5 \quad \text{mit} \quad k_m = \frac{\frac{n_3 \cdot E_3 \cdot I_3}{l_3} + \frac{n_4 \cdot E_4 \cdot I_4}{l_4}}{\frac{n_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1} + \frac{n_2 \cdot E_2 \cdot I_2}{h_2}} \leq 2,0$$

Ist die rechnerische Ausmitte ($e = M/N$) der resultierenden Last aus Decken und darüber befindlichen Geschossen infolge der Knotenmomente am Kopf bzw. Fuß der Wand größer als $1/3$ der Wanddicke t , so darf die resultierende Last über einen am Rand des Querschnitts angeordneten Spannungsbereich mit der Ordinate f_d und der Breite von max. $1/3$ des überdrückten Querschnitts abgetragen werden (Bild 3.5).

In diesem Fall ist Schäden infolge von Rissen im Mauerwerk und Putz auf der der Last gegenüberliegenden Wandseite durch konstruktive Maßnahmen (Fugenausbildung, Kantennut) entgegenzuwirken.

Wenn eine Decke nur über einen Teil der Wandstärke aufliegt ($a < t$), so darf die Ermittlung der Knotenmomente an einem Rahmenmodell mit einer ideellen Wanddicke $t_{eff} = a$ erfolgen. Für den Nachweis am Wandkopf und Wandfuß ist nur die Deckenauflagertiefe a zu berücksichtigen (Bild 3.6). Beim Nachweis in Wandhöhenmitte (Knicksicherheitsnachweis) vergrößert sich das Bemessungsmoment um das Maß $\Delta M_{Ed,m} = N_{Ed,m} \cdot (t - a)/2$.

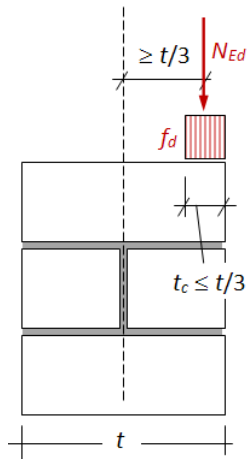


Bild 3.5: Ausmitte der Bemessungslast bei Aufnahme durch einen Spannungsblock

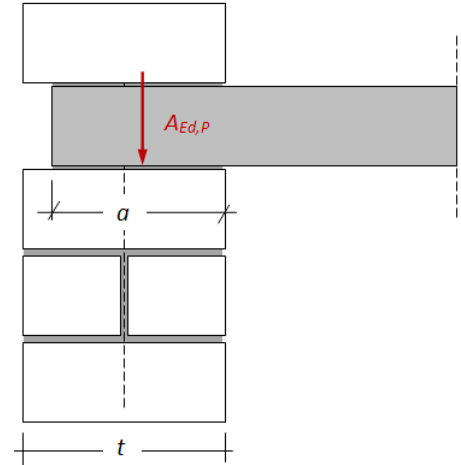


Bild 3.6: Ausmitte durch teilweise aufliegende Deckenplatte

Die Ermittlung von Schnittgrößen infolge Horizontallasten (i.d.R. sind das Windlasten und Erddruck) erfolgt am Ersatzstab (Bild 3.7). Die Lagerung am Wandkopf ($i = 1$) und Wandfuß ($i = 2$) darf beliebig zwischen Volleinspannung und gelenkiger Lagerung ($0 < k_i < \infty$) gewählt werden. Die Momente in Wandmitte werden ausgehend von den Knotenmomenten durch Überlagerung mit den Zusatzmomenten aus den H-Lasten berechnet.

Die **Auswirkungen der Windlasten** auf Einzelwände dürfen vernachlässigt werden, wenn die Gebäudehöhen $H \leq 20$ m, die Wanddicken $t \geq 240$ mm und Geschosshöhen $h_s \leq 3,0$ m sind.

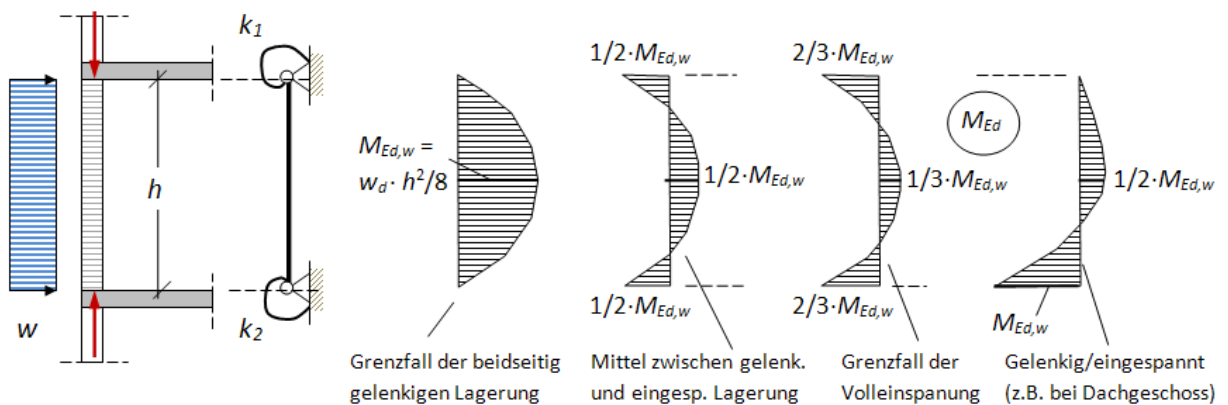


Bild 3.7: Zusatzmomente infolge Windlasten

3.4 Nachweis für vertikale Tragfähigkeit bei zentrischer und exzentrischer Normalkraft

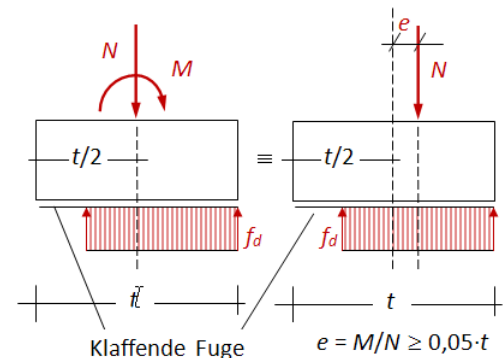
Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) erfolgt durch den Vergleich der unter Berücksichtigung aller möglichen Lastkombinationen ungünstigsten Normalkraft N_{Ed} mit der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd} , die maßgeblich von der Größe der Lastexzentrizität ($e = M/N$) abhängt. Es gilt für

$$\text{Wandkopf und -fuß: } N_{Ed} \leq N_{Rd} = \Phi_i \cdot A \cdot f_d \quad \text{bzw. für Wandmitte: } N_{Ed} \leq N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d$$

Dabei ist:

- f_d der Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks mit $f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M$ (vgl. Kap. 1.3); bei Wandquerschnitten kleiner $A < 0,1 \text{ m}^2$ ist die Druckfestigkeit mit dem Faktor $(0,7 + 0,3 \cdot A [\text{m}^2])$ zu multiplizieren;
- A wirksame Querschnittsfläche, ggf. unter Berücksichtigung von Schlitzten und Aussparungen;
- Φ_i **Abminderungsfaktor** wegen exzentrischer Belastung (für Wandkopf $i = 1$; für Wandfuß $i = 2$);
- Φ_m **Abminderungsfaktor** für den Nachweis der Knicksicherheit in halber Geschosshöhe.

Für den Nachweis wird ein plastisches Verhalten des Mauerwerks kurz vor dem Versagen angesetzt, d.h. die Spannungsverteilung wird als Spannungsblock angenommen. Sobald ein größeres Moment ($M = N \cdot e$) wirkt, reißt der Querschnitt am Zugrand wegen fehlender Überdrückung durch die Normalkraft auf.



Der **Abminderungsfaktor** Φ_i wird mit folgender Formel bestimmt:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad \text{mit} \quad e_i = \frac{M_{Ed,i}}{N_{Ed,i}} + e_{he} \geq 0,05 \cdot t$$

Dabei ist

- $M_{Ed,i}$ Bemessungswert des Biegemomentes, resultierend aus der Exzentrizität der Decken am Kopf ($i = 1$) bzw. Fuß der Wand ($i = 2$);
- $N_{Ed,i}$ Bemessungswert der am Kopf bzw. Fuß der Wand wirkenden Vertikalkraft
- e_{he} Ausmitte am Kopf bzw. Fuß der Wand infolge horizontaler Lasten (z.B. Wind)

Auch bei rein zentrischer Beanspruchung ($M_{Ed,i} = 0$) ist eine **Mindestausmitte** von $e_{d,i} = 0,05 \cdot t$ einzuhalten. Darüber hinaus ist nachzuweisen, dass bei **charakteristischen Einwirkungen** (Schnittgrößen ohne Teilsicherheitsbeiwert) die Ausmitte $e \leq t/3$ ist.

Der **Abminderungsfaktor** Φ_m wird für den Nachweis der Knicksicherheit in halber Geschosshöhe benötigt. Er wird maßgebend durch den Effekt der Traglastminderung infolge der Verformungsanteile nach **Theorie II. Ordnung** und solcher durch **Kriecheinflüsse** bestimmt. Zu berechnen ist er mit

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

Die Gesamtausmitte e_{mk} setzt sich aus zwei Anteilen zusammen: $e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t$

Dabei ist

$$e_m \quad \text{die Ausmitte der einwirkenden Lasten:} \quad e_m = \frac{M_{Ed,m}}{N_{Ed,m}} + e_{hm} + e_{init}$$

$M_{Ed,m}$ Bemessungswert des Biegemomentes in Wandmitte, einschließlich der Biegemomente aus allen anderen ausmittig angreifenden Lasten;

$N_{Ed,m}$ Bemessungswert der in Wandmitte wirkenden Vertikalkraft;

e_{hm} Ausmitte in Wandmitte infolge horizontaler Lasten (z.B. Wind)

$e_{init} = h_{ef}/450$; ungewollte Ausmitte (Imperfektion; parabolisch über die Wandhöhe; vgl. Bild 3.3)

$$e_k \quad \text{Kriechausmitte:} \quad e_k = 0,002 \cdot \varphi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} \quad \text{mit } \varphi_\infty = \text{Endkriechzahl (vgl. Tab. 3.1)}$$

Der additive Anteil der Kriechausmitte e_k an der Gesamtausmitte e_{mk} ist nur anzusetzen, wenn der vorhandene **Schlankheitsgrad der Wand** $\lambda = h_{ef}/t$ den Grenzschlankheitsgrad λ_c (Tab. 3.1) überschreitet. Andernfalls ist $e_k = 0$. Die für die Berechnung des Schlankheitsgrad notwendige Knicklänge h_{ef} wird nach folgenden Kriterien bestimmt:

- Für **drei- und vierseitig gehaltene** Wände gelten ähnliche Regeln wie im vereinfachten Verfahren nach DIN EN 1996-3/NA (vgl. Kap. 2).
- Für **zweiseitig gehaltene** Wände gilt $h_{ef} = \rho_2 \cdot h$. Der Knicklängenbeiwert ρ_2 wird in Abhängigkeit von der Lastexzentrizität wie folgt berechnet:
 - **allgemein** MW: $\rho_2 = 0,75$ für $e \leq t/4$; $\rho_2 = 1,0$ für $e > t/4$;
Eine Abminderung der Knicklänge ist jedoch nur zulässig, wenn $a \geq 2/3 \cdot t$ ist.
 - **Elementmauerwerk** mit $l_{ol} < 0,4 \cdot h_u$: $\rho_2 = 0,75$ für $e \leq t/6$; $\rho_2 = 1,0$ für $e \geq t/3$;
Zwischenwerte dürfen interpoliert werden. Eine Abminderung der Knicklänge ist jedoch nur zulässig, wenn bei $t \geq 125$ mm $a \geq 2/3 \cdot t$ ist oder wenn bei $t < 125$ mm $a \geq 100$ mm ist.

