DEUTSCHE NORM *Entwurf* **Oktober 2002**

Bauten in deutschen Erdbebengebieten

Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten

DIN 4149

ICS 91.080.01; 91.120.25

Einsprüche bis 2003-01-31

Vorgesehen als Ersatz für
DIN 4149-1:1981-04 und
DIN 4149-1/A1:1992-12

Buildings in german earthquake areas — Design loads, analysis and structural design of buildings

Anwendungswarnvermerk

Dieser Norm-Entwurf wird der Öffentlichkeit zur Prüfung und Stellungnahme vorgelegt.

Weil die beabsichtigte Norm von der vorliegenden Fassung abweichen kann, ist die Anwendung dieses Entwurfes besonders zu vereinbaren.

Stellungnahmen werden erbeten

- vorzugsweise als Datei per e-Mail an nabau@din.de in Form einer Tabelle. Die Vorlage dieser Tabelle kann im Internet unter **http://www.din.de/stellungnahme** abgerufen werden;
- oder in Papierform an den Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Burggrafenstr. 6, 10787 Berlin.

Fortsetzung Seite 2 bis 77

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V.

© DIN Deutsches Institut für Normung e.V. · Jede Art der Vervielfältigung, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung des DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, gestattet.
Alleinverkauf der Normen durch Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin

Ref. Nr. E DIN 4149:2002-10
Preisgr. 21 Vertr.-Nr. 0021

Inhalt

Seite

Vorwort ... 5

1 Anwendungsbereich ... 6

2 Normative Verweisungen ... 6

3 Begriffe ... 7

4 Entwurf und Bemessung ... 7
4.1 Grundlegende Anforderungen ... 7
4.2 Konstruktionsmerkmale von baulichen Anlagen in Erdbebengebieten ... 8
4.3 Regelmäßigkeit des Bauwerks ... 9
4.3.1 Allgemeines ... 9
4.3.2 Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss ... 9
4.3.3 Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriss ... 10

5 Erdbebeneinwirkung ... 10
5.1 Erdbebenzonen ... 10
5.2 Untergrundverhältnisse, Geologie und Baugrund ... 12
5.2.1 Allgemeines ... 12
5.2.2 Untergrundklassen und Baugrundklassen ... 12
5.3 Regeldarstellung der Erdbebeneinwirkung ... 14
5.3.1 Allgemeines ... 14
5.3.2 Elastisches Antwortspektrum ... 14
5.3.3 Bemessungsspektrum für lineare Berechnung ... 16
5.3.4 Bodenverschiebung ... 16
5.4 Kombinationen der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen ... 17

6 Tragwerksberechnung ... 18
6.1 Modellabbildung ... 18
6.2 Zufällige Torsionswirkungen ... 18
6.3 Berechnungsverfahren ... 18
6.3.1 Allgemeines ... 18
6.3.2 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren ... 19
6.3.3 Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen ... 23
6.3.4 Kombination der Komponenten der Erdbebeneinwirkung ... 24
6.4 Berechnung der Verschiebungen ... 25
6.5 Nichttragende Bauteile ... 26
6.6 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte ... 27

7 Nachweise der Standsicherheit ... 27
7.1 Allgemeines ... 27
7.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit ... 28
7.2.1 Allgemeines ... 28
7.2.2 Tragfähigkeitsbedingung ... 28
7.2.3 Duktilitätsbedingung ... 29
7.2.4 Gleichgewichtsbedingung ... 29
7.2.5 Tragfähigkeit der Gründungen ... 29
7.2.6 Bedingungen für erdbebengerechte Fugen ... 29

8 Besondere Regeln für Betonbauten ... 30
8.1 Allgemeines ... 30
8.1.1 Anwendung ... 30
8.1.2 Duktilitätsklassen ... 30
8.1.3 Sicherheitsnachweise ... 30
8.2 Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 1 ... 31
8.3 Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 2 ... 31
8.4 Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 3 ... 32
8.4.1 Baustoffe ... 32
8.4.2 Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte ... 32

8.4.3 Auslegungskriterien 34
8.4.4 Verankerungen und Stöße 34
8.4.5 Anforderungen an Balken 38
8.4.6 Anforderungen an Stützen 40
8.4.7 Anforderungen an Wände 44

9 Besondere Regeln für Stahlbauten 52
9.1 Allgemeines 52
9.1.1 Anwendung 52
9.1.2 Duktilitätsklassen 53
9.1.3 Sicherheitsnachweise 53
9.2 Festlegungen für Stahlbauten der Duktilitätsklasse 1 54
9.3 Festlegungen für Stahlbauten der Duktilitätsklasse 2 und 3 54
9.3.1 Werkstoffe 54
9.3.2 Kapazitätsbemessung 55
9.3.3 Verhaltensbeiwert q 55
9.3.4 Überwachung bei Planung und Herstellung 56
9.3.5 Auslegungskriterien für Stahlbauten der Duktilitätsklasse 2 und 3 59

10 Besondere Regeln für Holzbauten 64
10.1 Allgemeines 64
10.2 Sicherheitsnachweise 65
10.3 Regeln für die bauliche Durchbildung bei Duktilitätsklasse 2 und 3 66

11 Besondere Regeln für Mauerwerksbauten 66
11.1 Allgemeines 66
11.2 Besondere Anforderungen an die Mauerwerkbaustoffe 67
11.3 Allgemeine Konstruktionsregeln 67
11.4 Konstruktive Regeln für Mauerwerksbauten ohne rechnerischen Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für den Lastfall Erdbeben 67
11.5 Rechnerische Nachweise für Mauerwerksbauten 68
11.5.1 Allgemeines 68
11.5.2 Tragwerksmodell 68
11.5.3 Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit 68

12 Besondere Regeln für Gründungen und Stützbauwerke 69
12.1 Gründungen von üblichen Hochbauten 69
12.1.1 Tragfähigkeitsnachweis 69
12.1.2 Konstruktive Anforderungen und Empfehlungen 69
12.2 Stützbauwerke 70
12.2.1 Erd- und Wasserdruck 70
12.2.2 Tragfähigkeitsnachweis 70
Anhang A (informativ) Erläuterungen 72

Bilder

Bild 1 — Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland 11
Bild 2 — Geologische Untergrundklassen in den Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland 13
Bild 3 — Elastisches Antwortspektrum 15
Bild 4 — Bestimmung der Exzentrizitäten der Horizontalkraft F_i 22
Bild 5 — Zusatzmaßnahmen zur Verankerung in Balken-Stützen-Außenknoten 36
Bild 6 — Begrenzung der Balkenbreite b_w 36
Bild 7 — Anordnung von Übergreifungsstößen 37
Bild 8 — Mitwirkende Plattenbreite beff für Balken, die in eine Außenstütze einbinden 38
Bild 9 — Ausmitte zwischen Balken- und Stützenachse 39
Bild 10 — Querbewehrung in kritischen Bereichen 40
Bild 11 — Umschnürung des Betonkerns 43
Bild 12 — Gestaltung von Umschnürungsbügeln 43
Bild 13 — Einhüllende des Bemessungswertes des Biegemoments in schlanken Wänden 45
Bild 14 — Kritische Bereiche an der Wandunterkante 45
Bild 15 — Einhüllende des Bemessungswertes der Querkraft in schlanken Wandscheiben, die zu Mischsystemen gehören 46
Bild 16 — Koppelbalken 47

Bild 17 — Koppelbalken mit Bewehrung nach zwei Diagonalrichtungen 48
Bild 18 — Andeutungen zur Gestaltung von Umschnürungsbügeln für die Randbereiche von Wänden mit freien Rändern und b_w > 250 mm 49
Bild 19 — Umschnürtes Randelement einer Wand mit freien Rändern 50
Bild 20 — Mindestdicke der umschnürten Randelemente.....52
Bild 21 — Wandränder mit ausreichendem Querflansch.....52
Bild 22 — Ausbildung eines Verbinders.....63

