

Bauen von Holzhäusern in Erdbebengebieten Deutschlands

Teil 1: Grundlagen

Prof. Dipl.-Ing. Dieter Steinmetz

Prüfingenieur für Baustatik VPI
ö. b. u. v. Sachverständiger (IHK KA) für
Konstruktiver Ingenieurbau, Holzleimbau
www.sus-ingenieure.de

Dr.-Ing. Peter Knödel, SFI/IWE

ö. b. u. v. Sachverständiger (IHK KA) für
Schweißtechnik – Sonderbauten in Metall
www.peterknoedel.de

Seminar BAU – 05.04.2006

Technische Akademie Südwest e.V.

Schoenstr. 9, Geb. 26, D-67659 Kaiserslautern

www.tas-kl.de

0. Inhalt

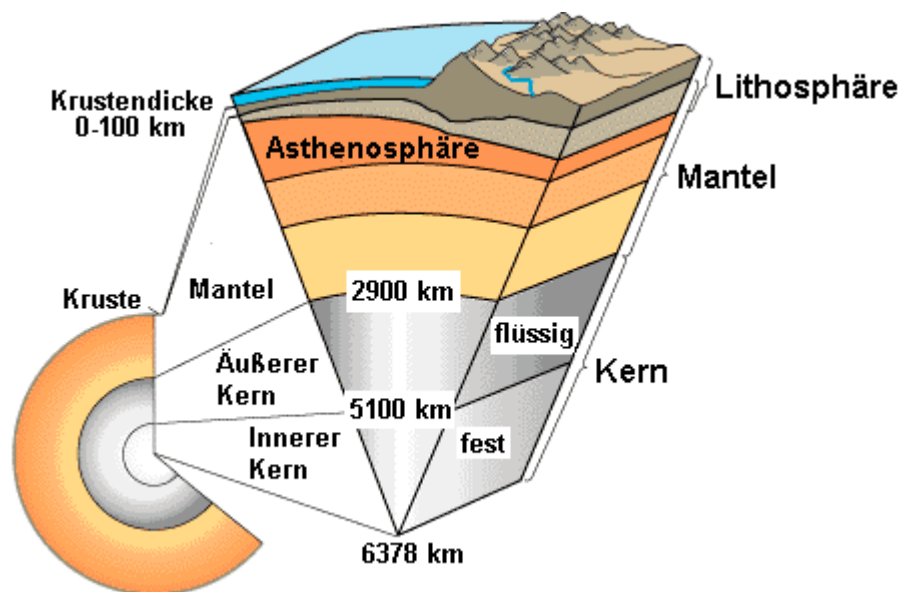
0.	Inhalt	2
1.	Geotechnische Grundlagen	3
1.1	Entstehung von Erdbeben	3
1.2	Typologie von Erdbeben	5
1.3	Stärke von Erdbeben	7
1.4	Historische Erdbeben	8
2.	Baudynamik	9
2.1	Allgemeines	9
2.2	Linearer Kragsschwinger	9
3.	Erdbebenlasten nach DIN 4149:2005	11
4.	Entbehrlichkeit von Nachweisen	17
5.	Anwendungsbeispiel Holzhäuser	19
5.1	Oberer Grenzwert	19
5.2	Unterer Grenzwert	20
6.	Stahlbauteile	21
7.	Literatur	22
7.1	Bauordnungsrecht	22
7.2	Technische Normen, Regelwerke, Richtlinien	23
7.3	Fachliteratur	23
7.4	Weitere Quellen	24

1. Geotechnische Grundlagen

1.1 Entstehung von Erdbeben

Alfred Wegener (1880-1930) veröffentlichte 1912 seine Hypothese der Kontinentalverschiebung, die jedoch erst 1970 von der Fachwelt anerkannt wurde. Die Kontinentalplatten sind demnach 70-100 km dick (zum Teil auch unter 40 km) und schwimmen auf dem „weichen“ Magma.

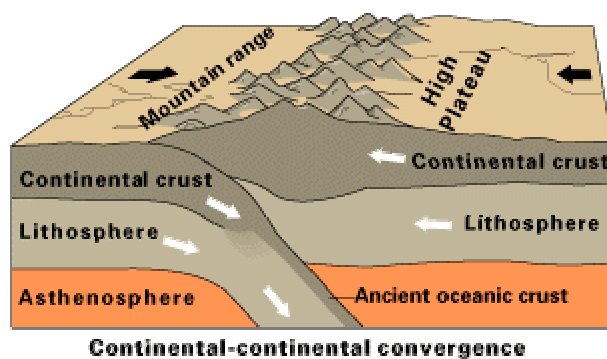
(www.brockhaus.de)



(www.univie.ac.at)

Hinweis: Krustendicke ist unmaßstäblich zu dick dargestellt

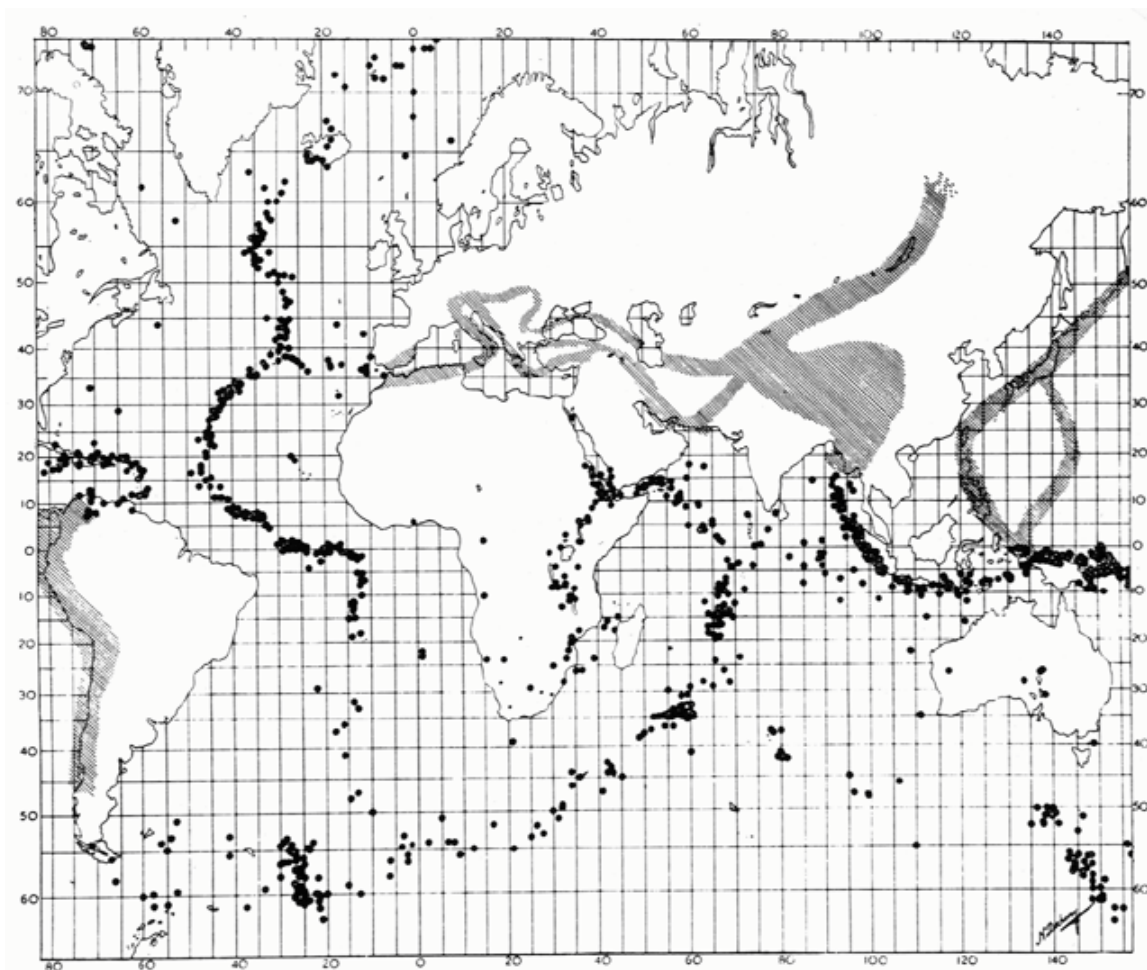
Die Kontinentalplatten bewegen sich mit Geschwindigkeiten von ca. 2,5 bis 15 cm/Jahr (<http://pubs.usgs.gov>). 90 % der Erdbeben entstehen dadurch, daß die Kontinentalplatten aneinander vorbeirutschen oder sich übereinanderschoben (Subduction). (www.brockhaus.de)



