

4.2.3 Reihenhaus aus Mauerwerk

In diesem Abschnitt wird ein 2½-geschossiges Reihenhaus mit zweischaligen Außenwänden und einer Geschosshöhe von 2,70 m untersucht. Der Keller ist aus Stahlbeton, das Satteldach ist eine Holzkonstruktion. Das Mauerwerk besteht aus Hochlochziegeln der Steifigkeit 12. Der Nachweis soll über die Einhaltung der konstruktiven Regeln (Abschnitt 4.1.11.2) erfolgen. Zu Vergleichszwecken erfolgt im Anschluss ein rechnerischer Nachweis (Abschnitt 4.1.11.3).

4.2.3.1 Allgemeines

Der Grund- und Aufriss des Gebäudes ist in Bild 4-59 dargestellt.

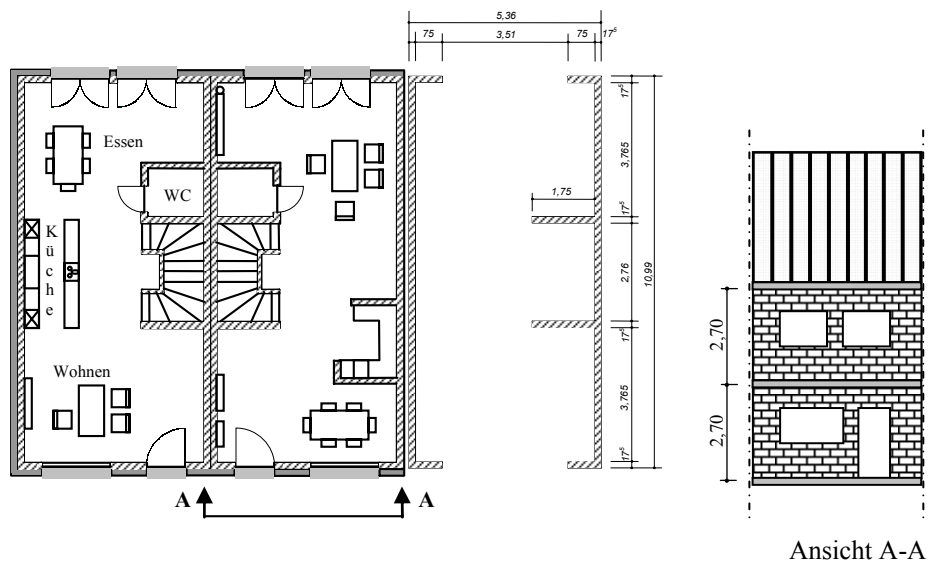


Bild 4-59 Grund- und Aufriss des Reihenhauses

Das Gebäude liegt in der Erdbebenzone 2. Der Untergrund ist der Klasse T zugeordnet. Zur Untersuchung des Einflusses der Baugrundklasse werden die Klassen B und C untersucht.

Aus architektonischen Gründen sollen maximal die im rechten Grundriss eingezeichneten Wände (Bild 4-59) zur horizontalen Aussteifung herangezogen werden. In der maßgebenden Bemessungsrichtung, der Querrichtung, stehen somit lediglich zwei Innenwände seitlich der Treppe und vier kleinere Außenwandabschnitte mit Wanddicken von 17,5 cm zur Verfügung.

4.2.3.2 Einhaltung der konstruktiven Regeln

Die DIN 4149 (2005) gibt für Hochbauten aus Mauerwerk zusätzliche Regelungen zu denjenigen nach DIN 1053-1 (1996) an. Neben der Beachtung der allgemeinen, materialunabhängigen Entwurfsregeln nach DIN 4149 (2005), Abschnitt 4.2, sind bei einem Mauerwerksbau generell alle Vollgeschosse durch Decken mit Scheibenwirkung auszusteifen. Außerdem ist zu untersuchen, ob die Wände die Mindestanforderungen an aussteifende Schubwände nach DIN 4149 (2005), Tabelle 14, erfüllen (Tabelle 4-14). Sie betreffen die Begrenzung der Knicklänge in Abhängigkeit der Erdbebenzone und geben ein Mindestmaß für die Dicken und Längen der Wände an. Beim vorliegenden, zu untersuchenden Mauerwerksgebäude muss die Länge der aussteifenden Wänden mindestens 98 cm betragen. Die vier kleinen Außenwände in Querrichtung genügen diesen Anforderungen nicht. Sie dürfen weder bei den konstruktiven Regeln noch bei einem rechnerischen Nachweis berücksichtigt werden.

4.2.3.3 Einhaltung materialspezifischer konstruktiver Regeln

Sind die konstruktiven Regeln nach Abschnitt 4.1.11.2 eingehalten, ist ein rechnerischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Lastfall Erdbeben nicht erforderlich. Diese Bedingungen werden im Folgenden der Reihe nach aufgeführt und überprüft.

- Der Gebäudegrundriss muss kompakt und annähernd rechteckig ausgebildet sein. Das Längenverhältnis des zu untersuchenden Gebäudes beträgt $b/L \approx 0,5$ und ist somit größer als der Grenzwert von $b/L \geq 0,25$. ✓
- Die Anzahl der Vollgeschosse darf die in DIN 4149 (2005), Tabelle 8, angegebenen Werte nicht überschreiten. In diesem Fall wird das Dachgeschoss nicht als Vollgeschoss gezählt, da es weniger als 50 % der Masse des darunter liegenden Vollgeschosses aufweist (DIN 4149 (2005), Abschnitt 7.1 (4) a). Der Keller wird als steifer Kasten angesehen und zählt bei der Anzahl der Vollgeschosse nicht mit. Damit weist das Gebäude 2 Vollgeschosse auf und damit weniger als die zulässige Anzahl von 3. ✓
- Die Geschosshöhe h beträgt 2,70 m und ist damit kleiner als der Grenzwert von $h_{\max} = 3,50$ m. ✓
- Steifigkeitsmittelpunkt und Massenschwerpunkt sollten nahe beieinander liegen. Diese Anforderung ist zwar im Allgemeinen interpretationsbedürftig, kann aber im vorliegenden Fall eindeutig beantwortet werden. Aufgrund der Anordnung der Wände ist der Massenschwerpunkt am gleichen Ort wie der Steifigkeitsmittelpunkt. ✓
- Eine Torsionssteifigkeit ist durch die 2 langen Giebelwände gewährleistet. ✓
- Die aussteifenden Wände müssen über alle Geschosse durchgehen. ✓
- Die vertikalen Lasten müssen überwiegend von den aussteifenden Wänden getragen werden und gleichmäßig auf die Wände in beide Richtungen verteilt sein. ✓

- In jeder Richtung müssen mindestens zwei Schubwände mit einer Länge $l_{\min} \geq 1,99$ m angeordnet sein. Da die in Querrichtung ausgerichteten Innenwände nur 1,75 m lang sind, kann diese Gebäudekonfiguration den konstruktiven Regeln schon nicht genügen und eine Überprüfung der weiteren Regeln ist damit überflüssig. !