Tab 3.1: Kennwerte für Endkriechzahl und Grenzschlankheit

Mauerwerk	Endkriechzahl φ_∞	Grenzschlankheit λ_c
Porenbeton/DM	0,5	20
Ziegel /NM oder Betonsteine/NM	1,0	15
Kalksandsteine/NM, DM	1,5	12
Ziegel/LM oder Leichtbetonsteine/NM, DM, LM	2,0	10

Beispiel 3.1: Bemessung einer Innenwand mit genauerem Verfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA

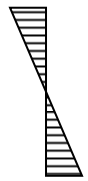
Gegeben: Innenwand im EG mit $t = 17,5$ cm als Mauerwerk aus Kalksand-Lochsteinen KS L 16/NM IIa mit einer lichten Höhen von $h_s = 3,0$ m; zweiseitig gehalten; beidseitig: 20 mm Gipsputz; oben und unten durchgehende Stahlbetondecke mit $h_{Decke} = 20$ cm.

Wegen unterschiedlicher Spannweiten der benachbarten Deckenfelder und veränderlichen Lastanteile treten Exzentrizitäten am Wandkopf und am Wandfuß auf. Es wurden bereits folgende maßgebende Bemessungsschnittgrößen am Wandkopf bestimmt:

$$n_{Ed,1} = 1,35 \cdot 210,0 + 1,5 \cdot 80,0 = \underline{403,5 \text{ kN/m;}}$$

$$\text{zug } m_{Ed,1} = 1,35 \cdot (-0,80) + 1,5 \cdot (-0,60) = \underline{-1,98 \text{ kNm/m}}$$

Die Verteilung der Biegemomente über die Wandhöhe soll für eine innenliegende Geschosswand näherungsweise mit nebenstehender Grafik beschrieben werden.



Gesucht: Nachweise zur vertikal. Tragfähigkeit nach genauerem Verfahren, da die vorhandene lichte Höhe mit 3,0 m die Anwendungsgrenze des vereinfachten Verfahrens für eine lichte Wandhöhe von 2,75 m übersteigt.

Bemessungswerte der Einwirkungen:

$$n_{Ed, \text{Kopf}} = \underline{-403,5 \text{ kN/m}}$$

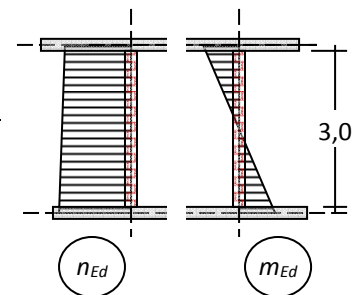
$$m_{Ed, \text{Kopf}} = \underline{-1,98 \text{ kNm/m}}$$

$$n_{Ed, \text{Fuß}} = -403,5 - 1,35 (20,0 \cdot 0,175 + 2 \cdot 0,35) \cdot 3,0 = \underline{-420,5 \text{ kN/m}}$$

$$m_{Ed, \text{Fuß}} = \underline{+1,98 \text{ kNm/m}}$$

$$n_{Ed, \text{Mitte}} = (-403,5 - 420,5)/2 = \underline{-412,0 \text{ kN/m}}$$

$$m_{Ed, \text{Mitte}} \cong 0$$



Bemessungswert der Druckfestigkeit:

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 5,9 / 1,5 = 3,343 \text{ N/mm}^2 = \underline{3343 \text{ kN/m}^2}$$

(wegen $A > 0,1 \text{ m}^2$ keine Abminderung)

Nachweis am Wandkopf:

$$n_{Rd} = \Phi_1 \cdot t \cdot f_d \quad \text{mit} \quad \Phi_1 = 1 - 2 \cdot e_1 / t$$

$$e_1 = m_{Ed} / n_{Ed} + e_{he,1} \geq 0,05 \cdot t \quad \rightarrow \quad e_1 = \max \{1,98/403,5 + 0; 0,05 \cdot 0,175\} = \underline{0,0088 \text{ m}}$$

$$n_{Rd} = (1 - 2 \cdot 0,0088 / 0,175) \cdot 0,175 \cdot 3343 = 0,9 \cdot 0,175 \cdot 3343 = \underline{526,5 \text{ kN/m} \geq 403,5 \text{ kN/m} \checkmark}$$

Nachweis am Wandfuß:

$$n_{Rd} = \Phi_2 \cdot t \cdot f_d \quad \text{mit} \quad \Phi_2 = 1 - 2 \cdot e_2 / t$$

$$e_2 = m_{Ed} / n_{Ed} + e_{he,2} \geq 0,05 \cdot t \quad \rightarrow \quad e_2 = \max \{1,98/420,5 + 0; 0,05 \cdot 0,175\} = \underline{0,0088 \text{ m}}$$

$$n_{Rd} = (1 - 2 \cdot 0,0088 / 0,175) \cdot 0,175 \cdot 3343 = 0,9 \cdot 0,175 \cdot 3343 = \underline{526,5 \text{ kN/m} \geq 420,5 \text{ kN/m} \checkmark}$$

Nachweis in Wandmitte: (hier: $m_{Ed} \cong 0$)

$$n_{Rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \quad \text{mit} \quad \Phi_m = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{mk} / t) - 0,024 \cdot \lambda \leq 1 - 2 \cdot e_{mk} / t,$$

wobei $e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t$ und die Schlankheit $\lambda = h_{ef} / t$ ist.

Schlankheit für zweiseitig gehaltene Wände: $h_{ef} = \rho_2 \cdot h = 0,75 \cdot 3,0 = \underline{2,25 \text{ m}}$

$$\rightarrow \quad \lambda = 2,25 / 0,175 = 12,9 > 12,0 = \lambda_c \quad (\text{vgl. Tab. 3.1})$$

falls $\lambda > \lambda_c$ ist, ist Kriechausmitte $e_k \neq 0$ (Endkriechzahl $\varphi_\infty = 1,5$):

$$e_k = 0,002 \cdot \varphi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_m}$$

$$\text{mit} \quad e_m = m_{Ed} / n_{Ed} + e_{init} \quad \text{und} \quad e_{init} = h_{ef} / 450 \quad \rightarrow \quad e_m = 0 + 2,25 / 450 = \underline{0,0050 \text{ m}}$$

$$\text{somit ergibt sich eine Kriechausmitte von} \quad e_k = 0,002 \cdot 1,5 \cdot 12,9 \cdot \sqrt{0,175 \cdot 0,005} = 0,0011 \text{ m}$$

$$\text{Gesamtausmitte:} \quad e_{mk} = \max \{0,005 + 0,0011; 0,05 \cdot 0,175\} = \underline{0,0088 \text{ m}}$$

$$\begin{aligned}\Phi_m &= \min \{ 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot 0,0088 / 0,175) - 0,024 \cdot 12,9; 1 - 2 \cdot 0,0088 / 0,175 \} \\ &= \min \{ 0,72; 0,90 \} = \underline{0,72}\end{aligned}$$

$$n_{Rd} = 0,72 \cdot 0,175 \cdot 3343 = \underline{421,2 \text{ kN/m}} \geq 412,0 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

$$\text{Ausnutzungsgrad in Wandmitte: } \alpha = n_{Ed} / n_{Rd} = 412,0 / 421,2 = 98\%$$

3.5 Biegedrucknachweis von Wandscheiben

Wände werden nicht nur zur Lastabtragung von Vertikalkräften genutzt, sondern vielfach auch als **Wandscheiben** zur Gebäudeaussteifung benötigt. Durch Windeinwirkungen und Lotabweichungen (ungewollte Schiefstellung der lotrechten Bauteile → Imperfektionen) entstehen Horizontalkräfte, die über **Scheibenschub** (vgl. Bild 1.3 und später Kap. 3.6) und **Biegung** um die starke Achse des Wandabschnitts abgeleitet werden müssen (Bild 3.8).

Durch die (planmäßige) Exzentrizität um die starke Achse konzentriert sich die Druckbelastung auf einen Randbereich am Wandende. Die Nachweise sind analog zu Kap. 3.4 am Wandkopf, in Wandmitte und am Wandfuß zu führen. Maßgebend sind meist der Nachweis in Wandmitte (Knicken) und am Wandfuß (Regelbemessung im Bereich der Beanspruchungskonzentration).