Continental-continental convergence

(<http://pubs.usgs.gov>)

Die aktiven Ränder dieser Verschiebungsvorgänge können auf dem Festland oder unter Wasser liegen. Man erkennt sie – und damit auch die Kontur der Kontinentalplatten – auf einer Weltkarte der Erdbebenaktivitäten (Punkte und schraffierte Flächen).



(<http://pubs.usgs.gov>)

Die gezeigte Karte wurde bereits 1954 von dem französischen Erdbebenforscher J.P. Rothé veröffentlicht. (<http://pubs.usgs.gov>)

Wie bei dem Zusammenspiel von Geigenbogen und Saite (oder einer knarrenden Türangel) wird beim Ver- oder Überschieben der Kontinentalplatten in einem Zustand der Haftreibung eine wachsende Spannung aufgebaut, die sich dann ruckartig in einem Zustand der Gleitreibung durch eine Verschiebung „entlädt“, bis wieder ein Zustand der Haftreibung erreicht wird. Diesen Vorgang nennt man „Stick-Slip-Mechanismus“ (siehe z.B. Vielsack 2000, 2001). Der Ruck pflanzt sich wellenartig nach allen Seiten fort – wir bezeichnen diesen Vorgang als Erdbeben.

Die horizontalen Druckspannungen, die in der Erdkruste entstehen, betragen bis zu 33 MPa (Schmeling 2004).

1.2 Typologie von Erdbeben

Nach der unterschiedlichen Fortpflanzungsgeschwindigkeit unterscheidet man (<http://geoweb.zamg.ac.at>, <http://www.erdbeben.ch>)

- Primärwellen, auch P-Wellen genannt
Dies sind Longitudinalwellen, die sich mit einer Geschwindigkeit von bis zu 6000 m/s ausbreiten.
- Sekundärwellen, auch S-Wellen genannt
Dies sind Transversalwellen oder Scherwellen, die sich mit einer Geschwindigkeit von bis zu 3400 m/s ausbreiten.
- Rayleigh-Wellen, auch R-Wellen genannt
Dies sind Oberflächenwellen mit einer elliptischen Bewegung ähnlich Meereswellen mit relativ großen Amplituden, die Ausbreitungsgeschwindigkeit ist noch geringer als die der S-Wellen. Sie wurden 1855 von Rayleigh vorausgesagt, noch bevor man sie meßtechnisch identifizieren konnte.

Das zeitlich versetzte Eintreffen dieser Wellen wird wie folgt beschrieben:

Das Eintreffen einer P-Welle äußert sich meist durch eine plötzliche Erschütterung, der kurz darauf ein Knall und etwas später Scher- und Oberflächenwellen folgen, die schaukelnde Bewegungen verursachen. (<http://www.brockhaus.de>)

Eine Zuordnung der auftretenden Horizontalbeschleunigungen zu verschiedenen Frequenzen ist im folgenden Diagramm wiedergegeben.

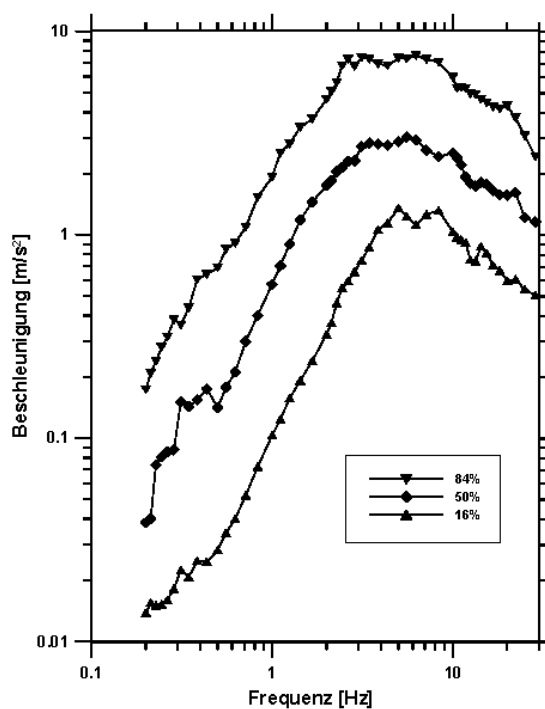


Bild 4: 16%-, 50%- und 84%-Fraktile der Antwortspektren der Horizontalkomponente für den Magnitudenbereich $5.0 \leq M_L \leq 6.0$

(Kaiser 1999)

Das Verhältnis der Vertikal- zur Horizontalbeschleunigung ist im folgenden Diagramm wiedergegeben.