Angemerkt sei an dieser Stelle, dass die „Wandlänge“ unterschiedlich interpretiert werden kann. In diesem Fall wird nur das lichte Maß verwendet, da ein Stumpfstoß vorausgesetzt wird. Ist die Quer- mit der Längswand im Verband gemauert und ist ein ausreichender Schubverbund sichergestellt, kann das Systemmaß verwendet werden.

Um den konstruktiven Regeln zu genügen, ist eine Modifikation des Grundrisses vorzunehmen. Die zwei Innenwände werden auf 2,00 m verlängert, die vier Außenwände auf 1,00 m (Bild 4-60).

- Damit sind je Gebäuderichtung zwei Wände mit $L_{\min} \geq 1,99$ m vorhanden. ✓
- Die Mindestwerte für die auf die Grundrissfläche bezogene Querschnittsfläche von Schubwänden nach Tabelle 15 der DIN 4149 (2005) (Tabelle 4-15) sind einzuhalten.

Die vorhandene Fläche beträgt in Querrichtung $A_{\text{vorh}} = 1,4 \text{ m}^2$ (bei Verwendung von Systemmaßen ist $A_{\text{vorh}} = 1,5 \text{ m}^2$). Bei den vorhandenen 2 Geschossen und einer Steifigkeitsklasse von 12 ist für Untergrund-Baugrund Kombination B-T (Untergrundparameter $S = 1,25$) eine auf die Grundrissfläche bezogene Mindestfläche von Schubwänden von $A_{\text{erf}} = 2 \% \cdot 58,9 \text{ m}^2 = 1,2 \text{ m}^2$ erforderlich. Damit ist diese Bedingung erfüllt. ✓

- Für die Untergrund-Baugrund Kombination C-T (Untergrundparameter $S = 1,25$) ist eine Fläche von $A_{\text{erf}} = 3 \% \cdot 58,9 \text{ m}^2 = 1,8 \text{ m}^2$ erforderlich. In diesem Fall ist der Nachweis nicht erbracht, und es ist eine Änderung der Wandlängen oder Wanddicken erforderlich. !

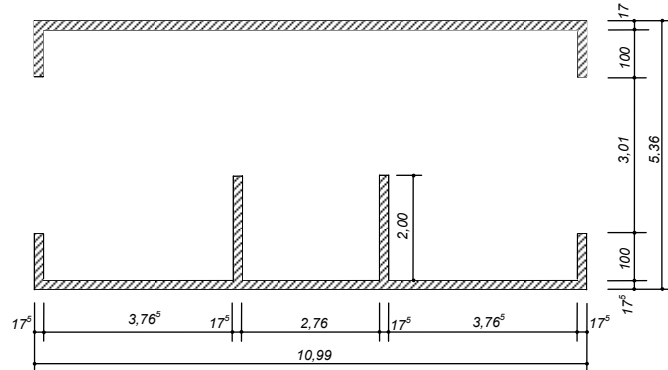


Bild 4-60 Modifikation des Grundrisses

4.2.3.4 Rechnerischer Nachweis

Zu Vergleichszwecken wird im Folgenden die Standsicherheit des Gebäudes für den Lastfall Erdbeben rechnerisch überprüft. Zugrunde gelegt wird dazu die Gebäudekonfiguration, die den konstruktiven Regeln genügt (Erdbebenzone 2, Untergrund-Baugrund Kombination B-T) und daher ein rechnerischer Nachweis eigentlich nicht erforderlich wäre. Betrachtet wird nur die maßgebende Querrichtung ohne Berücksichtigung nichtplanmäßiger Torsionseinwirkungen.

Das Dachgeschoss wird nicht als Vollgeschoss gezählt, da es weniger als 50 % der Masse des darunter liegenden Vollgeschosses aufweist (DIN 4149 (2005), Abschnitt 7.1). Da zusätzlich der Keller des Hauses als steifer Kasten ausgebildet ist, entspricht das dynamische Ersatzsystem einem Zweimassenschwinger. Die Masse des Daches wird zu der Masse des obersten Geschosses hinzuaddiert. Die Punktmassen repräsentieren die jeweilig zu berücksichtigende Geschossmasse. Die aussteifenden Wände werden als auskragende Wandscheiben über die gesamte Gebäudehöhe angesetzt. Die Biegesteifigkeit der Deckenplatten wird vernachlässigt. Die Decken werden als schubstarre Scheiben betrachtet, die die einzelnen Kragträger miteinander verbindet und für alle Wände gleich große Stockwerksverschiebungen erzwingt. Die Kragwände werden in Höhe der Deckenoberkante des Kellergeschosses als eingespannt betrachtet, da das Kellergeschoss steif ausgebildet ist.

Der Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung A_{Ed} berechnet sich unter Berücksichtigung aller permanent wirkenden Vertikallasten nach Gleichung (4.23). Für das Gebäude ohne abhängig voneinander belegte Geschosse nimmt der Beiwert φ den Wert 1,0 für das Dach und 0,5 für die Einzelgeschosse an. Mit dem Kombinationsbeiwert $\psi_2 = 0,30$ (Tabelle 4-18) ergeben sich folgende in der dynamischen Berechnung als äquivalente Massen zu berücksichtigende Vertikallasten:

$$G_k \oplus 0,3 \cdot Q_{\text{Nutzlast}} \text{ für das Dach und}$$

$$G_k \oplus 0,15 \cdot Q_{\text{Nutzlast}} \text{ für die Geschosse}$$

Tabelle 4-35 Eigengewicht und Verkehrslasten der Stockwerke

	1. Stockwerk	2. Stockwerk	Dach
Eigengewicht incl. Deckenaufbau, Trennwände	11,9 kN/m ²	9,6 kN/m ²	4,6 kN/m ²
Verkehrslast	1,5 kN/m ²	1,5 kN/m ²	0 kN/m ²

Entsprechend der Kombinationsvorschrift und der in Tabelle 4-35 angegebenen Stockwerkslasten sind auf Höhe des oberen Stockwerks eine Stockwerksmasse von 88,1 t und auf Höhe des unteren Geschosses von 72,5 t anzusetzen (Bild 4-61).

