

4 Räumliche Steifigkeit und Schnittgrößenermittlung

4.1 Räumliche Steifigkeit und Stabilität des Gesamtbauwerks

4.1.1 Allgemeines und Anordnung der Aussteifungselemente

Die räumliche Stabilität und die Standsicherheit gemauerter Bauwerke und Bauteile sind durch aussteifende Wände und Decken oder durch andere Maßnahmen (z. B. Rahmen) zu gewährleisten. Einwirkungen infolge Wind sind nach DIN EN 1991-1-4/NA zu berücksichtigen. Hinsichtlich des einwirkenden Erddrucks ist DIN EN 1997-1/NA zu beachten. Die im Hochbau wirkenden Nutzlasten sind in DIN EN 1991-1-1/NA geregelt.

Die Gesamtstabilität eines Bauwerks ist im Allgemeinen in Richtung der Hauptachsen des Grundrisses zu untersuchen, wobei bei rechteckigen Grundrissen die Windlasten getrennt in beiden Richtungen senkrecht zu den Außenwänden angesetzt werden dürfen. Das Gebäude muss in beiden Richtungen durch eine ausreichende Anzahl von Wänden ausgesteift sein, um Windlasten sowie Horizontallasten aus der Lotabweichung des Gebäudes und infolge Erddrucks aufzunehmen. Die Wände werden hierbei in ihrer Ebene als Scheibe beansprucht.

Zur Einleitung der Horizontallasten in die aussteifenden Wände sind ausreichend steife Decken erforderlich. Da Geschoßdecken des Wohnungsbaus heute hauptsächlich in Ortbeton oder mit Betonfertigteilen hergestellt werden, die durch Ringbalken, Ringanker und Fugenbewehrung zu einer Scheibe zusammengefasst sind, ist diese Voraussetzung im Regelfall erfüllt. Bei entsprechender Ausbildung können auch Holzbalkendecken als aussteifende Scheiben angesehen werden. Hierbei muss jedoch sichergestellt sein, dass die Wände in Höhe der Decken seitlich gehalten sind und die Scheibenwirkung der Holzbalkendecke durch die Wände nicht unterbrochen wird. Der Anschluss der Holzbalkendecke an die Mauerwerkswand muss die auftretenden Kräfte aufnehmen können. Bei Gebäuden mit Geschoßdecken, die in ihrer Ebene keine Horizontallasten übertragen können, muss gewährleistet sein, dass in beiden Richtungen eine ausreichende Anzahl von gleichmäßig im Gebäudegrundriss verteilten Wänden vorhanden ist. Zudem müssen dann Ringbalken die Horizontallasten auf die aussteifenden Wände weiterleiten können.

Mauerwerksbauten üblicher Abmessungen besitzen im Allgemeinen eine Vielzahl aussteifender Wandscheiben. Bei einer kraftschlüssigen Verbindung der Wände mit einer schubsteifen Deckenscheibe bildet sich gegenüber einer horizontalen Einwirkung ein formstabiles System. Ist die Scheibenwirkung der Geschossdecke nicht gewährleistet (z.B. bei Holzbalkendecken oder nicht verbundenen Fertigteildecken), verschieben sich die Wandscheiben infolge der horizontalen Einwirkungen. Zur Sicherstellung der erforderlichen räumlichen Steifigkeit müssen dann Ringanker bzw. -balken vorgesehen werden.

Nach DIN EN 1996/NA ist grundsätzlich nachzuweisen, dass alle horizontalen Einwirkungen sicher in den Baugrund weitergeleitet werden. Allerdings kann auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden, wenn die Geschossdecken als steife Scheiben ausgebildet sind bzw. statisch nachgewiesene, ausreichend steife Ringbalken vorliegen und wenn in Längs- und Querrichtung des Gebäudes eine offensichtlich ausreichende Anzahl von genügend langen Wänden vorhanden ist, die ohne größere Schwächungen und Versprünge bis auf die Fundamente geführt werden. Ist bei einem Bauwerk nicht von vornherein erkennbar, dass Steifigkeit und Stabilität gesichert sind, ist ein rechnerischer Nachweis der Gesamtaussteifung erforderlich. Die verantwortungsvolle Entscheidung hinsichtlich des Verzichts auf einen rechnerischen Nachweis erfolgt durch den Tragwerksplaner.

Die maßgebenden horizontalen Einwirkungen auf Mauerwerksgebäude sind:

- Winddruck und Windsog
- Imperfektionen (z. B. ungewollte Schiefstellung)
- Erddruck
- Seismizität/Erdbeben (je nach geographischer Lage)

Für die Aussteifung eines Gebäudes sind stets mindestens drei Wandscheiben sowie eine schubsteife Deckenscheibe (oder ersatzweise ein statisch nachgewiesener Ringbalken) erforderlich. Die Aussteifungswände dürfen nicht alle parallel angeordnet sein und ihre Wirkungslinien dürfen sich nicht in einem Punkt schneiden. Lage und Richtung der Wandscheiben sollten zudem so gewählt werden, dass die Verdrehung des Gebäudes um seine vertikale Achse gering bleibt. Ferner sollten Wandscheiben so angeordnet sein, dass Zwangbeanspruchungen der Geschossdecken vermieden werden. Bild 4-1 zeigt einige Beispiele für günstige und ungünstige Anordnungen von Aussteifungsscheiben. Üblicherweise nehmen dabei Wandscheiben nur Lasten in Richtung ihrer starken Achse auf, da die Biegesteifigkeit um die schwache Achse bei der Bemessung vernachlässigt wird. Auch wird angenommen, dass Stützen und Pfeiler aufgrund ihrer geringen Biegesteifigkeit ebenfalls nicht zur Aussteifung beitragen.

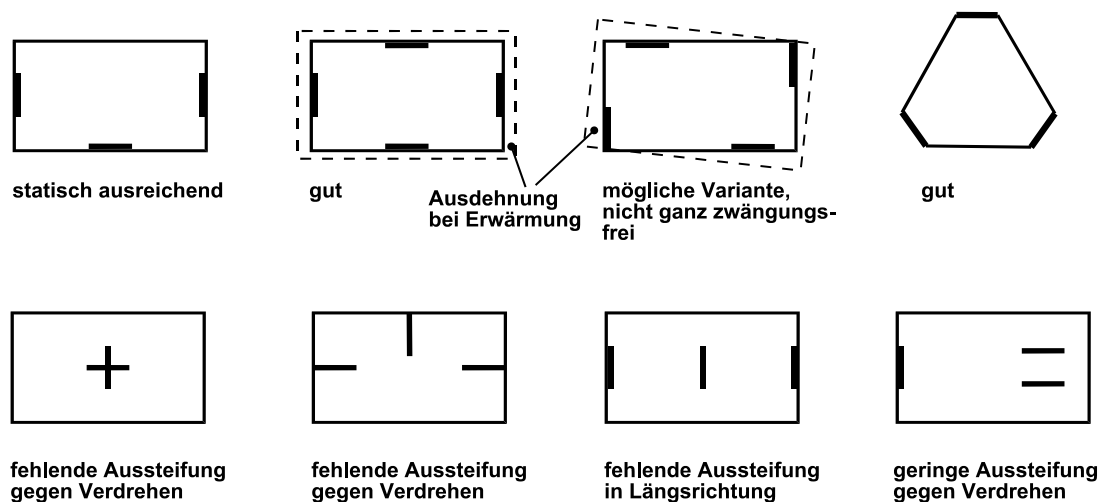


Bild 4-1: Günstige und ungünstige Anordnung von Aussteifungswänden im Grundriss (nach [21])

Werden mehrere Wandscheiben schubfest miteinander verbunden (z.B. durch Aufmauerung im Verband), so entstehen L- oder U-förmige Aussteifungselemente, die gegenüber den Einzelwänden eine höhere Steifigkeit besitzen. Zusammengesetzte torsionssteife Querschnitte aus Wänden bezeichnet man als Aussteifungskerne. Der rechnerische Nachweis derartiger Aussteifungselemente muss nach den allgemeinen Bemessungsregeln gemäß DIN EN 1996-1-1/NA, 5.3.3 erfolgen, da im vereinfachten Berechnungsverfahren die hinreichende Gebäudeaussteifung mit den o.g. Kriterien nur abgeschätzt werden kann.