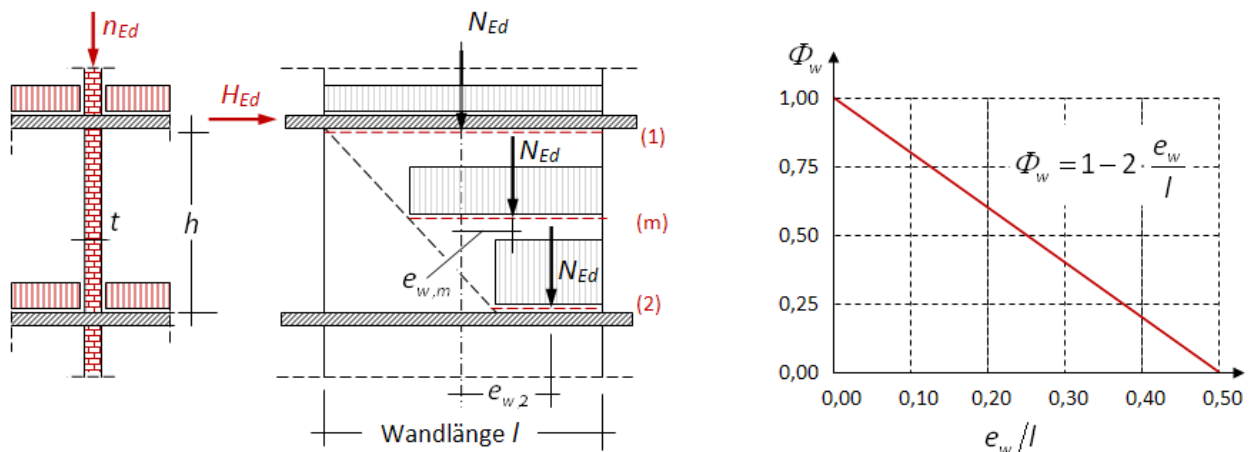


Bild 3.8: Nachweisstellen und Belastung bei Biegung um die starke Achse

Der Nachweis erfolgt in der üblichen Form getrennt für Wandmitte und Wandfuß durch

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \Phi_w \cdot A \cdot f_d \quad .$$

Der **Abminderungsbeiwert** Φ_w berücksichtigt die Traglastminderung infolge der Reduzierung der Querschnittsfläche durch die vorhandene Lastausmitte unter Annahme eines Spannungsblocks:

$$\Phi_w = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \quad \text{mit} \quad e_w = \frac{M_{Ed,w}}{N_{Ed}} = \frac{1,5 \cdot H_k \cdot h}{1,0 \cdot N_k}$$

Zu beachten ist, dass bei der Ermittlung der Exzentrizität e_w als maßgebender Lastfall die zahlenmäßig größte Momentenbeanspruchung (pauschal mit $1,5 \cdot H_k \cdot h$ berechnet) bei gleichzeitig wirkender kleinsten Normalkraft (min $N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk}$) zu berücksichtigen ist.

Da auch aussteifende Wände i.d.R. Exzentrizitäten um die starke Achse (vgl. Bild 3.8) als auch Exzentrizitäten um die schwache Achse (vgl. Kap. 3.4) aufzunehmen haben, kommt es zu **Doppelbiegung**. Der Biegedrucknachweis bei dieser kombinierten Beanspruchung wird dann vereinfachend mit multiplikativ angesetzten Abminderungsfaktoren geführt:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \Phi_i \cdot \Phi_w \cdot t \cdot l \cdot f_d$$

Hinweis: In der DIN EN 1996-1-1/NA, Anhang NA.K wird für die Ermittlung des Abminderungsfaktors Φ_w ein **alternatives Verfahren** unter Ansatz einer Schubslankheit λ_v angegeben.

3.6 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Wandscheiben

Ergänzend zu dem in Kap. 3.5 vorgestellten Biegedrucknachweis muss die **Querkrafttragfähigkeit** V_{Rd} ermittelt werden, um den Schubnachweis $V_{Ed} \leq V_{Rdlt}$ als ein weiterer Nachweis im GZT durchführen zu können (Zusatzindex lt im nationalen Anhang ergänzt; steht für *limit*).

$$V_{Ed} \leq V_{Rdlt} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rdlt,1} \\ V_{Rdlt,2} \\ V_{Rdlt,3} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \rightarrow \text{Reibungsversagen und Steinzugversagen} \\ \rightarrow \text{Schubdruckversagen} \\ \rightarrow \text{Fugenversagen} \end{array}$$

Die Querkrafttragfähigkeit ist abhängig von der **Versagensart** der Wand bei Scheibenschub (Bild 3.9), welche maßgeblich von der Größe der einwirkenden Normalkraft N_{Ed} beeinflusst wird. Im Allgemeinen – außer beim Nachweis gegen Schubdruckversagen – kann $N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk}$ angenommen werden.

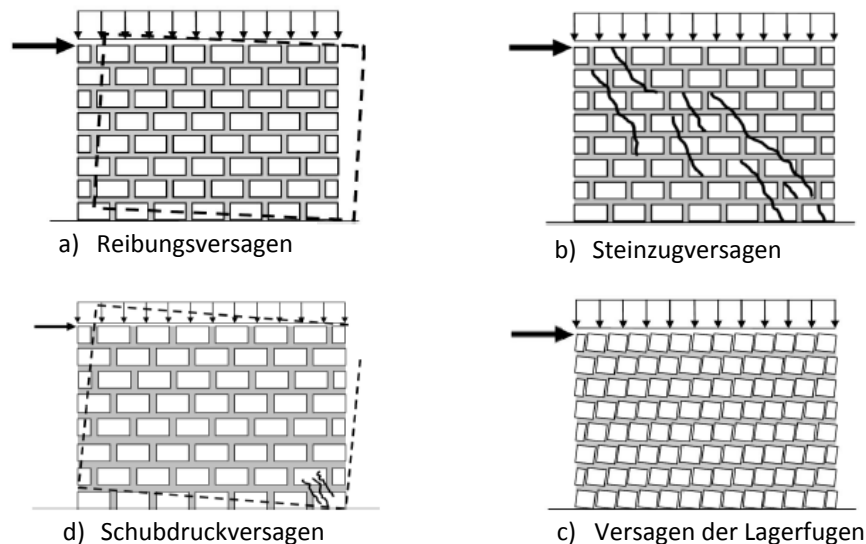


Bild 3.9: Versagensarten bei Scheibenschub

- **Querkrafttragfähigkeit** $V_{Rdlt,1}$ für Reibungsversagen und Steinzugversagen:

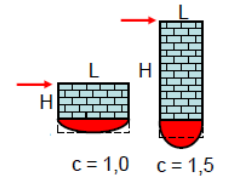
$$V_{Rdlt,1} = \frac{1}{c} \cdot l_{cal} \cdot t \cdot f_{vd}$$

Dabei ist:

f_{vd} der Bemessungswert der Schubfestigkeit des Mauerwerks mit $f_{vd} = f_{vt}/\gamma_M = f_{vt}/1,5$;

l_{cal} rechnerische Wandlänge bei Wandscheiben:
 $= \min \{ 1,333 \cdot l_{c,min}; 1,125 \cdot l \}$ bei aussteifenden Wandscheiben unter Windbeanspruchung;
 $= \min \{ l_{c,min}; l \}$ bei anderen Wandscheiben;

c Faktor zur Berücksichtigung der Schubspannungsverteilung:
 $= 1,0$ bei **gedrungenen** Wänden mit $h/l \leq 1,0$
 $= 1,5$ bei **schlanken** Wänden mit $h/l \geq 2,0$
 (Zwischenwerte linear interpolieren)



l, h, t die Länge, die lichte Höhe und die Dicke der Wandscheibe;

$l_{c,min}$ die für die Berechnung anzusetzende, überdrückte Länge der Wandscheibe; es gilt hier:

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

e_w die Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung (vgl. Bild 3.8)
 $= M_{Ed,w}/N_{Ed}$

- **Querkrafttragfähigkeit $V_{Rdt,2}$** für Schubdruckversagen **nur** bei Elementmauerwerk mit $l_{ol} < 0,4 \cdot h_u$:

$$V_{Rdt,2} = \frac{1}{c} \cdot \left(l_c \cdot t \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} - \max N_{Ed} \right) \cdot \frac{l_{ol}}{h_u}$$

Dabei ist des Weiteren (vgl. oben):

f_k die charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks ($\gamma_M = 1,5$);

l_c die anzusetzende, überdrückte Länge der Wandscheibe:

$$l_c = \Phi_w \cdot l = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \right) \cdot l$$

h_u die Höhe des Elements

l_{ol} das Überbindemaß

- **Querkrafttragfähigkeit $V_{Rdt,3}$** für Fugenversagen **nur** bei Elementmauerwerk mit außergewöhnlichem Steinformat $h_u > l_u$ und unvermörtelten Stoßfugen:

$$V_{Rdt,3} = \frac{2}{3 \cdot \gamma_M} \cdot \left(\frac{l_u}{h_u} + \frac{l_u}{h} \right) \cdot N_{Ed}$$

Dabei ist:

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft; in der Regel $\min N_{Ed}$;

l_u, h_u die Länge bzw. die Höhe des Elements

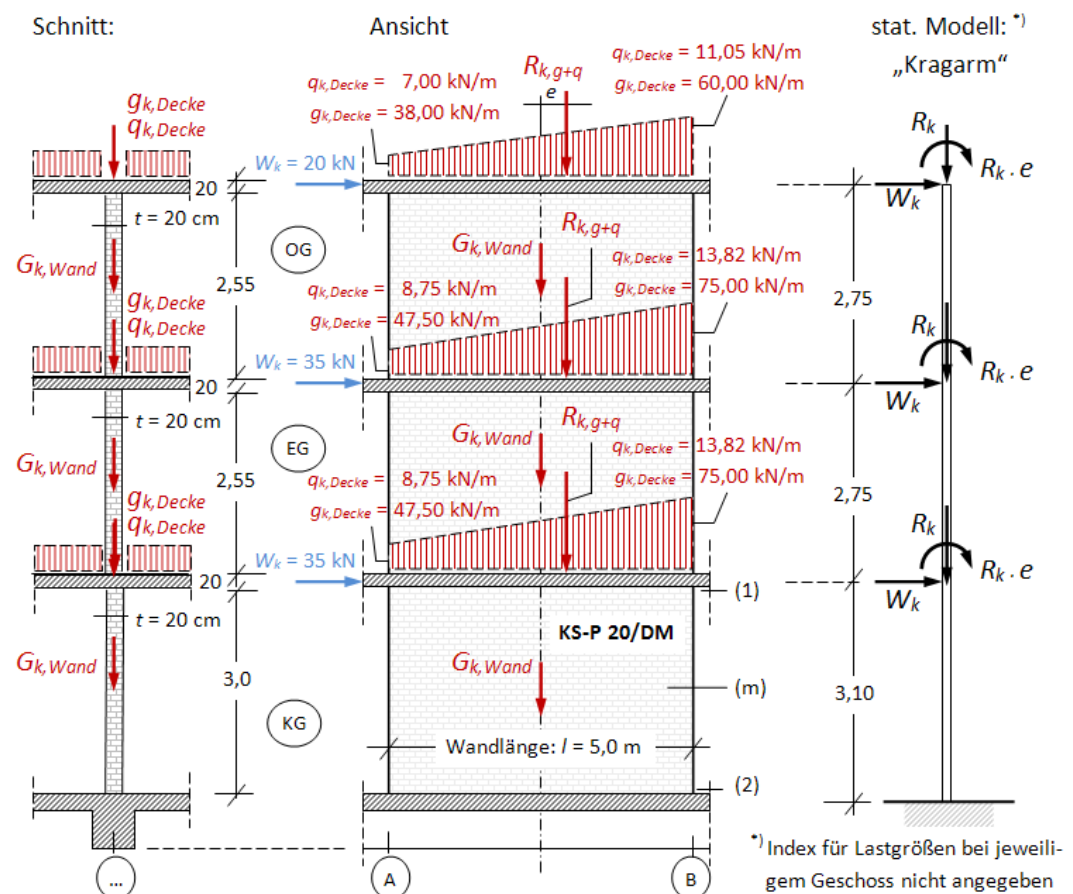
h die lichte Höhe der Wandscheibe

Beispiel 3.2: Bemessung einer innenliegenden Aussteifungswand (nach DIN EN 1996-1-1/NA)

