

Tech-News 2006/02 Folge 2 Fachgebiet: Stahlbeton

von Dr.-Ing. F.-H. Schlüter
Prüfingenieur für Baustatik VPI
und
Dipl.-Ing. H. Cüppers
Ingenieure im Bauwesen GbR (ehem. Prof. Eibl + Partner GbR)
Stephanienstr. 102, 76133 Karlsruhe
e-mail: fh.schluefer@iibw.de www.iibw.de

Berechnungsbeispiel Stahlbeton:

Erdbebenauslegung eines mehrgeschossigen Bürogebäudes nach DIN 4149:2005-04

Ein mehrgeschossiges Bürogebäude aus Stahlbeton ist für den Lastfall Erdbeben auszulegen. Im folgenden sollen die wesentlichen Berechnungsschritte nach DIN 4149:2005-04 bzw. DIN 1045-1:2001-07 aufgezeigt werden. Im Beispiel werden zwei Gebäudevarianten mit $n = 5$ und $n = 10$ Geschossen bzw. mit 16.0 m und 32.0 m Systemhöhe an zwei Standorten in Baden-Württemberg untersucht.

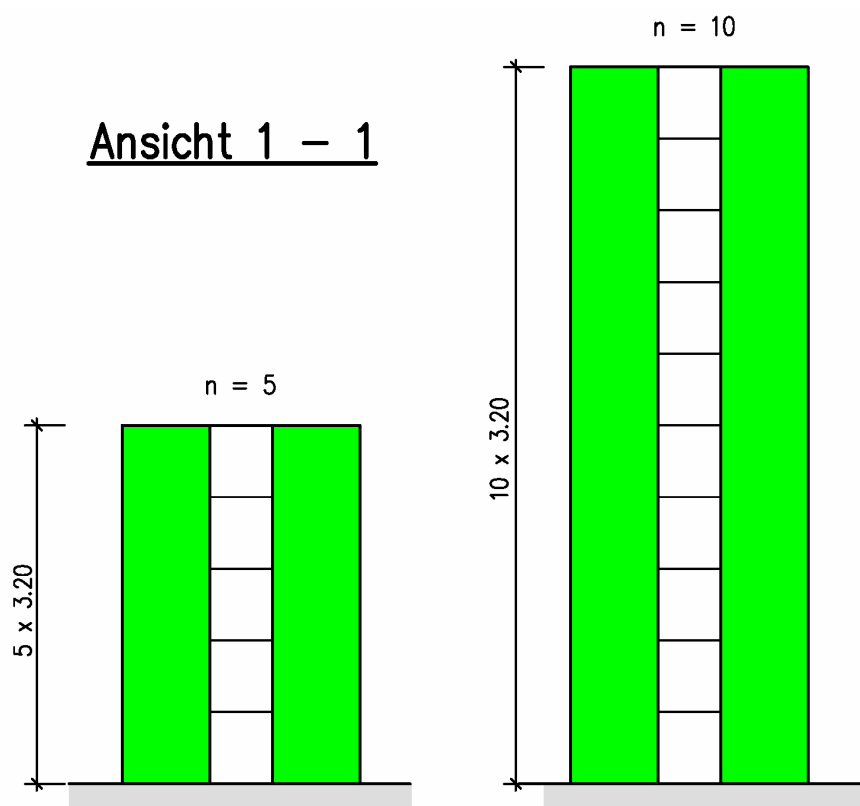


Bild 1: Mehrgeschossiges Bürogebäude – Ansicht

Die tragende Konstruktion des Gebäudes besteht aus Decken, Unterzügen, Stützen und Wandscheiben aus Stahlbeton, die auch die vertikale Lastabtragung übernehmen. Die Abtragung von Horizontallasten soll allein über die Stahlbetonwände erfolgen. Der in Bild 2 dargestellte, einfach symmetrische Grundriss weist Außenabmessungen von 22.40 m und 15.40 m auf. Die Geschosshöhe beträgt 3.20 m. Die Längen der Wandscheiben 1 und 2 betragen 5.40 m und 8.00 m. Die weiteren Systemabmessungen des Bauwerks können Bild 2 entnommen werden. Da das vorliegende Bauwerk regelmäßig in Grundriss und Aufriss ist, darf es für seine Hauptachsen getrennt untersucht werden.

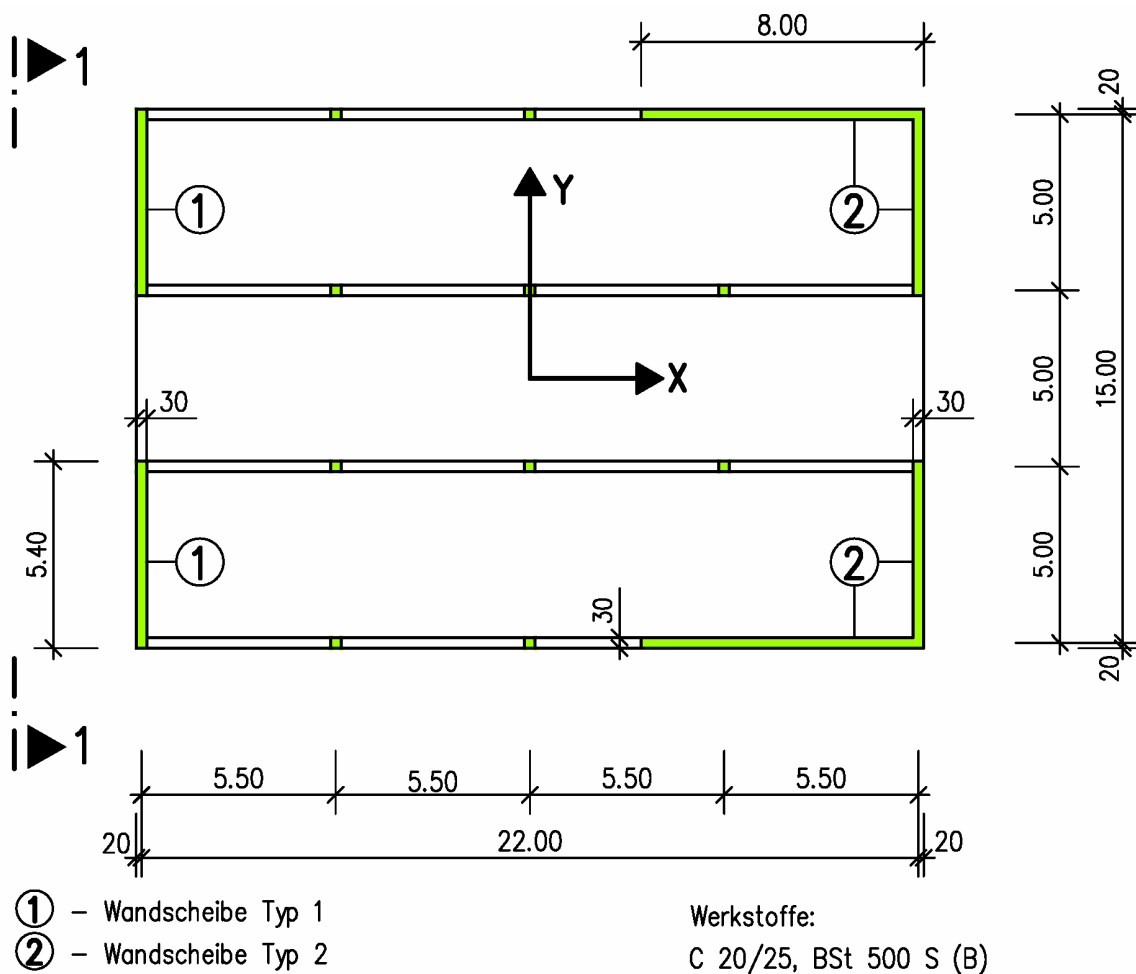


Bild 2: Mehrgeschossiges Wandscheibenbauwerk – Geschossgrundriss

Bauwerksstandort – Erdbebenzone und Grundwerte der Bodenbeschleunigung

Erdbebeneinwirkungen sind in besonderem Maße standortabhängig. Mit der Einordnung eines Standortes in eine Erdbebenzone nach Bild 2 von DIN 4149 wird gleichzeitig der „Bemessungswert der Bodenbeschleunigung“ a_g nach Tabelle 2 von DIN 4149 als Grundwert der Bodenbeschleunigung festgelegt. Im Beispiel werden zwei Standorte in Baden-Württemberg untersucht.