4.1.2 Imperfektionen und Berücksichtigung Theorie II. Ordnung

Neben den in den jeweiligen Normen geregelten äußeren Einwirkungen ist auch der Ansatz von Imperfektionen erforderlich. Hierunter versteht man eine ungewollte Abweichung vom planmäßigen Zustand, z.B. durch Lotabweichungen von vertikalen Bauteilen, Vorkrümmungen von Stabachsen, Eigenspannungen und strukturellen Imperfektionen durch Toleranzen der Querschnittsabmessungen. Ihr Einfluss darf nach DIN EN 1996-1-1/NA, 5.3 näherungsweise durch den Ansatz einer geometrischen Ersatzimperfektion in Form einer Schiefstellung aller lotrechten Bauteile erfasst werden. Der anzusetzende Winkel der Schiefstellung gegenüber der Sollachse hängt von der Gebäudehöhe ab und bewirkt zusätzliche Horizontallasten auf die aussteifenden Bauteile (Bild 4-2). Die Berechnung erfolgt nach Gleichung (4.1).

$$\nu = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{h_{\text{tot}}}} \text{ (rad)} \quad (4.1)$$

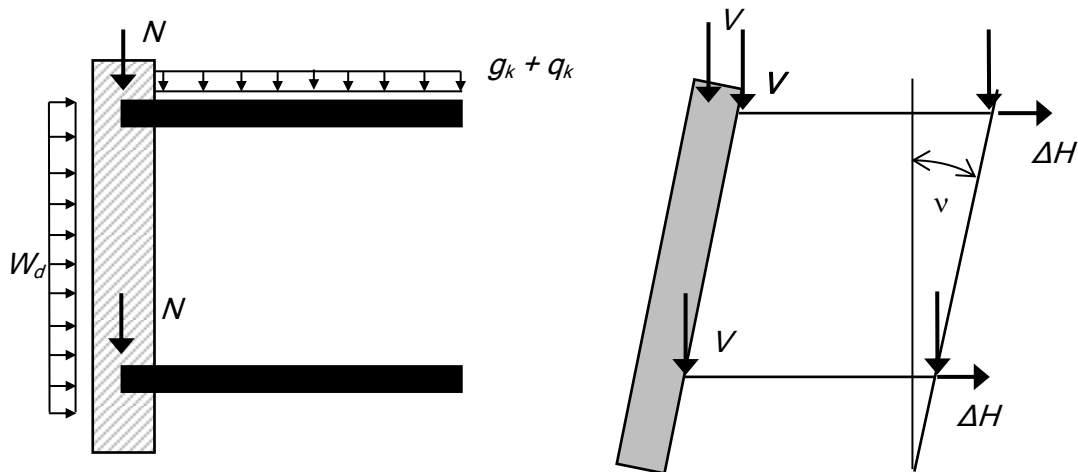


Bild 4-2: Lotabweichung für den Nachweis der Gebäudeaussteifung

Bei großer Nachgiebigkeit der aussteifenden Bauteile müssen auch deren Formänderungen bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden. Bei Traggliedern zur horizontalen Aussteifung, die gleichzeitig vertikale Lasten abtragen, ist nach DIN EN 1996-1-1/NA, 5.4 ein Nachweis nach Theorie II. Ordnung erforderlich, wenn der Schnittgrößenzuwachs infolge der Tragwerksverformungen größer als 10 % der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung ist. Die Berücksichtigung der Einflüsse nach Theorie II. Ordnung darf entfallen, wenn die lotrechten aussteifenden Bauteile annähernd symmetrisch angeordnet sind oder keine maßgebende Torsionsbeanspruchung auftritt und in der betrachteten Richtung folgende Bedingung erfüllt ist:

$$h_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{N_{\text{Ed}}}{EI}} \begin{cases} \leq 0,2 + 0,1 \cdot n & \text{für } n < 4 \\ \leq 0,6 & \text{für } n \geq 4 \end{cases} \quad (4.2)$$

mit

h_{tot} Gesamthöhe des Tragwerkes ab der rechnerischen Einspannebene

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

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

n Anzahl der Geschosse ab der rechnerischen Einspannebene

Bei unsymmetrischer und daraus folgender größerer Torsionsbeanspruchung der Aussteifungselemente kann zur Abschätzung des Labilitätskriteriums näherungsweise auch die Gleichung NA.5.18.1 aus DIN EN 1992-1-1/NA (Gl. (4.3)) verwendet werden.

$$\frac{1}{\left(\frac{1}{L} \sqrt{\frac{E_{cd} I_{\omega}}{\sum_j F_{V,Ed} \cdot r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{cd} I_T}{\sum_j F_{V,Ed} \cdot r_j^2}} \right)^2} \leq 0,31 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \quad (4.3)$$

mit

$E_{cd|_{\omega}}$ Summe der Nennwölbesteifigkeiten aller gegen Verdrehung aussteifenden Bauteile (Bemessungswert)

$G_{cd|_T}$ Summe der Torsionssteifigkeiten aller gegen Verdrehung aussteifenden Bauteile (St. Venant'sche Torsionssteifigkeit, Bemessungswert)

$F_{V,Ed,j}$ Bemessungswert der Vertikallast der aussteifenden und ausgesteiften Bauteile j mit $\gamma_F = 1,0$

r_j Abstand der Stütze j vom Schubmittelpunkt des Gesamtsystems

n_s Anzahl der Geschosse

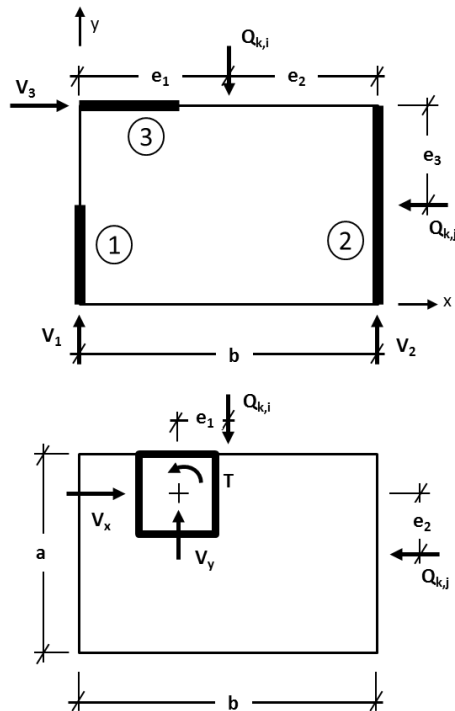
Im Hinblick auf die räumliche Steifigkeit ist darauf zu achten, dass alle tragenden und aussteifenden Wände mit den Decken kraftschlüssig verbunden sind. Nach DIN EN 1996-1-1/NA, müssen die Wandscheiben entweder durch Reibung (Stahlbetondecken) oder Zuganker (z.B. bei Holzbalkendecken) an die Deckenscheibe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

4.1.3 Schnittgrößen in aussteifenden Bauteilen

Bei der Aufteilung der Horizontallasten auf die Wandscheiben wird hinsichtlich der Anzahl der anzusetzenden Wandscheiben zunächst grundsätzlich zwischen statisch bestimmten und statisch unbestimmten Systemen unterschieden.

Bei statisch bestimmten Aussteifungssystemen mit drei Wandscheiben und einer Deckenscheibe kann die Aufteilung der Kräfte entsprechend (4.4) allein über die Gleichgewichtsbedingungen erfolgen.

$$\sum V_x = 0 \quad \sum V_y = 0 \quad \sum M = 0 \quad (4.4)$$



Reaktionskräfte in den Scheiben:

infolge $Q_{k,i}$	infolge $Q_{k,j}$
$V_1 = Q_{k,i} \cdot e_2 / b$	$V_1 = -Q_{k,j} \cdot e_3 / b$
$V_2 = Q_{k,i} \cdot e_1 / b$	$V_2 = Q_{k,j} \cdot e_3 / b$
$V_3 = 0$	$V_3 = Q_{k,j}$

Reaktionskräfte für den Kern:

infolge $Q_{k,i}$	infolge $Q_{k,j}$
$V_x = 0$	$V_x = Q_{k,j}$
$V_y = Q_{k,i}$	$V_y = 0$
$T = Q_{k,i} \cdot e_1$	$T = Q_{k,j} \cdot e_2$