Gegeben: Innenwand im **KG** mit $t = 20,0$ cm als Mauerwerk aus Kalksand-Plansteinen KS P 20/DM mit einer lichten Höhen von $h_s = 3,0$ m; Stoßfugen unvermörtelt; zweiseitig gehalten; Nutzlasten Kategorie D; oben und unten durchgehende Stahlbetondecke mit $h_{Decke} = 20$ cm.

Wegen gleicher Spannweiten der benachbarten Deckenfelder treten nur geringe Exzentrizitäten quer zur Wand in der Größe von $e \leq t/6$ am Wandkopf und am Wandfuß auf. Die Lasten in horizontaler und vertikaler Richtung wurden bereits geschossweise bestimmt.

Gesucht: sämtliche Nachweise zur vertikalen Tragfähigkeit nach genauerm Verfahren ($h > 2,75$ m).

Charak. Schnittgrößen auf halber Wandhöhe im Kellergeschoss (m):

- Infolge ständiger Lasten aus **Wandengewicht** im $\frac{1}{2}$ KG, EG und OG:

$$\gamma_{KSP20/DM} = 20 \text{ kN/m}^3 \rightarrow \begin{aligned} \Sigma g_{k,Wand} &= 20,0 \cdot 0,2 \cdot (2,55 + 2,55 + 1,5) = 26,4 \text{ kN/m} \\ N_{G,k,Wand} &= 26,4 \cdot 5,0 = \underline{132,0 \text{ kN}}; \quad M_{G,k,Wand,w} = \underline{0 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

- Infolge **ständiger Lasten auf Decken** im KG, EG und OG:

$$\begin{aligned} \text{am linken Rand:} \quad \Sigma g_{k,Wand,A} &= 38,0 + 47,5 + 47,5 = 133,0 \text{ kN/m} \\ \text{am rechten Rand:} \quad \Sigma g_{k,Wand,B} &= 60,0 + 75,0 + 75,0 = 210,0 \text{ kN/m} \\ N_{G,k,Decke} &= 0,5 \cdot (133,0 + 210,0) \cdot 5,0 = \underline{857,5 \text{ kN}} \\ M_{G,k,Decke,w} &= 0,5 \cdot (210,0 - 133,0) \cdot 5,0 \cdot 5,0/6 = \underline{166,42 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

- Infolge **veränderlicher Lasten auf Decken** im KG, EG und OG:

$$\text{am linken Rand:} \quad \Sigma q_{k,Wand,A} = 7,0 + 8,75 + 8,75 = 24,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{am rechten Rand:} \quad \Sigma q_{k,Wand,B} = 11,05 + 13,82 + 13,82 = 38,7 \text{ kN/m}$$

$$N_{Q,k,Decke} = 0,5 \cdot (24,5 + 38,7) \cdot 5,0 = \underline{158,0 \text{ kN}}$$

$$M_{Q,k,Decke,w} = 0,5 \cdot (38,7 - 24,5) \cdot 5,0 \cdot 5,0/6 = \underline{29,58 \text{ kNm}}$$

- Infolge **veränderlicher Windlasten** auf Geschossdecken im KG, EG und OG:

$$N_{Q,k,Wind} = \underline{0,0 \text{ kN}} \text{ (in vertikaler Richtung)}$$

$$M_{Q,k,Wind,w} = 20,0 \cdot 7,05 + 35,0 \cdot (4,30 + 1,55) = \underline{345,75 \text{ kNm}}$$

$$V_{Q,k,Wind} = 20,0 + 35,0 + 35,0 = \underline{90,0 \text{ kN}}$$

Charak. Schnittgrößen am unteren Wandende der Kellerwand (2):

- Infolge ständiger Lasten aus **Wandeigengewicht** im KG, EG und OG:

$$\gamma_{KSP20/DM} = 20 \text{ kN/m}^3 \rightarrow \Sigma g_{k,Wand} = 20,0 \cdot 0,2 \cdot (3,00 + 2,55 + 2,55) = 32,4 \text{ kN/m}$$

$$N_{G,k,Wand} = 32,4 \cdot 5,0 = \underline{162,0 \text{ kN}}; \quad M_{G,k,Wand,w} = \underline{0 \text{ kNm}}$$

- Infolge **ständiger Lasten auf Decken** im KG, EG und OG: (wie am oberen Wandende)

$$N_{G,k,Decke} = \underline{857,5 \text{ kN}}$$

$$M_{G,k,Decke,w} = \underline{166,42 \text{ kNm}}$$

- Infolge **veränderlicher Lasten auf Decken** im KG, EG und OG: (wie am oberen Wandende)

$$N_{Q,k,Decke} = \underline{158,0 \text{ kN}}$$

$$M_{Q,k,Decke} = \underline{29,58 \text{ kNm}}$$

- Infolge **veränderlicher Windlasten** auf Geschossdecken im KG, EG und OG:

$$N_{Q,k,Wind} = \underline{0,0 \text{ kN}} \text{ (in vertikaler Richtung)}$$

$$M_{Q,k,Wind,w} = 20,0 \cdot 8,6 + 35,0 \cdot 5,85 + 35,0 \cdot 3,1 = \underline{485,25 \text{ kNm}}$$

$$V_{Q,k,Wind} = 20,0 + 35,0 + 35,0 = \underline{90,0 \text{ kN}}$$

Lastkombinationen mit maßgebenden Bemessungsschnittgrößen:

LK	Additionsregel für Lastkombin.	Wandmitte (m)			Unterer Rand (2)		
		N_{Ed}	$M_{Ed,w}$	V_{Ed}	N_{Ed}	$M_{Ed,w}$	V_{Ed}
1	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_D + 0,6 \cdot 1,5 \cdot Q_W$	1572,8	580,2	81,0	1613,3	705,8	81,0
2	$1,35 \cdot G + 0,7 \cdot 1,5 \cdot Q_D + 1,5 \cdot Q_W$	1501,7	773,3	135,0	1542,2	983,6	135,0
3	$1,0 \cdot G + 0,0 \cdot Q_D + 1,5 \cdot Q_W$	989,5	685,0	135,0	1019,5	894,3	135,0
...	weitere möglich, aber nicht maßgebend	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]

Bemessungswert der Druckfestigkeit: (wegen $A > 0,1 \text{ m}^2$ keine Abminderung)

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 10,5 / 1,5 = \underline{5,95 \text{ N/mm}^2}$$

Biegedrucknachweis um die starke Achse (Wandscheibe am Wandfuß):

$$N_{Rd} = \Phi_w \cdot A \cdot f_d \quad \text{mit} \quad \Phi_w = 1 - 2 \cdot e_w / l$$

$$\max M \text{ bei zug } N \rightarrow \text{LK3: } e_w = M_{Ed,w}/N_{Ed} = 894,3/1019,5 = 0,8772 \rightarrow \Phi_w = \underline{0,649} [-]$$

$$N_{Rd} = 0,649 \cdot 0,2 \cdot 5,0 \cdot 5950 = \underline{3861,6 \text{ kN}} \geq 1019,5 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$\max N \text{ bei zug } N \rightarrow \text{LK1: } e_w = M_{Ed,w}/N_{Ed} = 705,8/1613,3 = 0,4375 \rightarrow \Phi_w = \underline{0,825} [-]$$

$$N_{Rd} = 0,825 \cdot 0,2 \cdot 5,0 \cdot 5950 = \underline{4908,8 \text{ kN}} \geq 1613,3 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Nachweis bezügl. vertikaler Tragfähigkeit in Wandhöhenmitte:

Abminderungsfaktor für **Knicken um die schwache Achse** (Ansatz : $m_{Ed} \cong 0$)

$$\Phi_m = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{mk}/t) - 0,024 \cdot \lambda \leq 1 - 2 \cdot e_{mk}/t,$$

wobei $e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t$ und die Schlankheit $\lambda = h_{ef}/t$ ist.

$$\text{Schlankheit für zweiseitig gehaltene Wände: } h_{ef} = \rho_2 \cdot h = 0,75 \cdot 3,1 = \underline{2,33 \text{ m}}$$

$$\rightarrow \lambda = 2,33/0,20 = 11,6 \leq 12,0 = \lambda_c \quad (\text{vgl. Tab. 3.1})$$

falls $\lambda \leq \lambda_c$ ist, ist Kriechausmitte: $e_k = 0 \rightarrow e_{mk} = e_m$

$$\text{mit } e_m = m_{Ed}/n_{Ed} + e_{init} \quad \text{und } e_{init} = h_{ef}/450 \rightarrow e_m = 0 + 2,33/450 = \underline{0,0052 \text{ m}}$$

$$\text{Gesamtausmitte: } e_{mk} = e_m = \max \{0,0052; 0,05 \cdot 0,20\} = \underline{0,010 \text{ m}}$$

$$\Phi_m = \min \{ 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot 0,010/0,20) - 0,024 \cdot 11,6 ; 1 - 2 \cdot 0,010/0,20 \}$$

$$= \min \{ 0,75; 0,90 \} = \underline{0,75}$$

$$\text{Nachweis: } n_{Rd} = 0,75 \cdot 0,20 \cdot 5950 = \underline{892,5 \text{ kN/m}} \geq N_{Ed}/l = 1572,8/5,0 = \underline{314,6 \text{ kN/m}} \quad \checkmark$$