Tabellen

Tabelle 1 — Auswirkungen der Regelmäßigkeit des Tragwerks auf die Erdbebenauslegung.....9
Tabelle 2 — Zuordnung von Intensitätsintervallen und Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung zu den Erdbebenzonen.....10
Tabelle 3 — Werte der Parameter zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums 15
Tabelle 4 — Werte der Parameter zur Beschreibung des elastischen vertikalen Antwortspektrums 15
Tabelle 5 — Beiwerte für φ zur Berechnung von ψ_{Ei} 17
Tabelle 6 — Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte für Hochbauten.....27
Tabelle 7 — Bedeutungskategorie und zulässige Anzahl der Vollgeschosse für Hochbauten ohne rechnerischen Standsicherheitsnachweis 28
Tabelle 8 — Grundwerte q_0 des Verhaltensbeiwerts 33
Tabelle 9 — Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte q 57
Tabelle 10 — Erforderliche Querschnittsklassen für druckbeanspruchte Querschnittsteile abhängig von der Duktilitätsklasse.....59
Tabelle 11 — Begrenzung der Ausnutzung und Schlankheit von Druckstützen in dissipativen Rahmen bei Duktilitätsklasse 3 60
Tabelle 12 — Bemessung von Verbindern nach Bild 22 63
Tabelle 13 — Mindestanforderungen an aussteifende Wände.....67
Tabelle 14 — Teilsicherheitsbeiwerte 68
Tabelle 15 — Verhaltensbeiwert q *und* q_d.....68

Vorwort

Dieser Norm-Entwurf wurde in Verantwortung des Fachbereichs 00 "Koordination" des Normenausschusses Bauwesen (NABau) vom Arbeitsausschuss 00.06.00 "Erdbeben; Sonderfragen" auf der Grundlage von DIN 4149-1:1981-04, DIN 4149-1/A1:1992-12 sowie der Europäischen Vornorm ENV 1998-1 erarbeitet. Der Norm-Entwurf berücksichtigt ferner die aktuelle Entwicklung an Arbeiten zur Überführung von ENV 1998-1 in eine Europäische Norm und stellt damit einen Vorgriff auf die zukünftige Anwendung Europäischer Konzepte dar. Ferner dient dieser Norm-Entwurf als Grundlage für Regelungen in einem nationalen Anhang zu einer zukünftigen EN 1998-1.

Änderungen

Gegenüber DIN 4149-1:1981-04 und DIN 4149-1/A1:1992-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

Inhalt vollständig überarbeitet und umstrukturiert;

Anpassung der Einwirkungs- und Bemessungskonzepte an europäische Entwicklungen;

Neufassung der Erdbebenkarte;

Anpassung der Konstruktionsregeln an den Entwicklungsstand der Bauarten.

1 Anwendungsbereich

(1) Diese Norm gilt für Entwurf, Bemessung und Konstruktion von baulichen Anlagen üblicher Hoch- und Ingenieurbauten in deutschen Erdbebengebieten, von denen bei Schäden infolge von Erdbeben keine zusätzlichen Gefahren ausgehen. Durch die Festlegungen dieser Norm soll die Widerstandsfähigkeit der betroffenen baulichen Anlagen soweit angehoben werden, dass es im Fall von Erdbeben nicht zum Versagen der Tragkonstruktionen kommt. Zweck aller Maßnahmen ist in erster Linie der Personenschutz, aber auch die Begrenzung von Schäden und die Erhaltung der Funktionstüchtigkeit von baulichen Anlagen, die für die Allgemeinheit von besonderer Bedeutung sind.

(2) Bauliche Anlagen , von denen für die öffentliche Sicherheit ein erhöhtes Risiko ausgeht, wie z. B. kerntechnische Anlagen, Behälter für giftige oder brennbare Flüssigkeiten oder ähnliche Anlagen, fallen nicht unter den Anwendungsbereich dieser Norm. Besondere Ingenieurbauwerke, wie große Brücken und Dämme, fallen ebenso nicht in den Anwendungsbereich dieser Norm.

(3) Diese Norm enthält nur diejenigen Festlegungen, die neben den Anforderungen anderer einschlägiger Normen bei der Auslegung von baulichen Anlagen in Erdbebengebieten eingehalten werden müssen. Sie ergänzt in dieser Hinsicht andere Normen.

(4) Die von Erdbeben in stärkerem Maße betroffenen Gebiete der Bundesrepublik Deutschland werden in drei Erdbebenzonen eingeteilt (siehe Bild 1), die einen unterschiedlichen Grad der Erdbebengefährdung repräsentieren. Der Grad der Erdbebengefährdung außerhalb dieser drei Erdbebenzonen ist als so gering einzuschätzen, dass diese Norm dort nicht angewendet werden muss.

2 Normative Verweisungen

Diese Norm enthält durch datierte oder undatierte Verweisungen Festlegungen aus anderen Publikationen. Diese normativen Verweisungen sind an den jeweiligen Stellen im Text zitiert, und die Publikationen sind nachstehend aufgeführt. Bei datierten Verweisungen gehören spätere Änderungen oder Überarbeitungen nur zu dieser Norm, falls sie durch Änderung oder Überarbeitung eingearbeitet sind. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe der in Bezug genommenen Publikation (einschließlich Änderungen).

DIN 1045-1:2001-07, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton — Teil 1 : Bemessung und Konstruktion.*

DIN 1052, *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken — Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau.*

DIN 1053-1:1996-11, *Mauerwerk — Teil 1 : Berechnung und Ausführung*).*

DIN 1053-3, *Mauerwerk — Teil 3 : Bewehrtes Mauerwerk; Berechnung und Ausführung.*

E DIN 1053-4, *Mauerwerk — Teil 4 : Fertigbauteile.*

DIN 1054, *Baugrund — Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.*

DIN 1055-100, *Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln.*

Normen der Reihe DIN 1055*, Einwirkungen auf Tragwerke.*

DIN 4014, *Bohrpfähle — Herstellung, Bemessung und Tragverhalten.*

DIN 4084, *Baugrund — Gelände- und Böschungsbruchberechnungen.*

DIN 18800-1, *Stahlbauten — Teil 1 : Bemessung und Konstruktion.*

DIN 18800-2, *Stahlbauten — Teil 2 : Stabilitätsfälle — Knicken von Stäben und Stabwerken.*

DIN 18800-3, *Stahlbauten — Teil 3 : Stabilitätsfälle — Plattenbeulen.*

DIN 18800-4, *Stahlbauten — Teil 4 : Stabilitätsfälle — Schalenbeulen.*

E DIN 18800-5, *Stahlbauten — Teil 5 : Verbundtragwerke aus Stahl und Beton — Bemessung und Konstruktion.*

DIN V ENV 1993-1-1, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1 : Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung ENV 1993-1-1:1992.*

DASt Richtlinie 009, *Empfehlungen zur Wahl der Stahlgüte für geschweißte Stahlbauten.*

DASt Richtlinie 103, *Nationales Anwendungsdokument — Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1993-1-1 Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1 : Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Stahlbau.*

3 Begriffe

Für die Anwendung dieser Norm gelten die folgenden Begriffe.

3.1
Verhaltensbeiwert
Beiwert, der bei der Bemessung zur Reduzierung der vereinfachend durch lineare Berechnung ermittelten Erdbebeneinwirkungen verwendet wird, um günstig wirkende dissipative Effekte abhängig von dem verwendeten Baustoff, dem Tragsystem und der konstruktiven Ausbildung zu berücksichtigen

3.2
Bedeutungsbeiwert
Bemessungsbeiwert zur Berücksichtigung der Bedeutung des Erhalts der Funktionsfähigkeit einer baulichen Anlage im Falle eines Erdbebens

3.3
Kapazitätsbemessungsverfahren
Bemessungsverfahren, bei dem vorbestimmte Teile des Tragsystems in geeigneter Weise für die Energiedissipation unter großen Verformungen bemessen und baulich durchgebildet werden, während für alle anderen tragenden Teile des Systems eine ausreichende Festigkeit vorzusehen ist, damit die gewählten Energiedissipationsmechanismen erhalten bleiben

3.4
dissipatives Tragwerk
Tragwerk, das für den Lastfall Erdbeben unter Berücksichtigung seiner Fähigkeit zur Energiedissipation bemessen ist

3.5
dissipativer Bereich (auch kritischer Bereicher)
vorbestimmter konstruktiver entsprechend durchgebildeter Bereich eines Tragwerks, in dem hauptsächlich Energie dissipiert wird

3.6
nichtdissipatives Tragwerk
Tragwerk, das für den Lastfall Erdbeben bemessen ist, ohne dabei ein mögliches dissipatives Verhalten zu berücksichtigen

4 Entwurf und Bemessung

4.1 Grundlegende Anforderungen

(1) Bauliche Anlagen im Anwendungsbereich dieser Norm sind so zu bemessen und auszubilden, dass sie dem in Abschnitt 5 definierten Bemessungserdbeben widerstehen können. Die baulichen Anlagen müssen auch nach

dem Beben noch über eine ausreichende Resttragfähigkeit verfügen. Nichttragende Bauteile sind so auszubilden, dass sie im Falle eines Erdbeben kein Risiko für Personen darstellen.