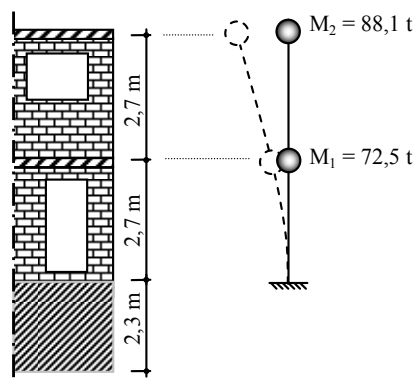


Bild 4-61 Zweimassenschwinger als dynamisches Ersatzmodell des Reihenhauses

Die 1. Eigenperiode des Gebäudes wird mit einem Stabwerksprogramm zu $T_1 = 0,32$ s berechnet. Der maximal zulässige Verhaltensbeiwert beträgt $q = 1,68$ bei einem Geometrieverhältnis der ungünstigsten Wand von $H/L = 1,35$ und unter der Voraussetzung, dass die Bedingung in der Fußnote von Tabelle 4-16 eingehalten ist. Mit der Bedeutungskategorie II ($\gamma_1 = 1,0$) ergibt sich das in Bild 4-62 dargestellte horizontale Bemessungsantwortspektrum für den Gebäudestandort. Mit der ersten Eigenperiode T_1 beträgt der Bemessungswert der Spektralbeschleunigung $S_d = 0,84$ m/s^2 , anzusetzen in Querrichtung des Gebäudes.

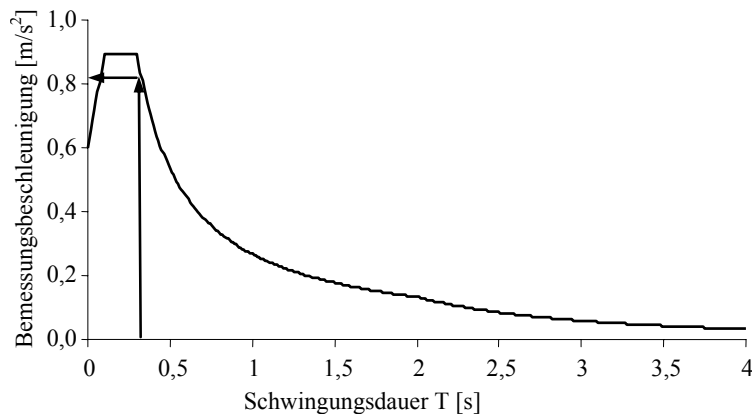


Bild 4-62 Horizontales Bemessungsantwortspektrum nach DIN 4149 (2005) für den Gebäudestandort

Mit der Spektralbeschleunigung S_d berechnet sich die Gesamterdbebenkraft F_b zu:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda = 0,84 \text{ m/s}^2 \cdot 160,6 \text{ t} \cdot 1,0 = 134,4 \text{ kN}$$

Die Verteilung der Gesamterdbebenkraft auf die zwei Geschosse erfolgt nach Gleichung (4.10) massen- und eigenformproportional, so dass auf das obere Geschoss 108 kN und auf das untere Geschoss 26,4 kN als statische Erdbebenersatzlast angreifen. Die Verteilung der Kräfte auf die Wände erfolgt steifigkeitsproportional. Da die Steifigkeit einer einzelnen Innenwand das 4,43fache der Steifigkeit einer kurzen Außenwand ist, ergibt sich für eine einzelne Innenwand eine maximale Erdbebenschubkraft von 46,3 kN und ein Moment von 226 kN (Bild 4-63).

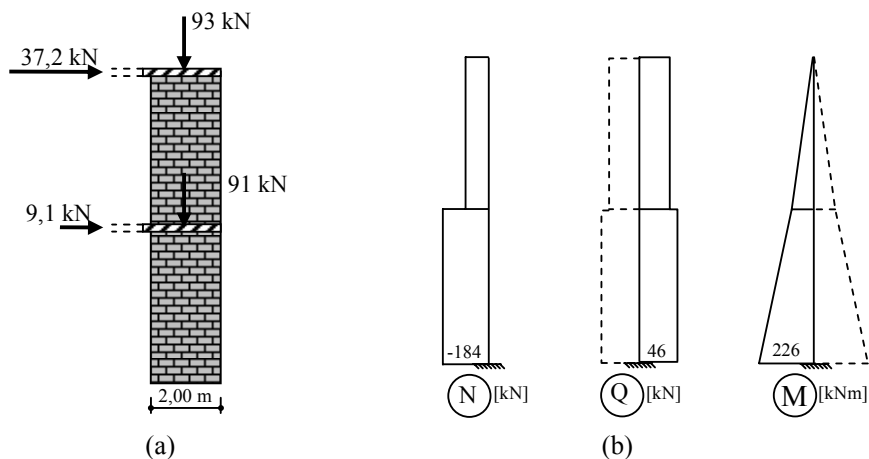


Bild 4-63 a) Erdbebenersatzlasten und b) resultierende Schnittgrößen einer Innenwand

Die Normalkraft der Innenwand wird mittels einer Lastezugsfläche (Bild 4-64) abgeschätzt. Die in die Wand eingeleitete Normalkraft von 93 kN auf Höhe des oberen und 91 kN auf Höhe des unteren Geschosses setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht und den anteilig wirkenden Verkehrslasten aus Tabelle 4-35. Die sich daraus ergebende Ausmitte von $M/N = 1,23$ m liegt außerhalb des Wandquerschnittes. Da Zugspannungen im Mauerwerk nicht mit angesetzt werden dürfen, kann die Standsicherheit im Lastfall Erdbeben rechnerisch nicht nachgewiesen werden, obwohl die konstruktiven Regeln eingehalten sind und eigentlich ein rechnerischer Nachweis nicht erforderlich ist.