Nachweis der kombinierten Beanspruchung in Wandhöhenmitte:

Abminderungsfaktor für **Biegung um starke Achse**: $\Phi_w = 1 - 2 \cdot e_w/l$

$$\max M \text{ bei zug } N \rightarrow \text{LK3: } e_w = M_{Ed,w}/N_{Ed} = 685,0/989,5 = 0,692 \rightarrow \Phi_w = \underline{0,723} [-]$$

Nachweis: $N_{Rd} = \Phi_m \cdot \Phi_w \cdot A \cdot f_d$ (in Kombination mit Abmind.-faktor für Knicken)

$$= 0,75 \cdot 0,723 \cdot 0,20 \cdot 5,0 \cdot 5950 = \underline{3326,4 \text{ kN}} \leq 989,5 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$\max N \text{ bei zug } M \rightarrow \text{LK1: } e_w = M_{Ed,w}/N_{Ed} = 580,2/1572,8 = 0,369 \rightarrow \Phi_w = \underline{0,852} [-]$$

Nachweis: $N_{Rd} = \Phi_m \cdot \Phi_w \cdot A \cdot f_d$

$$= 0,75 \cdot 0,852 \cdot 0,20 \cdot 5,0 \cdot 5950 = \underline{3802,1 \text{ kN}} \leq 1572,8 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Nachweis der Querkrafttragfähigkeit für Wandscheibe: (maßgeb: min N_{Ed} am Wandfuß)

$$\text{Tragwiderstand bei Reibungs- und Steinszugversagen: } V_{Rd1,1} = \frac{1}{c} \cdot l_{cal} \cdot t \cdot f_{vd}$$

Bestimmung der rechnerisch überdrückten Wandlänge:

$$l_{c,min} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \right) \cdot l \leq l \rightarrow l_{c,min} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{894,3/1019,5}{5,0} \right) \cdot 5,0 = 4,87 \text{ m} \leq 5,0 \text{ m}$$

$$l_{cal} = \min \{ 1,333 \cdot l_{c,min}; 1,125 \cdot l \} \rightarrow l_{cal} = \min \{ 1,333 \cdot 4,87; 1,125 \cdot 5,0 \} = \underline{5,63 \text{ m}}$$

Bemessungswert der Schubfestigkeit:

... bei Reibungsversagen ($f_{vko} = 0,22 \text{ N/mm}^2 = 220 \text{ kN/m}^2$):

$$f_{vt,1} = 0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \frac{\min N_{Ed}}{l_{c,lin} \cdot t} = 0,5 \cdot 220,0 + 0,4 \cdot \frac{1019,5}{4,87 \cdot 0,20} = 529 \text{ kN/m}^2$$

... bei Steinzugversagen ($f_{bt,cal} = 0,65 \text{ N/mm}^2 = 650 \text{ kN/m}^2$)

$$f_{vlt,2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_{Ed}}{I_{c,lin} \cdot t \cdot f_{bt,cal}}} = 0,45 \cdot 650,0 \cdot \sqrt{1 + \frac{1019,5}{4,87 \cdot 0,20 \cdot 650}} = 473 \text{ kN/m}^2$$

... maßgebend ist der kleinere Wert:

$$f_{vd} = \frac{\min\{f_{vlt,1}; f_{vlt,2}\}}{\gamma_M} = \frac{\min\{529; 473\}}{1,5} = 315 \text{ kN/m}^2$$

Bestimmung des Schubspannungsverteilungsfaktors c :

$$\lambda_v = H/l = 8,6/5,0 = 1,72 \leq 2,0 \rightarrow \text{interpoliert: } c = 1,36$$

Nachweis der Querkraft am Wandfuß:

$$V_{Rd} = 1/1,36 \cdot 5,63 \cdot 0,2 \cdot 315,0 = \underline{261 \text{ kN}} \geq 135 \text{ kN} = V_{Ed} \quad \checkmark$$

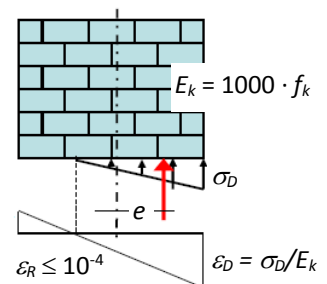
Ein Nachweis gegen Schubdruckversagen $V_{Rdlt,2}$ sowie Fugenversagen $V_{Rdlt,3}$ (aufgrund von Kippen der einzelnen Steine) kann entfallen. Die Steine sind normalformatig und haben ein entsprechendes Überbindemaß mit $l_{ol} \geq 0,4 \cdot h_u$.

Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: (im Umdruck nicht explizit erwähnt!)

Kurze Erläuterung: Wenn der Wandquerschnitt wegen eines großen Biegemoments um die schwache bzw. starke Achse aufreißt (\rightarrow klaffende Fuge bei $e_i > t/6$ bzw. $e_w > l/6$), so muss auf der jeweiligen Zugseite nachgewiesen werden, dass die Dehnung unter der maßgebenden charakteristischen Einwirkungskombination den Wert $\varepsilon_R = +10^{-4}$ nicht überschreitet (vgl. DIN EN 1996-1-1/NA, 7.2). Ist der Querschnitt überdrückt (bei $e_i \leq t/6$ bzw. $e_w \leq l/6$), so entfällt dieser Nachweis.

Ein Aufreißen des Querschnitts unter der charakteristischen Einwirkungskombination über den Querschnittsschwerpunkt hinaus ist nicht zulässig (Bedingung: $e_i \leq t/3$ bzw. $e_w \leq l/3$).

Des Weiteren ist bei Scheibenschubbeanspruchung und der Schubschlankheit $\lambda_v = H/l < 0,5$ nachzuweisen, dass auch unter häufiger Einwirkungskombination $e_w \leq l/3$ eingehalten ist.



Nachweis der Randdehnung:

$$\max e_w = \min N_{Ed} / \text{zug } M_{Ed} = 894,3/1019,5 = \underline{0,87 \text{ m}} < l/3 = 5,0/3 = \underline{1,67 \text{ m}} \quad \checkmark$$

$$\max e_w = \underline{0,87 \text{ m}} \geq l/6 = 5,0/6 = \underline{0,83 \text{ m}} \rightarrow \text{Randdehnung nachweisen!}$$

$$\sigma_d = \frac{2 \cdot N_k}{t \cdot I_c} = \frac{2 \cdot 1019,5}{0,2 \cdot 4,89} = 2085 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \varepsilon_D = \frac{\sigma_D}{1000 \cdot f_k} = \frac{2085}{1000 \cdot 10,5 \cdot 10^3} = 0,19 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_R = \frac{l - I_c}{l} \cdot \varepsilon_D = \frac{5,0 - 4,89}{5,0} \cdot 0,19 \cdot 10^{-4} = \underline{0,04 \cdot 10^{-3}} \leq 0,1 \cdot 10^{-3} \quad \checkmark$$

3.7 Teilflächenpressung unter Einzellasten

Geschossdecken werden häufig als Platten mit Unterzügen ausgeführt. Die Unterzüge dienen als Linienlager für die Deckenplatte und leiten alle Deckenlasten im Bereich ihrer Lastezugsfläche konzentriert an die lastaufnehmenden Bauteile wie Stützen oder Wandscheiben weiter. Bei Einleitung von derartigen vertikalen Einzellasten entsteht punktuell eine **Teilflächenpressung**, die aufgrund des **mehraxialen Spannungszustandes** höher ausfallen darf als die übliche Druckfestigkeit f_d . Wichtig ist, dass die dabei entstehenden **Spaltzugkräfte** sicher aufgenommen werden. Bei Mauerwerkswänden muss ggf. ein weiterer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt werden, um eine sichere Lasteinleitung auf die Wand zu gewährleisten:

$$N_{Ed,c} \leq N_{Rd,c} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$$

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes ist abhängig von der belasteten Teilfläche A_b und einem **Erhöhungsfaktor** β , der in Abhängigkeit von geometrischen Größen gemäß Bild 3.10 bestimmt wird

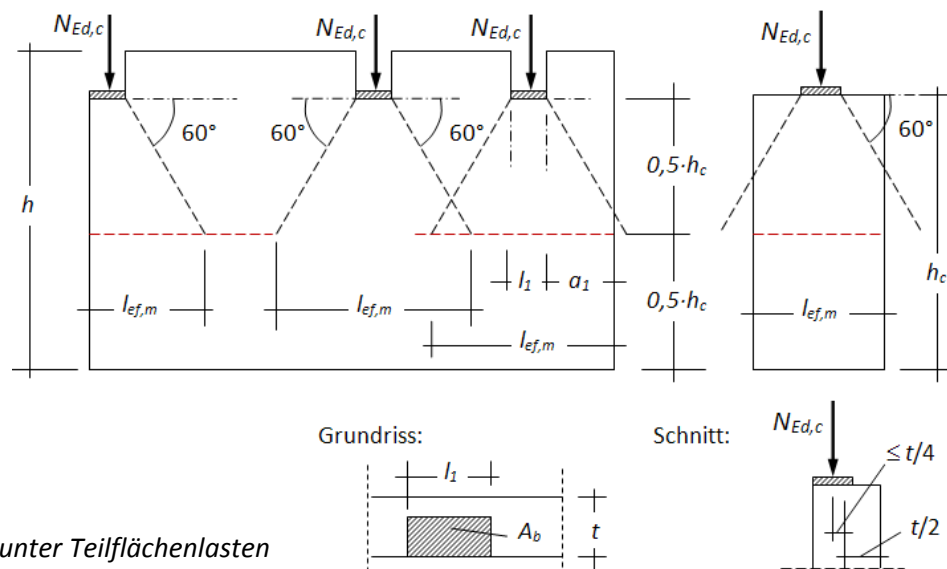


Bild 3.10: Wände unter Teilflächenlasten

Der **Erhöhungsfaktor** bestimmt sich aus:

$$1,0 \leq \beta = \left(1 + 0,3 \cdot \frac{a_1}{h_c} \right) \cdot \left(1,5 - 1,1 \cdot \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 1,25 + \frac{a_1}{2 \cdot h_c} \\ 1,5 \end{array} \right\}$$