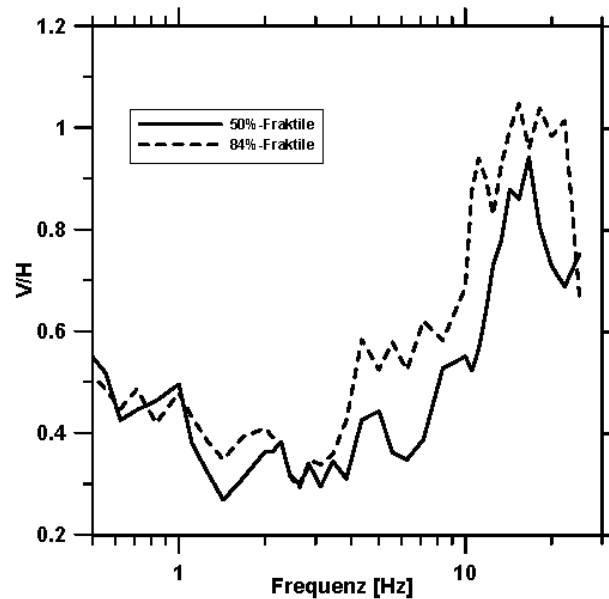


Bild 7: Verhältnis von Vertikal- zu Horizontalkomponente (V/H) der Antwortspektren für den Magnitudenbereich $5.0 \leq M_L \leq 6.0$

(Kaiser 1999)

1.3 Stärke von Erdbeben

Der amerikanische Erdbebenforscher Charles Francis Richter (1900–1985) erfand 1935 die Richterskala als Maß für die Größe („Magnitude“) von seismischen Wellen. (www.infoplease.com)

Die Richter-Magnitude ist der 10er-Logarithmus des Maximalausschlages (gemessen in Mikron, d.h. 1/1000 mm) eines Standard-Seismographen, der in einer Entfernung von 100 km vom Erdbebenzentrum steht. (www.la Almanac.com).

Der Ausschlag eines Standard-Seismographen von 100 mm zeigt daher eine Richter-Magnitude von 5 an, bei einem Erdbeben von „6“ schlägt der Seismograph bereits 1000 mm aus. Die Richterskala ist theoretisch nach oben offen, d.h. beliebig starke Erdbeben können mit ihr beschrieben werden. Es wurden bisher jedoch noch keine Erdbeben registriert, die eine Richter Magnitude von mehr als 9 bis 9,5 erreicht haben.

Da wir leider den Aufbau eines „Standard-Seismographen“ nicht kennen, können wir keinen zahlenmäßigen Zusammenhang herstellen zwischen den physikalischen Größen Amplitude oder Beschleunigung und der Richterskala.

Ein anderes gebräuchliches Maß ist eine ursprünglich von Mercalli festgelegte Skala, die zwischenzeitlich nach den Geophysikern Medwedew, Sponheuer und Karnik auch MSK-Skala genannt wird (www.brockhaus.de). Sie gibt eine Intensität an und beschreibt die Auswirkungen des Erdbebens in 12 festgelegten Stärkegraden I bis XII (ist daher nicht „nach oben offen“). Der Vorteil dieser Intensitätsskala ist, daß damit auch historische Erdbeben eingestuft werden können, für die naturgemäß keine rationalen Angaben zur physikalischen Größe vorliegen.

Inzwischen wird diese Intensitäts-Skala unter dem Begriff EMS-Skala (Europäisch Makroseismische Skala) oder EMS-98 verwendet. Sie liegt auch den Werten in DIN 4149:2005 zugrunde. (www.noezsv.at)

1.4 Historische Erdbeben

Datum	Ort	Stärke	Auswirkung
Mai 526	Antiochien (Syrien)		250.000 Tote
Jan. 1556	Shensi, Kansu (China)		830.000 Tote
18.02.1756	Düren	VIII (ca. 6,4)	Das stärkste bisher in der BRD bekannte Erdbeben
18.04.1906	San Francisco	8,3	2.500 Tote
22.05.1960	Pazifik vor der Küste Chiles	8,6-9,5	Das stärkste bisher gemessene Erdbeben
06.05.1976	Friulia	7,0	1.000 Tote
03.09.1978	Zollerngraben	5,5	„Letztes großes Beben im Zollerngraben“
Dez. 2004	vor der Küste Sumatras		250.000 Tote

2. Baudynamik

2.1 Allgemeines

Eine qualifizierte Erdbebenberechnung geht von einer Fußpunkterregung aus und ermittelt aus einer Zeitverlaufsrechnung die Antwort des Bauwerks. Dies ist nicht nur grundsätzlich aufwändig, sondern auch grundsätzlich mit rechentechnischen Unwägbarkeiten verbunden, da die üblichen Zeitintegrationsverfahren zum Teil nicht stabil sind, zum Teil äußerst kleine Zeitinkremente verlangen, unter Umständen sehr genau eingestellte (modifizierte) Anregefrequenzen verlangen und anderes mehr (Knödel 2004).

Vereinfachend darf die Ersatz-Horizontalbeschleunigung auf die einzelnen Massen des Bauwerks angesetzt werden.

2.2 Linearer Kragsschwinger

Vereinfachend kann das Bauwerk als linearer Schwinger modelliert werden.

Bei eingeschossigen Gebäuden bietet sich eine Modellierung als Einmassenschwinger an. Man konzentriert z.B. die gesamte Deckenmasse des Gebäudes und die halbe Masse der Wände als maßgebend an der Schwingung beteiligte (Gesamt-)Masse m [kg] in der Höhe der Decke und ermittelt die durch Aussteifungswände oder Verbände vorhandene horizontale Verschiebungssteifigkeit c [N/m] der Decke.

Die Eigenfrequenz dieses Schwingers beträgt

$$f = 1/(2\pi) * \sqrt{c/m}$$

Handelt es sich eher um ein mast- oder turmartiges Bauwerk mit konstanter Verteilung von Masse m [kg/m] und Steifigkeit $[E*I]$ entlang der Höhe, so beträgt die Eigenfrequenz

$$f = 0,560 * \sqrt{[E*I / (m * L^4)]}$$

Falls für den Fußpunkt keine starre Einspannung eingenommen werden kann, ist aus den Fundamentabmessungen und den Bodenkenngrößen die (dynamische) Drehfedersteifigkeit c_ϕ [kNm] zu ermitteln. Die aufgrund der Nachgiebigkeit der Einspannung verringerte Eigenfrequenz kann z.B. nach DIN 4133 Anhang A (oder Petersen 1996) ermittelt werden.

Bei mehrgeschossigen Gebäuden verwendet man vorteilhaft das Verfahren von Rayleigh und Morleigh (siehe z.B. Petersen (1988) Abs. 23.3.2 Gl. 87 oder Peil (1993) Abs. 7.2.3.3.2 Gl. 7.2-122).

Man modelliert die mehrstöckigen Aussteifungswände oder Verbände und setzt die Gewichte der Stockwerksmassen in horizontaler Richtung an. Aus der unter diesen Lasten entstehenden Kopfauslenkung $y_{,max}$ [m] ermittelt man (in guter Näherung) die Eigenfrequenz für die Grundschwingung aus

$$f = 1/(2\pi) * \sqrt{g / y_{,max}}$$

mit g als Gravitationskonstante $9,81 \text{ m/s}^2$.

3. Erdbebenlasten nach DIN 4149:2005

Vorbemerkung:

Die nachstehenden Ausführungen können naturgemäß den Inhalt einer technisch anspruchsvollen, 82-seitigen Norm nur in groben Zügen wiedergeben. Im Anwendungsfall ist daher ein eigenes Studium der Norm unbedingt erforderlich.