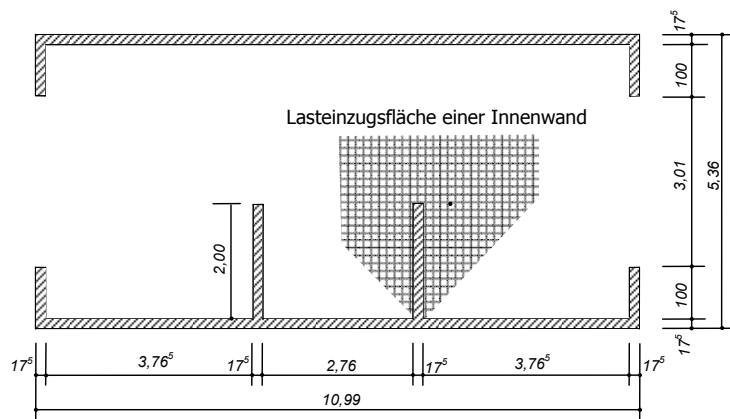


Bild 4-64 Lastezugsfläche einer Innenwand

Für die Untergrund-Baugrund Kombination C-T kann analog gezeigt werden, dass rechnerisch die Standsicherheit im Lastfall Erdbeben nicht nachgewiesen werden kann, da der Bemessungsspektralwert der Bodenbeschleunigung von $0,84 \text{ m/s}^2$ auf $1,12 \text{ m/s}^2$ ansteigt.

Abschließend kann gesagt werden, dass die konstruktiven Regeln die Tragfähigkeit sehr gut ausnutzen. Bei einem rechnerischen Standsicherheitsnachweis werden offensichtlich konservativere Annahmen getroffen. Aber auch mit anderen Ersatzsystemen, die z.B. die Rahmenwirkung der Wände durch die Deckeneinspannung berücksichtigen, kann rechnerisch die Standsicherheit nicht nachgewiesen werden. So muss in vielen Fällen auf andere Materialien wie Stahlbeton zurückgegriffen werden, um die Tragfähigkeit für den außergewöhnlichen Lastfall Erdbeben nachweisen zu können.

4.2.4 Mehrstöckiges Haus aus Mauerwerk

Im Folgenden wird die Standsicherheit eines 4-geschossigen Mauerwerksgebäudes rechnerisch nachgewiesen. Dabei wird besonders auf eine wirklichkeitsgetreue Modellabbildung gekoppelter Schubwände Wert gelegt.

4.2.4.1 Allgemeines

Bild 4-65 zeigt den Grundriss des Gebäudes. Eingezeichnet sind nur die tragenden Wände. Aufgrund der Achsensymmetrie befinden sich der Massenschwer- sowie der Steifigkeitsmittelpunkt ungefähr an derselben Stelle. Das Gebäude mit einer Geschosshöhe von 2,70 m hat ein Satteldach mit einer Dachneigung von 30° .

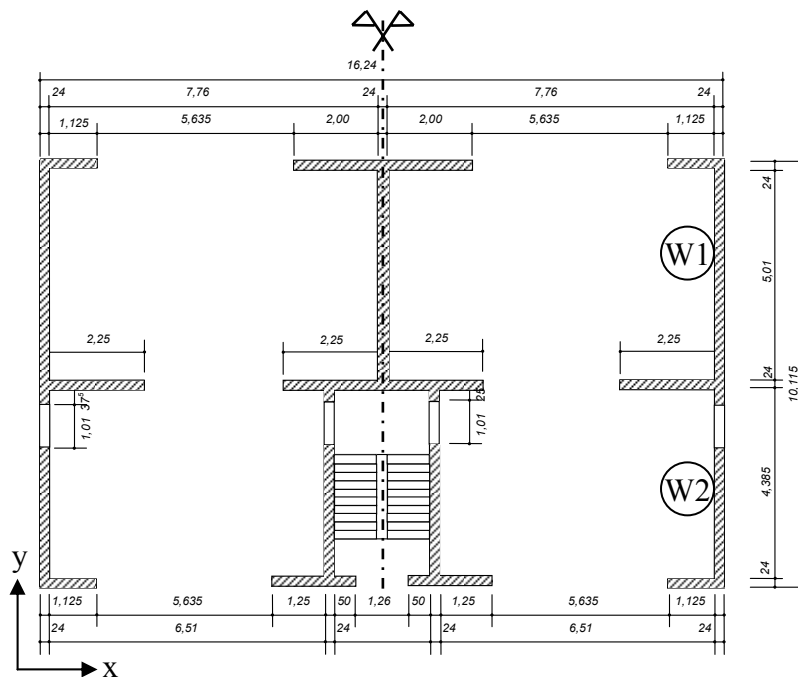


Bild 4-65 Grundriss eines 4-geschossigen Gebäudes aus Mauerwerk

Das Gebäude befindet sich in Erdbebenzone 2 mit der Untergrund-Baugrund Kombination B-T und wird in die Bedeutungskategorie II ($\gamma_1 = 1,0$) eingestuft. Die Wände sind mit Mauerwerk KS 20, Mörtelgruppe IIa, und einer Wandstärke von $d = 24$ cm ausgeführt.

4.2.4.2 Lastannahmen und anzusetzende Vertikallasten

Berücksichtigt werden bei diesem Gebäude neben dem Eigengewicht der 20 cm dicken Betondecke, der Mauerwerkswände und der Dachkonstruktion zusätzlich die Ausbaulasten mit Trennwänden und die anteilig wirkenden Verkehrslasten ($q = 1,5$ kN/m²). Daraus ergibt sich eine Masse von 187 t pro Geschoss, eine Masse des obersten Geschoss von 199 t und eine gesamte Gebäudemasse von 760 t.

4.2.4.3 Modellabbildung

Zur Berechnung der Eigenfrequenz des Gebäudes wird ein Ersatzstab verwendet. Auf Höhe jeder Stockwerksebene repräsentiert eine Punktmasse die gesamte Geschossmasse. Die aussteifenden Wände werden als gekoppelte, auskragende Wandscheiben über die gesamte Gebäudehöhe angesetzt, wobei die Biegesteifigkeit der Deckenplatten vernachlässigt wird.

Unterschiedliche Modellierungsmöglichkeiten benachbarter Schubwände sollen anhand der Außenwände W1 und W2 aufgezeigt werden. In Bild 4-66 sind die Ansichten dieser Wände und die Lastezugsflächen dargestellt.