Dabei ist:

- a_1 der Abstand vom Wandende zu dem am nächsten gelegenen Rand der belasteten Fläche
- h_c die Höhe der Wand bis zur Ebene der Lasteintragung ($h_c \leq h$)
- $l_{ef,m}$ die wirksame Basis des Trapezes, unter dem sich die Last ausbreitet, ermittelt bei $h_c/2$
- A_{ef} die wirksame Querschnittsfläche; i.d.R. gilt: $A_{ef} = t \cdot l_{ef,m}$.
- t die Wanddicke unter Berücksichtigung von nicht voll vermörtelten Fugen mit einer Tiefe von mehr als 5 mm;
- A_b die belastete Fläche der Lasteintragung; es gilt: $A_b/A_{ef} < 0,45$

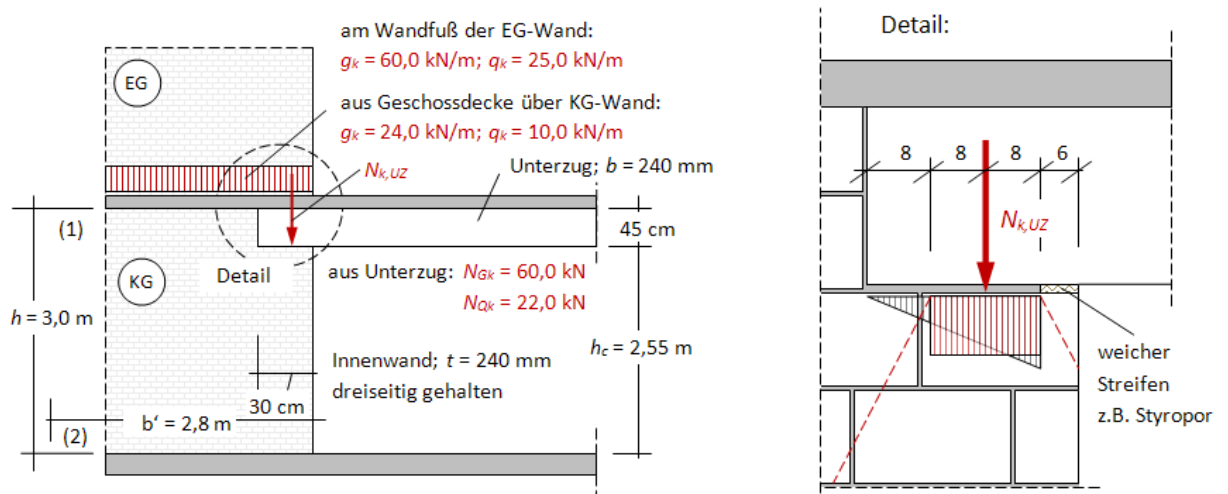
Bei Mauerwerk unter **randnahen Lasten** ($a_1 \leq 3 \cdot l_1$) gilt unter den Voraussetzung $e \leq t/6$ und $A_b \leq 2 \cdot t^2$:

$$1,0 \leq \beta = 1 + 0,1 \cdot \frac{a_1}{l_1} \leq 1,5$$

Beispiel 3.3: Bemessung einer innenliegenden Wand mit konzentrierter Lasteinleitung aus UZ

Gegeben: Innenwand im **KG** mit $t = 24,0$ cm als Mauerwerk aus Kalksand-Plansteinen KS P 20/DM mit einer lichten Höhen von $h_s = 3,0$ m; Stoßfugen unvermörtelt; dreiseitig gehalten; Nutzlasten Kategorie D sind der Skizze zu entnehmen; Stahlbetondecke mit $h_{Decke} = 20$ cm. Wegen gleicher Spannweiten der benachbarten Deckenfelder treten nur geringe Exzentrizitäten quer zur Wand in der Größe von $e \leq t/6$ am Wandkopf und am Wandfuß auf.

Gesucht: sämtliche Nachweise zur vertikalen Tragfähigkeit nach genauerm Verfahren ($h > 2,75$ m).

Schnittgrößen am Kopf der Kellerwand (1):

- Infolge der Streckenlasten aus darüber liegenden Wänden und Geschossdecke:

$$g_{k,1} = 60,0 + 24,0 = 84,0 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,1} = 25,0 + 10,0 = 35,0 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \quad n_{Ed,1} = 1,35 \cdot 84,0 + 1,5 \cdot 35,0 = \underline{165,9 \text{ kN/m}}$$

- Infolge der konzentrierten Lasteinleitung (an Unterkante Unterzug; **inkl. Lastanteile aus Decke**):

$$N_{Gk,1} = 60,0 \text{ kN}$$

$$N_{Qk,1} = 22,0 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad N_{Ed,1} = 1,35 \cdot 60,0 + 1,5 \cdot 22,0 = \underline{114,0 \text{ kN}}$$

Schnittgrößen auf halber Höhe der Kellerwand (Ansatz: $h_c/2 \cong h/2$):

- Infolge der Streckenlasten aus darüber liegenden Wänden und Geschossdecke:

mit $\gamma_{KSP20/DM} = 20 \text{ kN/m}^3$ errechnet sich:

$$g_{k,m} = 84,0 + 20,0 \cdot 0,24 \cdot 3,0/2 = 91,2 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,m} = 35,0 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \quad n_{Ed,m} = 1,35 \cdot 91,2 + 1,5 \cdot 35,0 = \underline{175,6 \text{ kN/m}}$$

- Infolge der konzentrierten Lasteinleitung (bei $h_c/2$ unter UK Unterzug; Ausbreitkegel unter 30°):

Lastverteilungslänge $l_{ef,m}$ auf einer Höhe von h_c mit Ansatz: $l_1 = 160 \text{ mm}$

$$l_{ef,m} = 1/2 \cdot 2,55/\tan(60^\circ) + 0,16 + 0,06 = \underline{0,96 \text{ m}} \quad \rightarrow \quad n_{Ed,m} = N_{Ed} / l_{ef,m} = 114,0 / 0,96 = \underline{119,0 \text{ kN}}$$

Schnittgrößen am Fuß der Kellerwand:

- Infolge der Streckenlasten aus darüber liegenden Wänden und Geschossdecke:

$$g_{k,2} = 84,0 + 20,0 \cdot 0,24 \cdot 3,0 = 98,4 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,2} = 35,0 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \quad n_{Ed,2} = 1,35 \cdot 98,4 + 1,5 \cdot 35,0 = \underline{185,3 \text{ kN/m}}$$

- Infolge der konzentrierten Lasteinleitung (bei h_c unter UK Unterzug; Ausbreitkegel unter 30°):

Lastverteilungslänge $l_{ef,m}$ auf einer Höhe von h_c mit Ansatz: $l_1 = 160 \text{ mm}$

$$l_{ef,m} = 2,55/\tan(60^\circ) + 0,16 + 0,06 = \underline{1,69 \text{ m}} \quad \rightarrow n_{Ed,m} = N_{Ed} / l_{ef,m} = 114,0 / 1,69 = \underline{67,5 \text{ kN}}$$

Nachweis der Teilflächenpressung unter Einzellasten:

Bemessungswert der Druckfestigkeit: (wegen $A > 0,1 \text{ m}^2$ keine Abminderung)

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 10,5 / 1,5 = \underline{5,95 \text{ N/mm}^2}$$

Gesamtlast für diesen Nachweis unter Berücksichtigung der Auflast aus Wand im EG:

$$N_{Ed,c} = 114,0 + (1,35 \cdot 60,0 + 1,50 \cdot 25,0) \cdot 0,30 = \underline{149,6 \text{ kN}}$$

Erhöhungsfaktor β ; bei **randnahen Lasten** mit $a_1 = 6 \text{ cm} \leq 3 \cdot l_1 = 3 \cdot 16 = 48 \text{ cm}$ (\checkmark) und $A_b = 24 \cdot 16 \leq 2 \cdot t^2 = 2 \cdot 24^2 = 1152 \text{ cm}^2$ (\checkmark):

$$\beta = 1 + 0,1 \cdot \frac{6}{16} = 1,04 \leq 1,5$$

Nachweis: $N_{Rd,c} = \beta \cdot A_b \cdot f_d = 1,04 \cdot 0,24 \cdot 0,16 \cdot 5950 = \underline{237,6 \text{ kN}} \geq 149,6 \text{ kN} = N_{Ed,c}$ \checkmark

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit in Wandmitte (Knicksicherheitsnachweis): $m_{Ed}/n_{Ed} \cong 0$

$$n_{Rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \quad \text{mit} \quad \Phi_m = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{mk}/t) - 0,024 \cdot \lambda \leq 1 - 2 \cdot e_{mk}/t,$$

wobei $e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t$ und die Schlankheit $\lambda = h_{ef}/t$ ist.

Schlankheit für **dreiseitig gehaltene** Wände:

$$h_{ef} = \rho_3 \cdot h = \frac{1}{1 + \left(\alpha_3 \cdot \frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot b'} \right)^2} \cdot \rho_2 \cdot h = \frac{1}{1 + \left(1,0 \cdot \frac{0,90 \cdot 3,0}{3 \cdot 2,80} \right)^2} \cdot 0,90 \cdot 3,0 = \underline{2,45 \text{ m}}$$

$\rightarrow \lambda = 2,45 / 0,24 = 10,2 < 12,0 = \lambda_c$ (vgl. Tab. 3.1) falls $\lambda < \lambda_c$ ist, ist Kriechausmitte $e_k = 0$

mit $e_m = m_{Ed}/n_{Ed} + e_{init}$ und $e_{init} = h_{ef}/450 \rightarrow e_m = 0 + 2,45/450 = \underline{0,0054 \text{ m}}$

Gesamtausmitte: $e_{mk} = \max \{0,0054; 0,05 \cdot 0,240\} = \underline{0,012 \text{ m}}$

$$\Phi_m = \min \{1,14 \cdot (1 - 2 \cdot 0,012/0,240) - 0,024 \cdot 10,2; 1 - 2 \cdot 0,012/0,240\}$$

$$= \min \{0,78; 0,90\} = \underline{0,78}$$

Nachweis innerhalb des Ausbreitungskegels der konz. Einzellast:

$$n_{Rd} = 0,78 \cdot 0,240 \cdot 5950 = \underline{1113,8 \text{ kN/m}} \geq 175,6 + 119,0 = \underline{294,6 \text{ kN/m}} \quad \checkmark$$