Standort	Erdbebenzone	a_g [m/s^2]
Mannheim	1	0.40
Lörrach	3	0.80

Bauwerksstandort – Untergrundverhältnisse

Die am Bauwerksstandort vorliegenden Untergrundverhältnisse werden nach DIN 4149, Bild 3 und Tabelle 4 durch untergrundabhängige Antwortspektren berücksichtigt. Hierbei werden die geologischen Untergrundklassen R(ock), S(ediment) und T(ransition), durch welche die Untergrundeigenschaften ab 20 m Tiefe erfasst werden sollen und die Baugrundklassen A, B und C, durch welche die Eigenschaften der oberflächennahen Bodenschichten bis in ca. 20 m Tiefe erfasst werden sollen, unterschieden.

Für den Standort Mannheim ist gemäß Bild 3 und Tabelle 4 von DIN 4149 nur die Kombination C-S möglich, in Lörrach (Untergrundklasse R) wären grundsätzlich die Kombinationen A-R, B-R und C-R möglich. Für einen Standort mit der Untergrundklasse T wären die Kombinationen B-T und C-T möglich.

Standort	Baugrund	Baugrundklasse	Untergrundklasse
Mannheim	Lockergestein	C	S
Lörrach	Festgestein	A	R

Bedeutungskategorie des Bauwerks

Je nach Gefährdungspotential (z.B. Anzahl der Personen im Gebäude) und Bedeutung eines Gebäudes für die Allgemeinheit (z.B. Krankenhaus) werden unterschiedliche Anforderungen an die Erdbebensicherung von Bauwerken gestellt. Das vorliegende Bauwerk ist aufgrund seiner Nutzung als Bürogebäude in die Bedeutungskategorie III nach DIN 4149, Tabelle 3 einzuordnen. Mit dieser ist der Bedeutungsbeiwert $\gamma_1 = 1.2$ verknüpft, der in das Antwortspektrum eingeht und dort die Größe der anzusetzenden Beschleunigung linear beeinflusst.

Bürogebäude	Bedeutungskategorie III $\gamma_1 = 1.2$
-------------	--

Falls die Unversehrtheit des Bürogebäudes nach einem Erdbeben von wichtiger Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit wäre, müsste es in die höchste Bedeutungskategorie IV mit einem Bedeutungsbeiwert $\gamma_1 = 1.4$ eingeordnet werden. Unter bestimmten Bedingungen (siehe Abschnitt 7.1 der Norm) dürfen rechnerische Standsicherheitsnachweise für Bauwerke der Bedeutungskategorien I und II in allen Erdbebenzonen und für Bauwerke der Bedeutungskategorie III in Erdbebenzone I entfallen. Die Standsicherheit von Bauwerken der höchsten Bedeutungskategorie IV muss in jedem Fall rechnerisch nachgewiesen werden.

Verwendete Werkstoffe

Für die Untersuchung des Bauwerks nach DIN 4149 wird Beton der Güte C 20/25 (dies entspricht der Mindestgüte für Stahlbetontragwerke der Duktilitätsklasse 2) und Bewehrungsstahl BSt 500 S-B („Typ B“ = hochduktiler Bewehrungsstahl) gemäß DIN 1045-1 angenommen. Der Elastizitätsmodul von C 20/25 beträgt 24.900 MN/m^2 .

Hinweise:

1. *Der Rechenwert des Elastizitätsmoduls für Beton C20/25 wurde in DIN 1045-1 zwischenzeitlich von 28.800 MN/m^2 (Tangentenmodul) auf 24.900 MN/m^2 (Sekantenmodul) korrigiert.*
2. *Der bislang übliche Stabstahl BSt 500 S erfüllt normalerweise die Anforderungen an „hochduktilen Stahl“ (Typ B). Der bisherige Mattenstahl BSt 500 M jedoch nicht; hier sind „warme“ Matten BSt 500 MW zu verwenden.*

Mitwirkende Massen

Für die Erdbebenuntersuchung von Gebäuden sind die sich an den Schwingungen beteiligenden Massen aus Eigenlasten, wahrscheinlich vorhandenen Nutzlasten und Schneelasten abzuschätzen. Bei der Ermittlung dieser mitwirkenden Massen nach DIN 4149 ist die Summe aller ständigen Einwirkungen G_{ki} und die Summe aller veränderlichen Einwirkungen Q_{ki} multipliziert mit dem jeweiligen Kombinationsbeiwert ψ_{Ei} anzusetzen.

$$\sum G_{ki} \otimes \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \quad \text{mit} \quad \psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

Für Nutzlasten in Bürogebäuden ergibt sich dieser als Produkt aus dem Beiwert φ nach Tabelle 6 ($\varphi = 1.0$ für das oberste Geschoss und $\varphi = 0.5$ (bei unabhängiger Nutzung) bzw. $\varphi = 0.7$ (bei abhängiger Nutzung) für die anderen Geschosse) und dem Kombinationsbeiwert $\psi_2 = 0.3$ nach DIN 1055-100, Tabelle A.2. Im Beispiel sei unabhängige Nutzung angenommen, d.h. es sind 30% bzw. 15% der maximalen Nutzlast zu berücksichtigen (nach DIN 4149-alt bisher pauschal 0.50 kN/m^2).

Mitwirkende Massen aus Schnee sind nach DIN 4149 bzw. DIN 1055-100 erst bei Standorten über 1000 m NN-Höhe mit $\psi_2 = 0.2$ zu berücksichtigen. (*Hinweis: Gemäß Einföhrungserlass der DIN 4149 – siehe aktuelle Liste der Technischen Baubestimmungen LTB 2005 – ist in Baden-Württemberg wie bisher die halbe Schneelast, d.h. $\psi_E = 0.5$ bei der mitwirkenden Masse zu berücksichtigen!*)

Im Beispiel soll das Eigengewicht der Geschossdecken 6.50 kN/m^2 und das Eigengewicht der Dachdecke 5.75 kN/m^2 betragen; als Verkehrslast in den Büroräumen wären 2.00 kN/m^2 , als Grundwert der Schneelast 0.75 kN/m^2 anzusetzen.

EG Decken:	$22.40\text{m} * 15.40\text{m} * 6.50 \text{ kN/m}^2$	= 2242 kN
EG Stützen:	$10 * 0.40^2 \text{ m}^2 * 3.20\text{m} * 25.0 \text{ kN/m}^3$	= 128 kN
EG Wände:	$(4*5.40 + 2*7.70) \text{ m} * 0.30\text{m} * 3.20\text{m} * 25.0 \text{ kN/m}^3$	= 888 kN
Nutzlast:	$22.40\text{m} * 15.40\text{m} * 2.00\text{kN/m}^2 * (0.50*0.30)$	= 104 kN

Die Gewichtskraft eines Zwischengeschosses wird abgeschätzt zu 3362 kN (336.2 t). Analog wurden für das oberste Geschoss 3466 kN und für die Dachdecke 2622 kN ermittelt. Im Beispiel wird vereinfachend für alle Geschosse mit gleicher Geschossmasse gerechnet.