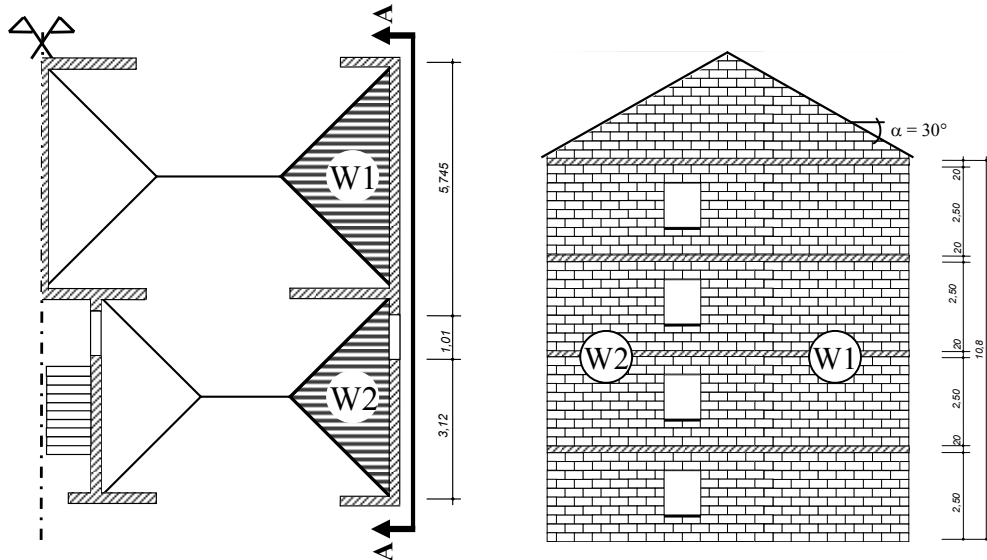


Bild 4-66 Lastezugsflächen und Ansicht der untersuchten Wände W1 und W2

Anhand der Verformungsfigur beider Wände infolge einer horizontalen Belastung, die in Bild 4-67a dargestellt ist, lässt sich das Zusammenwirken der beiden Mauerwerkscheiben gut erkennen. Es lassen sich daraus verschiedene mögliche Ersatzsysteme ableiten. Drei Vorschläge sind in Bild 4-67b angegeben.

Die einfachste und deshalb häufig verwendete Modellbildung ist die getrennte Betrachtung der Wandscheiben. Eine weitere Möglichkeit ist es, beide Wände als eine aussteifende Scheibe zu betrachten. In diesem Fall ist aber ein gesonderter Schubnachweis für den Fensterbereich („Schubfluss im Verdübelungssturz“) nötig. Eine dritte Variante ist die Modellierung als Rahmensystem. Bei der letzten Variante ist ebenfalls eine gesonderte Untersuchung der Schubtragfähigkeit nötig. Zusätzlich müssen die aus der Rahmenwirkung resultierenden Zugnormalkräfte berücksichtigt werden. Im Rahmen dieses Berechnungsbeispiels wird auf die ersten beiden Modellierungsmöglichkeiten eingegangen.

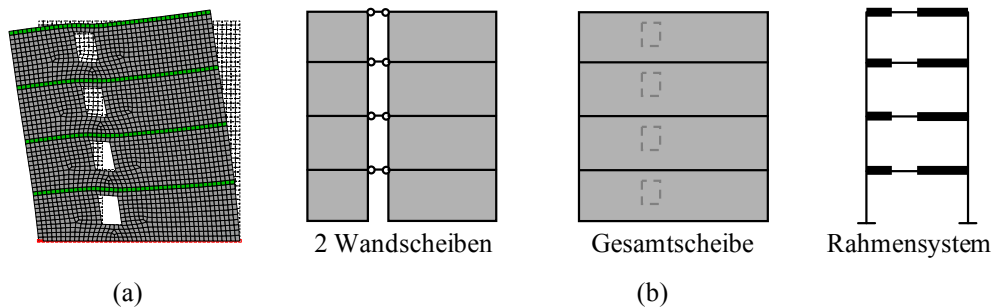


Bild 4-67 a) Verformungsfigur und b) mögliche statische Ersatzsysteme

4.2.4.4 Ermittlung der horizontalen Erdbebenersatzkraft

Zur Ermittlung der Eigenperiode wird ein Kragträger mit vier Einzelmassen als dynamisches Ersatzmodell des Hauses gewählt (Bild 4-68). Der Keller wird nicht mit abgebildet. Die Punktmassen repräsentieren die jeweilig zu berücksichtigende Geschossmasse von 198,5 t für das oberste Geschoss, sonst 187 t. Die Biegesteifigkeit der Deckenplatten wird vernachlässigt. Die Decken werden als schubstarre Scheiben betrachtet. Die Steifigkeit des Kragträgers ergibt sich daher als Summe der Steifigkeiten der Einzelwände.

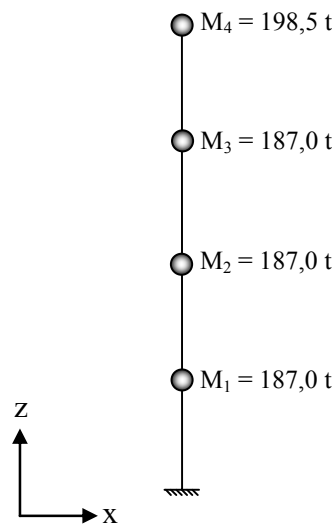


Bild 4-68 Dynamisches Ersatzsystem

Werden die Außenwände W1 und W2 als getrennte Scheiben betrachtet, so besitzt der Ersatzstab in x-Richtung ein Trägheitsmoment von $I_{yy} = 4,66 \text{ m}^4$ und in y-Richtung $I_{xx} = 13,06 \text{ m}^4$. Es ergibt sich eine Eigenperiode des Gebäudes zu:

$$T_1 = 0,43 \text{ s in x-Richtung,}$$

$$T_1 = 0,26 \text{ s in y-Richtung.}$$

Bei Ausnutzung des zulässigen Verhaltensbeiwerts von $q = 1,5$ (Tabelle 4-16) ergibt sich ein Bemessungswert der Beschleunigung (Bild 4-69) von

$$S_d = 0,70 \text{ m/s}^2 \text{ in x-Richtung,}$$

$$S_d = 1,00 \text{ m/s}^2 \text{ in y-Richtung (Plateaubereich),}$$

und ein maximaler Fundamentschub mit der Gesamtmasse von $\sim 760 \text{ t}$ und einem Faktor $\lambda = 0,85$ gemäß Gleichung (4.9) von

$$F_x = 450 \text{ kN in x-Richtung,}$$

$$F_y = 646 \text{ kN in y-Richtung.}$$

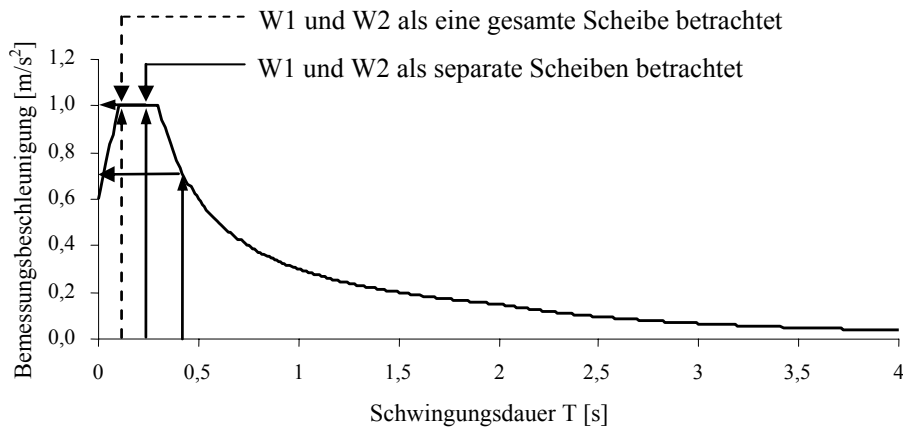


Bild 4-69 Horizontales Bemessungsantwortspektrum nach DIN 4149 (2005) für den Gebäudestandort