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit am Wandkopf bzw. Wandfuß):

ohne besonderen Nachweis: $n_{Rd,1} \geq n_{Ed,1}$ bzw. $n_{Rd,2} \geq n_{Ed,2}$

3.8 Regeln zur baulichen Durchbildung und Ausführung nach DIN EN 1996-2

- **Mindestabmessungen**

Tabelle 3.2: Zusammenstellung zu Mindestabmessungen

Konstr. Größe	Normenvorgaben
Mindestwandstärke	$t \geq 115 \text{ mm}$ (DIN EN 1996-1-1) $t \geq 150 \text{ mm}$ (DIN EN 1996-3 bei tragenden Außenwänden) $t \geq 300 \text{ mm}$ (DIN EN 1996-3, Anhang A bei teilauf liegender Decke)
Mindestwandfläche	$A \geq 0,04 \text{ m}^2$ (unter Berücksichtigung von Schlitzten u. Aussparungen)
Deckenaufleger	$a \geq t/3 + 40 \text{ mm}$ bzw. 100 mm (DIN EN 1996-1-1) $a \geq t/2$ bzw. 100 mm bzw. $a \geq 0,45 \cdot t$ bei $t \geq 365 \text{ mm}$ (DIN EN 1996-3) $a \geq 2/3 \cdot t$ bzw. 85 mm (DIN EN 1996-3 Anhang A)
Überbindemaß	$l_{0l} \geq 0,4 \cdot h_u$ bzw. 45 mm $l_{0l} \geq 0,2 \cdot h_u$ bzw. 125 mm bei Elementmauerwerk
Lagerfugendicke	$d_L = 12 \text{ mm}$ bei Normalmörtel und Leichtmörtel $d_L = 3 \text{ mm}$ bei Dünnbettmörtel
Stoßfugenbreite	$d_S = 10 \text{ mm}$ bei Normal- und Leichtmörtel

- **Zentrierung der Lasteinleitung von Decken**

Unter der ungünstigsten Lastkombination ist nachzuweisen, dass die planmäßige Ausmitte (ohne Imperfektion und ohne Zusatzausmitte nach Theorie II. Ordnung) nicht größer als $1/3$ der Wanddicke sein darf; es gilt $e_i \leq t/3$. Wenn dies nicht eingehalten werden kann, so müssen konstruktive Maßnahmen ergriffen werden, um die Lasten zu zentrieren; z.B. nach Bild 3.11. Diese Lager dürfen nicht am Wandfuß angeordnet werden.

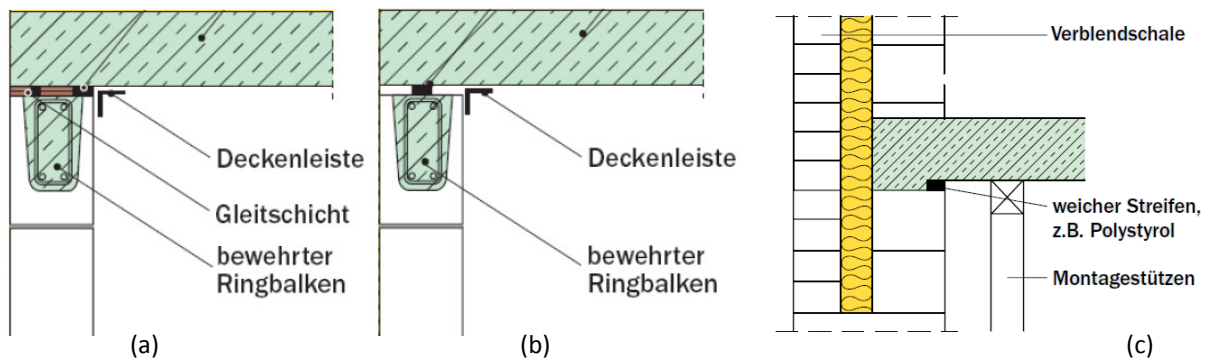


Bild 3.11: Unterschiedliche Ausführungen zur Zentrierung von Lasten am Wandkopf

- **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** (vgl. Bild 3.12) 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. Ringanker sind also im Wesentlichen Zugglieder.

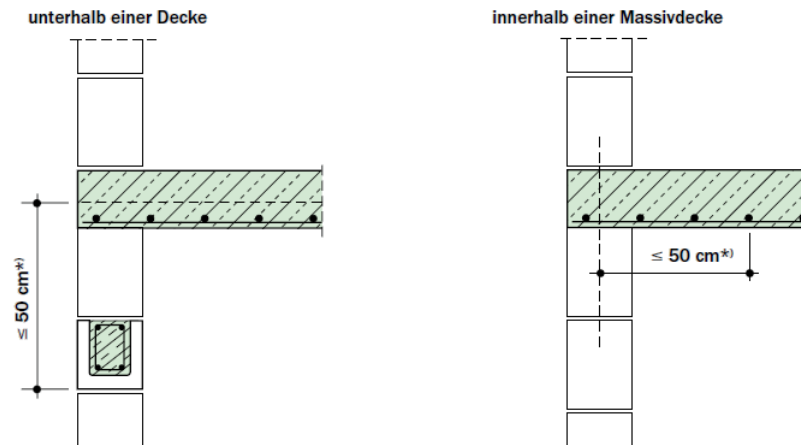


Bild 3.12: Ausbildung von Ringankern

Nach alter Norm mussten alle Außenwände und diejenigen Innenwände, die der Abtragung der Aussteifungskräfte dienen, Ringanker erhalten, wenn nachstehende Randbedingungen vorliegen. Vergleichbare Regelungen sind im EC 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 $2 \text{ } \varnothing 10$) 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 3.12).

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 3.13). Ringbalken sind auch dann vorzusehen, 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 Deckenauflegern von Decken (Bild 3.11, a)

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

Gleichschichten sind die verbleibenden Reibungskräfte aus der Decke zusätzlich als Zugkräfte zu berücksichtigen. Ringbalken müssen derart biegesteif ausgeführt werden, dass im aussteifenden Mauerwerk keine unzulässigen Durchbiegungen und Rissbildungen auftreten. Die Weiterleitung der Auflagerkräfte der Ringbalken in die aussteifenden Wände ist statisch nachzuweisen. Ein Ringbalken ist jedoch nur erforderlich, wenn ein Gleitlager eingebaut wird, welches schubweich ist. Wird ein Zentrierlager nach Bild 3.11 b eingebaut, das die Verformungen aus der Decke aufnehmen kann und gleichzeitig die Übertragung der Querkräfte gewährleistet, ist ein Ringbalken entbehrlich.

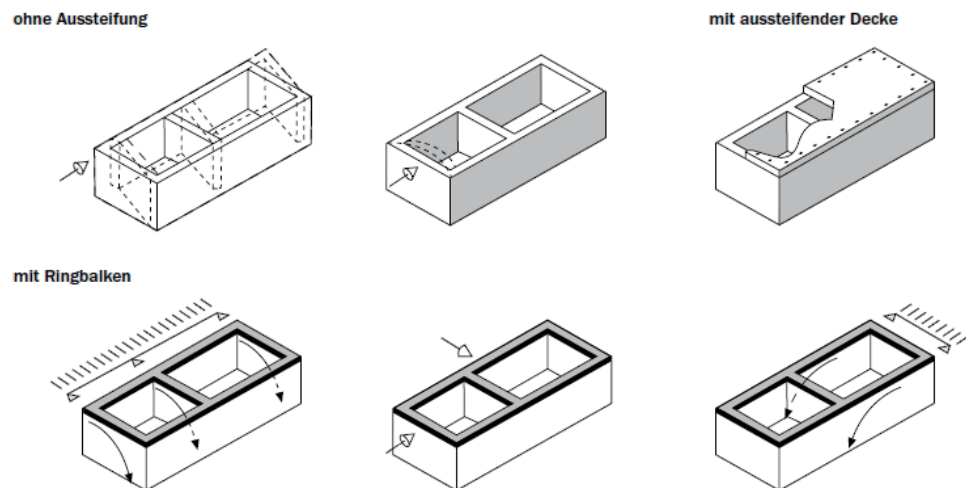


Bild 3.13: Formstabilität durch Anordnung von Ringbalken

- **Wandanschlüsse**

Aneinander anschließende Wände müssen so miteinander verbunden sein, dass die vorhandenen horizontalen und vertikalen Lasten übertragen werden können. Dies ist durch einen entsprechenden Verband oder geeignete Verbindungselemente (Anker) zu gewährleisten (Bild 3.14). 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.

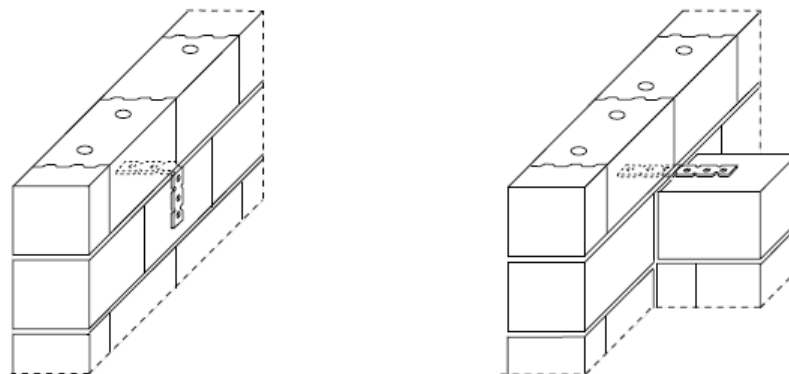


Bild 3.14: Anwendung von Edelstahl-Flachankern bei der KS-Stumpfstoßtechnik

- Zweischaliges Mauerwerk

Tabelle 3.3: Zusammenstellung zur Konstruktion von zweischaligem Mauerwerk

Konstr. Größe	Normenvorgaben		
Schalensabstand	$a_L \leq 150 \text{ mm}$		
Vorsatzschalendicke	$t_V \geq 90 \text{ mm}$		
max. Vorsatzschalenhöhe	für $90 \leq t < 105$: $\leq 20 \text{ m}$ (alle 6 m abgefangen) für $105 \leq t < 115$: $\leq 25 \text{ m}$ (alle 6 m abgefangen) für $t \geq 115$: $> 25 \text{ m}$ (alle 12 m abgefangen)		
horizontaler Ankerabstand	750 mm		
vertikaler Ankerabstand	500 mm		
Mindestanzahl von Drahtankern je m^2 Wandfläche <u>Gebäudehöhe:</u> h < 10 m 10 m < h ≤ 18 m 18 m < h ≤ 25 m	Windzone 1 bis 3 Windzone 4 (Binnenland)	Windzone 4 (Küsten der Nord- und Ostsee; Inseln der Ostsee)	Windzone 4 (Inseln der Nordsee)
	7 (5)	7	8
	7 (5)	8	9
	7	8 (9)	--
An freien Rändern drei zusätzliche Anker pro lfm			