Die Norm ist in Baden-Württemberg seit November 2005 eingeführt, und ist damit auch in anderen Bundesländern – wenn auch nicht baurechtlich zwingend verbindlich – in jedem Fall als neuerer Stand der Technik anzusehen.

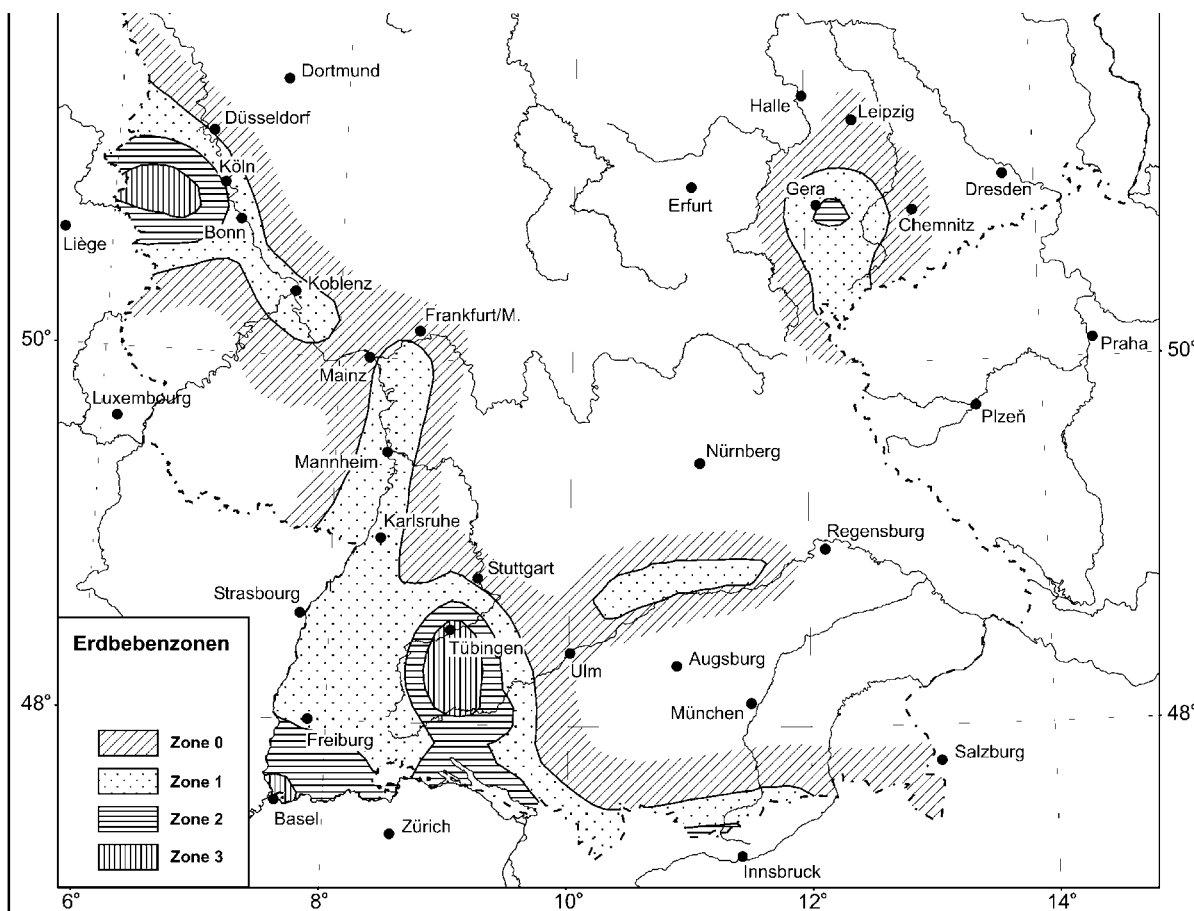
DEUTSCHE NORM		April 2005
	DIN 4149	DIN
ICS 91.120.25	Ersatz für DIN 4149-1:1981-04 und DIN 4149-1/A1:1992-12	
Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten		
Buildings in german earthquake areas – Design loads, analysis and structural design of buildings		
Batiments dans les zones sismiques allemandes – Suppositions de charge, dimensionnement et construction de batiments conventionels		

Die Ermittlung von Erdbebenlasten stützt sich auf Erdbebenzonen (siehe nächste Seite), denen bestimmte Intensitäten der Mercalli- bzw. EMS-Skala zugeordnet sind.

Tabelle 2 — Zuordnung von Intensitätsintervallen und Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung zu den Erdbebenezonen

Erdbebenzone	Intensitätsintervalle	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_b m/s ²
0	$6 \leq I < 6,5$	—
1	$6,5 \leq I < 7$	0,4
2	$7 \leq I < 7,5$	0,6
3	$7,5 \leq I$	0,8

EMS siehe Seite 7



Weitere geotechnische Einflußgrößen sind die Geologischen Untergrundklassen

5.2.2 Geologische Untergrundklassen

(1) Es wird zwischen den folgenden geologischen Untergrundklassen (Begriff siehe 3.8) unterschieden:

— **Untergrundklasse R**

Gebiete mit felsartigem Gesteinsuntergrund.

— **Untergrundklasse T**

Übergangsbereiche zwischen den Gebieten der Untergrundklasse R und der Untergrundklasse S sowie Gebiete relativ flachgründiger Sedimentbecken.

— **Untergrundklasse S**

Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung.