(2) Um der unterschiedlichen Bedeutung für die öffentliche Sicherheit Rechnung zu tragen, werden bauliche Anlagen in Kategorien unterteilt. Diesen Bedeutungskategorien sind bei der Bemessung anzusetzende Bedeutungsbeiwerte zugeordnet.

(3) Um die grundlegenden Anforderungen nach Absatz (1) zu erfüllen, müssen für bauliche Anlagen in Erdbebengebieten im Allgemeinen

— Grenzzustände der Tragfähigkeit (siehe 7.2) unter Berücksichtigung der Konstruktionsmerkmale nach 4.2, sowie

— Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

nachgewiesen werden.

(4) Für bauliche Anlagen, die den Konstruktionsprinzipien nach 4.2 entsprechen, ist in der Regel kein gesonderter Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erforderlich.

(5) In 11.4 sind konstruktive Regeln für Mauerwerksbauten aufgeführt. Durch Einhaltung dieser Regeln werden die grundlegenden Anforderungen nach Absatz (1) als erfüllt betrachtet, ohne dass rechnerische Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit im Lastfall Erdbeben erforderlich sind.

4.2 Konstruktionsmerkmale 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 Konstruktionsweisen, die bei aussteifenden Tragwerksteilen in jeder Hauptrichtung ähnliche Verformbarkeits- und Tragfähigkeitsmerkmale aufweisen,

— Vermeidung von Steifigkeitssprüngen zwischen übereinanderliegenden 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 Stansicherheit 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

4.3 Regelmäßigkeit des Bauwerks

4.3.1 Allgemeines

(1) Beim Nachweis der ausreichenden Standsicherheit bei Erdbeben wird zwischen regelmäßigen und unregelmäßigen Bauwerken unterschieden.

(2) Die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss und im Aufriss sind in 4.3.2 und 4.3.3 aufgeführt; die Regeln für das zu wählende Tragwerksmodell und die erforderlichen Berechnungen können Abschnitt 6 entnommen werden; die maßgebenden Verhaltensbeiwerte sind in den Abschnitten 8 bis 12 enthalten.

ANMERKUNG Es ist nicht möglich, den Begriff "regelmäßig" im Sinne dieser Norm quantitativ zu beschreiben. Bis zu welcher Größe von Symmetrieabweichungen es gestattet ist, ein Gebäude vereinfacht als "regelmäßig" zu behandeln, liegt in jedem Einzelfall in der Entscheidung des Nachweisführenden. Im Zweifelsfall müssen die getroffenen Annahmen durch genauere Nachweise belegt werden.

(3) Die Unterscheidung von regelmäßigen und unregelmäßigen Bauwerken beeinflusst die folgende Aspekte:

— das Tragwerksmodell, das entweder vereinfacht eben oder räumlich sein kann,

— das Berechnungsverfahren, das entweder das vereinfachte, auf die Berücksichtigung der Grundschwingung beschränkte Verfahren, oder das allgemeine Verfahren, unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen, sein kann,

— den Verhaltensbeiwert q, der in Abhängigkeit von der Art der Unregelmäßigkeit im Aufriss abgemindert werden darf.

(4) Die Auswirkungen der Regelmäßigkeit des Bauwerks auf die erforderlichen Nachweise sind in Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1 — Auswirkungen der Regelmäßigkeit des Tragwerks auf die Erdbebenauslegung

Regelmäßig		Zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Modell	Berechnung	
Ja	Ja	eben	vereinfacht (Grundschwingungsform)[a]	Referenzwert[c]
Ja	Nein	eben	mehrere Schwingungsformen	unter Umständen abgemindert
Nein	Ja	räumlich[b]	mehrere Schwingungsformen[b]	Referenzwert[c]
Nein	Nein	räumlich	mehrere Schwingungsformen	unter Umständen abgemindert

[a] Falls die Bedingung von 6.3.2.1 (2)b) ebenfalls erfüllt ist.

[b] Unter den besonderen Bedingungen von 6.3.2.4 können die dort beschriebenen einfacheren Modelle und Berechnungsverfahren verwendet werden.

[c] Maßgebender Verhaltensbeiwert nach den Abschnitten 8 bis 12.

4.3.2 Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss

(1) Der Grundriss und die Massenverteilung ist bezüglich mindestens zwei zueinander senkrechten Achsen symmetrisch.

(2) Die Grundrissform ist kompakt, d. h. sie weist keine gegliederten Formen wie z.B, H, oder X auf. Rückspringende Ecken oder Nischen in tragenden Wänden sind möglichst zu vermeiden oder in ihren Abmessungen zu begrenzen, damit das Aussteifungssystem nicht beeinträchtigt wird.

(3) Alle Stützen und Wände eines Geschosses müssen durch steife und tragfähige Deckenkonstruktionen in horizontaler Richtung gekoppelt sein.

(4) Zur Vermeidung von Torsionsschwingungen müssen die Anteile der einzelnen vertikalen Tragglieder an der Gesamthorizontalsteifigkeit symmetrisch verteilt sein. Die einzelnen Geschosse müssen über einen ausreichenden Widerstand gegen Torsionswirkungen verfügen.

4.3.3 Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriss

(1) Alle an der Aufnahme von Horizontallasten beteiligten Tragwerksteile (z.B. Kerne, tragende Wände oder Rahmen) verlaufen ohne Unterbrechung von ihren Gründungen bis zur Oberkante des Gebäudes.

(2) Sowohl die Horizontalsteifigkeit als auch die Masse der einzelnen Geschosse bleiben konstant oder verringern sich nur allmählich ohne große sprunghafte Veränderungen mit der Bauwerkshöhe.

(3) Bei Skelettbauten darf das Verhältnis der tatsächlich vorhandenen Tragfähigkeit eines Geschosses für Horizontallasten zu seiner rechnerisch erforderlichen Tragfähigkeit zwischen aufeinanderfolgenden Geschossen nicht stark schwanken.

5 Erdbebeneinwirkung

5.1 Erdbebenzonen

(1) Die Erdbebenzonen sind auf der Grundlage berechneter Intensitäten nach Tabelle 2 in Intensitätsintervalle eingeteilt. Die Gefährdung innerhalb jeder Erdbebenzone wird als einheitlich angesehen – abgesehen von Variationen, die sich durch unterschiedliche Untergrundbedingungen ergeben.

(2) Die Referenz-Wiederkehrperiode, für die die Erdbebengefährdungskarte bzw. die daraus abgeleitete Erdbebenzonenkarte, siehe Bild 1, erstellt wurde, beträgt 475 Jahre; dem entspricht eine Auftretens- oder Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % innerhalb von 50 Jahren. Der Referenz-Wiederkehrperiode wird ein Bedeutungsfaktor γ_1 gleich 1,0 zugeordnet.

(3) Als zonenspezifischer Lastparameter gilt ein Bemessungswert der Bodenbeschleunigung α_g, der den Erdbebenintensitäten I in den Erdbebenzonen zugeordnet ist und als Grundlage für den rechnerischen Erdbebennachweis anzusehen ist, sofern dieser erforderlich ist.