Die Wände W1 und W2 haben ein Trägheitsmoment von $I_{xx,W1} = 3,79 \text{ m}^4$ bzw. $I_{xx,W2} = 0,61 \text{ m}^4$. Damit entfallen bei einem Erdbeben in y-Richtung eine Kraft von

$$F_{y,W1} = 646 \cdot \frac{3,79}{13,06} = 187 \text{ kN}$$

$$F_{y,W2} = 646 \cdot \frac{0,61}{13,06} = 30 \text{ kN}$$

ohne Berücksichtigung der zufälligen Exzentrizität. Bei Berücksichtigung einer unplanmäßigen Exzentrizität von 5 % ergibt sich eine Erdbebenkraft von 213 kN auf Wand W1 und 34 kN auf Wand W2.

Werden W1 und W2 als eine Scheibe betrachtet, so ändert sich die Eigenperiode des Gebäudes in y-Richtung zu $T_1 = 0,14 \text{ s}$, da das Trägheitsmoment in dieser Richtung nun $I_{xx} = 42,78 \text{ m}^4$ beträgt. Diese Periode liegt ebenfalls im Plateaubereich des Spektrums, so dass sich der maximale Fundamentschub von $F_y = 646 \text{ kN}$ in y-Richtung nicht ändert. Auf die Wandscheiben W1/W2 mit einem Trägheitsmoment von $I_{xx,W1/W2} = 19,26 \text{ m}^4$ entfällt damit ohne Berücksichtigung der zufälligen Exzentrizität eine Kraft von:

$$F_{y,W1/W2} = 646 \cdot \frac{19,26}{42,78} = 291 \text{ kN}$$

Bei Berücksichtigung einer unplanmäßigen Exzentrizität von 5 % ergibt sich eine Erdbebenkraft von 322 kN.

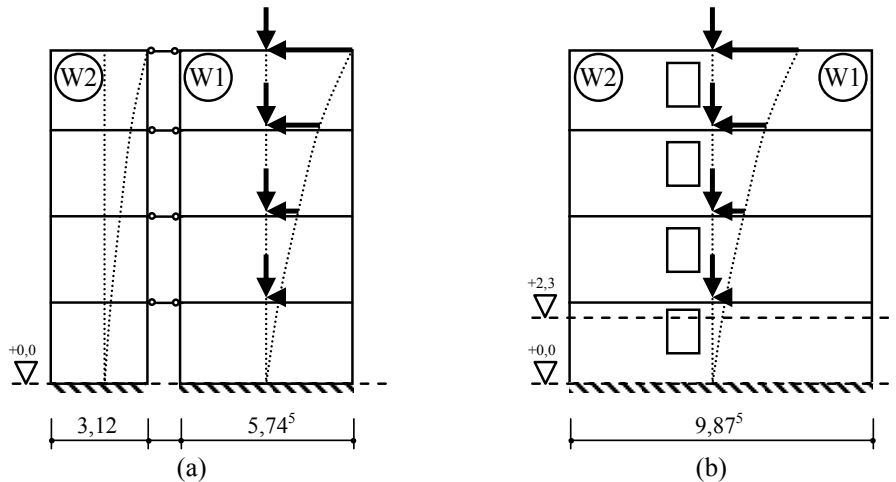
4.2.4.5 Bemessungsschnittgrößen und Spannungsnachweis

Der Spannungsnachweis erfolgt nur für die Wände W1 und W2 unter Berücksichtigung der zufälligen Exzentrizität. Diese Wände sind maßgebend, da sie die größten Schubkräfte aufnehmen und gleichzeitig keine großen Druckkräfte im Vergleich zu den anderen Wänden aufweisen. Für den Nachweis werden die Wände zuerst als getrennte, aber mittels der Decken horizontal gekoppelte Scheiben betrachtet (Bild 4-70a). Die auf die Wandscheibe W1 wirkende Erdbebenschubkraft von $F_{W1} = 213 \text{ kN}$ wird höhen- und massenproportional auf die vier Geschosse aufgeteilt (Tabelle 4-36).

Tabelle 4-36 Höhen- und eigenformproportionale Aufteilung der Erdbebenschubkraft von der Wand W1

Geschoss	Geschossmasse [t]	Höhe [m]	Erdbebenkraft [kN]	Querkraft [kN]
1	187,0	2,7	20,8	213,0
2	187,0	5,4	41,6	192,2
3	187,0	8,1	62,4	150,6
4	198,5	10,8	88,3	88,3
Summe	760		213	

Der maßgebende Bemessungsschnitt befindet sich auf Höhe der Bodeneinspannung. Das Einspannmoment der Wand W1 ergibt sich zu $M_{W1} = 1739 \text{ kNm}$. Aus der Lastezugsfläche (Bild 4-66a) wird die Auflast zu $N_{W1} = 541 \text{ kN}$ abgeschätzt. Die sich daraus ergebende Ausmitte von $M/N = 3,2 \text{ m}$ liegt außerhalb des Wandquerschnittes. Da Zugspannungen im Mauerwerk nicht mit angesetzt werden dürfen, kann auf diese Weise die Standsicherheit im Lastfall Erdbeben rechnerisch nicht nachgewiesen werden.

**Bild 4-70** a) Horizontal gekoppelte Wandscheiben, b) Durchgehende Wandscheibe

Deshalb werden im Folgenden beide Wände als eine gemeinsame Scheibe betrachtet (Bild 4-70b). In diesem Fall ist zusätzlich zum üblichen Spannungsnachweis der Wand auch ein Schubnachweis des Verdübelungssturzes zu erbringen. Zuerst wird die auf die Wandscheibe W1/W2 wirkende Erdbebenschubkraft von $F_{W1/W2} = 322 \text{ kN}$ wieder höhen- und massenproportional auf die vier Geschosse aufgeteilt (Tabelle 4-37).