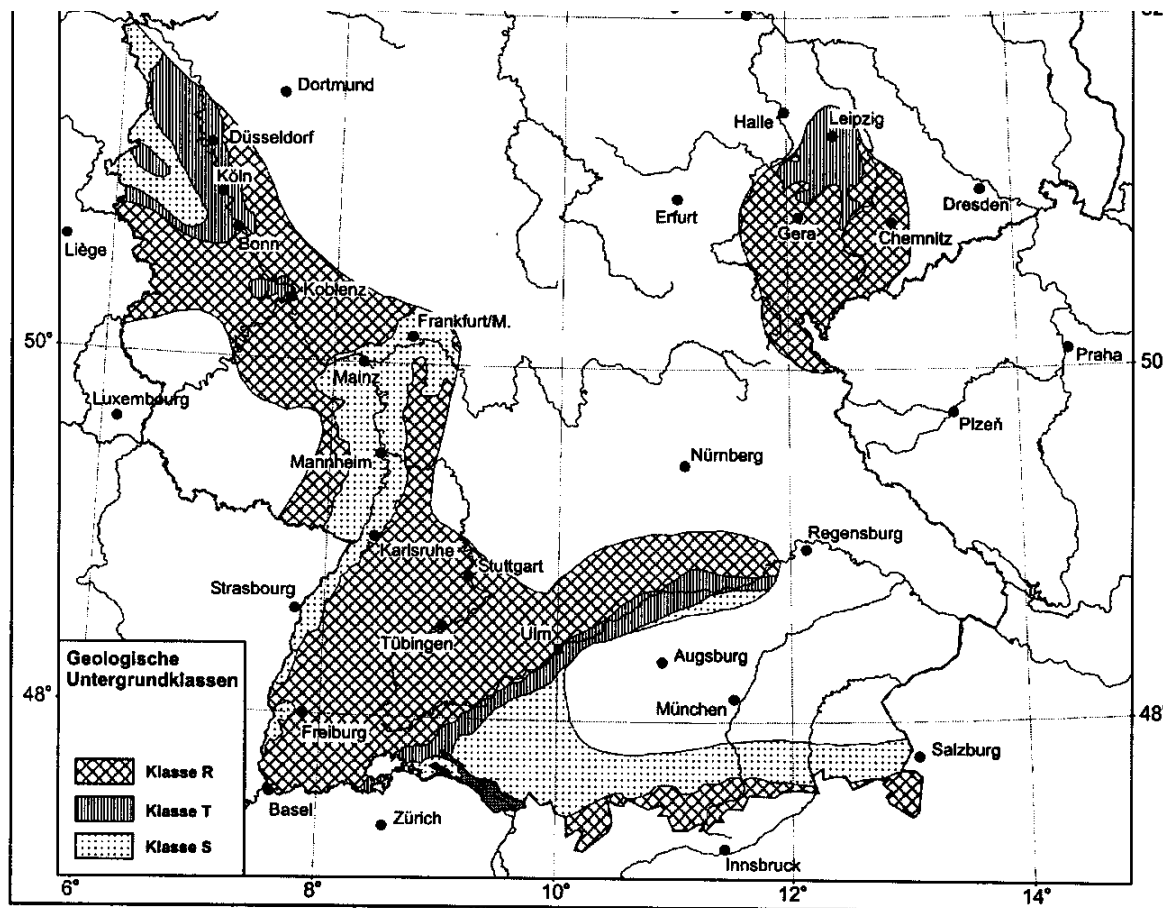


Bild 3 — Geologische Untergrundklassen in den Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland

sowie die Baugrundklassen

5.2.3 Baugrundklassen

(1) Der Baugrundbegriff (siehe 3.7) wird nach folgenden Baugrundklassen unterschieden:

— **Baugrundklasse A**

Unverwitterte (bergfrische) Festgesteine mit hoher Festigkeit.

Dominierende Scherwellengeschwindigkeiten liegen höher als etwa 800 m/s.

— **Baugrundklasse B**

Mäßig verwitterte Festgesteine bzw. Festgesteine mit geringerer Festigkeit

oder

grobkörnige (rollige) bzw. gemischtkörnige Lockergesteine mit hohen Reibungseigenschaften in dichter Lagerung bzw. in fester Konsistenz (z. B. glazial vorbelastete Lockergesteine).

Dominierende Scherwellengeschwindigkeiten liegen etwa zwischen 350 m/s und 800 m/s.

— **Baugrundklasse C**

Stark bis völlig verwitterte Festgesteine

oder

grobkörnige (rollige) bzw. gemischtkörnige Lockergesteine in mitteldichter Lagerung bzw. in mindestens steifer Konsistenz

oder

feinkörnige (bindige) Lockergesteine in mindestens steifer Konsistenz.

Dominierende Scherwellengeschwindigkeiten liegen etwa zwischen 150 m/s und 350 m/s.

Dann ist das Gebäude in eine Bedeutungskategorie einzustufen, aus der sich ein Bedeutungsbeiwert ergibt.

Tabelle 3 — Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte für Hochbauten

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Bedeutungsbeiwert <i>n</i> — <i>Index I</i>
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z. B. landwirtschaftliche Bauten usw.	0,8
II	Gewöhnliche Bauten, die nicht zu den anderen Kategorien gehören, z. B. Wohngebäude	1,0
III	Bauwerke, deren Widerstandsfähigkeit gegen Erdbeben im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen wichtig ist, z. B. große Wohnanlagen, Verwaltungsgebäude, Schulen, Versammlungshallen, kulturelle Einrichtungen, Kaufhäuser usw.	1,2
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit im Erdbebenfall von Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit ist, z. B. Krankenhäuser, wichtige Einrichtungen des Katastrophenschutzes und der Sicherheitskräfte, Feuerwehnhäuser usw.	1,4

Ein „Verhaltensbeiwert“ (der später im Nenner steht) beschreibt die Antwort des Bauwerkes auf die Erdstöße. Er ist daher von Material und statischem System sowie der Gliederung des Bauwerks abhängig.

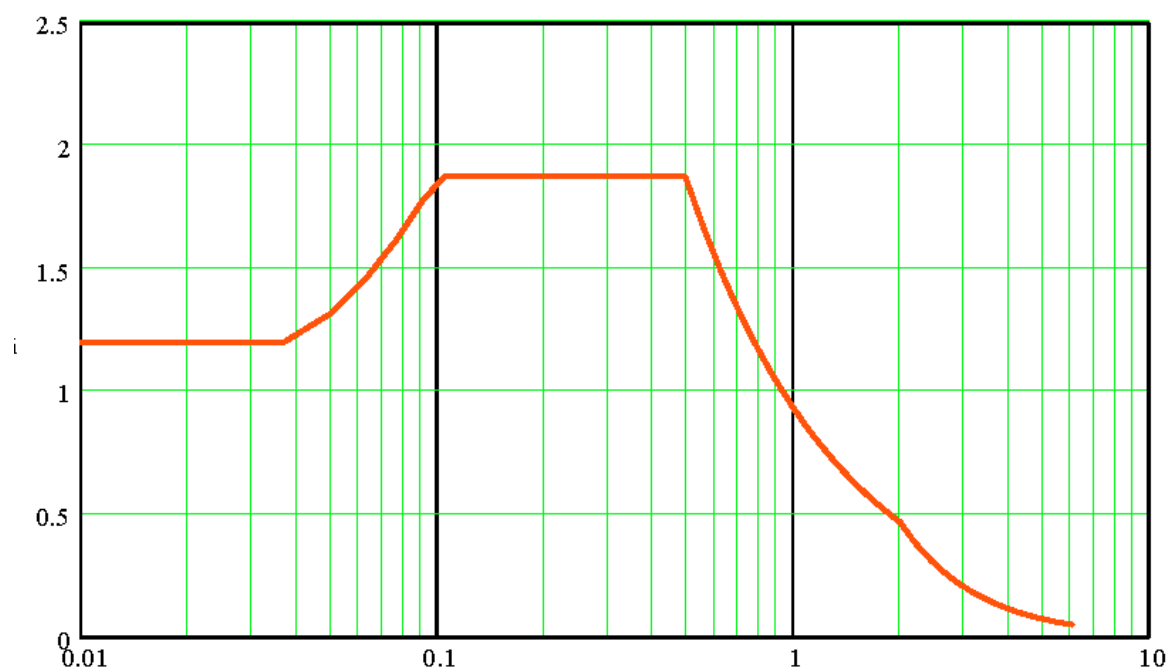
Im Holzbau liegen die Werte zwischen 1,5 für Duktilitätsklasse I und 4 für Duktilitätsklasse III:

Bezüglich der Dämpfung werden 5 % (logarithmisches Dekrement) als Standard vorausgesetzt. Dies wird z.B. von Stahlbauten wie Türmen, Masten oder Schornsteinen üblicherweise nur dann erfüllt, wenn zusätzliche Dämpfer angebracht sind. Holzbauten haben bekanntermaßen gute Dämpfungseigenschaften, diese braucht man in der Regel nicht gesondert zu untersuchen. Einen Allgemeinen Überblick erhält man aus der Tabelle im Anhang, die Petersen (1996) entnommen ist.