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

Zone	Intensitätsintervalle	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g 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	$7{,}5 \leq I \leq 8$	0,8

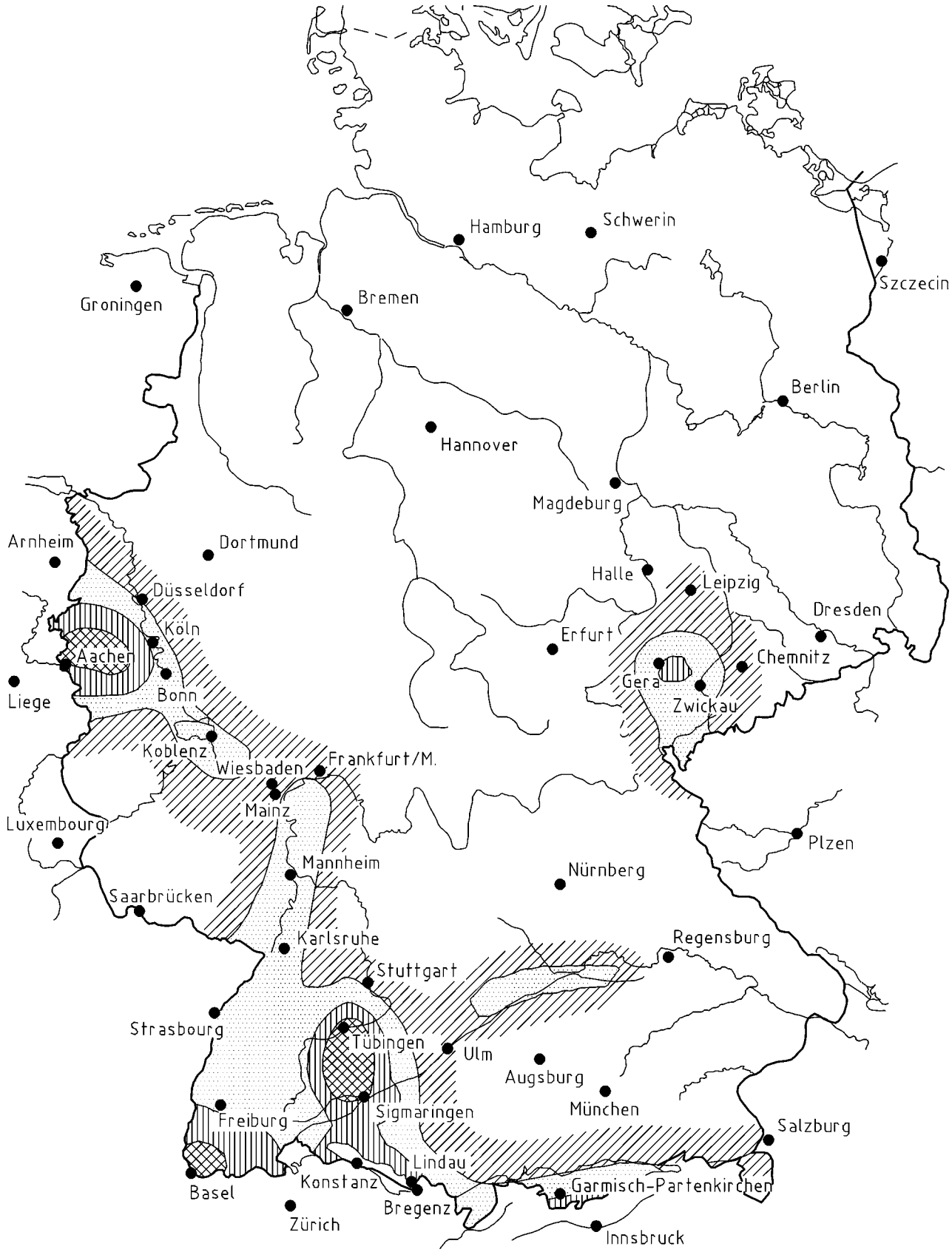


Bild 1 — Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland

5.2 Untergrundverhältnisse, Geologie und Baugrund

5.2.1 Allgemeines

(1) Der Einfluss der örtlichen Untergrundverhältnisse auf die Erdbebeneinwirkung ist im Allgemeinen, ausgehend von der Einstufung in eine der drei geologischen Untergrundklassen A, B, C nach Bild 2 und drei Baugrundklassen 1, 2, 3 zu berücksichtigen. Als "Baugrund" im Sinne dieser Norm wird die oberflächennahe Schicht des Untergrunds mit einer Dicke bis etwa 20 m bezeichnet, wobei das Baugrundmaterial bis einer Tiefe von 5 m außer Betracht bleibt. Unter dem geologischen Untergrund werden die Schichten ab einer Tiefe von etwa 20 m verstanden. Die geologischen Untergrundverhältnisse in den Erdbebenzonen in Deutschland werden in Bild 2 gezeigt.

(2) Der Bauwerksstandort und die Art des Untergrundes sollten im Allgemeinen keine Risiken bezüglich Grundbruch, Hangrutschungen und Setzungen infolge Bodenverflüssigung oder Bodenverdichtung bei Erdbeben bieten.

(3) Bei Bauwerken der Bedeutungskategorien III und IV nach Tabelle 7 ($\gamma_1 \leq 1{,}0$) können Baugrunduntersuchungen entfallen. In diesem Fall und bei Fehlen genauerer Informationen wird die Erdbebeneinwirkung unter Annahme der Untergrundverhältnisse A3, B3 oder C3 nach Tabelle 3 bestimmt.

5.2.2 Untergrundklassen und Baugrundklassen

(1) Es wird zwischen den folgenden geologischen Untergrundklassen (ab etwa 20 m Tiefe) unterschieden:

— Untergrundklasse A

Gebiete mit felsartigem Gesteinsuntergrund mit für Festgestein typischen Scherwellengeschwindigkeiten.

— Untergrundklasse B

Übergangsbereiche zwischen den Gebieten der Untergrundklasse A und der Untergrundklasse C, sowie Gebiete relativ flachgründiger Sedimentbecken.

— Untergrundklasse C

Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung.

(2) Es wird zwischen folgenden Baugrundklassen unterschieden:

Baugrundklasse 1

Feste bis mittelfeste Gesteine.

Baugrundklasse 2

Lockergesteine (Kies bis Grobsand, Mergel).

Baugrundklasse 3

Feinkörnige Lockergesteine (Feinsand) bzw. Lößauflagen.

(3) Als Kombination von geologischem Untergrund und Baugrund können die Untergrundverhältnisse A1, A2, A3, B2, B3, C3 vorkommen. Wenn als Baugrund unverfestigte Ablagerungen mit einer Scherwellengeschwindigkeit von $v_s \leq 150$ m/s vorhanden sind, ist deren Einfluss auf die Erdbebeneinwirkungen gesondert zu berücksichtigen.

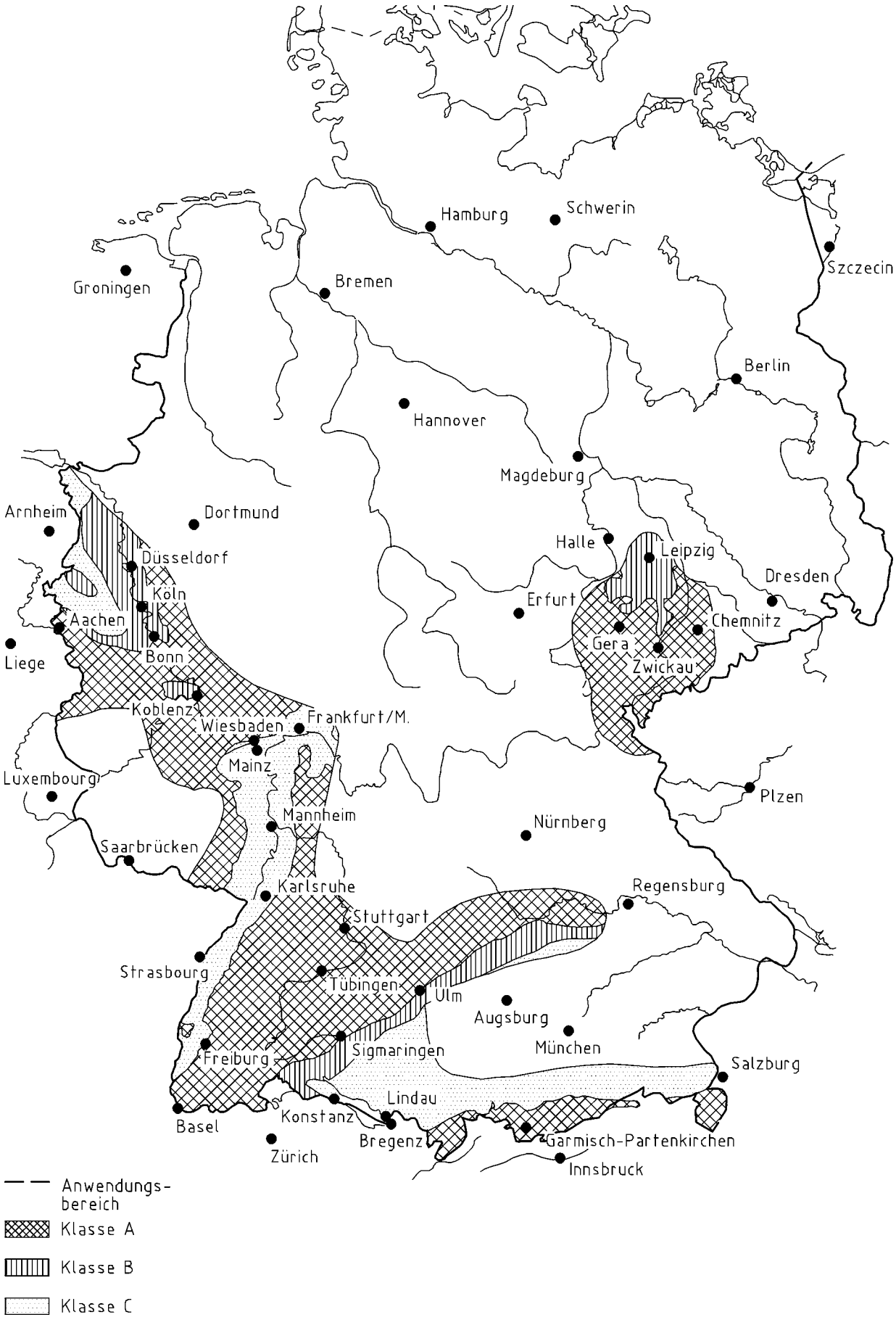


Bild 2 — Geologische Untergrundklassen in den Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland

5.3 Regeldarstellung der Erdbebeneinwirkung

5.3.1 Allgemeines

(1) Die Erdbebeneinwirkung auf ein Bauwerk an einem bestimmten Punkt der Erdoberfläche kann durch ein elastisches Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum, im Folgenden "elastisches Antwortspektrum" genannt, beschrieben werden. Das elastische Antwortspektrum beschreibt die Einwirkung auf Tragwerke, die bei Erdbebeneinwirkung im linear elastischen Bereich verbleiben ohne dass Energie dissipiert wird. Dem Umstand, dass sich die von Erdbeben in Bauwerke eingetragene Energie zum Teil durch hysteretische Energiedissipation reduziert , wird in dieser Norm vereinfachend durch Abminderung der elastischen Antwortspektren auf das Niveau von Bemessungsspektren (siehe 5.3.4) Rechnung getragen. Durch die Verwendung der Bemessungsspektren können, bei Vorliegen der Voraussetzungen, ohne aufwendige nichtlineare Berechnungen wirtschaftlichere Bemessungsergebnisse erzielt werden.

(2) Zum Nachweis der horizontalen Erdbebeneinwirkung werden in der Regel zwei zueinander orthogonale Richtungen des Gebäudequerschnitts untersucht. Für beide Richtungen ist das gleiche elastische Antwortspektrum anzusetzen (siehe Tabelle 3).

(3) Die vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung kann durch das für die horizontale Einwirkung angegebene Antwortspektrum nach Gleichung (1) bis (4) bzw. (6) bis (9) beschrieben werden. Dabei ist der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung nach Tabelle 2 mit dem Faktor 0,7 abzumindern. Die beschreibenden Parameter des vertikalen Antwortspektrums sind Tabelle 4 zu entnehmen.

5.3.2 Elastisches Antwortspektrum

(1) Das elastische Antwortspektrum $S_e(T)$ für die Referenz-Wiederkehrperiode wird (siehe Bild 3) durch folgende Ausdrücke bestimmt:

$$T_A \le T \le T_B: \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1)\right] \tag{1}$$

$$T_B \le T \le T_C: \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \tag{2}$$

$$T_C \le T \le T_D: \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \frac{T_C}{T} \tag{3}$$

$$T_D \le T: \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \tag{4}$$

Dabei ist

$S_e(T)$ die Ordinate des elastischen Antwortspektrums;

T die Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers;

a_g der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung;

β_o der Verstärkungsbeiwert der Spektralbeschleunigung mit dem Referenzwert βo=2,5 für 5 % viskose Dämpfung;

T_B, T_C T_D die Kontrollperioden des Antwortspektrums;

S der Bodenparameter;

η der Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert $\eta = 1$ für 5 % viskose Dämpfung, siehe Absatz (4).

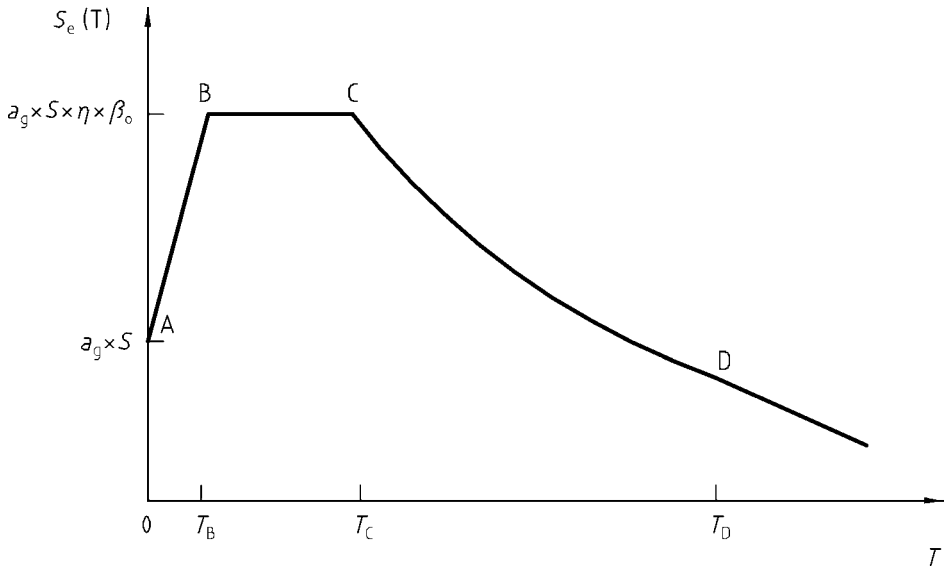


Bild 3 — Elastisches Antwortspektrum

(2) Der Einfluss der geologischen Untergrundverhältnisse auf das elastische Antwortspektrum wird für die horizontale Bodenbewegung durch die Wahl der Parameter nach Tabelle 3 und für die vertikale Bodenbewegung nach Tabelle 4 berücksichtigt.

Tabelle 3 — Werte der Parameter zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums

Untergrundverhältnisse	S	T_B s	T_C s	T_D s
A1	1,00	0,05	0,20	2,0
A2	1,25	0,05	0,25	2,0
A3	1,50	0,05	0,30	2,0
B2	1,00	0,1	0,30	2,0
B3	1,25	0,1	0,40	2,0
C3	0,75	0,1	0,50	2,0

Tabelle 4 — Werte der Parameter zur Beschreibung des elastischen vertikalen Antwortspektrums

Untergrundverhältnisse	S	T_B s	T_C s	T_D s
A1	1,00	0,05	0,20	2,0
A2	1,25	0,05	0,20	2,0
A3	1,50	0,05	0,20	2,0
B2	1,00	0,1	0,20	2,0
B3	1,25	0,1	0,20	2,0
C3	0,75	0,1	0,20	2,0

(3) Der Wert des Dämpfungs-Korrekturbeiwerts η kann durch Gleichung (5) bestimmt werden.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0{,}7 \qquad (5)$$

Dabei ist

ξ der Wert der viskosen Dämpfung des Bauwerks in Prozent.

Falls für spezielle Untersuchungen eine andere viskose Dämpfung als 5 % verwendet werden soll, wird dieser Wert in den Abschnitten 8 bis 12 aufgeführt.

5.3.3 Bemessungsspektrum für lineare Berechnung

(1) Alle realen Bauwerke besitzen die mehr oder weniger ausgeprägte Fähigkeit durch seismische Einwirkungen eingeleitete Energie durch hysteretische Energiedissipation abzubauen. Dies gestattet vereinfachend ihre Bemessung für Kräfte, die kleiner sind als diejenigen, die bei einer linearelastischen Reaktion ohne Energiedissipation auftreten würden.

(2) Um die günstig wirkenden dissipativen Effekte auch bei linearer Berechnung berücksichtigen zu können, wird das elastische Antwortspektrum durch den konstruktions- und bauartspezifischen Verhaltensbeiwerts q abgemindert.