Tabelle 4-37 Höhen- und eigenformproportionale Verteilung der Erdbebenkraft auf W1/W2

Geschoss	Geschossmasse [t]	Höhe [m]	Erdbebenkraft [kN]	Querkraft [kN]
1	187,0	2,7	31,4	322,2
2	187,0	5,4	62,9	290,8
3	187,0	8,1	94,3	227,9
4	198,5	10,8	133,5	133,5
Summe	760		322,2	

Für den Normalspannungsnachweis werden zwei Bemessungsschnitte untersucht (Bild 4-70b): Zum einen wird die Bodeneinspannung auf Höhe 0,0 m ü. GOK betrachtet, weil dort das maximale Moment auftritt, zum anderen wird ein Bemessungsschnitt auf Höhe 2,3 m u. GOK durch die Öffnung geführt. In letztem Fall wird ein zusammengesetzter Querschnitt mit Öffnung zugrunde gelegt. Die größere Ausmitte wird auf Niveau +0,0 m erreicht. Dort ergibt sich aus den geschossweise angreifenden Erdbebenersatzkräften aus Tabelle 4-37 ein Einspannmoment von $M = 2631 \text{ kNm}$. Die Auflast wird aus der Lasteinzugsfläche (Bild 4-66a) zu $N = 936 \text{ kN}$ abgeschätzt. Die Ausmitte $M/N = 2,3 \text{ m}$ ist größer als $d/6$ (d : Querschnittslänge), so dass unter der Annahme einer linearen Spannungsverteilung und unter Ausschluss von Zugspannungen davon ausgegangen werden kann, dass sich eine klaffende Fuge ausbildet.

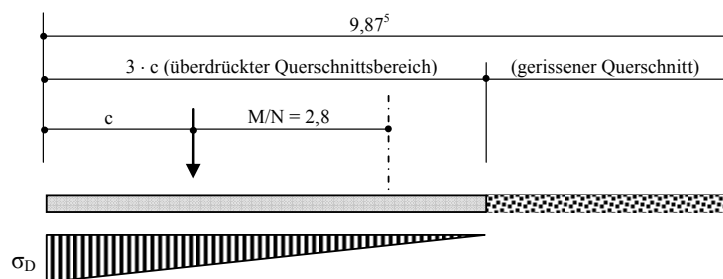


Bild 4-71 Spannungsverteilung entlang des Wandquerschnitts

Der Spannungsnachweis basiert auf dem vereinfachten Verfahren nach DIN 1053-1 (1996). Die Größe des ungerissenen Wandquerschnitts A_{red} kann anhand Bild 4-71 ermittelt werden. Sie ergibt sich zu $A_{\text{red}} = 3 \cdot c = 1,53 \text{ m}^2$ (c gemäß Bild 4-71). Damit ergibt sich die am Querschnittsrand auftretende maximale Druckspannung von

$$\text{vorh. } \sigma_D = \frac{2 \cdot N}{A_{\text{red}}} = 1,22 \text{ MN/m}^2$$

Nach DIN 4149 (2005), Abschnitt 11.7.3 (2) darf beim vereinfachten Verfahren die zulässige Spannung um 50 % erhöht werden. Demnach ergibt sich unter Berücksichtigung des Abminderungsfaktors k nach DIN 1053-1 (1996) eine maximale zulässige Spannung von

$$\text{zul. } \sigma_D = 1,5 \cdot k \cdot \sigma_0 = 1,5 \cdot 0,825 \cdot 1,9 = 2,35 \text{ MN/m}^2 > \text{vorh. } \sigma_D$$

mit

$$k = \min \begin{cases} k_1 \cdot k_2 \\ k_1 \cdot k_3 \end{cases} = 0,83$$

- k1: berücksichtigt unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte bei Wänden und „kurzen Wänden“ $\Rightarrow k_1 = 1$,
- k2: berücksichtigt die Traglastminderung bei Knickgefahr; hier: dreiseitig gehaltene Wand, $h_k/d < 10 \Rightarrow k_2 = 1$,
- k3: berücksichtigt die Traglastminderung durch den Deckendrehwinkel bei Endauflagerung; hier: $k_3 = 0,825$.

Damit ist die zulässige Druckspannung größer als maximal auftretende Druckspannung.

Die Schubspannungen können nur über den überdrückten Querschnittsbereich übertragen werden. Die maximale Schubkraft ergibt sich zu:

$$\tau = c \cdot \frac{Q}{A_{\text{red}}} = 0,22 \text{ MN/m}^2$$

wobei c die Verteilung der Schubspannungen über den Querschnitt berücksichtigt und in der DIN 1053-1 (1996) abhängig vom Seitenverhältnis der Wand geregelt ist. Die maximal aufnehmbare Schubkraft ergibt sich nach DIN 1053-1 (1996) zu:

$$\begin{aligned} \text{zul. } \tau &= 1,5 \cdot (\sigma_{\text{oHS}} + 0,2 \cdot \sigma_{\text{Dm}}) = 1,5 \cdot 0,21 = 0,31 \text{ MN/m}^2 \\ &< 1,5 \cdot (0,012 \cdot \beta_{\text{Nst}}) &= 0,36 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

mit

σ_{oHS} : abgeminderte Haftscherfestigkeit

σ_{Dm} : mittlere Druckspannung

β_{Nst} : Nennwert der Steifigkeit

Da die zulässigen Spannungen im Lastfall Erdbeben um 50 % erhöht werden dürfen, ist der Schubspannungsnachweis erbracht:

$$\text{vorh. } \tau = 0,36 \text{ MN/m}^2 < \text{zul. } \tau = 0,47 \text{ MN/m}^2$$

Nachzuweisen ist nun noch, ob die Wandbereiche zwischen den Öffnungen (Verdübelungssturz) die dort wirkenden Schubkräfte aufnehmen können. Da es sich dabei um einzelne Bauteilnachweise handelt, muss das genauere Verfahren nach DIN 1053-1 (1996) angewendet werden.