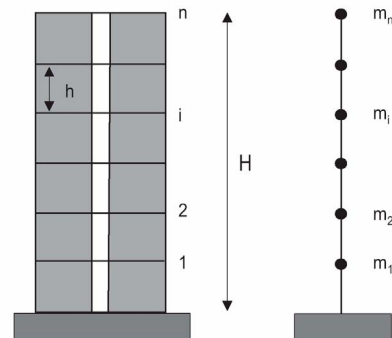
Wirksame Geschossmasse	$m = 336.2 \text{ t}$
------------------------	-----------------------

Ermittlung der Grundschwingzeiten

Die Untersuchung des vorliegenden Bauwerks lässt sich auf die Untersuchung eines starr in die Gründung eingespannten Biegestabes mit konstanter Steifigkeit und konstanten Geschossmassen zurückführen. Die Grundschwingzeiten T_1 für jede Beanspruchungsrichtung können z.B. mit Hilfe der nachfolgenden Beziehung [Gl.(8.14) aus Müller/Keintzel 1984, Erdbebensicherung von Hochbauten] abgeschätzt werden. Alternativ könnte auch die in DIN 4149:1981-04 angegebene Beziehung verwendet werden (die dort angegebene Formel erlaubt die Berücksichtigung einer elastischen Einspannung). Die zur jeweiligen Grundschwingzeit korrespondierende Eigenfrequenz ergibt sich aus $f_1 = 1/T_1$.

$$T_1 = \frac{2 \pi H^2}{\alpha_1^2} \sqrt{\frac{m}{h \cdot EI}}$$

- H = 16.0 bzw. 32 m Gesamthöhe des Bauwerks
- h = 3.20 m Geschosshöhe
- m = 336.2 * 10³ kg Geschossmasse
- E = 24.900 * 10⁶ N/m² Elastizitätsmodul C 20/25
- $\alpha_1 = 1.71$ für n = 5 Schwingzeitbeiwert bei 5 Geschossen
- $\alpha_1 = 1.78$ für n = 10 Schwingzeitbeiwert bei 10 Geschossen



Zur Bestimmung der Gesamtsteifigkeit EI des Ersatzstabes für Erdbeben in X- oder Y-Richtung sind zunächst die Einzelsteifigkeiten der Wandscheiben 1 und 2 zu ermitteln. Für den Wandscheibentyp 2 wurde dabei vereinfachend mit voller mitwirkender Breite gerechnet (d.h. unabhängig von der Stablänge bzw. Bauwerkshöhe). Es ergibt sich dann:

- $I_{1Y} = 3.94 \text{ m}^4$ I um die X-Achse für EB in Y-Richtung (Querrichtung)
- $I_{2Y} = 9.86 \text{ m}^4$ I um die X-Achse für EB in Y-Richtung (Querrichtung)
- $I_{2X} = 26.11 \text{ m}^4$ I um die Y-Achse für EB in X-Richtung (Längsrichtung)
- $I_{X,Gesamt} = 2 I_{2X} = 52.22 \text{ m}^4$ $I_{X,Gesamt}$ für EB in X-Richtung (Längsrichtung)
- $I_{Y,Gesamt} = 2 I_{1Y} + 2 I_{2Y} = 27.60 \text{ m}^4$ $I_{Y,Gesamt}$ für EB in Y-Richtung (Querrichtung)

	Grundschwingzeit T_1	Grundfrequenz f_1
n = 5 Geschosse	$T_{1X} = 0.156 \text{ s}$	$f_{1X} = 6.40 \text{ Hz}$
	$T_{1Y} = 0.215 \text{ s}$	$f_{1Y} = 4.65 \text{ Hz}$
n = 10 Geschosse	$T_{1X} = 0.577 \text{ s}$	$f_{1X} = 1.73 \text{ Hz}$
	$T_{1Y} = 0.794 \text{ s}$	$f_{1Y} = 1.26 \text{ Hz}$

Duktilitätsklasse und Verhaltensbeiwert q

DIN 4149 erlaubt, der Fähigkeit eines Bauwerks, durch duktiles Verhalten seiner Bauteile Energie zu dissipieren, Rechnung zu tragen. Hierzu ist die Einordnung der lastabtragenden Bauteile in eine bauartspezifische Duktilitätsklasse erforderlich. In dieser ist der Verhaltensbeiwert q zu bestimmen, durch den das elastische Antwortspektrum in das Bemessungsspektrum mit reduzierten Ordinaten überführt wird.

Für Betonbauten der Duktilitätsklasse 1 wird ein pauschaler Verhaltensbeiwert von $q = 1.50$ vorgegeben. Für Betonbauten der Duktilitätsklasse 2 wird in Abhängigkeit vom Tragwerkstyp ein Grundwert des Verhaltensbeiwerts q_0 vorgegeben, der noch mit Faktoren zur Berücksichtigung der Regelmäßigkeit des Tragwerks k_R und der Versagensart bei Tragsystemen mit Wänden k_W zu multiplizieren ist.

$$q = q_0 \cdot k_R \cdot k_W \geq 1.50 \quad \text{mit} \quad \begin{aligned} q_0 &= 3.0 \\ k_R &= 1.0 \\ k_W &= (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 \\ \alpha_0 &= \sum H_{wi} / \sum l_{wi} \end{aligned}$$

Für regelmäßige (d.h. $k_R = 1.0$) Wandsysteme wird nach DIN 4149, Tabelle 9 ein Grundwert von $q_0 = 3.0$ vorgegeben, der noch durch den Beiwert k_W reduziert werden könnte. Der Faktor α_0 drückt dabei das im Bauwerk vorherrschende Verhältnis von Gesamthöhe zu Querschnittslänge der aussteifenden Wände aus. Eine Auswertung der Beziehung zeigt, dass ab Verhältnissen $\alpha_0 \geq 2.0$ (schlanke Wandscheiben) keine Reduktion des Verhaltensbeiwertes mehr erfolgt und bei Verhältnissen $\alpha_0 \leq 0.50$ (gedrungene Wandscheiben) der Mindestwert $q = 1.5$ maßgebend wird. Auch bei Wandscheiben mit mittleren Verhältniswerten kann daher die Wahl der Duktilitätsklasse 2 von Vorteil sein, da sich größere Verhaltensbeiwerte und damit geringere anzusetzende Erdbebeneinwirkungen ergeben.

Für die im Beispiel vorliegenden Verhältnisse α_0 ergeben sich folgende Verhaltensbeiwerte:

Verhaltensbeiwert	Duktilitätsklasse 1	Duktilitätsklasse 2	
n = 5 Geschosse	$q_X = 1.50$	$\alpha_0 = 2.00$	$q_X = 3.00$
	$q_Y = 1.50$	$\alpha_0 = 2.96$	$q_Y = 3.00$
n = 10 Geschosse	$q_X = 1.50$	$\alpha_0 = 4.00$	$q_X = 3.00$
	$q_Y = 1.50$	$\alpha_0 = 5.92$	$q_Y = 3.00$

Bemessungswerte der Beschleunigung

Zur Ermittlung der nach DIN 4149 anzusetzenden Horizontalbeschleunigungen müssen zunächst die Spektralwerte aus den untergrundabhängigen elastischen Antwortspektren bestimmt werden. Diese ergeben sich in Abhängigkeit von der jeweiligen Grundschwingzeit für die hier relevanten, abschnittsweise definierten Bereiche des Antwortspektrums gemäß 5.4.2, Bild 4 und Tabelle 4 von DIN 4149 durch

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot 2.5$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot T_C / T = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot 2.5 \cdot T_C / T$$

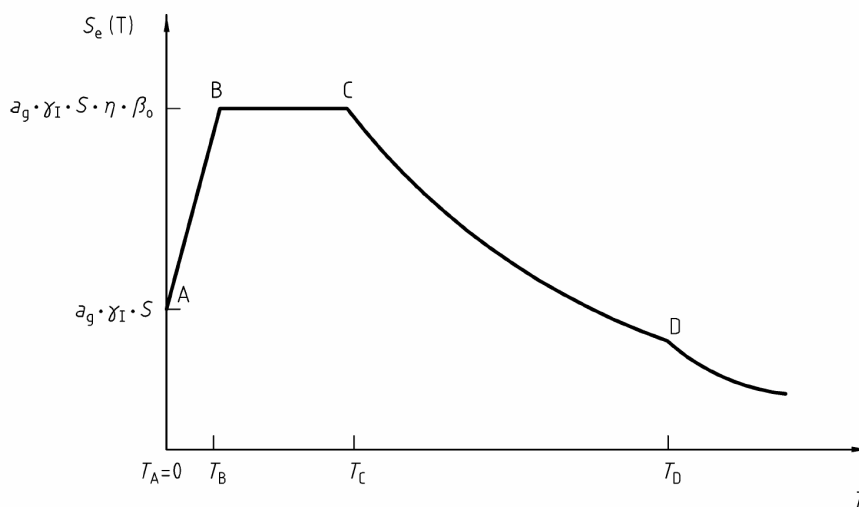


Bild 4 — Elastisches Antwortspektrum

Im Beispiel ergeben sich durch Einsetzen von $\gamma_I = 1.20$, $\eta = 1$, $\beta_0 = 2.5$ und $T_D = 2.0$ s für die vorab ermittelten Grundschwingzeiten

$$T_{1X} = 0.156 \text{ s} \quad \text{bzw.} \quad T_{1Y} = 0.215 \text{ s} \quad \text{für } n = 5 \text{ Geschosse}$$

$$T_{1X} = 0.577 \text{ s} \quad \text{bzw.} \quad T_{1Y} = 0.794 \text{ s} \quad \text{für } n = 10 \text{ Geschosse}$$

die zugehörigen elastischen Spektralwerte in Tabelle 1.