Bild 4-3: Beispiele für die Lastaufteilung bei statisch bestimmten Systemen

Sind im Grundriss mehr als drei Wandscheiben vorhanden, müssen aufgrund der statischen Unbestimmtheit des Systems Verträglichkeitsbedingungen berücksichtigt werden, um die Lastverteilung auf die einzelnen Scheiben bestimmen zu können. Bei im Grundriss symmetrisch angeordneten Aussteifungselementen annähernd gleicher Biegesteifigkeit treten bei symmetrischer Belastung nur Verschiebungen des Systems in der jeweils betrachteten Richtung auf (Translation). Die resultierende Beanspruchung infolge Translation wird dann entsprechend der Biegesteifigkeit auf die Einzelelemente verteilt. In vielen Fällen ist es ausreichend, die gesamten Horizontalkräfte unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen nur den Bauteilen mit großer Steifigkeit zuzuweisen. Die Vernachlässigung von Pfeilern sowie kurzen und/oder vertikal gering belasteten Außenwänden ist eine vereinfachende auf der sicheren Seite liegende Annahme. Falls erforderlich, dürfen nach DIN EN 1996-1-1/NA, 5.5.3 (8) bis zu 15 % des jeweils ermittelten horizontalen Kraftanteiles einer Wand auf andere parallel verlaufende Wände umgelagert werden. Diese Annahme berücksichtigt den Steifigkeitsverlust in aussteifenden Wänden infolge von Rissbildung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Ist ein rechnerischer Nachweis der Standsicherheit des Gesamtbauwerks erforderlich, darf dieser im Regelfall getrennt für die beiden Hauptrichtungen rechtwinklig zu den

Außenwänden geführt werden. Die Aufteilung der Horizontallasten (Q_G) und der daraus resultierenden Biegemomente (M_G) darf bei symmetrischer Anordnung der Aussteifungswände und symmetrischem Lastangriff entsprechend der jeweiligen Biegesteifigkeit der Einzelwände (EI) bezogen auf die Gesamtbiegesteifigkeit ($\sum EI$) erfolgen. Die auf eine Wand i anzusetzenden Schnittgrößenanteile ergeben sich dann zu:

$$M_i = M_G \cdot \frac{E_i \cdot I_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot I_i} \quad (4.5)$$

$$Q_i = Q_G \cdot \frac{E_i \cdot I_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot I_i} \quad (4.6)$$

mit

- M_G resultierendes Biegemoment
- Q_G resultierende Horizontallasten
- E_i E-Modul der Einzelwände
- I_i Trägheitsmoment der Einzelwände
- i Laufvariable Wand i

Bestehen alle Wände aus gleichen Baustoffen und haben somit den gleichen E-Modul, vereinfachen sich die Gleichungen:

$$M_i = M_G \cdot \frac{I_i}{\sum_{i=1}^n I_i} \quad (4.7)$$

$$Q_i = Q_G \cdot \frac{I_i}{\sum_{i=1}^n I_i} \quad (4.8)$$

mit

- M_G resultierendes Biegemoment
- Q_G resultierende Horizontallasten
- I_i Trägheitsmoment der Einzelwände
- i Laufvariable Wand i

Die vorgenannten Gleichungen gelten jedoch nur bei symmetrischen Grundrissen und symmetrischem Lastangriff. Es ist zu beachten, dass nach DIN EN 1991-1-4/NA grundsätzlich sowohl symmetrisch als auch unsymmetrisch angreifende Windlasten als zwei getrennt zu untersuchende Lastfälle anzusetzen sind. Bei unsymmetrischen Grundrissen oder exzentrischem Lastangriff können die Horizontallasten auf den Schubmittelpunkt des Gesamtsystems bezogen werden und die in den einzelnen Wandscheiben auftretenden Kräfte wie bei einem symmetrischen Aussteifungssystem berechnet werden. In diesem Fall kann die Verschiebung der starren Deckenscheiben aus einer Translation und einer Rotation zusammengesetzt werden. Der Drehruhepunkt (Schubmittelpunkt des Gesamtsystems) ist gleich dem Schwerpunkt der Wandträgheitsmomente und berechnet sich nach Gleichung (4.9) und (4.10).

$$x_s = \frac{\sum_{i=1}^n I_{x,i} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n I_{x,i}} \quad (4.9)$$

$$y_s = \frac{\sum_{i=1}^n I_{y,i} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n I_{y,i}} \quad (4.10)$$

mit

- $I_{x,i}$ Trägheitsmoment in der x-Achse der Einzelwände
- $I_{y,i}$ Trägheitsmoment in der y-Achse der Einzelwände
- x_i Abstand der Wand i in x-Richtung zum Koordinatenursprung
- y_i Abstand der Wand i in y-Richtung zum Koordinatenursprung
- i Laufvariable Wand i

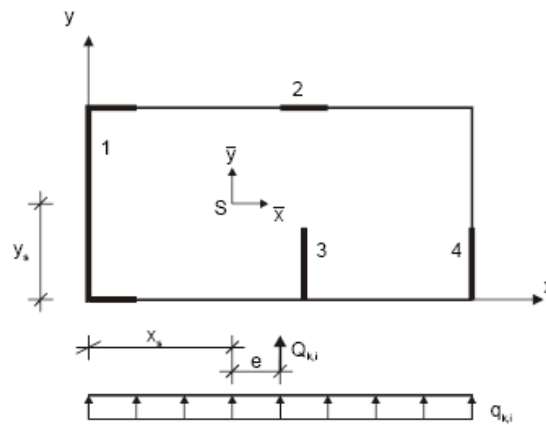


Bild 4-4: Grundriss mit unregelmäßig angeordneten Aussteifungselementen

4.1.4 Mitwirkende Breite angeschlossener Querwände

Nach DIN EN 1996-1-1/NA Abschnitt 5.5.3 dürfen an die Aussteifungswände schubsteif angeschlossene Querwände bis zur einer bestimmten mitwirkenden Breite mit angesetzt werden. Für die Berechnung der Wandsteifigkeit steht somit ein T-Querschnitt zur Verfügung. Eine derartige Berücksichtigung von Querwänden ist jedoch nur zulässig, wenn die Verbindung der Wandscheibe mit dem Gurt in der Lage ist, die entsprechenden Schubkräfte aufzunehmen und wenn der Gurt innerhalb der angenommenen mitwirkenden Breite nicht ausknicken kann. Eine Verbindung der Wände durch Flachstahllanker gilt nicht als schubsteifer Anschluss, vielmehr müssen die Wände verzahnt vermauert werden. Der Einfluss der Schubverformungen kann vernachlässigt werden, wenn die Gesamthöhe der Aussteifungsscheibe größer als deren zweifache Länge ist. Öffnungen in den Querwänden mit den Abmessungen kleiner $h/4$ oder $l/4$ dürfen vernachlässigt werden, anderenfalls sind sie als freies Wandende zu betrachten.

Die mitwirkende Breite einer Querwand darf nach DIN EN 1996-1-1/NA angenommen werden zu:

$$b_{eff} = t + 2 \cdot b_0 \quad \text{mit} \quad b_0 = \min \begin{cases} h_{tot}/5 \\ l_s/2 \text{ oder Wandende} \\ h/2 \\ 6 \cdot t_{Querwand} \end{cases} \quad (4.11)$$

mit

t Wanddicke

b_0 mitwirkende Breite

h_{tot} Gesamthöhe der Aussteifungsscheibe

l_s Abstand zwischen Aussteifungswänden, die mit der Querwand verbundenen sind

h lichte Geschosshöhe.

$t_{Querwand}$ Wanddicke der Querwand

Die Gesamthöhe der Aussteifungsscheibe wird durch h_{tot} beschrieben, l_s bezeichnet den Abstand zwischen mit der Querwand verbundenen Aussteifungswänden und h die lichte Geschosshöhe. Bei Elementmauerwerk mit einem planmäßig verringerten Überbindemaß von $l_0/h_u < 0,4$ darf nur 40% der ermittelten mitwirkenden Breite b_{eff} angesetzt werden.

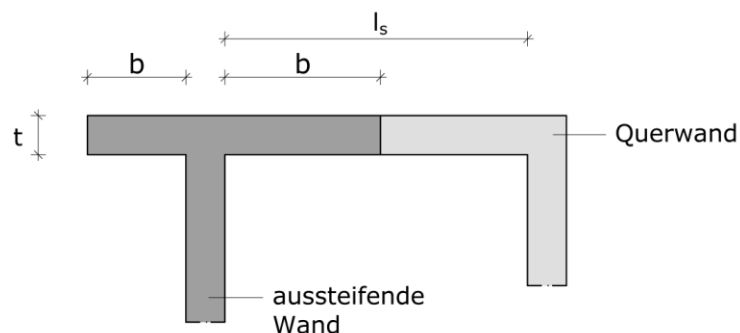


Bild 4-5: Mitwirkende Breite von Querwänden in Aussteifungselementen

4.1.5 Idealisierende Annahmen für den Aussteifungsnachweis

Erfolgt die Gebäudeaussteifung durch Wandscheiben, L- oder U-Querschnitte und/oder Kerne, werden für die Schnittgrößenermittlung generell folgende idealisierenden Annahmen getroffen:

- Die Decken werden als starre horizontale Scheiben betrachtet und übertragen die horizontalen Lasten ohne wesentliche Formänderung auf die lotrechten aussteifenden Bauteile.
- Verformungen der Wandscheiben infolge Querkraftbeanspruchung können in der Regel unberücksichtigt bleiben (Vernachlässigung von Schubverformungen).