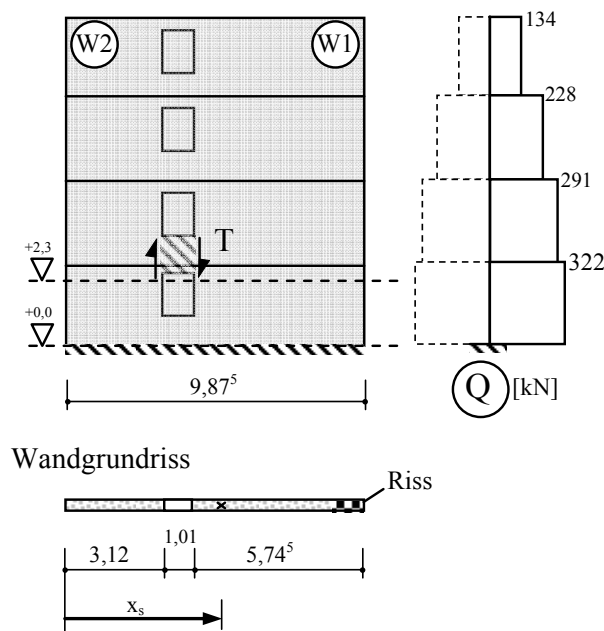


Bild 4-72 Nachweis des Verdübelungssturzes mit dem genaueren Verfahren

Die maximale Schubkraft T tritt im untersten Verdübelungssturz (in Bild 4-72 schraffiert gekennzeichnet) auf. Sie kann wie folgt berechnet werden (Markmann, 1998):

$$T = \tau \cdot h \cdot d$$

mit

$$\tau = Q \cdot \frac{S}{I \cdot d}$$

wobei S das statische Moment, I das Flächenträgheitsmoment, h die Stockwerkshöhe und d die Wanddicke ist. Im Bild 4-72 ist der Querkraftverlauf über die Gebäudehöhe eingezeichnet. Die für den untersten Verdübelungssturz angesetzte Querkraft wird hier als Mittelwert der Querkraft des oberen und unteren Geschosses angenommen, so dass sich eine Querkraft $Q = (291 + 322) / 2 = 307$ kN ergibt. Bei der Berechnung der Querschnitseigenschaften ist nur der ungerissene, zusammengesetzter Querschnittsbereich zu berücksichtigen. Die Länge der klaffenden Fuge lässt sich über die vorhandene Ausmitte genau so berechnen, wie es schon anhand Bild 4-71 durchgeführt worden ist. Es ergibt sich eine Länge der klaffenden Fuge von 1,14 m. Der Schwerpunkt des überdrückten Querschnittsbereichs liegt bei $x_s = 3,94$ m (x_s gemäß Bild 4-72). Das Flächenträgheitsmoment ergibt sich zu $I = 9,81$ m⁴, und das statische Moment beträgt am Anfang des Verdübelungssturzes (Bild 4-72)

$$S = 3,12 \cdot 0,24 \cdot (3,94 - 3,12/2) = 232 \text{ kN/m}^2.$$

Die resultierende Schubkraft von

$$\tau = 307 \cdot \frac{1,78}{9,8 \cdot 0,24} = 232 \text{ kN/m}^2$$

und einer daraus sich ergebenden Schubspannung von

$$\tau = 232 \cdot 0,24 \cdot 2,7 = 150 \text{ kN}$$

wird proportional zur Schubsteifigkeit der Betondecke und des Mauerwerks im Verhältnis von

$$\frac{GA_{\text{Betondecke}}}{GA_{\text{Mauerwerk}}} = \frac{3}{1}$$

aufgeteilt. Damit ergibt sich eine maximale Spannung im Mauerwerk des Verdübelungssturzes von

$$\tau = \gamma \cdot \frac{37,5}{1,0 \cdot 0,24} = \gamma \cdot 15,6 \text{ kN/m}^2 = \gamma \cdot 0,156 \text{ MN/m}^2,$$

wobei γ der Sicherheitsbeiwert ist. Zur Berechnung der maximal zulässigen Schubspannung werden die beiden möglichen Versagensformen „Reibungsversagen der Lagerfuge“ und „Schubversagen des Steins“ berücksichtigt.

$$\begin{aligned} \text{zul. } \tau &= \beta_{\text{RHS}} + 0,4 \cdot \sigma = 0,18 \text{ MN/m}^2 \text{ (Lagerfuge)} \\ &< 0,45 \cdot \beta_{\text{RZ}} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma}{\beta_{\text{RZ}}}} = 0,30 \text{ MN/m}^2 \text{ (Stein)} \end{aligned}$$

mit

σ : Druckspannung (hier 0),

β_{RHS} : Rechenwert der abgeminderten Haftscherfestigkeit,

β_{RZ} : Rechenwert der Steinzugfestigkeit.

In diesem Fall wird trotz der Berücksichtigung eines reduzierten Sicherheitsbeiwertes nach DIN 4149 (2005), Abschnitt 11.7.3, von $\gamma = 1,33$ der Nachweis nicht erbracht.

$$\text{zul. } \tau = 0,18 \text{ MN/m}^2 > 1,33 \cdot 0,156 = 0,21 \text{ MN/m}^2$$

Die geringfügige Überschreitung deutet darauf hin, dass bei starken Beben mit Kreuzrissen in den Verdübelungsstürzen zu rechnen ist. Um diese zu vermeiden, sind weitere konstruktive Maßnahmen vorzunehmen.

4.2.4.6 Anmerkungen zur Bemessung von Mauerwerksbauten nach DIN 4149:2005

Die Gegenüberstellung der beiden Beispiele im Bereich des Mauerwerksbau (Abschnitt 4.2.3 und 4.2.4) lässt folgende Schlussfolgerungen zu: Die konstruktiven Regeln sind sehr einfach anwendbar und nutzen die Tragfähigkeitsreserven sehr gut aus. Bei einem rechnerischen Nachweis wird man aufgrund der höheren Erdbebenbeanspruchungen in vielen Fällen darauf angewiesen sein, die Tragfähigkeitsreserven von Mauerwerk auszunutzen, um die Standsicherheit nachzuweisen. In diesen Fällen kommt es auf ein realitätsnahes statisches Ersatzsystem an. Verbindungselemente wie kurze Riegel oder schmale Wandquerschnitte sind besonders belastet und deshalb nachzuweisen. In Gebieten der Erdbebenzonen 2 und 3 sind Mauerwerksgebäude nur dann nachweisbar, wenn diese eine ausreichende Schubaussteifung mit einer geeigneten Anordnung von Schubwänden besitzen, da die neue Norm im Vergleich zur alten DIN 4149 (1981) deutlich höhere Anforderungen an Mauerwerksbauten stellt.

In Zukunft werden sicherlich modernere verformungsbasierte Nachweisverfahren zum Einsatz kommen müssen, die die Tragwerksreserven von Mauerwerksbauten realistischer abschätzen und damit besser ausnutzen (Kapitel 6).