Mit diesen Eingangsgrößen läßt sich das Elastische Antwortspektrum bestimmen.

Man erhält den Untergrundparameter S in einer Spannweite von 0,75 bis 1,5, die untere Grenzfrequenz T_B bei 0,05 s oder 0,1 s und die obere Grenzfrequenz T_C bei 0,2 s bis 0,5 s, für die vertikalen Schwingungen jeweils bei 0,2 s.

Mit diesen Angaben kann man das normierte Antwortspektrum für das individuelle Bauwerk ermitteln. Je nach dem, wo die Eigenfrequenz des Bauwerkes liegt (bzw. dessen Schwingungsperiode T), liegt man in einem von 5 Kurvenästen, die in der Norm formelmäßig beschrieben sind.



Die oben dargestellten Ordinaten der roten Kurve stammen aus einem realen Beispiel. Sie sind noch mit dem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung zu multiplizieren, dann erhält man die Horizontalbeschleunigung für das Gebäude. Insofern ist die rote Kurve die graphische Darstellung der Vergrößerungsfunktion des Bauwerkes für die Bodenbeschleunigungen.

Das horizontale Plateau wird beschrieben durch:

$$S_d = a_g * \gamma_I * S * \beta_{0,q}$$

wobei S_d die auf das Gebäude wirkende Beschleunigung ist.

4. Entbehrlichkeit von Nachweisen

Die Entbehrlichkeit von Nachweisen ist in Abs. 7.1 geregelt.

Man beachte, daß für Bedeutungskategorie grundsätzlich nachweise zu führen sind.

(3) Für Hochbauten der Bedeutungskategorien I bis III nach Tabelle 3 können die in 7.2 vorgeschriebenen Nachweise als erbracht angesehen werden, falls die beiden folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) die für die Kombination in der Erdbebenbemessungssituation (siehe 5.5) mit einem Verhaltensbeiwert $q = 1,0$ ermittelte horizontale Gesamterdbebenkraft ist kleiner als die maßgebende Horizontalkraft, die sich aus den anderen zu untersuchenden Einwirkungskombinationen (z. B. unter Berücksichtigung von Windlasten) ergibt und für die das Bauwerk für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation bemessen wird;
- b) die in 4.2 aufgeführten Empfehlungen für den Entwurf sind eingehalten worden.

(4) Auf einen rechnerischen Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach 7.2 kann bei Wohn- und ähnlichen Gebäuden (z. B. Bürogebäuden) verzichtet werden, wenn die folgenden Bedingungen eingehalten sind:

- a) Die Anzahl der Vollgeschosse über Gründungsniveau überschreitet nicht die Werte der Tabelle 8. Das oberste Geschoss eines Gebäudes gilt dann nicht als Vollgeschoss, wenn die für die Erdbebeneinwirkungen zu berücksichtigende Masse (aus Eigengewicht und Verkehrslasten nach 5.5 (2)) des obersten Geschosses bzw. der Dachkonstruktion maximal 50 % des darunter liegenden Vollgeschosses beträgt. Für Kellergeschosse siehe (5).
- b) Die Grundlagen der Auslegung nach 4.2 sind erfüllt.
- c) Bauten in den Erdbebenzonen 2 und 3 entsprechen zusätzlich den Regelmäßigkeitskriterien nach 4.3.
- d) Die Geschosshöhe beträgt maximal 3,50 m. *Grund- und Aufriß*
- e) Für Mauerwerksbauten sind die konstruktiven Regeln nach 11.6 eingehalten.

(5) Wenn das Kellergeschoss bzw. das Geschoss über Gründungsebene als steifer Kasten ausgebildet und auf einheitlichem Niveau gegründet ist, muss es bei der Ermittlung der Geschossanzahl nicht berücksichtigt werden. Sofern die Konstruktion in dieser Hinsicht nicht zweifelsfrei bewertet werden kann, darf die Bedingung als erfüllt angesehen werden, wenn in jeder Richtung die Gesamtsteifigkeit dieses Geschosses, d. h. Biege- und Schubsteifigkeit aller Bauteile, die primär zur Abtragung der horizontalen Erdbebenbelastungen herangezogen werden, mindestens 5-mal größer ist als die entsprechende Steifigkeit des darüber liegenden Geschosses.

Tabelle 8 — Bedeutungskategorie und zulässige Anzahl der Vollgeschosse für Hochbauten ohne rechnerischen Standsicherheitsnachweis

Erdbebenzone	Bedeutungskategorie	Maximale Anzahl von Vollgeschossen
1	I bis III	4
2	I und II	3
3	I und II	2

Man beachte weiterhin, daß durch Ziffer (4) b die Empfehlungen in Abs. 4.2 verpflichtend werden, wenn man auf rechnerische Nachweise verzichten möchte.

4.2 Empfehlungen für den Entwurf von baulichen Anlagen in Erdbebengebieten

Beim Entwurf von baulichen Anlagen in Erdbebengebieten sollten die folgenden Konstruktionsmerkmale beachtet werden:

- Einfachheit des Tragwerks, d. h. System mit eindeutigen und direkten Wegen für die Übertragung der Erdbebenkräfte;
- Wahl von aussteifenden Tragwerksteilen mit ähnlicher Steifigkeit und Tragfähigkeit in jeder der Hauptrichtungen;
- Vermeidung von Steifigkeitssprüngen zwischen übereinander liegenden Geschossen;
- Vermeidung unterschiedlicher Höhenlagen horizontal benachbarter Geschosse;
- Wahl von torsionssteifen Konstruktionen bei gleichzeitiger Vermeidung von Massenexzentrizitäten, die zu erhöhten Torsionsbeanspruchungen führen;
- Vermeidung imperfektionsempfindlicher und stabilitätsgefährdeter Konstruktionen sowie von Bauteilen, deren Standsicherheit schon bei kleinen Auflagerbewegungen gefährdet ist;
- Ausbildung der Geschossdecken als Scheiben zur Verteilung der horizontalen Trägheitskräfte auf die aussteifenden Elemente;
- Auswahl einer Gründungskonstruktion, die eine einheitliche Verschiebung der verschiedenen Gründungsteile bei Erdbebenanregung sicherstellt;
- Wahl duktiler Konstruktionen mit der Fähigkeit zu möglichst großer Energiedissipation;
- Vermeidung großer Massen in oberen Geschossen;
- falls erforderlich, Aufteilung des Tragwerks mittels Fugen in dynamisch unabhängige Einheiten.