Tabelle 1: „Elastische“ Spektralwerte S_{ex} und S_{ey} in $[m/s^2]$

Standort	a_g	UG	S	T_B	T_C	n = 5		n = 10	
						S_{ex}	S_{ey}	S_{ex}	S_{ey}
Mannheim	0.40	C-S	0.75	0.10	0.50	0.90	0.90	0.78	0.57
Lörrach	0.80	A-R	1.00	0.05	0.20	2.40	2.23	0.83	0.60

Für den Standort Mannheim (Erdbebenzone 1, Untergrundbedingungen C-S) ergibt sich im Beispiel ein Spektrum mit niedrigem ($\max S_e = 0.40 \cdot 1.20 \cdot 0.75 \cdot 2.5 = \mathbf{0.90}$) aber breiten Plateaubereich ($T_C - T_B = 0.50 - 0.10 = 0.40$ s). Für die Gebäudevariante mit 5 Geschossen werden dort wegen T_{1X} bzw. $T_{1Y} > T_B = 0.10$ s aber $< T_C = 0.50$ s die Plateauwerte maßgebend.

Für den Standort Lörrach (Erdbebenzone 3, Untergrundbedingungen A-R) ergibt sich ein Spektrum mit hohem ($\max S_e = 0.80 \cdot 1.20 \cdot 1.00 \cdot 2.5 = \mathbf{2.40}$) aber schmalen Plateaubereich ($T_C - T_B = 0.20 - 0.05 = 0.15$ s). Für die Gebäudevariante mit 5 Geschossen wird dort nur für $T_{1X} = 0.156$ s $> T_B = 0.05$ s aber $< T_C = 0.20$ s der Plateauwert maßgebend.

Für alle anderen Fälle ergeben sich reduzierte Spektralwerte, da man sich mit den zugehörigen Grundschwingzeiten T im abfallenden Kurvenbereich \overline{CD} des Spektrums befindet.

Um die Bemessungswerte der Beschleunigung zu erhalten, müssen die zuvor ermittelten „elastischen“ Spektralwerte noch durch die zugehörigen Verhaltensbeiwerte q (im allgemeinen abhängig von der Duktilitätsklasse, der Anzahl der Geschosse und der Beanspruchungsrichtung) dividiert werden. Im Beispiel ist durch $q = 1.50$ für die Duktilitätsklasse 1 bzw. $q = 3.0$ für die Duktilitätsklasse 2 zu teilen.

Tabelle 2: Bemessungswerte der Beschleunigung S_{dx} und S_{dy} in $[m/s^2]$

Standort	Duktilitätsklasse 1				Duktilitätsklasse 2			
	n = 5		n = 10		n = 5		n = 10	
	S_{dx}	S_{dy}	S_{dx}	S_{dy}	S_{dx}	S_{dy}	S_{dx}	S_{dy}
Mannheim	0.60	0.60	0.52	0.38	0.30	0.30	0.26	0.19
Lörrach	1.60	1.49	0.55	0.40	0.80	0.74	0.28	0.20

In beiden Tabellen ist eine deutliche Abnahme der Spektralwerte von links nach rechts zu erkennen, was auf die anwachsenden Schwingzeiten zurückzuführen ist. In Tabelle 2 führen

- größere Verhaltensbeiwerte für Duktilitätsklasse 2 gegenüber Duktilitätsklasse 1
- größere Schwingzeiten für n=10 Geschosse gegenüber n=5 Geschossen
- größere Schwingzeiten in der weicheren Y-Richtung (Querrichtung) gegenüber der steiferen X-Richtung (Längsrichtung)

zu stärkeren Reduzierungen der elastischen Werte und damit zu geringeren Bemessungswerten der Beschleunigung.

Ermittlung der horizontalen Erdbebenersatzkräfte

Die Ermittlung der horizontalen Erdbebenersatzkräfte darf bei regelmäßig aufgebauten Tragwerken, die gewisse Anforderungen an die Grundschwingzeit erfüllen, nach einem Näherungsverfahren – dem „vereinfachten Antwortspektrenverfahren“ – erfolgen. Gegenüber dem allgemeinen Antwortspektrenverfahren wird dabei nur die erste Eigenform berücksichtigt, da die höheren Eigenformen keinen nennenswerten Beitrag zur Gesamtschwingung liefern. Beim vereinfachten Antwortspektrenverfahren nach DIN 4149 ist zunächst die Gesamterdbebenkraft F_b zu bestimmen, wobei M die Gesamtmasse des Bauwerks und λ ein Korrekturfaktor für die effektive modale Masse in der ersten Eigenform (Grundeigenform) ist.

$$T_1 \leq 4 \cdot T_C \quad (\text{im Beispiel: } \max T_1 = 0.794 \text{ s} < 4 \cdot 0.20 = 0.80 \text{ s})$$

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda$$

$$\lambda = 0.85 \text{ für } T_1 < 2 T_C \text{ und } n > 2 \text{ Geschosse sonst } \lambda = 1.0$$

$$M = n \cdot m_G$$

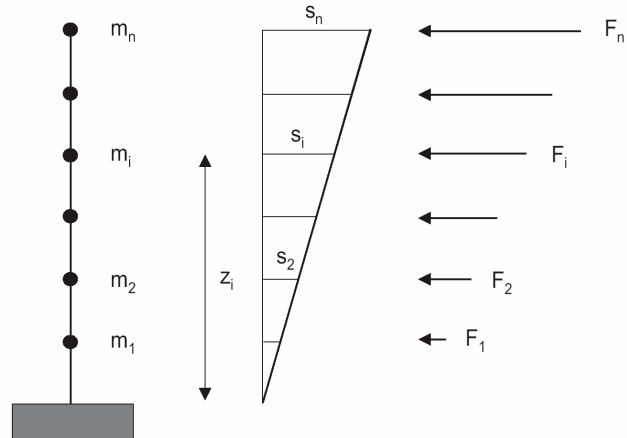
Tabelle 3: Gesamterdbebenkraft F_b in [kN]

		Bauwerk mit n = 5 Geschossen					
				Duktilitätsklasse 1		Duktilitätsklasse 2	
Standort	Richtung	M [t]	λ	S_d	F_b	S_d	F_b
Mannheim	X	1681	0.85	0.60	857.3	0.30	428.7
	Y	1681	0.85	0.60	857.3	0.30	428.7
Lörrach	X	1681	0.85	1.60	2286.2	0.80	1143.1
	Y	1681	0.85	1.49	2129.0	0.74	1057.4
		Bauwerk mit n = 10 Geschossen					
				Duktilitätsklasse 1		Duktilitätsklasse 2	
Standort	Richtung	M [t]	λ	S_d	F_b	S_d	F_b
Mannheim	X	3362	0.85	0.52	1486.0	0.26	743.0
	Y	3362	0.85	0.38	1085.9	0.19	543.0
Lörrach	X	3362	1.00	0.55	1849.1	0.28	941.4
	Y	3362	1.00	0.40	1344.8	0.20	672.4

Für die Verteilung der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Geschosse darf eine über die Höhe linear ansteigende Horizontalverschiebung s_i unterstellt werden, die dann proportional zur Höhe z_i ist. Die in der Höhe z_i der jeweiligen Geschossdecke angreifende Horizontallast F_i ergibt sich dann aus

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

$$= F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$



Die Gesamterdbebenkraft $F_b = \sum F_i$ entspricht gleichzeitig der Querkraft Q_E an der Einspannstelle in die Gründung. Das Einspannmoment in die Gründung ergibt sich aus $M_E = \sum F_i \cdot z_i$.