Die auf das Gebäude einwirkenden Horizontallasten werden zunächst über die Fassade in die steifen Deckenscheiben eingeleitet und von dort auf die aussteifenden Wände abgetragen, welche die Lastweiterleitung in die Fundamente sicherstellen müssen (s. Kapitel 4.2.2). Infolge der Einspannwirkung zwischen den Decken und Wänden werden in den aussteifenden Wandscheiben rückstellende Kräfte aktiviert, die bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden können. In der Praxis werden aber in der Regel vereinfachende Annahmen getroffen, die zwar oftmals stark auf der sicheren Seite liegen, den Rechenaufwand jedoch erheblich reduzieren:

- Es wird eine gelenkige Kopplung der Deckenscheiben an die aussteifenden Bauteile unterstellt.
- Die Modellierung der Wandscheiben erfolgt in der Regel als ein im Fundament eingespannter Kragarm. Alternativ ist nach DIN EN 1996-1-1/NA aber auch eine detailliertere Ermittlung der Schnittgrößen unter Berücksichtigung von Rückstellkräften und Einspannwirkungen der Wandscheiben in die Decken möglich (siehe Kapitel 4.2.2).
- Stützen in Beanspruchungsrichtung und Wände quer zur Beanspruchungsrichtung bleiben aufgrund der im Vergleich zu den Wandscheiben geringen Biegesteifigkeit beim Aussteifungsnachweis üblicherweise unberücksichtigt.
- Die Torsionssteifigkeit der einzelnen Wandscheiben wird vernachlässigt.

4.2 Schnittgrößenermittlung und Lastabtrag

4.2.1 Einachsig und zweiachsig gespannte Decken

Generell sind die Schnittgrößen für alle bemessungsrelevanten Einwirkungskombinationen, die während der Nutzung und ggf. auch im Bauzustand auftreten, unter Berücksichtigung der Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte bei der ungünstigsten Anordnung der Nutzlasten zu berechnen. Die Bestimmung der in der Wand wirkenden Schnittgrößen infolge Eigenlasten und Nutzlasten erfolgt dabei auf der Grundlage der technischen Biegelehre. Im vereinfachten Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA sind bei Beachtung der zugehörigen Anwendungsbedingungen starke Vereinfachungen bei der Schnittgrößenermittlung möglich. Der wesentliche Vorteil besteht dabei darin, dass eine vorhandene Einspannung der Decken in die Wände mit den daraus resultierenden Knotenmomente nicht explizit berücksichtigt werden muss, sondern in den Traglastfaktoren des vereinfachten Nachweises integral erfasst wird. Bei Anwendung des allgemeinen Berechnungsverfahrens nach DIN EN 1996-1-1/NA ist dagegen stets eine aufwändigere wirklichkeitsnähere Bestimmung aller einwirkenden Schnittgrößen erforderlich, damit die vorhandenen Querschnittstragfähigkeiten besser ausgenutzt werden können.

Bei der Ermittlung der Stützkräfte - die von einachsig gespannten Platten- und Rippendecken sowie von Balken und Plattenbalken auf das Mauerwerk übertragen werden - ist die Durchlaufwirkung bei der ersten Innenstütze stets und bei den übrigen Innenstützen dann zu berücksichtigen, wenn das Verhältnis benachbarter Stützweiten kleiner als 0,7 ist. Alle übrigen Stützkräfte dürfen ohne Berücksichtigung einer Durchlaufwirkung unter der Annahme berechnet werden, dass die Tragstrukturen über allen Innenstützen gelenkig verbunden sind (Bild 4-6).

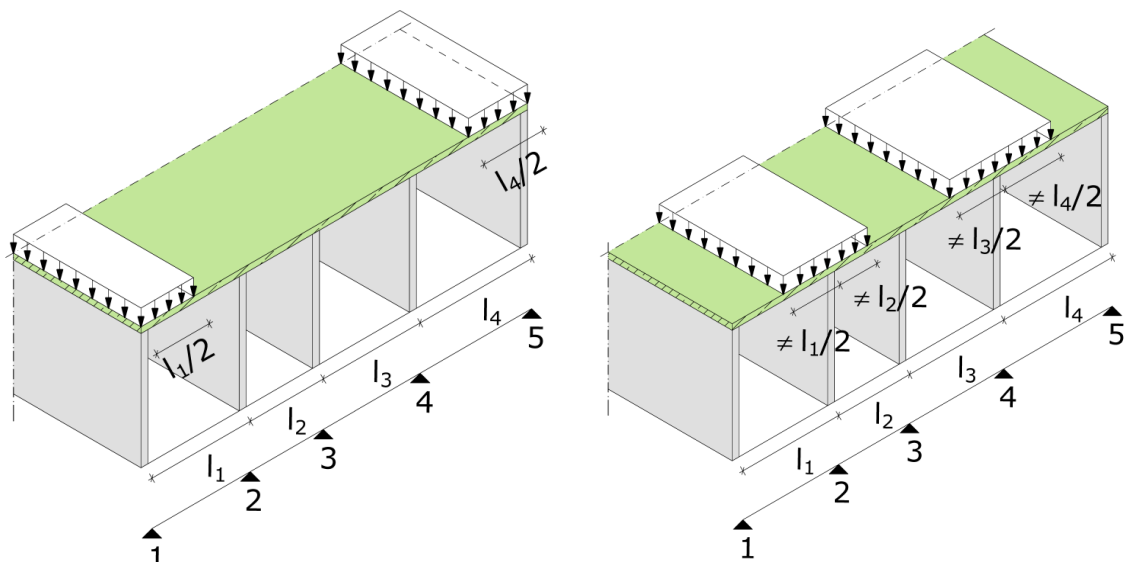


Bild 4-6: Ermittlung der Deckenauflagerkräfte bei einachsig gespannten Decken

Tragende Wände unter einachsig gespannten Decken, die parallel zur Deckenspannungsrichtung verlaufen, sind mit einem Deckenstreifen angemessener Breite zu belasten. Hierzu wird in der Regel ein 1,0 m breiter Deckenstreifen angesetzt, um einen möglichen Lastabtrag in Querrichtung zu berücksichtigen. Die Auflagerkräfte von zweiachsig gespannten Decken sind der Deckenberechnung zu entnehmen oder können überschlägig aus den Einflussflächen ermittelt werden (Bild 4-7).

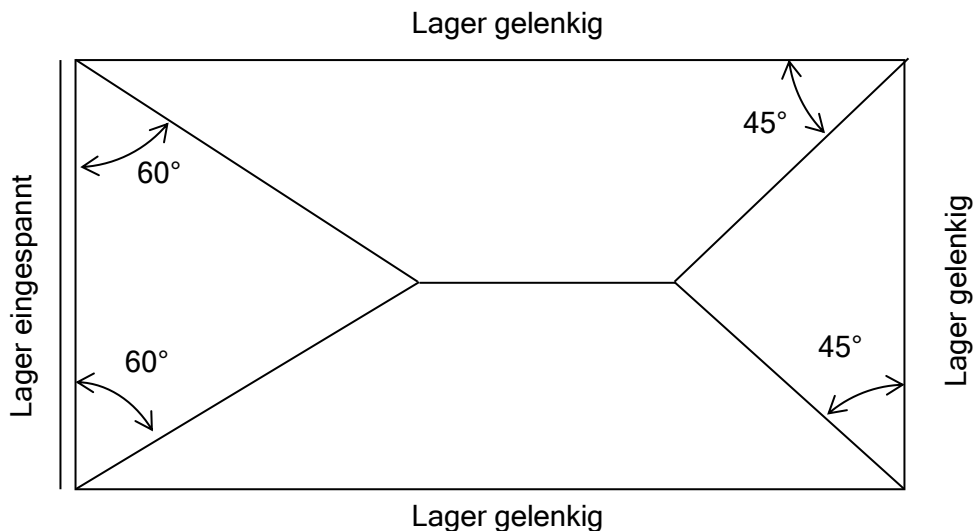


Bild 4-7: Ermittlung der Deckenauflagerkräfte bei zweiachsig gespannten Decken

Bei zweiachsig gespannten Decken kann für die Berücksichtigung der am Wandkopf bzw. -fuß wirkenden Einspannmomente die maßgebende Deckenlänge zu $2/3$ der kürzeren Deckenstützweite angenommen werden. Der Ansatz einer kürzeren Deckenstützweite bei zweiachsig gespannten Decken ist zulässig, weil gegenüber einachsig gespannten Decken bei gleicher Belastung günstigere statische Verhältnisse vorliegen:

- Kleinere Auflagerdrehwinkel und daher auch kleinere Deckeneinspannmomente
- Größere Biegesteifigkeit der Decke

Mit zunehmender Differenz der Deckenspannweiten verliert die günstige Wirkung der zweiachsigen Lastabtragung an Bedeutung. Der Faktor $2/3$ darf daher nur bis zu einem Verhältnis der Deckenspannweiten von 1:2 angewendet werden. Wenn das Verhältnis der Deckenspannweiten 1:2 unterschreitet, darf kein zweiachsiger Lastabtrag mehr angesetzt werden; die Decke trägt die Lasten dann überwiegend nur noch einachsig in Richtung der kürzeren Spannweite ab.