(3) Das auf die Erdbeschleunigung g normierte Bemessungsspektrum $S_d(T)$ wird durch die folgenden Ausdrükke bestimmt.

$$T_A \le T \le T_B: \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{\beta_0}{q} - 1\right)\right] \tag{6}$$

$$T_B \le T \le T_C: \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \tag{7}$$

$$T_C \le T \le T_D: \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \tag{8}$$

$$T_D \le T: \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \tag{9}$$

Dabei ist

$S_d(T)$ die Ordinate des auf g normierten Bemessungsspektrums;

α das Verhältnis zwischen dem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g und der Erdbeschleunigung g;

β_o der Verstärkungsbeiwert der Spektralbeschleunigung mit dem Referenzwert β_o = 2,5 für 5 % viskose Dämpfung;

q bzw. q_d der Verhaltensbeiwert (siehe Abschnitt 8 bis 12).

(4) Die Werte für die Parameter T_B, T_C, T_D und S sind in Tabelle 3 und Tabelle 4 angegeben.

(5) Das in Absatz (3) angegebene Bemessungsspektrum ist nicht geeignet für die Bemessung von Bauwerken mit Fundamentisolierungs- oder anderen Energiedissipations-Systemen.

5.3.4 Bodenverschiebung

(1) Die Bodenverschiebung d_g kann näherungsweise mit Hilfe der Gleichung (10) ermittelt werden.

$$d_g = 0{,}05\, a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \tag{10}$$

(2) Die Parameter a_g, S, T_C und T_D. sind nach 5.1 und 5.3.2 zu bestimmen.

5.4 Kombinationen der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen

(1) Für die Ermittlung des Bemessungswerts E_{dAE} der Beanspruchungen gelten die Kombinationsregeln nach DIN 1055-100.

(2) Der Bemessungswert der Beanspruchungen aus Erdbeben A_{Ed} ist unter Berücksichtigung aller Vertikallasten, die in die folgende Kombination von eingehen

$$\sum G_{kj} \text{ "+" } \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \tag{12}$$

zu ermitteln.

Dabei ist

"+" "zu kombinieren mit",

$\sum$ "die kombinierte Wirkung von",

G_{kj} charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung j,

Q_{ki} charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung i.

ψ_{Ei} Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i.

(3) Die Kombinationsbeiwerte ψ_{Ei} berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit, dass die veränderlichen Lasten $\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ während des Erdbebens nicht in voller Größe vorhanden sind.

(4) Die Kombinationsbeiwerte ψ_{Ei} sind mit Hilfe des folgenden Ausdrucks zu berechnen:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \tag{13}$$

Dabei sind die Werte für φ Tabelle 5 und für ψ_{2i} DIN 1055-100 zu entnehmen.

Tabelle 5 — Beiwerte für φ zur Berechnung von ψ_{Ei}

Art der veränderlichen Einwirkung	Geschoss		φ
	Nutzung	Lage	
Verkehrslasten in Lagerräumen, Bibliotheken, Werkstätten und Fabriken mit schwerem Betrieb, Warenhäusern, Parkhäusern	-	-	1,0
Verkehrslasten in sonstigen Gebäuden (Wohnhäuser, Bürogebäude, Krankenhäuser usw.)	Alle Geschosse sind unabhängig voneinander genutzt	oberstes Geschoss	1,0
		andere Geschosse	0,5
	Mehrere Geschosse haben eine in Beziehung stehende Nutzung	oberstes Geschoss	1,0
		andere Geschosse	0,7

(5) Als charakteristische Werte der ständigen und veränderlichen Einwirkungen gelten die Werte der Normenreihe DIN 1055.

6 Tragwerksberechnung

6.1 Modellabbildung

1) Das Bauwerksmodell muss alle für die Erdbebenbeanspruchung wesentlichen Effekte erfassen.

2) Bauwerke, die die Kriterien der Regelmäßigkeit nach 4.3.2 oder 6.3.2.4 erfüllen, dürfen unter Annahme zweier getrennter ebener Modelle in Richtung der Grundrisshauptachsen berechnet werden.

(3) In Stahlbeton- und Mauerwerksbauten muss die Steifigkeit der tragenden Bauteile im Allgemeinen unter Annahme von gerissenen Querschnitten angesetzt werden.[1)] .

(4) Nichttragende Ausfachungen, die das Schwingungsverhalten des Bauwerks wesentlich beeinflussen, sollten im Rechenmodell berücksichtigt werden.

(5) Die Verformbarkeit des Baugrunds muss im Modell immer dann berücksichtigt werden, wenn sie das Verhalten des Tragwerks ungünstig beeinflussen kann.

6.2 Zufällige Torsionswirkungen

(1) Um die nicht genaue Kenntnis bezüglich Lage der Massen und räumlichen Veränderlichkeit der Erdbebenbewegung zu berücksichtigen, ist zusätzlich zur tatsächlichen Exzentrizität der berechnete Massenschwerpunkt jedes Geschosses i gegenüber seiner planmäßigen Lage in jeder Richtung als um eine zusätzliche zufällige Exzentrizität verschoben zu betrachten:

$$e_{1i} = \pm\, 0{,}05\; L_i \qquad (14)$$

Dabei ist

e_{1i} die zufällige Exzentrizität der Geschossmaße i gegenüber ihrer planmäßigen Lage, für alle Geschosse in der gleichen Richtung angesetzt;

L_i Geschossmaße senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung.

6.3 Berechnungsverfahren

6.3.1 Allgemeines

(1) Bei der Auslegung von Hochbauten gegen Erdbeben können die Erdbebeneinwirkungen und die anderen Einwirkungen, die nach den Kombinationsregeln in 5.4 zu berücksichtigen sind, auf der Grundlage eines linearelastischen Verhaltens des Tragwerks bestimmt werden.

(2) Das Referenzverfahren für die Bestimmung der Erdbebeneinwirkungen ist die Berechnung nach dem Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen, unter Verwendung eines linearelastischen Tragwerksmodells und des in 5.3.3 angegebenen Bemessungsspektrums.

(3) In Abhängigkeit vom Tragwerk kann eines der beiden folgenden Berechnungsverfahren verwendet werden:

— Das "vereinfachte Antwortspektrenverfahren" für Bauwerke, die die Bedingungen in 6.3.2 erfüllen,

1) In Stahlbetonbauten kann diese Annahme zu auf der unsicheren Seite liegenden Ermittlungen der Verschiebungen führen, insbesondere wenn hohe Werte für den Verhaltensbeiwert q angenommen werden. In solchen Fällen und falls die Verschiebungen kritisch sind, kann hinsichtlich der Berechnung der Verschiebung nach 6.4 eine genauerer Ansatz der Steifigkeit der Bauteile unter Erdbebeneinwirkung erforderlich sein. Wenn keine genaueren Angaben vorliegen, sollte eine Steifigkeit von 50 % derjenigen des ungerissenen Querschnitts angenommen werden.

— das "Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen", das für alle Arten von Bauwerken anwendbar ist (siehe 6.3.3).

6.3.2 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren

6.3.2.1 Allgemeines

(1) Dieses Berechnungsverfahren kann bei Bauwerken angewandt werden, die sich durch zwei ebene Modelle darstellen lassen und deren Verhalten durch Beiträge höherer Schwingungsformen nicht wesentlich beeinflusst wird.

(2) Diese Anforderungen werden als erfüllt erachtet von Bauwerken, die

— die in 4.3.2 und 4.3.3 angegebenen Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss und im Aufriss erfüllen

oder

— die in 4.3.3 angegebenen Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriss und die in 6.3.2.4 aufgeführten Regelmäßigkeitskriterien erfüllen

und

— deren Grundschwingzeiten T_1 in den beiden Hauptrichtungen kleiner sind als folgende Werte:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2{,}0\ s \end{cases}$$

wobei T_C in Tabelle 3 angegeben ist.

6.3.2.2 Gesamterdbebenkraft

(1) Die seismische Gesamterdbebenkraft F_b für jede Hauptrichtung wird wie folgt bestimmt:

$$F_b = S_d\left(T_1\right) \cdot W \tag{15}$$

Dabei ist

$S_d(T_1)$ die Ordinate des Bemessungsspektrums (siehe 5.3.3) bei Schwingzeit T_1;

T_1 die Grundschwingzeit des Bauwerks für die Translationsbewegung in der betrachteten Richtung;

W das Gesamtgewicht des Bauwerks, das nach 6.1(8) berechnet wurde.

(2) Zur Bestimmung der Grundschwingzeiten T_1 beider ebener Modelle des Bauwerks dürfen vereinfachte Beziehungen der Baudynamik (z. B. Rayleigh-Verfahren) angewendet werden.