Für gleiche Geschossmassen m_i und gleiche Geschosshöhen h_i vereinfachen sich die vorstehenden Beziehungen. Mit $z_i = i \cdot h$ ergibt sich

$$F_i = F_b \cdot \left(i / \sum_1^n i \right)$$

$$M_E = F_b \cdot h \cdot \left(\sum_1^n i^2 / \sum_1^n i \right)$$

Im Beispiel ergeben sich die einzelnen Ersatzkräfte bzw. Einspannmomente in die Gründung durch Einsetzen der bereits ermittelten Gesamterdbebenkräfte F_b (siehe Tabelle 3) und der Geschosshöhe $h = 3.20 \text{ m}$. Der Klammerausdruck in der Bestimmungsgleichung für M_E beträgt $55/15$ für $n = 5$ Geschosse und $385/55$ für $n = 10$ Geschosse.

Berücksichtigung von Torsionswirkungen

Da die Steifigkeitsmittelpunkte im allgemeinen nicht mit den Massenmittelpunkten zusammenfallen, führen die geschossweise anzusetzenden Erdbebenersatzkräfte auch zu Torsionsbeanspruchungen der Gebäude. Bei regelmäßig aufgebauten Bauwerken dürfen zur Berücksichtigung dieser Torsionsbeanspruchungen vereinfachte Näherungsverfahren angewendet werden.

Dabei wird nach DIN 4149 vorausgesetzt, dass die Steifigkeitsmittelpunkte und Massenmittelpunkte der einzelnen Geschosse jeweils annähernd vertikal übereinander liegen. Die eigentlich für den Massenmittelpunkt M (Schwerpunkt) ermittelten Horizontallasten dürfen dann im Abstand $\max e$ bzw. $\min e$ vom Steifigkeitsmittelpunkt S (Schubmittelpunkt) angesetzt werden. Das hierdurch entstehende Torsionsmoment M_T ist auf die einzelnen Aussteifungselemente zu verteilen, wobei für jede Wand der ungünstigere der beiden Werte anzusetzen ist.

$$M_i = F_i \cdot \max e = F_i \cdot (e_0 + e_1 + e_2)$$

$$M_i = F_i \cdot \min e = F_i \cdot (0,5 \cdot e_0 - e_1)$$

- e_0 tatsächliche Ausmitte (Abstand zwischen Massen- und Steifigkeitsmittelpunkt)
- e_1 zufällige Ausmitte ($0,05 \cdot L$ bzw. $0,05 \cdot B$, Unsicherheit in Massenverteilung)
- e_2 zusätzliche Ausmitte (Entkopplung der Biege- und Torsionsschwingungen)

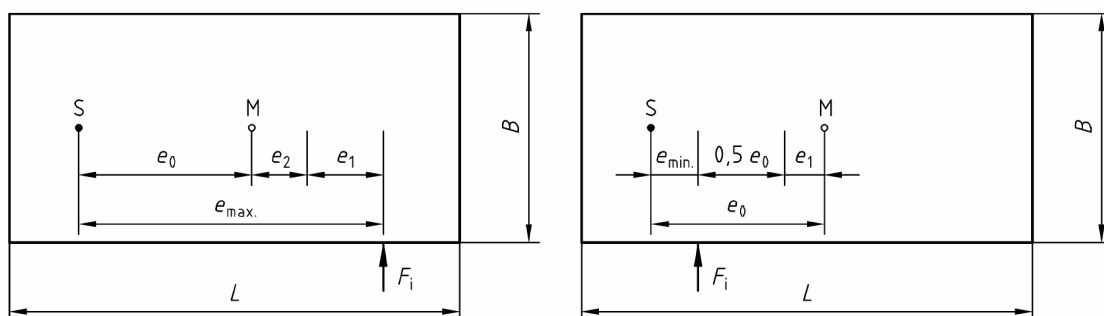


Bild 5 — Bestimmung der Exzentrizitäten der Horizontalkraft F_i

Im Beispiel liegt der Massenmittelpunkt M im Schwerpunkt der Stahlbetondecken. Bei der Bestimmung des Schubmittelpunktes S wurde Wand 2 als zusammenhängender Querschnitt in x- und y-Richtung (mitwirkende Breite) betrachtet und auch das Deviationsmoment I_{xy} berücksichtigt. Für Erdbeben in y-Richtung ergibt sich eine tatsächliche Ausmitte $e_0 = 9,88 \text{ m}$.

Die Bestimmung der zusätzlichen Ausmitte e_2 erfolgte nach Abschnitt 6.2.2.4 von DIN 4149. Bei Erdbeben in x-Richtung werden e_0 und e_2 wegen Symmetrie gleich Null.

Insgesamt ergeben sich für Erdbebeneinwirkungen in x-Richtung (Längsrichtung)

$$\begin{aligned}\max e_Y &= e_0 + e_1 + e_2 = 0 + 0.05 \cdot 15.40 + 0 = 0.77 \text{ m} \\ \min e_Y &= 0.5 \cdot e_0 - e_1 = 0 - 0.05 \cdot 15.40 = -0.77 \text{ m}.\end{aligned}$$

Für Erdbebeneinwirkungen in y-Richtung (Querrichtung) ergeben sich analog

$$\begin{aligned}\max e_X &= e_0 + e_1 + e_2 = 9.88 + 0.05 \cdot 22.40 + 2.03 = 13.03 \text{ m} \\ \min e_X &= 0.5 \cdot e_0 - e_1 = 0.5 \cdot 9.88 - 0.05 \cdot 22.40 = 3.82 \text{ m}.\end{aligned}$$

Alternativ zum hier gewählten Vorgehen, dass im wesentlichen (geänderte Definition von $\min e$) dem Vorgehen in der alten Normenfassung entspricht, können unter Umständen auch pauschale Erhöhungen der Schnittgrößen erfolgen (siehe Abschnitt 6.2.2.4 von DIN 4149). Hierbei sind jedoch Bedingungen bezüglich der Regelmäßigkeit des Bauwerks im Grundriss und im Aufriss zu beachten.

Verteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Aussteifungselemente

Die Verteilung der horizontalen Erdbebenersatzkräfte F_i und die daraus resultierenden Torsionsmomente auf die einzelnen Aussteifungselemente j eines Geschosses erfolgt proportional zu ihrem Anteil an der jeweiligen Gesamtsteifigkeit. In der nachfolgenden Beziehung gilt das positive Vorzeichen, wenn die Strecken e und r_j auf der gleichen Seite des Steifigkeitsmittelpunktes S liegen. Dabei ist der Wert e so zu wählen ($\max e$ oder $\min e$), dass der Klammerausdruck maximal wird (siehe auch Bild 5 aus DIN 4149 auf der vorherigen Seite).

$$F_{ji} = F_i \frac{I_j}{\sum_j I_j} \left(1 \pm \frac{e \cdot r_j}{r^2} \right)$$

$$r^2 = \left(\sum_j I_j \cdot r_j^2 + \sum_k I_k \cdot r_k^2 \right) / \sum_j I_j$$

r_j, r_k Abstände der Wand zum Steifigkeitsmittelpunkt S (*Schubmittelpunkt*)

r Torsionsradius (*Verhältnis der Torsionssteifigkeit zur Horizontalsteifigkeit in der betrachteten Richtung*)

Alternativ kann der auf die einzelne Wand für die jeweilige Beanspruchungsrichtung entfallende Horizontallastanteil auch durch ungünstige Überlagerung der Ergebnisse von Berech-

nungen für zwei Einheitskräfte ($H_x = 1$, $H_y = 1$) und ein Einheitstorsionsmoment ($M_T = 1$) im Schubmittelpunkt und anschließender Berücksichtigung der anzusetzenden Exzentrizitäten bestimmt werden. Dieses Vorgehen wird intern von vielen Rechenprogrammen zur Aufteilung von Horizontallasten („Verteilung von Windlasten“) verwendet. Letztere übernehmen auch die rechnerische Ermittlung der Lage von Massenmittelpunkt und Schubmittelpunkt.