Bei einer Berechnung nach dem vereinfachten Verfahren können in gewöhnlichen Wohnungs- und Bürogebäuden zur Ermittlung der einwirkenden maximalen und minimalen Normalkraft die veränderlichen Lasten als gleichmäßig wirkend (d.h. die gleiche Last auf allen Feldern oder keine Last auf allen Feldern, wenn dies maßgebend ist) angesetzt werden. Weitere Abminderungsfaktoren zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit der gleichzeitigen Wirkung veränderlicher Lasten in allen Geschossen sind in EN 1991-1/NA angegeben.

Wird ein Nachweis nach dem allgemeinen Verfahren durchgeführt, so dürfen bei gewöhnlichen Wohn- und Bürogebäuden die ständigen Lasten in allen Deckenfeldern und allen Geschossen mit dem gleichen Teilsicherheitsbeiwert ($\gamma_g = 1,35$ oder $\gamma_g = 1,0$) beaufschlagt werden. Die Nutzlast kann in zwei Anteile aufgeteilt werden: Eine Hälfte der Nutzlast muss als veränderliche Last angesehen und für die Ermittlung der Momente des Wand-Decken-Knotens ungünstig variiert werden. Die anderen 50 Prozent dürfen dagegen als ständig wirkend angesetzt werden. Grundsätzlich müssen alle veränderlichen Einwirkungen mit dem Teilsicherheitsbeiwert ($\gamma_q = 1,5$ oder $\gamma_q = 0$) beaufschlagt werden.

4.2.2 Schnittgrößen in Aussteifungsscheiben infolge horizontaler Einwirkungen

Die im üblichen Hochbau am häufigsten auftretende horizontale Einwirkung ist eine Windbeanspruchung. Diese setzt sich zusammen aus dem Winddruck und dem Windsog (s. Bild 4-8). Diese Lasten greifen an der Fassade des Gebäudes an und müssen von dort über die aussteifenden Deckenscheiben in die Aussteifungselemente abgeleitet werden. Die gesamte Windlast wird dabei auf die einzelnen Deckenscheiben in Abhängigkeit der jeweiligen Einflussfläche verteilt (s. Bild 4-9). Hierfür dürfen die Fassadenelemente im Allgemeinen als Einfeldträger abgebildet werden, sodass sich für die Einflussfläche die Summe aus der halben Geschosshöhe oberhalb und der halben Geschosshöhe unterhalb der betrachteten Deckenscheibe multipliziert mit der Gebäudebreite ergibt (vgl. Gleichung (4.12)). Die Windkräfte wirken somit immer geschossweise auf die aussteifenden Wandscheiben (s. Bild 4-10).

$$H_{w,i} = w \cdot \left(\frac{h_{i-1}}{2} + \frac{h_i}{2} \right) \quad (4.12)$$

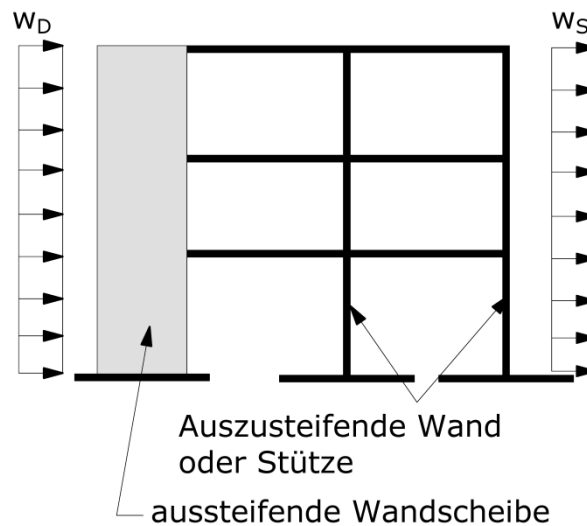


Bild 4-8: Statisches System zur Berechnung der Aussteifung

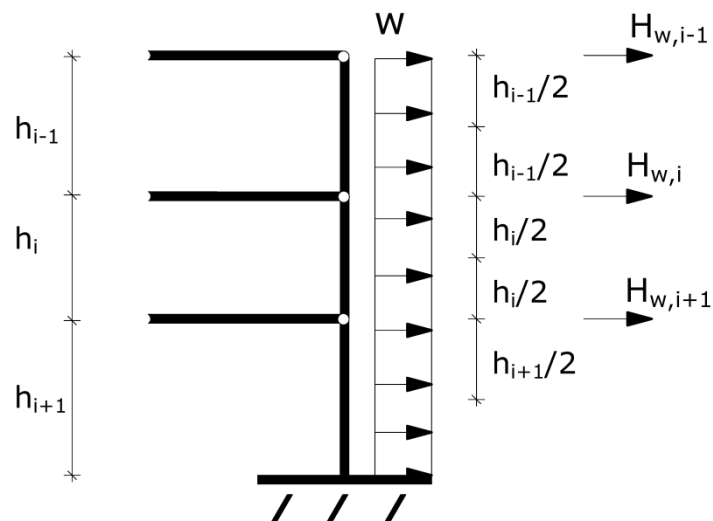


Bild 4-9: Ableitung der auf die Fassade wirkenden Horizontallasten auf die Deckenscheiben

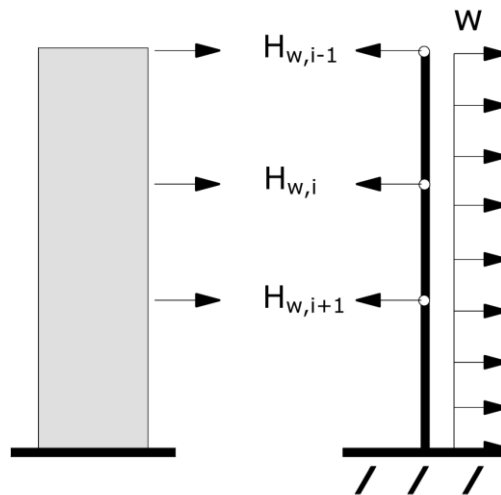


Bild 4-10: Lastweiterleitung der Horizontalkräfte auf die aussteifende Wandscheibe

Während im vereinfachten Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA Windeinwirkungen direkt im Traglastfaktor integriert sind, müssen sie bei Verwendung des allgemeinen Berechnungsverfahrens berücksichtigt werden. Dabei sind die entstehenden Biegemomente mit den Biegemomenten aus Eigen- und Verkehrslasten zu überlagern. In Wandmitte ergibt sich eine zusätzliche planmäßige Exzentrizität der Normalkraft, die im Knicksicherheitsnachweis (s. Kap. 7.4) zu berücksichtigen ist.

Die Ermittlung der Schnittgrößen in Aussteifungsscheiben darf nach DIN EN 1996-1-1/NA mit Hilfe zweier verschiedener Modelle erfolgen:

- Ermittlung der Schnittgrößen anhand des Kragarmmodells, bei dem die Einspannebene in der Regel in Höhe der Kellerdecke angenommen wird
- Ermittlung der Schnittgrößen unter Berücksichtigung von Rückstellkräften und Einspannwirkungen der Wandscheiben in die anschließenden Decken

Das Kragarmmodell modelliert auf der sicheren Seite liegend die horizontal aussteifenden Wandscheiben als Kragarme über die gesamte Gebäudehöhe bis zur Einspannebene (siehe DIN EN 1996-1-1/NA, NCI zu 6.1.2.2). Die Einspannung wird dabei in der Regel in Höhe der Kellerdecke angenommen. Die Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft an der Einspannstelle berechnet sich aus dem Quotienten des Bemessungswertes des einwirkenden Momentes M_{Ewd} um die starke Achse und dem maßgebenden Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft N_{Ed} . Im Regelfall ist für den Nachweis der Minimalwert der einwirkenden Normalkraft ($N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk}$) bemessungsrelevant.

Das Kragarmmodell ist konservativ und führt oftmals zu unwirtschaftlichen Ergebnissen (s. Bild 4-12). Nach DIN EN 1996-1-1/NA, Anhang K können die Schnittgrößen einer Aussteifungsscheibe daher jetzt alternativ auch nach einem neuen Modell bestimmt werden.