5. Anwendungsbeispiel Holzhäuser

5.1 Oberer Grenzwert

Die ungünstigste Bodenbeschleunigung beträgt $a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$ in Erdbebenzone 3 nach Tabelle 2.

Gewöhnliche Bauten haben einen Bedeutungsbeiwert $\gamma_I = 1,0$ nach Tabelle 3.

Der höchste Untergrundparameter $S = 1,50$ ergibt sich bei einer Kombination der geologischen Untergrundklasse R (felsig) mit der Baugrundklasse C.

Der Verstärkungsbeiwert beträgt $\beta_0 = 2,5$ für eine Dämpfung von 5 %.

Der ungünstigste Verhaltensbeiwert $q = 1,5$ (steht im Nenner) ergibt sich bei Holzbauten für die Duktilitätsklasse 1.

Die maximale Querbeschleunigung beträgt nach Gleichung 7:

$$S_{d} = a_g * \gamma_I * S * \beta_0 / q$$

mit ungünstigsten Zahlenwerten erhält man für Erdbebenzone 3:

$$S_{d} = 0,8 \text{ m/s}^2 * 1,0 * 1,50 * 2,5 / 1,5 = 2,0 \text{ m/s}^2 \quad \text{entspr. 20 \% g}$$

für Erdbebenzone 1 erhält man im ungünstigsten Fall

$$S_{d} = 0,4 \text{ m/s}^2 * 1,0 * 1,50 * 2,5 / 1,5 = 1,0 \text{ m/s}^2 \quad \text{entspr. 10 \% g}$$

Zur Bemessung der Verbände oder Wandscheiben ist diese Beschleunigung noch mindestens mit $\delta = 1,3$ nach Gl. (16) zu multiplizieren, damit wird unplanmäßige Torsionswirkung berücksichtigt.

Hinweis:

Bei öffentlichen Gebäude sind auf grund der höheren Bedeutungskategorie Querbeschleunigungen anzusetzen, die noch um den Faktor 1,4 höher liegen können.

Vergleich nach DIN „alt“ für Erdbebenzone 4, Bauwerksklasse 1, Untergundfaktor 1,4:

$$a_{l,a} = 1,12 \text{ m/s}^2$$

für die anderen Zonen unter sonst gleichen Bedingungen erhielt man

$$a_{l,a} = 0,64 \text{ m/s}^2 / 0,34 \text{ m/s}^2 / 0,18 \text{ m/s}^2$$

Diese Werte waren dann nach dem Näherungsverfahren noch mit 1,5 und β (Beiwert des Antwortspektrums) zu multiplizieren, wobei β höchstens den Wert 1 annehmen konnte. Die angesetzte Querbeschleunigung betrug daher in Zone 4

$$a = 1,12 \text{ m/s}^2 * 1,5 = 1,68 \text{ m/s}^2 \quad \text{entspr. 17 \% g}$$

und in den anderen Zonen

$$3: \quad a = 0,64 \text{ m/s}^2 * 1,5 = 0,96 \text{ m/s}^2 \quad \text{entspr. 10 \% g}$$

$$2: \quad a = 0,34 \text{ m/s}^2 * 1,5 = 0,51 \text{ m/s}^2 \quad \text{entspr. 5 \% g}$$

$$1: \quad a = 0,18 \text{ m/s}^2 * 1,5 = 0,27 \text{ m/s}^2 \quad \text{entspr. 3 \% g}$$

5.2 Unterer Grenzwert

Landwirtschaftliche Bauten haben einen Bedeutungsbeiwert $\gamma_I = 0,8$ nach Tabelle 3.

Der niedrigste Untergrundparameter $S = 0,75$ ergibt sich bei einer Kombination der geologischen Untergrundklasse S (mächtige Sedimentfüllung) mit der Baugrundklasse C.

Der günstigste Verhaltensbeiwert $q = 4,0$ (steht im Nenner) ergibt sich bei Holzbauen für die Duktilitätsklasse 3 (genagelte Holztafelbauten).

Die maximale Querbeschleunigung beträgt nach Gleichung 7:

$$S_{d} = a_g * \gamma_I * S * \beta_0 / q$$

mit ungünstigsten Zahlenwerten erhält man für Erdbebenzone 3:

$$S_{d} = 0,8 \text{ m/s}^2 * 0,8 * 0,75 * 2,5 / 4,0 = 0,30 \text{ m/s}^2 \quad \text{entspr. 3 \% g}$$

Der Unterschied beträgt einen Faktor 6,7. Dieser setzt sich wie folgt zusammen:

1,25 aus der Bedeutung des Bauwerkes

2,0 aus dem Untergrund

2,7 aus der Duktilitätsklasse

Der Faktor für Torsionswirkung ist auch hier noch zusätzlich zu berücksichtigen.

6. Stahlbauteile

Auch für den Stahlbau sind Duktilitätsklassen definiert.

Man sollte (als Holzbauer) bezüglich der Stahlbauteile auf jeden Fall in Duktilitätsklasse 1 bleiben, d.h. rein elastisch bemessen. Dann vermeidet man viele zusätzliche Nachweise.

7. Literatur

7.1 Bauordnungsrecht

Hinweis:

Für Baden-Württemberg siehe aktuelle Dokumente auf den Internet-Seiten des Innenministeriums

www.im.baden-wuerttemberg.de – „Bauen“ mit den Unterpunkten „Bauordnungsrecht“ und „Bautechnik“

- [1] Landesbauordnung für Baden-Württemberg (LBO) vom 08.08.95, zuletzt geändert durch Artikel 4 des Gesetzes vom 14.12.04 (GBl. S. 895)
(Stand 12.03.06, www.im.baden-)
- [2] Bekanntmachung des Innenministeriums (von Baden-Württemberg) über die Liste der Technischen Baubestimmungen (LTB) vom 22.11.05 – Az.:6-2601.1/32 –
(Stand 12.03.06, www.im.baden-)
- [3] Liste der Technischen Baubestimmungen (LTB) (von Baden-Württemberg 2005) (ohne Verfasser, ohne Datum)
(Stand 12.03.06, www.im.baden-)
- [4] Liste der Technischen Baubestimmungen (LTB) (von Baden-Württemberg 2005) – Stand 22.11.05 (GBl. S. 824) – Kurzverzeichnis der über die LTB eingeführten technischen Regeln. – Az.:6-2601.1/32 – 21.12.05.
(Stand 12.03.06, www.im.baden-)

Hinweis:

Für Rheinland-Pfalz siehe aktuelle Dokumente auf den Internet-Seiten des Finanzministeriums www.fm.rlp.de/Bauen/fr_Bauen.htm