Tabelle 4: *Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Wände – Verteilungszahlen*

Erdbeben in	Wand 1 Hy	Wand 2 Hx	Wand 2 Hy
x-Richtung	0.0094	0.5237	0.1900
y-Richtung	0.3022	0.2265	0.3105

Im Beispiel ergeben sich die in Tabelle 4 dargestellten Verteilungszahlen. Anhand dieser Verteilungszahlen lässt sich die Beteiligung der einzelnen Wand an der horizontalen Lastabtragung ablesen. Aufgrund der Torsionsbeanspruchung resultieren auch Kräfte senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung. Je nach Anteil an der Gesamttorsionssteifigkeit bzw. dem jeweiligen Abstand vom Schubmittelpunkt sind diese unterschiedlich groß.

Bei Erdbeben in x-Richtung (Längsrichtung) muss Wand 2 rechnerisch 52.37% der Horizontalkraft aufnehmen (bei zentrischer Last genau 50%, aufgrund der anzusetzenden Exzentrizität von 5% der Breite folgt jedoch $0.5237/0.50 = 1.047 \approx 1.05$). Die Torsionsbeanspruchung hat hier keinen nennenswerten Einfluss, da das Bauwerk bezüglich der y-Achse symmetrisch ist.

Bei Erdbeben in y-Richtung (Querrichtung) sind die Auswirkungen der größeren Exzentrizitäten auf die Verteilungszahlen zu erkennen. Addiert man die Verteilungszahlen für Hy auf, ergibt sich $2 \cdot 0.3022$ (Wand 1) + $2 \cdot 0.3105$ (Wand 2) = $1.225 > 1.0$, d.h. alle Wände zusammen müssen für 122% der angreifenden Horizontallast ausgelegt werden.

Resultierende Schnittgrößen für Wandscheibe 1 infolge „Erdbeben in y-Richtung“

Bei Kenntnis der geschossweise anzusetzenden Erdbebeneinwirkungen bzw. der resultierenden Gesamtschnittgrößen und der Verteilungszahlen können die anteiligen Schnittgrößen für die einzelnen Wände ermittelt werden. Der Übersichtlichkeit wegen soll im weiteren Verlauf des Beispiels nur noch die Wandscheibe 1 bei „Erdbeben in y-Richtung“ (Querrichtung) betrachtet werden. Mit der zugehörigen Verteilungszahl – nach Tabelle 4 beträgt diese 0.3022, d.h. 30 % der Erdbebeneinwirkungen sind von Wand 1 aufzunehmen – ergeben sich die anteiligen Erdbebenschnittgrößen F_b^* und M_E^* aus den Gesamterdbebenkräften F_b in Tabelle 3. Da die Wand unverändert von der Gründung bis zum Dach durchläuft, ist der maßgebende Querschnitt die Einspannung in die Gründung.

Tabelle 5: *Anteilige Gesamterdbebenkräfte F_b^* in [kN] (=Querkräfte Q_E^*) und Biegemomente M_E^* in [kNm] an der Einspannstelle von Wand 1 infolge „Erdbeben in y-Richtung“*

	Bauwerk mit n = 5 Geschossen					
	q = 1		Duktilitätsklasse 1		Duktilitätsklasse 2	
	F_b^*	M_E^*	F_b^*	M_E^*	F_b^*	M_E^*
Standort						
Mannheim	388.6	4558.3	259.1	3039.2	129.6	1520.2
Lörrach	965.1	11320	643.4	7547.1	319.5	3747.4
	Bauwerk mit n = 10 Geschossen					
	q = 1		Duktilitätsklasse 1		Duktilitätsklasse 2	
	F_b^*	M_E^*	F_b^*	M_E^*	F_b^*	M_E^*
Standort						
Mannheim	492.2	11025	328.2	7351.7	164.1	3675.8
Lörrach	609.6	13655	406.4	9103.4	203.2	4551.7

Nach Abschnitt 7.1 (2) von DIN 4149 ist es erlaubt, die Standsicherheit bei Erdbeben bauartunabhängig mit denjenigen Schnittgrößen nachzuweisen, die sich für einen Verhaltensbeiwert von $q=1$ ergeben – allerdings ergeben sich entsprechend hohe Schnittgrößen. Zum Vergleich wurden auch diese in Tabelle 5 aufgenommen. Die Wahl der Duktilitätsklasse 2 gegenüber der Duktilitätsklasse 1 führt grundsätzlich zu geringeren Erdbebenschnittgrößen, was unmittelbar auf die unterschiedlichen Verhaltensbeiwerte zurückzuführen ist.

Bemessung von Wandscheibe 1 nach DIN 4149 bzw. DIN 1045-1

Da das vorliegende Bauwerk regelmäßig im Grundriss ist und die Horizontallasten ausschließlich über Wände abgetragen werden, ist die ansonsten erforderliche Kombination der Horizontalkomponenten der Erdbebenschnittgrößen E_{dx} und E_{dy} im Beispiel nicht erforderlich. Das vorliegende Bauwerk kann daher für seine Hauptachsen getrennt bemessen werden.

Für die Bestimmung der Bemessungsschnittgrößen E_d in der Erdbebenbemessungssituation sind die Erdbebeneinwirkungen wie folgt mit den anderen Einwirkungen zu kombinieren:

$$E_d = \sum G_{kj} + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} .$$

G_{kj}	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung j (Eigenlasten)
γ_1	Wichtungsfaktor für Erdbebeneinwirkungen ($\gamma_1 = 1.0$)
A_{Ed}	Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung (M_E bzw. Q_E)
ψ_{2i}	Kombinationsbeiwert nach DIN 1055-100:2001-03, Tabelle A.2 (hier: = 0.3)
Q_{ki}	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung i (hier: Nutzlast)

Hinweis: Gemäß Einführungserlass der DIN 4149 – siehe aktuelle Liste der Technischen Baubestimmungen LTB 2005 – ist in Baden-Württemberg wie bisher die halbe Schneelast, d.h. $\psi_2 = 0.5$ bei der Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen zu berücksichtigen!

Im Beispiel sind also die 1.0-fachen Schnittgrößen aus ständigen Lasten mit den 1.0-fachen Schnittgrößen aus Erdbebeneinwirkungen, den 0.3-fachen Schnittgrößen aus Nutzlasten und den 0.5-fachen Schnittgrößen aus Schnee zu kombinieren. Mit diesen Bemessungsschnittgrößen ist die Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen.

Die Nachweise dürfen nach Abschnitt 8.1.3 (3) von DIN 4149 mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_c = 1.5$ und $\gamma_s = 1.15$ für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation (Grundkombination) nach DIN 1045-1:2001-07 erfolgen („normale“ Stahlbetonbemessung). Zur Sicherung einer ausreichenden lokalen und globalen Duktilität sind allerdings je nach Duktilitätsklasse weitere Bedingungen einzuhalten.

a) Nachweis des Tragwiderstandes für Biegung mit Längskraft

Für die Bemessung und die bauliche Durchbildung von Stahlbetonwänden der Duktilitätsklasse 1 gelten im wesentlichen die Festlegungen in DIN 1045-1. In Bauteilen, die zur Abtragung von Einwirkungen aus Erdbeben genutzt werden, muss der verwendete Betonstahl BSt 500

(B) allerdings die Anforderungen an hochduktilen Stähle nach DIN 1045-1 (Typ „B“) erfüllen. Darüber hinaus ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der bezogenen Längskraft $v_d = N_{sd} / (A_c \cdot f_{cd})$ bei Wänden den Grenzwert von $v_d = 0.20$ nicht überschreitet. In den Erdbebenzonen 1 und 2 dürfen die beiden vorstehenden Bedingungen auch entfallen, wenn die Bemessung pauschal für 20% höhere Erdbebeneinwirkungen erfolgt.