Bei der Bestimmung der Tragfähigkeit einer Mauerwerksscheibe nach DIN EN 1996-1-1/NA, Anhang K.2 (1) kann für die Ermittlung der einwirkenden Schnittkräfte die günstig wirkende Einspannung der Wandscheibe in die anschließenden Decken berücksichtigt werden. Die daraus resultierenden rückdrehenden Momente an den Enden der Scheibe dürfen entsprechend angesetzt und die Wand geschoßweise betrachtet werden. Die Erfassung der Einspannwirkung ist über die Schubschlankheit λ_v möglich, welche eine „ideelle“ Schlankheit von horizontal (querkraftbeanspruchten) Wandscheiben um die starke Achse darstellt und

auf dem Wandgeometrieverhältnis h/l eines einzelnen Stockwerks aufbaut. Sie wird neben dem Verhältnis von Höhe zu Länge der Wandscheibe h/l zusätzlich vom Beiwert ψ beeinflusst (Bild 4-11).

$$\lambda_v = \psi \cdot \frac{h}{l} = \frac{h'}{l} \quad (4.13)$$

mit

ψ Beiwert zur Beschreibung der Momentenverteilung nach Gleichung (4.15), Gleichung (4.16) bzw. (4.17)

h Wandscheibenhöhe

h' Höhe der Ersatzwandscheibe

l Wandscheibenlänge

Für die Ermittlung des Beiwertes ψ wird ein Ausschnitt der nachzuweisenden Aussteifungswand mit der Höhe h und der Länge l im bemessungsrelevanten Geschoss betrachtet. Der Faktor ψ berücksichtigt die Lage des Momentennullpunktes, welcher sich je nach Exzentrizität des Lastangriffs am Wandkopf ($\psi = 1$), innerhalb ($\psi < 1$) oder oberhalb ($\psi > 1$) der betrachteten Wandscheibe einstellt. Die Schubschlankheit hängt damit sowohl von der Bemessungssituation als auch von der Einwirkungskombination ab. Die Höhe h' bezeichnet die sich ergebende Höhe der Ersatzwandscheibe. In Bild 4-11 wird deutlich, dass eine Wandscheibe mit beliebiger Lastausmitte am Wandkopf (links) durch den Beiwert ψ in eine normierte Wandscheibe der Höhe h' überführt werden kann, die am Wandkopf zentrisch belastet ist ($e_0 = 0$).

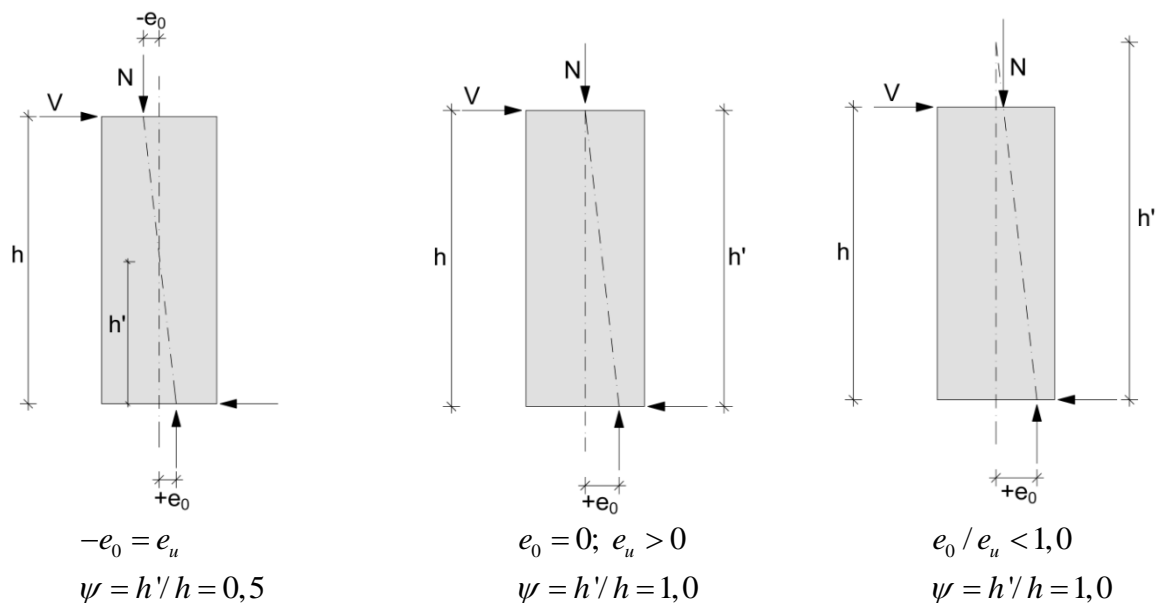


Bild 4-11: Beispiele für Lastausmittungen am Wandkopf und am Wandfuß einer Wandscheibe nach DIN EN 1996-1-1/NA

Bei der Ermittlung der Lastausmitte am Wandkopf sind in der Regel die Last und deren Ausmitte aus der darüber liegenden Wandscheibe ($N_{oben}; e_{oben}$) sowie die Last und die entsprechende Ausmitte aus der Deckenscheibe ($N_{De}; e_{De}$) zu berücksichtigen. Die resultierende Ausmitte e_0 ergibt sich dann beispielsweise vereinfacht zu:

$$e_o = \frac{N_{oben} \cdot e_{oben} + N_{De} \cdot e_{De}}{N_o} \quad \text{mit } N_o = N_{oben} + N_{De} \quad (4.14)$$

mit

N_{oben} Normalkräfte aus der über der Deckenebene angreifenden Normalkraft

e_{oben} Exzentrizität der Normalkräfte aus der über der Deckenebene angreifenden Normalkraft

N_{De} einwirkende Normalkraft der Decke

e_{De} Exzentrizität der Normalkraft der Decke

N_o Summe der Normalkräfte am Wandkopf

Am Wandkopf greift die Normalkraft N_o mit der Exzentrizität e_o sowie eine Horizontallast V an. Damit lässt sich der Beiwert ψ nach Gleichung (4.15) bestimmen. Hierbei ist N_{oben} die Summe der Normalkräfte am Wandkopf und e_{oben} die zugehörige Exzentrizität aus der über der Deckenebene angreifenden Normalkraft (Bild 4-11). N_{De} und e_{De} beschreiben die Normalkraft und die Exzentrizität der Deckenlasten, N_w das Eigengewicht der Wand im betrachteten Geschoß.

$$\psi = 1 + \frac{N_o \cdot e_o}{V \cdot h} \geq 0,5 \quad \text{mit } N_o = N_{oben} + N_{De} \quad (4.15)$$

mit

N_o Summe der Normalkräfte am Wandkopf

e_o Exzentrizität der Last am Wandkopf nach Gleichung (4.14)

V Horizontallast

h Höhe der Wandscheibe

Zu beachten ist, dass bei der Berechnung von ψ mit Gleichung (4.15) das Vorzeichen von e_o zu berücksichtigen ist. Die Begrenzung auf $\psi \geq 0,5$ gibt die praxisüblichen Verhältnisse wieder und setzt Versagen am Wandfuß voraus.

Es ist offensichtlich, dass der Tragwerksplaner durch Anwendung dieses Ansatzes die Schubschlankheit λ_v mit einem geeigneten Wert für die Exzentrizität e_{De} der vertikalen Last der Decke beeinflussen kann. Mit der Annahme einer über die Gebäudehöhe konstant wirkenden Horizontallast kann gezeigt werden, dass die Ergebnisse des Kragarmmodells erhalten bleiben, wenn $\psi = H/(2 \cdot h)$ angesetzt wird, wobei H die Gebäudehöhe bezeichnet. Bei identischer Stockwerkshöhe h ist die Höhe der betrachteten Ersatzscheibe somit gleich der halben Bauwerkshöhe.