(3) Die Näherungsgleichungen für die Grundschwingzeit T_1 von Hochbauten, die nachfolgend aufgeführt sind, können für Vorentwurfszwecke angewendet werden.

(4) Für Hochbauten mit einer Höhe bis zu 80 m kann der Wert für T_1 nach Gleichung (16) angenähert werden:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \tag{16}$$

Dabei ist

T_1 die Grundschwingzeit des Bauwerks, in s;

C_t = 0,085 für biegebeanspruchte räumliche Stahlrahmen;

C_t = 0,075 für biegebeanspruchte räumliche Stahlbetonrahmen und für stählerne Fachwerksverbände mit exzentrischen Anschlüssen;

C_t = 0,050 für alle anderen Tragwerke;

H die Bauwerkshöhe, in m.

(5) Als Alternative kann der Wert C_t für Tragwerke mit tragenden Stahlbeton- oder Mauerwerkswänden angenommen werden als

$$C_t = \frac{0{,}007\,5}{\sqrt{A_C}} \tag{17}$$

mit

$$A_C = \sum A_i \cdot \left(0{,}2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \tag{18}$$

Dabei ist

A_c die kombinierte effektive Querschnittsfläche der tragenden Wände im ersten Geschoss des Bauwerks, in m^2;

A_i die effektive Querschnittsfläche (Schubfläche) der tragenden Wand i im ersten Geschoss des Bauwerks, in m^2;

l_{wi} die Länge der tragenden Wand i im ersten Geschoss in der zu den angreifenden Kräften parallelen Richtung, in m, mit der Einschränkung, dass $\frac{l_{wi}}{H}$ den Wert 0,9 nicht überschreiten darf.

(6) Als Alternative kann die Berechnung von T_1 durch die folgende Gleichung erfolgen:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \tag{19}$$

Dabei ist

T_1 die Grundschwingzeit des Bauwerks, in s;

d die Horizontalverschiebung der Bauwerksoberkante, in m, unter den in horizontaler Richtung angesetzten Schwerelasten.

6.3.2.3 Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

(1) Die Grundschwingungsformen der beiden ebenen Bauwerksmodelle können mittels baudynamischer Verfahren berechnet oder durch linear entlang der Bauwerkshöhe anwachsende Horizontalverschiebungen angenähert werden.

(2) Die Schnittgrößen aus Erdbebeneinwirkung sind zu bestimmen, indem an den beiden ebenen Modellen horizontale Kräfte F_i an allen Geschoßmassen m_i aufgebracht werden.

(3) Die Kräfte sind zu bestimmen, indem die gesamte Masse des Tragwerks der Grundschwingungsform als Ersatzmasse zugeordnet wird, folglich ist

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i\, W_i}{\sum s_j\, W_j} \tag{20}$$

Dabei ist

F_i die am Geschoss i angreifende Horizontalkraft;

F_b die Gesamterdbebenkraft nach Gleichung (15);

s_i, s_j die Verschiebungen der Massen m_i, m_j in der Grundschwingungsform;

W_i, W_j die Gewichte der nach 6.1 (8) berechneten Massen m_i, m_j.

(4) Wenn die Grundschwingungsform durch linear entlang der Bauwerkshöhe anwachsende Horizontalverschiebungen angenähert wird, ergeben sich die Horizontalkräfte F_i zu:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j} \tag{21}$$

Dabei sind

z_i, z_j die Höhenlagen der Massen m_i, m_j über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift (Gründung).

(5) Die nach Gleichung (20) und (21) bestimmten Horizontalkräfte F_i sind auf das System zur Abtragung von Horizontallasten unter der Annahme starrer Decken zu verteilen.

6.3.2.4 Torsionswirkungen

(1) Im Falle einer symmetrischen Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse können, sofern man kein genaueres Verfahren hinsichtlich 6.2 anwendet, zufällige Torsionswirkungen durch Vergrößerung der nach 6.3.2.3 (5) ermittelten Schnittgrößen in den einzelnen lastabtragenden Bauteilen mit einem Faktor δ nach Gleichung (22) berücksichtigt werden,

$$\delta = 1 + 0{,}6 \frac{x}{L_e} \tag{22}$$

Dabei ist

x der Abstand des betrachteten Bauteils zum Massenschwerpunkt des Bauwerks, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebeneinwirkung;

L_e der Abstand zwischen den zwei äußersten Bauteilen, die Horizontallasten abtragen, gemessen wie zuvor.

(2) Für Hochbauten, welche die in 4.3.2 angegebenen Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss nicht erfüllen, aber entweder die Bedingungen nach Absatz (3) oder (4) erfüllen, kann nachfolgend beschriebene Näherungsberechnung von Torsionswirkungen angewandt werden.

(3) Das Bauwerk besitzt gut verteilte und verhältnismäßig steife Außen- und Innenwände. Die Bauwerkshöhe beträgt nicht mehr als 10 m. Das Höhe-zu-Länge-Verhältnis des Bauwerks überschreitet in beiden Hauptrichtungen nicht den Wert von 0,4.

(4) Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene ist im Vergleich mit der Horizontalsteifigkeit der vertikalen Tragwerksteile genügend groß, so dass ein starres Verhalten der Deckenscheiben angenommen werden kann. Die Steifigkeitsmittelpunkte und Massenschwerpunkte der einzelnen Geschosse liegen jeweils näherungsweise auf einer vertikalen Geraden.

(5) Die Berechnung kann unter Verwendung von zwei ebenen Modellen durchgeführt werden, eines für jede Hauptrichtung. Die Torsionswirkungen werden gesondert für diese beiden Richtungen bestimmt.

(6) Die Horizontalkräfte F_i sind nach 6.3.2.3 zu bestimmen.

(7) Die am Geschoss i angreifende Horizontalkraft F_i wird, je nach betrachteter Richtung der Erdbebeneinwirkung, gegenüber ihrer planmäßigen Lage zum Massenschwerpunkt M um eine zusätzliche Exzentrizität e_2 verschoben (siehe Bild 4), die als der kleinere der folgenden zwei Werte angenähert werden kann:

$$e_2 = 0{,}1 \cdot (L + B) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot e_0}{L}} \leq 0{,}1 \cdot (L + B) \tag{23}$$

und

$$e_2 = \frac{1}{2e_o} \left[l_s^2 - e_0^2 - r^2 + \sqrt{\left(l_s^2 + e_0^2 - r^2\right)^2 + 4 \cdot e_0^2 \cdot r^2} \right] \tag{24}$$

Dabei ist

e_2 die zusätzliche Exzentrizität, die die dynamische Wirkung von gleichzeitigen Translations- und Torsionsschwingungen berücksichtigt;

e_o die tatsächliche Exzentrizität zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt S und dem nominalen Massenschwerpunkt M (siehe Bild 4);

l_s^2 das Quadrat des "Trägheitsradius", entspricht dem Verhältnis zwischen polarem Trägheitsmoment der Grundrissfläche in Bezug auf ihren Schwerpunkt und ihrem Flächeninhalt. Für die Rechteckfläche nach Bild 4 ist $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$;

r^2 das Quadrat des "Torsionsradius", entspricht dem Verhältnis zwischen Torsions- und Translationssteifigkeit.

(8) Die zusätzliche Exzentrizität e_2 darf vernachlässigt werden, wenn r^2 den Wert 5 $\left(l_s^2 + e_0^2\right)$ übersteigt.

ANMERKUNG Da für $r^2 < l_s^2 + e_0^2$ bedeutende Unterschiede zwischen der Näherungsberechnung und einer genaueren Berechnung auftreten können, wird für diesen Fall eine räumliche Berechnung mit mehreren Schwingungsformen empfohlen.

(9) Die Torsionswirkungen können als Einhüllende der Schnittgrößen bestimmt werden, die sich aus einer Berechnung für zwei ruhende Belastungen ergeben, die aus den Torsionsmomenten M, aufgrund der beiden Exzentrizitäten bestehen (siehe Bild 4):

$$M_i = F_i \cdot e_{\max} = F_i \cdot (e_0 + e_1 + e_2) \tag{25}$$

und

$$M_i = F_i \cdot e_{\min} = F_i \cdot (0{,}5\, e_0 - e_1) \tag{26}$$

Dabei ist

e_1 zufällige Exzentrizität der Geschossmasse nach Gleichung (14).