Beim Nachweis für die Duktilitätsklasse 2 ist bei den hier vorliegenden schlanken Wänden mit $H_w / l_w \geq 2.0$ die Unsicherheit bezüglich der wirklichen Momentenverteilung über die Höhe der Wand zu berücksichtigen. Hierzu ist die resultierende Zugkraftlinie um die Höhe h_{cr} ($h_{cr} = 3.20$ m für $n = 5$ und $h_{cr} = 5.40$ m für $n = 10$ Geschosse) des kritischen Wandbereiches in vertikaler Richtung nach oben zu verschieben. Da die Druckkraft hierdurch abnimmt, verschiebt sich auch der maßgebende Bemessungsquerschnitt nach oben. Im Beispiel wird dieser

Tabelle 6: *Biegebemessung der Wandscheibe 1 nach DIN 4149 bzw. DIN 1045-1*

Bauwerk mit n = 5 Geschossen					
	min N_d [kN]	M_d [kNm]	erf A_s [cm ²]	Gewählt [cm ²]	
Mannheim	-1320	4558	5.68 ¹⁾	12.56 ²⁾	q = 1
	-1320	3039	0 ¹⁾	12.56 ²⁾	Duktilitätsklasse 1
	-1056	1520	0 ¹⁾	12.56 ²⁾	Duktilitätsklasse 2
Lörrach	-1320	11320	34.04 ⁵⁾	34.50 ⁵⁾	q = 1
	-1320	7547	18.22	22.00 ³⁾	Duktilitätsklasse 1
	-1056	3747	4.75	12.56 ²⁾	Duktilitätsklasse 2
Bauwerk mit n = 10 Geschossen					
	min N_d [kN]	M_d [kNm]	erf A_s [cm ²]	Gewählt [cm ²]	
Mannheim	-2656	11025	21.14	22.00 ³⁾	q = 1
	-2656	7351	5.36 ¹⁾	12.56 ²⁾	Duktilitätsklasse 1
	-2390	3676	0 ¹⁾	12.56 ²⁾	Duktilitätsklasse 2
Lörrach	-2656	13655	32.60	34.50 ⁵⁾	q = 1
	-2656	9103	12.89	18.84 ⁴⁾	Duktilitätsklasse 1
	-2390	4552	0 ¹⁾	12.56 ²⁾	Duktilitätsklasse 2

¹⁾ min $A_s = 12.15$ cm² maßgebend; ²⁾ 4Ø20; ³⁾ 7Ø20; ⁴⁾ 6Ø20 ⁵⁾ 11Ø20

Effekt wird näherungsweise durch Abminderung von $\min N_d$ auf 80% (eine Geschosslast bei $n = 5$ Geschossen) bzw. 90% (eine Geschosslast bei $n = 10$ Geschossen) berücksichtigt. Für die Druckkraft $\min N_d$ wurde bei der Bemessung einer einzelnen Wandscheibe nur aus den auf sie einwirkenden ständigen Lasten abgeschätzt, d.h. ohne Ansatz von Nutzlasten!

Die erforderliche Mindestbewehrung ergibt sich aus Abschnitt 13.7.1 (3) von DIN 1045-1, wonach die Querschnittsfläche der lotrechten Bewehrung mindestens $0.0015 A_c$ betragen muss

$$A_{s,\min}^{\text{tot}} = 0.0015 \cdot 540 \cdot 30 = 24.30 \text{ cm}^2$$

und je zur Hälfte auf die Außenseiten verteilt werden sollte (erf $A_s = 12.15 \text{ cm}^2$ je Seite). Vergleicht man die Bemessungsergebnisse in Tabelle 6, ist deutlich der günstige Einfluss größer werdender Verhaltensbeiwerte auf die resultierende Bewehrungsmenge zu erkennen, so dass hier in der Duktilitätsklasse 2 die Mindestbewehrung maßgebend wird.

b) Nachweis des Tragwiderstandes für Querkraft

Beim Nachweis des Tragwiderstandes für Querkraft ist die Bemessungsquerkraft bei Stahlbetonwänden zu erhöhen, um Biegeversagen vor Schubversagen zu erzwingen. Im Falle der Duktilitätsklasse 1 ist pauschal mit dem Faktor $\varepsilon = 1.5$ zu multiplizieren. Wurde die Duktilitätsklasse 2 gewählt, ist die Querkraft bei schlanken Wänden ($H_w/L_w > 2$) mit dem Faktor $\varepsilon = 1.7$ und bei gedrungenen Wänden ($H_w/L_w < 2$) mit $\varepsilon = 1.3$ zu erhöhen. Im Beispiel ergibt sich für die maximale Querkraft an den untersuchten Standorten – die maximalen Querkräfte $\max Q_E = F_b$ für Wandscheibe 1 können der Tabelle 5 entnommen werden – eine rechnerisch erforderliche Bügelbewehrung von

$$\text{erf } a_{s,\text{bü}} = 4.23 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Da DIN 4149 nur Anforderungen an die Mindestbewehrung in kritischen Bereichen von Bauteilen der Duktilitätsklasse 2 stellt, werden hinsichtlich der Mindestbewehrung die Festlegungen von DIN 1045-1 maßgebend. Die Querschnittsfläche der Querbewehrung von Stahlbetonwänden muss danach mindestens 20% der Querschnittsfläche der lotrechten Bewehrung betragen. In Abstimmung mit der Wandflächenbewehrung wurde im vorliegenden Fall eine Querbewehrung von $\varnothing 10/20 = 7.86 \text{ cm}^2/\text{m}$ gewählt.

c) Nachweis der örtlichen Duktilität

Um die bei der Wahl der Duktilitätsklasse 2 vorausgesetzte erhöhte Duktilität auch zu gewährleisten, sind allgemeine Konstruktionsregeln für Verankerungen und Stöße (Abschnitt 8.3.5 von DIN 4149) und besondere Konstruktionsregeln für Balken (8.3.6), Stützen (8.3.7) und Wände (8.3.8) zu beachten.

Insbesondere sind in den kritischen Bereichen von Stahlbetonwänden die örtlichen Duktilitäten durch die Überprüfung der „Wirksamkeit der Umschnürungsbewehrung“ der Randelemente nach Abschnitt 8.3.8.5 nachzuweisen. Dazu ist zunächst die Größe des maßgebenden Randbereiches einer Stahlbetonwand mit Hilfe der kritischen Länge l_c abzuschätzen (siehe Bild 20: l_c kennzeichnet die Länge des Bereiches, in dem beim Erdbeben die kritische Betonstauchung von 3,5 Promille rechnerisch überschritten würde => Gefahr des Abplatzens!).

$$l_c = x_u \cdot (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$$

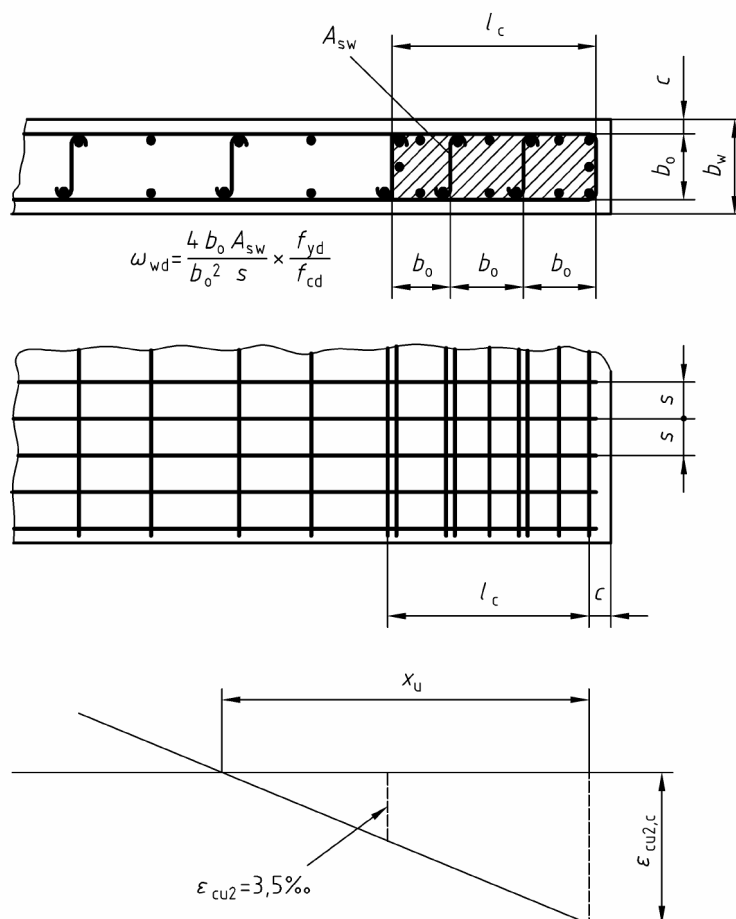


Bild 20 — Umschnürtes Randelement am freien Rand einer Wand (unten: Dehnungen bei Grenzkrümmung; oben: Wandquerschnitt)

Dieses Randelement kann dann analog zur Vorgehensweise bei Stützen behandelt werden. Der Nachweis ist mit der effektiven Normalkraft, die sich aus der Gesamtlängskraft und dem bezogenen Biegemoment der Wand zusammensetzt, zu führen. Bei Vorgabe des Bügelabstandes s kann schließlich der auf das Volumen bezogene erforderliche mechanische Bewehrungsgrad ω_{wd} (siehe Bild 20) ermittelt werden, der die Beziehung nach Abschnitt 8.3.8.5 der Norm erfüllen muss; gegebenenfalls ist der Stabdurchmesser der Bügel zu erhöhen oder ihr Abstand zu verringern.