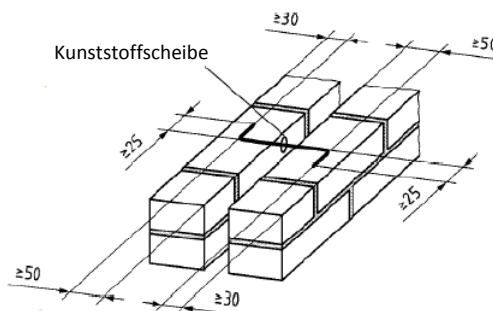


Bild 3.15: Drahtanker bei 2-schaligen Mauerwerk

- Dehnfugenabstände nichttragender Wände

Tabelle 3.4: Empfohlene maximale horizontale Abstände l_m zwischen senkrechten Dehnfugen

Arten des Mauerwerks	l_m in [m]
Ziegelmauerwerk	12
Kalksandsteinmauerwerk	8
Mauerwerk aus Beton (mit Zuschlägen) und Betonwerksteinen	6
Porenbetonmauerwerk	6
Natursteinmauerwerk	12

• Nichttragende innere Trennwände nach DIN 4103

Tabelle 3.5: Zulässige Länge bei vierseitiger Halterung ¹⁾⁻⁵⁾

Einbau- bereich	Wandhöhe (m)	Wanddicke (cm)							11,5	17,5	24	
		5 ³⁾	6	7 ³⁾	9	10 ³⁾	11,5	17,5				
ohne Auflast ¹⁾²⁾												
I	2,5	3	4	5	6	7	10	12	12			
	3	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5						
	3,5	4	5	6	7	8						
	4		5,5	6,5	7,5	8,5						
	4,5			7	8	9						
	> 4,5 - 6											
II	2,5	1,5	2,5	3	3,5	5	12	12	12			
	3	2	3	3,5	4	5,5						6,5
	3,5	2,5	3,5	4	4,5	6						7
	4			4,5	5	6,5						7,5
	4,5			5	5,5	7						8
	> 4,5 - 6											
mit Auflast ¹⁾⁴⁾												
I	2,5	5,5	6	8	12	12	12	12	12			
	3	6	6,5	8,5								
	3,5	6,5	7	9								
	4			9,5								
	4,5											
	> 4,5 - 6											
II	2,5	2,5	4	5,5	7	8	12	12	12			
	3	3	4,5	6	7,5	8,5						
	3,5	3,5	5	6,5	8	9						
	4			7	8,5	9,5						
	4,5			7,5	9	10						
	> 4,5 - 6											

- 1) Bei dreiseitiger Halterung (ein freier vertikaler Rand) gelten die halben Werte.
- 2) Für Porenbeton gelten die angegebenen Werte bei Verwendung von Normalmörtel der MG III oder Dünnbettmörtel. Bei Wanddicken $t > 17,5$ cm und Verwendung der MG II oder IIa sind die Werte zu halbieren!
- 3) Für KS-Steine gelten die Werte nur für MG III (trockende Steine sind vorzunässen) oder Dünnbettmörtel bei Wanddicken $t < 11,5$ cm. Bei $t \geq 11,5$ cm ist mindestens Mörtel der MG IIa oder Dünnbettmörtel zu verwenden.
- 4) Für Porenbeton gelten die angegebenen Werte bei Verwendung von Normalmörtel der MG III oder Dünnbettmörtel. Bei $t > 11,5$ cm ist auch Normalmörtel mindestens der MG II zulässig. Bei Wanddicken $t \leq 10$ cm und Verwendung der MG II oder IIa sind die Werte zu halbieren.
- 5) Auf die Vermörtelung der Stoßfugen kann unter bestimmten Bedingungen verzichtet werden.

• Schlitz- und Aussparungen

Als Schlitz- und Aussparungen werden längliche Einschnitte in flächigen Bauteilen verstanden (Bild 3.16). 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 Abminderung 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.

Bild 3.16: Nachträglich hergestellte horizontale und schräge Schlitz- (links); nachträglich hergestellte vertikale Schlitz- und Aussparungen (rechts)

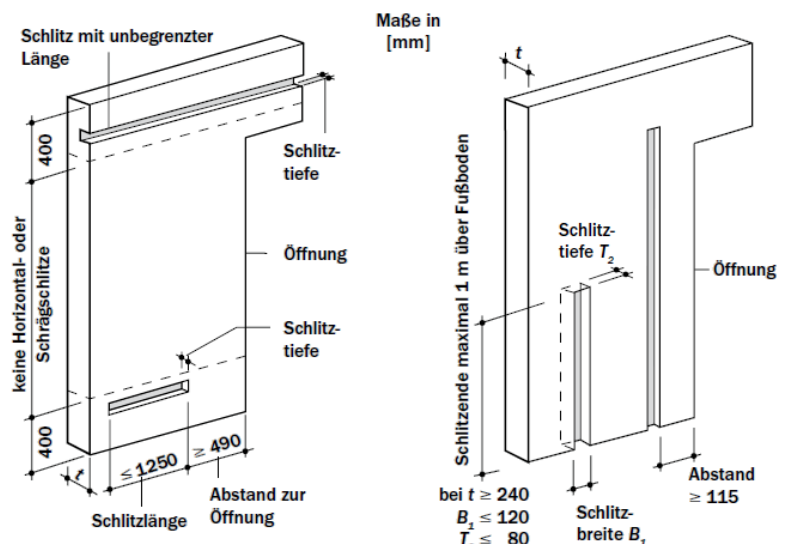


Tabelle 3.6: Zulässige Größe $t_{ch,v}$ vertikaler Schlitzes und Aussparungen im Mauerwerk

1 Wanddicke mm	2 Nachträglich hergestellte Schlitzes und Aussparungen ^c		3 Mit der Errichtung des Mauerwerks hergestellte Schlitzes und Aussparungen im gemauerten Verband			
	maximale Tiefe ^a $t_{ch,v}$ mm	maximale Breite (Einzelschlitz) ^b mm	Verbleibende Mindest- wanddicke mm	maximale Breite ^b mm	Mindestabstand der Schlitzes und Aussparungen	
					von Öffnungen	untereinander
115 bis 149	10	100	---	---	≥ 2fache 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		

^a Schlitzes, die bis maximal 1 m über den Fußboden reichen, dürfen bei Wanddicken ≥ 240 mm bis 80 mm Tiefe und 120 mm Breite ausgeführt werden.

^b Die Gesamtbreite von Schlitzes nach Spalte 3 und Spalte 5 darf je 2 m Wandlänge die Maße in Spalte 5 nicht überschreiten. Bei geringeren Wandlängen als 2 m sind die Werte in Spalte 5 proportional zur Wandlänge zu verringern.

^c Abstand der Schlitzes und Aussparungen von Öffnungen ≥ 115 mm.

Tabelle 3.7: Zulässige Größe $t_{ch,h}$ horizontaler und schräger Schlitzes im Mauerwerk

Wanddicke mm	Maximale Schlitztiefe $t_{ch,h}$ ^a mm	
	Unbeschränkte Länge	Länge ≤ 1 250 mm ^b
115-149	-	-
150-174	-	0 ^c
175-239	0°	25
240-299	15°	25
300-364	20°	30
über 365	20°	30

^a Horizontale und schräge Schlitzes 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.

^b Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen ≥ 490 mm, vom nächsten Horizontalschlitz zweifache Schlitzlänge.

^c Die Tiefe darf um 10 mm erhöht werden, wenn Werkzeuge verwendet werden, mit denen die Tiefe genau eingehalten werden kann. Bei Verwendung solcher Werkzeuge dürfen auch in Wänden ≥ 240 mm gegenüberliegende Schlitzes mit jeweils 10 mm Tiefe ausgeführt werden.

Vertikale Schlitzes und Aussparungen sind auch dann ohne Nachweis zulässig, wenn die Querschnittschwächung, bezogen auf 1 m Wandlänge, weniger als 6 % beträgt und die Wand nicht drei- oder vierseitig gehalten nachgewiesen wird. Hierbei müssen eine Restwanddicke nach Tab. 3.6, Spalte 4 und ein Mindestabstand nach Spalte 6 eingehalten werden. Die Festlegungen gelten nur für tragende Wände. Schlitzes und Aussparungen in Schornsteinwangen sind unzulässig. Längere horizontale Schlitzes am Wandkopf sollten zur Vermeidung von Rissbildung und Abplatzungen nicht unmittelbar unter

dem Deckenaufleger 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 rechnerisch höchstens bis zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnittes entstehen. Generell sind horizontale und schräge Schlitz in den Installationszonen nach DIN 18015-3 anzuordnen. Die Tab. 3.7 enthält entsprechende Grenzwerte für $t_{ch,h}$. Sofern die Schlitztiefen die in Tab. 3.7 angegebenen Werte überschreiten, sollte die Tragfähigkeit auf Druck, Schub und Biegung mit dem infolge der horizontalen und schrägen Schlitz reduzierten Mauerwerksquerschnitt rechnerisch überprüft werden.

- **Ausführung von Kellerwänden**

Bei der Ausführung von Kellerwänden aus Mauerwerk sind folgende Randbedingungen zu beachten:

- die waagrechte Abdichtung in Wänden muss aus besandeter Bitumendachbahn, mineralischer Dichtungsschlämme oder einem Material mit ähnlichem Reibungsverhalten ($\mu = 0,6$) bestehen.
- Erfolgt der Nachweis der Kellerwand nach DIN EN 1996-3 ($k_i = 1/3$), so darf nur nichtbindiger Boden als Verfüllmaterial verwendet werden, das Gewicht des Verdichtungsgeräts darf etwa 100 kg betragen, seine Breite muss ≤ 50 cm sowie seine Wirtktiefe ≤ 35 cm sein.
- Die Verfüllung des Arbeitsraums darf erst erfolgen, wenn die in der statischen Berechnung angesetzten Auflasten vorhanden sind.