Nach DIN EN 1996-1-1/NA kann der Faktor ψ aus den Exzentrizitäten an Wandkopf und Wandfuß unter Vernachlässigung des Eigengewichts der Wand ($N_w \approx 0$) äquivalent zu Gleichung (4.15) nach den Gleichungen (4.16) und (4.17) bestimmt werden.

$$\psi = 1 + \frac{N_o \cdot e_o}{V \cdot h} \geq 0,5 \quad \text{mit } N_o = N_{oben} + N_{De} \quad (4.16)$$

$$\psi = 1 + \frac{N_o \cdot e_o}{V \cdot h} \geq 0,5 \quad \text{mit } N_o = N_{oben} + N_{De} \quad (4.17)$$

mit

e_o Exzentrizität am Wandscheibenkopf nach Gleichung (4.14)

e_u Exzentrizität am Wandscheibenfuß nach Gleichung (4.18)

Die Lastexzentrizität e_u am Wandfuß ergibt sich aus einer Gleichgewichtsbetrachtung:

$$e_u = \frac{N_o \cdot e_o + V \cdot h}{N_o + N_w} = \psi \cdot \frac{V \cdot h}{N_u} \quad \text{mit } N_u = N_o + N_w \quad (4.18)$$

mit

- N_o Summe der Normalkräfte am Wandkopf
- e_o Exzentrizität der Last am Wandkopf nach Gleichung (4.14)
- V Horizontallast
- h Höhe der Wandscheibe
- N_w Eigengewicht der Wand
- ψ Beiwert zur Beschreibung der Momentenverteilung nach den Gleichungen (4.15), (4.16) und (4.17)
- N_u Normalkraft am Wandfuß

Wenn die Decke oder andere Bauteile in der Lage sind, ein rückdrehendes Moment $N_o \cdot e_o$ zu erzeugen, können die infolge der Biegebeanspruchung aus den horizontalen Einwirkungen exzentrisch anzusetzenden vertikalen Einwirkungen in jedem Geschoss wieder zentriert werden. Dies führt nicht nur zu einer deutlichen Verkleinerung des bemessungsrelevanten Biegemoments am Fuß der Aussteifungswand (Bild 4-12), sondern vergrößert gleichzeitig die für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit maßgebende überdrückte Wandlänge.

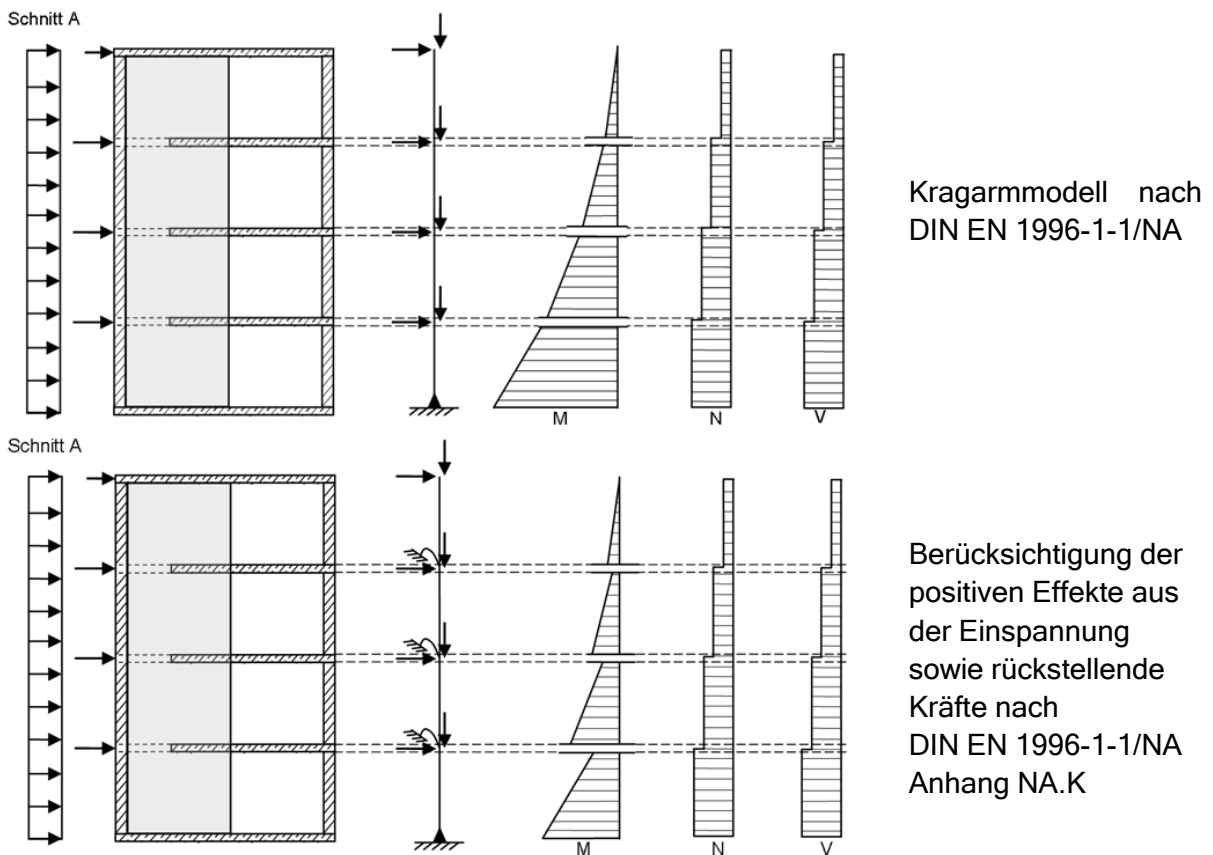


Bild 4-12: Gegenüberstellung der Schnittgrößenverläufe nach dem Kragarmmodell und dem Verfahren nach Anhang NA.K aus DIN EN 1996-1-1/NA

Des Weiteren ermöglicht dieses Berechnungsverfahren die Berücksichtigung exzentrisch angreifender Deckenlasten ($e_{De} > 0$), wie es z. B. bei innenliegenden Aussteifungsscheiben häufig vorkommt (Bild 4-11). Die zugehörigen ungünstig wirkenden Biegemomente werden über die Schubslankheit λ_v abgebildet. Dabei ist zu beachten, dass am Wandkopf exzentrisch angreifende Auflagerkräfte in der jeweils maßgebenden Einwirkungskombination unterschiedliche Schubslankheiten zur Folge haben.

Für die Ermittlung des Beiwertes ψ sind die Lastausmitten mit dem richtigen Vorzeichen einzusetzen (positiv in Richtung und Orientierung der angreifenden Horizontallast V am Wandkopf). Das Modell kann auch ungünstig wirkende Auflagerkräfte (z. B. aus exzentrisch aufliegenden Unterzügen mit $e_o > 0$) korrekt erfassen.

Zu beachten ist, dass in den verschiedenen Bemessungssituationen aufgrund von abweichenden Kombinations- oder Teilsicherheitsbeiwerten unterschiedliche Ausmitten am Wandkopf und damit auch am Wandfuß der Wandscheibe resultieren können. Wird der Beiwert ψ nicht im Vorhinein festgelegt - zum Beispiel $\psi = 0,5$ bei Annahme des Momentennullpunktes stets in Wandhöhenmitte oder $\psi = 1,0$ bei Annahme einer stets zentrischen Lasteinleitung am Wandkopf ($e_o = 0$) - so können sich für jede Bemessungssituation unterschiedliche Beiwerte ψ und somit unterschiedliche Schubslankheiten λ_v ergeben.

4.2.3 Lastabtrag unter Einzellasten

Mauerwerkswände werden im Allgemeinen linienförmig- beispielsweise infolge aufliegender Decken oder weiterer darüberstehender Wände - beansprucht und die Bemessung anschließend je laufenden Meter Wandlänge durchgeführt. Häufig ist es jedoch erforderlich, auch Einzellasten in die Mauerwerkswand einzuleiten, wie zum Beispiel durch aufliegende Unterzüge oder unter einer direkt auf der Wand stehenden Stütze.

Werden Mauerwerkswände durch Einzellasten beansprucht, verändert sich der Lastabtrag dahingehend, dass sowohl in Wandlängs- als auch in -querrichtung eine Lastausbreitung möglich ist. Der Lastverteilungswinkel darf hierfür im Mauerwerksbau mit $\alpha = 60^\circ$ zur Horizontalen angenommen werden (s. Bild 4-13). Die Lastausbreitung kann angesetzt werden, wenn die Mauerwerkswand im Verband gemauert wird und sich die Beanspruchung so in den unteren Steinreihen auf die daneben angeordneten Mauersteine verteilen kann.

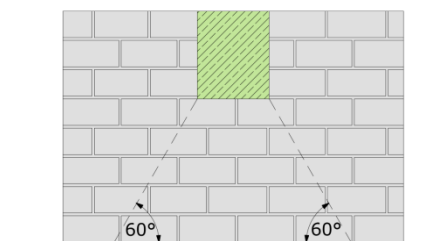


Bild 4-13: Lastausbreitung unter einer Einzellast

Aufgrund der punktuellen Lasteinleitung entsteht unterhalb der Lasteinleitungsfläche ein mehrachsiger Spannungszustand. Dieser bewirkt eine Erhöhung der Wandtragfähigkeit im Lasteinleitungsbereich, welche in Form des Nachweises der Teilflächenpressung bei der Bemessung berücksichtigt werden kann (vgl. Kap. 7.7).