- [5] Landesbauordnung Rheinland-Pfalz (LBauO) vom 24.11.98 (GVBl. S. 365), zuletzt geändert durch Gesetz vom 28.09.05 (GVBl. S. 387), zitiert nach www.fm.rlp.de/Bauen/fr_Bauen.htm am 12.03.06.
- [6] Landesverordnung über Zuständigkeiten nach dem Bauproduktengesetz und zur Übertragung von Zuständigkeiten auf das Deutsche Institut für Bautechnik vom 11. Oktober 1996. Der Ministerpräsident (von Rheinland-Pfalz), zitiert nach www.fm.rlp.de/Bauen/fr_Bauen.htm am 12.03.06.
- [7] Einführung von technischen Regeln als Technische Baubestimmungen. Verwaltungsvorschrift des Ministeriums der Finanzen (von Rheinland-Pfalz) vom 29. November 1996, MinBl. S. 167, zuletzt geändert durch Verwaltungsvorschrift vom 22.11.05, MinBl. S. 350, zitiert nach www.fm.rlp.de/Bauen/fr_Bauen.htm am 12.03.06.
- [8] Liste der technischen Baubestimmungen (für Rheinland-Pfalz), Fassung Februar 2005, zitiert nach www.fm.rlp.de/Bauen/fr_Bauen.htm am 12.03.06.

7.2 Technische Normen, Regelwerke, Richtlinien

- [9] DIN 4133: Schornsteine aus Stahl. November 1991.
(In LTB 2004 Baden-Württemberg aufgeführt Stand 30.12.04, www.im...)
- [10] DIN 4149:2005-04 Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten.
(In LTB 2005 (Nov. 05) Baden-Württemberg aufgeführt Stand 25.02.06 www.im...)
(In LTB 2005 RP nicht aufgeführt, die sind aber auch von 02/05, Stand 12.03.06 www.fm.rlp.de/Bauen/fr_Bauen.htm)
- [11] Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen für Baden-Württemberg. Herausgegeben vom Innenministerium Baden-Württemberg, 1. Aufl. 2005.
- [12] DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten.
Teil 1: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. April 1981.
(In LTB 2004 Rheinland-Pfalz aufgeführt, Stand 28.12.05, www.fm.rlp.de)
Teil 1 A1: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. Änderung 1, Karte der Erdbebenzonen. Dezember 1992
(In LTB 2004 Rheinland-Pfalz aufgeführt, Stand 28.12.05, www.fm.rlp.de)
Beiblatt 1: Zuordnung von Verwaltungsgebieten zu den Erdbebenzonen. April 1981.
- [13] Karte der Erdbebenzonen für Baden-Württemberg. Landesvermessungsamt Baden-Württemberg 1972, III. Aufl. 1988, im Auftrag des Innenministeriums.
(Stand 10/02)
- [14] DIN V ENV 1998 (EC8): Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben.
Teil 1-1:1997-06: Grundlagen; Erdbebeneinwirkungen und allgemeine Anforderungen an Bauwerke.
Teil 1-2:1997-06: Grundlagen; Allgemeine Regeln für Hochbauten.
Teil 1-3:1997-06: Grundlagen; Baustoffspezifische Regeln für Hochbauten.
Teil 1-4:1999-09: Grundlagen; Verstärkung und Reparatur von Hochbauten.
Teil 2:1998-07: Brücken.
Teil 3:1999-09: Türme, Maste und Schornsteine.
Teil 4:2001-07: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen.
Teil 5:1997-06: Gründungen, Stützbauwerke.

7.3 Fachliteratur

- [15] Hosser, D.: Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke. Bauingenieur 62 (1987), S. 567-574. (zitiert nach Kaiser 1999)
- [16] Hosser, D., Keintzel, E., Schneider, G.: Seismische Eingangsgrößen für die Berechnung von Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Harmonisierung europäischer Baubestimmungen, Eurocode 8 – Erdbeben. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe 1991. (zitiert nach Kaiser 1999)
- [17] Kaiser, D.: Bodenbewegungen in der Nähe mittelgroßer Erdbeben. In Savidis, S. A. (Ed.): Entwicklungsstand in Forschung und Praxis auf den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Boden- und Baudynamik (D-A-CH-Tagung, Berlin 1999). Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik DGEB-Publ. Nr. 10, 39 - 48. zitiert nach www.geo.uni-jena.de/geophysik/seismologie

- [18] Keintzel, E.: Entwicklung der Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauten in Deutschland. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998) Heft 9, Seite 245 ff.
- [19] Knödel, P.: Störabspannungen für Stahlschornsteine. Stahlbau 73 (2004), Heft 4, S. 254-261.
- [20] Peil, U.: Baudynamik. Kapitel 7 in: Stahlbau Handbuch - Für Studium und Praxis. 3. Auflage, Band 1 Teil A, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln 1993. S. 379-451.
- [21] Petersen, Chr.: Stahlbau. Vieweg, Braunschweig 1988.
- [22] Petersen, Chr.: Dynamik der Baukonstruktionen. Vieweg, Wiesbaden, 1996.
- [23] Schmeling, H.: Geodynamik. Vorlesungsskript WS 2004/2005. Institut für Meteorologie und Geophysik, Universität Frankfurt. (zitiert nach www.geophysik.uni-frankfurt.de/~schmelin/skripte/index.html)
- [24] Schmieg, H., Vielsack, P.: Selbsterregte Reibschwingungen bei konstant verzögertem Vortrieb am Beispiel einer Scheibenbremse, ZAMM81 (2000), Suppl. 1, S. 69-70. (zitiert nach Jahresbericht 2001, Institut fuer Mechanik, Universitaet Karlsruhe, im Internet)
- [25] Vielsack, P.: Stick-slip instability of decelerative sliding. Int. Journ. Non-Linear Mechanics 36 (2001), pp. 237-247. (zitiert nach Jahresbericht 2001, Institut fuer Mechanik, Universitaet Karlsruhe, im Internet)

7.4 Weitere Quellen

Hinweis: die Internet-Quellen beziehen sich jeweils auf den Stand 10. oder 12.03.06.

- [26] www.brockhaus.de/aktuell/thema.php?t_id=80&jahr=2002
- [27] www.univie.ac.at/geo_physisch/UE_PS/PS_GEOMORPH/home/inhalte/plattentektonik/plattentektonik.html
- [28] <http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/understanding.html#anchor6715825>
- [29] <http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/zones.html>
- [30] http://geoweb.zamg.ac.at/live_seis/pages/info_auswert.html
- [31] www.erdbeben.ch/seismische-welle.php
- [32] www.laalmanac.com/disaster/di02b.htm
- [33] www.infoplease.com/ce6/sci/A0841853.html
- [34] www.noezsv.at/wastun/erdbeben/allgemeines.htm
- [35] www.ziegel.at/main.asp?content=technik/erdbeben/skalen.htm