Die für die Bewehrung von Stützen angegebenen Anforderungen und Regelungen gelten nach Abschnitt 8.3.8.5 (4) von DIN 4149 auch für die umschnürten Randzonen der kritischen Bereiche von Stahlbetonwänden der Duktilitätsklasse 2. Im kritischen Bereich darf dann der Bewehrungsgrad der Längsbewehrung nicht kleiner als 1% und nicht größer als 4% sein, wodurch im vorliegenden Fall eine Mindestbewehrung von

$$A_{s,\min}^{tot} = 0.01 \cdot 100 \cdot 30 = 30.0 \text{ cm}^2 \quad (\text{z.B. } 10\text{Ø}20 = 31.40 \text{ cm}^2)$$

resultiert, die auf $l_C = \text{ca. } 1.0 \text{ m}$ zu verteilen ist. Weiterhin darf der Abstand der Längsstäbe, die durch Umschnürungsbügel oder Haken gehalten werden, 250 mm nicht überschreiten, was zusätzliche Bügel oder Haken erforderlich macht, um mittlere Stäbe einfassen zu können. Die Umschnürungsbügel müssen mindestens 6 mm stark sein; ihr Abstand darf hier höchstens $b_0/2 = 250/2 = 125 \text{ mm}$ betragen.

Im Beispiel wurde die kritische Länge zu

$$l_C \approx 1.0 \text{ m} > \min l_C = 0.15 \cdot l_w = 0.81 \text{ m} \quad (l_w = 5.40 \text{ m Länge Wand 1)}$$

angenommen. Für den Standort Lörrach mit der stärksten Beanspruchung wurde eine erforderliche Umschnürungsbewehrung von Bü Ø10/10 bei $n = 5$ Geschossen und von Bü Ø12/10 bei $n = 10$ Geschossen gewählt, die über die kritische Höhe $h_{cr} = 3.20 \text{ m}$ bzw. $h_{cr} = 5.40 \text{ m}$ der Stahlbetonwand anzuordnen ist.

Resultierende Schnittgrößen für Wandscheibe 1 infolge „Wind in y-Richtung“

Um einen Eindruck davon zu gewinnen, ab wann die für den Lastfall „Erdbeben in y-Richtung“ ermittelten Schnittgrößen maßgebend für die Bemessung der Wandscheibe 1 werden, wurden zum Vergleich die resultierenden Windlasten nach EDIN 1055-4:2001-03 für das vorliegende Bauwerk bestimmt. Vereinfachend wurde auch hier angenommen, dass 30% der Gesamtwindlast von Wand 1 aufzunehmen sind.

Tabelle 7: Anteilige Querkräfte und Biegemomente an der Einspannstelle von Wand 1 in [kN] bzw. in [kNm] infolge „Wind in y-Richtung“

	W_y [kN]	$Q_{y,1}^*$ [kN]	M_x [kNm]	$M_{x,1}^*$ [kNm]
n=5 Geschosse	364.8	109.4	3242.8	972.8
n=10 Geschosse	858.3	257.5	14698.0	4409.4

Bei einem Vergleich der Schnittgrößen aus Wind mit denen aus dem Lastfall „Erdbeben in y-Richtung“ ist zu beachten, dass diese vor einer Bemessung mit unterschiedlichen Sicherheitsfaktoren zu versehen sind! Bei einer Bemessung für Windlasten ist von der Grundkombination der Schnittgrößen auszugehen, um die Bemessungsschnittgröße E_d für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu bestimmen. Die unabhängigen veränderlichen Einwirkungen sind dabei durch die Kombination ihrer ungünstigen charakteristischen Werte zusammenzufassen.

$$E_d = \gamma_G \cdot E_{Gk} + 1.50 \cdot E_{Q,unf} \quad \text{mit} \quad E_{Q,unf} = E_{Qk,1} + \psi_{0,Q} \cdot \sum_{i>1(unf)} E_{Qk,i} .$$

γ_G Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen (1.35 bzw. 1.00)

E_{Gk} charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung

$E_{Q,unf}$ Kombination der unabhängigen veränderlichen Einwirkungen

$E_{Q,1}$ vorherrschende unabhängige veränderliche Auswirkung (max. bzw. min)

$\psi_{0,Q}$ bauwerksbezogener Größtwert ψ_0 nach DIN 1055-100:2001-03, Tabelle A.2

Im Beispiel ergibt sich die maßgebende Kombination aus den 1.0-fachen Schnittgrößen aus ständigen Lasten und den **1.5-fachen** Schnittgrößen aus Windeinwirkungen. Für die Bemessung des Gebäudes mit n=10 Geschossen wäre daher teilweise der Lastfall Wind maßgebend (max $M = 1.5 \cdot 4409 = 6614$ kNm > 3747 kNm (Mannheim, DK 2) bzw. > 4552 kNm (Lörach, DK 2).

Zusammenfassung

Anhand eines mehrgeschossigen Bürogebäudes aus Stahlbeton mit 5 bzw. 10 Geschossen wurden die wesentlichen Schritte, die zur Auslegung eines Bauwerks für Erdbebeneinwirkungen nach DIN 4149:2005-04 erforderlich sind, aufgezeigt. Mit Mannheim und Lörrach wurden zwei Standorte in Baden-Württemberg untersucht, die in unterschiedlichen Erdbebenzonen liegen und unterschiedliche Untergrundverhältnisse aufweisen.

Bei der Bemessung der Wandscheiben wurden die Auswirkungen der Wahl der Duktilitätsklassen 1 und 2 aufgezeigt. Angesichts der Bemessungsergebnisse ist deutlich zu erkennen, dass sich bei Wahl der Duktilitätsklasse 2 aufgrund des größeren Verhaltensbeiwertes in allen Fällen geringere Bewehrungsmengen als nach Duktilitätsklasse 1 ergeben. Die für Stahlbetonbauteile der Duktilitätsklasse 2 zusätzlich einzuhaltenen bzw. zu überprüfenden konstruktiven Anforderungen führen allerdings auch zu einem nicht unerheblichen Aufwand, der letztlich dem eingesparten Material gegenübergestellt werden muss. Weiterhin ist zu beachten, dass oftmals Mindestbewehrungen maßgebend werden, so dass deren Definition an Bedeutung gewinnt. Nicht zuletzt sei darauf hingewiesen, dass unter Umständen – insbesondere bei leichten oder hohen Tragwerken – der Lastfall Wind gegenüber dem Lastfall Erdbeben maßgebend werden kann.

Ein einfacher Vergleich von DIN 4149:2005-04 mit der alten Normenfassung (1981-04) ist wegen der zahlreichen grundlegenden Änderungen, insbesondere durch die

- neue Erdbebenzonenkarte mit 3 statt 4 Zonen und veränderter geographischer Ausdehnung der Zonen,
- neuen Grundwerte der Bodenbeschleunigung,
- differenziertere Behandlung der Untergrundbedingungen durch untergrundabhängige Antwortspektren,
- Duktilität und Konzept der Verhaltensbeiwerte und
- das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte in den neuen Baustoffnormen,

nicht möglich. Darüber hinaus hat sich nicht nur DIN 4149 (Erdbebeneinwirkungen), sondern auch zugehörige Normen wie DIN 1055 (Überlagerungsvorschriften) oder die Fachbaunormen wie z.B. DIN 1045-1 (z.B. Mindestbewehrung, Querkraftbemessung) geändert, die sich gegenseitig beeinflussen.