Dennoch kann es in manchen Fällen vorkommen, dass der Ansatz der Teilflächenpressung nicht ausreicht, um eine hinreichende Tragfähigkeit nachzuweisen. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn sehr hohe Einzellasten in die Wand eingeleitet werden, wie beispielsweise im Auflagerbereich von hochbelasteten Stahl- oder Stahlbetonträgern. Um den Nachweis zu erbringen sind dann in der Regel örtlich begrenzte Verstärkungsmaßnahmen notwendig. Hierzu gehört beispielsweise der Einbau von Mauersteinen mit einer höheren Steifigkeitsklasse (vgl. Bild 4-14) unterhalb der Lasteinleitungsstelle oder die Anordnung eines Lastverteilungselements aus (Stahl-)Beton.

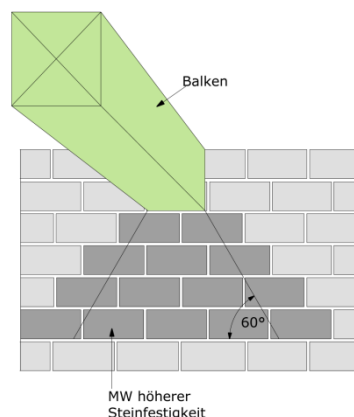


Bild 4-14: Verstärkungsmaßnahmen im Bereich der Lasteinleitung hoher Einzellasten

4.2.4 Öffnungen und Stürze

Vorgefertigte Stürze dienen der Überspannung von kleinen Öffnungen (z.B. Fenster etc.) in Wänden. Sie werden als Fertigteilstürze einschließlich Druckzone oder als Flachstürze mit einem vorgefertigten Zuggurt und einer örtlich hergestellten Druckzone aus Mauerwerk oder Beton hergestellt. Bei Flachstürzen bildet sich oberhalb des Zuggurtes ein Druckbogen aus (Bild 4-15) und die im Zuggurt liegende Bewehrung nimmt den Bogenschub auf. Vorgefertigte Flachstürze werden in Deutschland nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen bemessen und ausgeführt. In DIN EN 1996-1-1/NA wird daher auch entsprechend verwiesen.

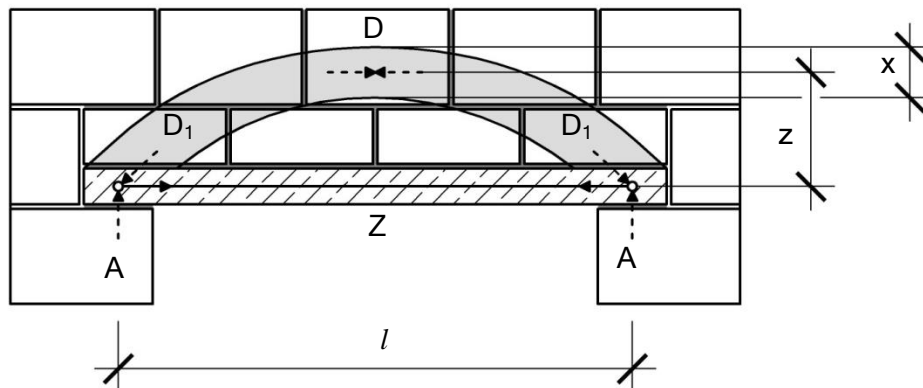


Bild 4-15: Tragverhalten von Flachstürzen

Flachstürze dürfen nur als Einfeldträger mit einer Stützweite $l \leq 3$ m und nur bei vorwiegend ruhender Belastung eingesetzt werden. Eine unmittelbare Belastung des Zuggurtes mit Einzellasten ist nicht zulässig. Die auf den Flachsturz maximal wirkende Belastung unter Berücksichtigung einer Gewölbewirkung im Mauerwerk zeigt Bild 4-15. Falls oberhalb des Flachsturzes Stahlbetondecken aufliegen, so sind die Auflagerkräfte der Decke im dargestellten Einzugsbereich zu berücksichtigen. Entsprechendes gilt für Einwirkungen aus Einzellasten.

Das Lastdreieck wird aus der effektiven Stützweite des Ziegelsturzes (l_{eff}) und unter 60° verlaufenden Schenkeln gebildet. Alle Lasten, die in diesem Bereich wirken - d.h. Deckeneigenlast, ständige Lasten, sowie Nutzlasten, die Eigenlast des Mauerwerkes und Einzellasten (gegebenenfalls auch außerhalb des Lastdreiecks) sind bei der statischen Bemessung des Sturzes zu berücksichtigen.

Deckenlasten, die innerhalb des Belastungsdreiecks als gleichmäßig verteilte Last auf das Mauerwerk wirken, sind nur auf der Strecke, in der sie innerhalb des Dreiecks liegen, anzusetzen (Bild 4-16).

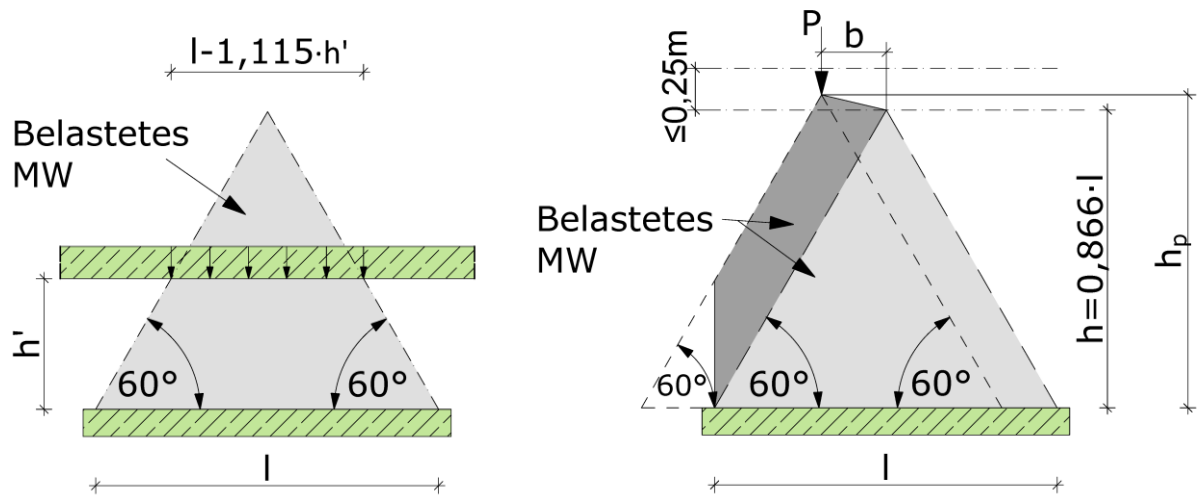


Bild 4-16: Ermittlung der Belastung von Flachstützen

Für Einzellasten, z.B. aus der Auflagerung von Unterzügen, die innerhalb oder in der Nähe des Lastdreiecks liegen, darf ebenfalls eine Lastverteilung von 60° angenommen werden. Liegen Einzellasten außerhalb des Lastdreiecks, so brauchen sie nur berücksichtigt zu werden, wenn sie noch innerhalb der Stützweite des Trägers und unterhalb einer Horizontalen angreifen, die 250 mm über der Dreiecksspitze liegt. Derartigen Einzellasten ist die Eigenlast des Mauerwerks in dem in Bild 4-16 horizontal schraffierten Bereich zuzuschlagen.

Unterhalb einer Öffnung kann eine analoge Lastausbreitung unter 60° angenommen werden (siehe Bild 4-17).

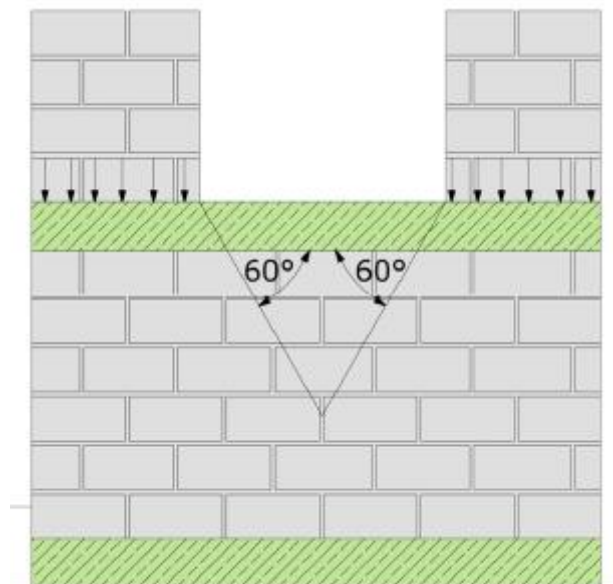


Bild 4-17: Lastverteilung unterhalb einer Öffnung