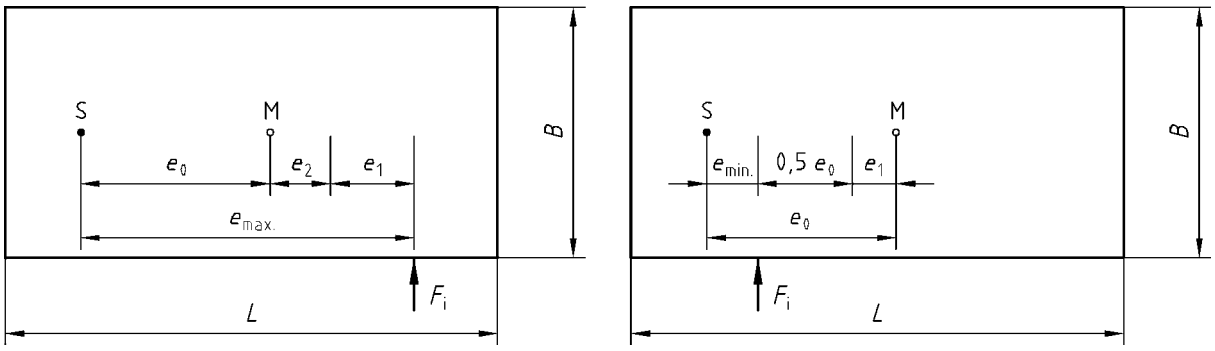


Bild 4 — Bestimmung der Exzentrizitäten der Horizontalkraft F_i

6.3.3 Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen

6.3.3.1 Allgemeines

(1) Dieses Berechnungsverfahren ist bei Bauwerken anzuwenden, die den in 6.3.2.1(2) angegebenen Bedingungen für die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahren nicht entsprechen.

(2) Für Bauwerke, die die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss (siehe 4.3.2) oder die Regelmäßigkeitskriterien nach 6.3.2.4 erfüllen, kann die Berechnung unter Verwendung von zwei ebenen Modellen, je eines für jede Hauptrichtung, durchgeführt werden.

(3) Bauwerke, die diese Kriterien nicht erfüllen, sind unter Verwendung eines räumlichen Modells zu berechnen.

(4) Wenn ein räumliches Modell verwendet wird, muss die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung entlang allen maßgebenden horizontalen Richtungen (hinsichtlich der Grundrissanordnung) und ihrer orthogonalen horizontalen Achsen angesetzt werden. Für Bauwerke mit lastabtragenden Bauteilen in zwei senkrechten Richtungen, werden diese beiden Richtungen als maßgebend betrachtet.

(5) Die Schnittgrößen und Verschiebungen aus allen Schwingungsformen, die wesentlich zum globalen Schwingungsverhalten beitragen, sind zu berücksichtigen.

Die Anforderungen nach Absatz (5) gelten als erfüllt, wenn:

— die Summe der Ersatzmassen (der "effektiven modalen Massen") für die berücksichtigten Schwingungsformen mindestens 90 % der Gesamtmasse des Tragwerks beträgt,

— alle Schwingungsformen mit Ersatzmassen ("effektiven modalen Massen") von mehr als 5 % der Gesamtmasse berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Die effektive modale Masse m_k (Ersatzmasse), die einer Schwingungsform k entspricht, wird so bestimmt, dass die Gesamterdbebenkraft F_{bk}, die in Angriffsrichtung der Erdbebeneinwirkung wirkt, als $F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k \cdot g$ ausgedrückt werden kann. Für ebene Modelle kann gezeigt werden, dass die Summe der effektiven modalen Massen für alle Schwingungsformen gleich der Masse des Tragwerks ist.

(6) Bei Verwendung eines räumlichen Modells sind die unter Absatz (5) genannte Bedingungen für jede maßgebende Richtung nachzuweisen.

(7) Falls Absatz (6) nicht erfüllt werden kann (z. B. bei Bauwerken mit einem erheblichen Beitrag der Torsionsschwingungsformen), sollte die bei einer räumlichen Berechnung zu berücksichtigende Mindestanzahl k der Schwingungsformen die Bedingungen (27) und (28) erfüllen:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \tag{27}$$

und

$$T_k \geq 0{,}20\ s \tag{28}$$

Dabei ist

k die Anzahl der betrachteten Schwingungsformen;

n die Anzahl der Geschosse über dem Boden;

T_k die Schwingzeit der Schwingungsform k.

6.3.3.2 Kombination der modalen Schnittgrößen und Verschiebungen

(1) Die Schnittgrößen und Verschiebungen in den zwei Schwingungsformen i und j (einschließlich Translations- und Torsionsschwingungsformen) dürfen als voneinander unabhängig betrachtet werden, wenn ihre Schwingzeiten T_i und T_j die folgende Bedingung erfüllen:

$$T_i \leq 0{,}9 \cdot T_j \tag{29}$$

(2) Wenn alle maßgebenden modalen Schnittgrößen oder Verschiebungen (siehe 6.3.3.1 (5)) als voneinander unabhängig betrachtet werden können, kann der Höchstwert E_E einer Schnittgröße oder Verschiebung infolge Erdbebeneinwirkung wie folgt angenommen werden:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \tag{30}$$

Dabei ist

E_E die betrachtete Schnittgrößen oder Verschiebung infolge Erdbebeneinwirkung (Kraft, Verschiebung, etc.);

E_{Ei} der Wert dieser Schnittgröße oder Verschiebung infolge Erdbebeneinwirkung, entsprechend der Schwingungsform i.

(3) Wird die Bedingung (29) nicht erfüllt, müssen genauere Verfahren für die Kombination der modalen Höchstwerte (z. B. die "Vollständige Quadratische Kombination") angewendet werden.

6.3.3.3 Torsionswirkungen

(1) Bei Verwendung eines räumlichen Modells für die Berechnung nach 6.2 dürfen zufällige Torsionswirkungen durch Ansatz des um die vertikale Achse in jedem Geschoss *i* drehenden Torsionsmoments M_{1i} nach Gleichung (31) erfasst werden.

$$M_{1i} = e_{1i} \cdot F_i \tag{31}$$

Dabei ist

M_{1i} das Torsionsmoment des Geschosses i um seine vertikale Achse;

e_{1i} die zufällige Exzentrizität der Geschossmasse i nach Gleichung (14) für alle maßgebenden Richtungen, siehe 6.3.3.1 (4);

F_i die am Geschoss angreifende Horizontalkraft, wie in 6.3.2.3 für alle maßgebenden Richtungen ermittelt.

(2) Die Wirkungen der Beanspruchung nach Absatz (1) sollten mit (für alle Geschosse gleichen) wechselnden Vorzeichen betrachtet werden, wobei für alle Geschosse die gleiche Schwingungsrichtung anzunehmen ist.

(3) Bei Verwendung zweier gesonderter ebener Modelle dürfen die Torsionswirkungen durch Anwendung der Regeln nach 6.3.2.4 (1) bei den nach Gleichung (30) berechneten Schnittgrößen berücksichtigt werden.

6.3.4 Kombination der Komponenten der Erdbebeneinwirkung

6.3.4.1 Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung

(1) Im Allgemeinen sind die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung (siehe 5.3.1 (2)) als gleichzeitig wirkend zu betrachten.

(2) Die Kombination der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung darf folgendermaßen berücksichtigt werden:

— Die Schnittgrößen und Verschiebungen des Tragwerks sind für jede Horizontalkomponente getrennt zu ermitteln, wobei man die in 6.3.3.2 angegebenen Kombinationsregeln für die modalen Werte anwendet.

— Der Maximalwert jeder Schnittgröße am Tragwerk infolge der zwei Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung kann dann als Quadratwurzel der Summe der Quadrate der für die beiden Horizontalkomponenten berechneten Werte ermittelt werden.

(3) Als Alternative zu Absatz (2) dürfen die einer Kombination der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung entsprechenden Schnittgrößen mit Hilfe der folgenden zwei Kombinationen berechnet werden:

a) E_{Edx} "+" 0,30 $\cdot$ E_{Edy}

b) 0,30 $\cdot$ E_{Edx}"+" E_{Edy}

Dabei ist

"+" "zu kombinieren mit";

E_{Edx} die Schnittgrößen infolge des Angriffs der Erdbebeneinwirkung in Richtung der gewählten horizontalen x-Achse des Tragwerks;

E_{Edy} die Schnittgrößen infolge des Angriffs derselben Erdbebeneinwirkung in Richtung der dazu senkrechten horizontalen y-Achse des Tragwerks.

(4) Jede einzelne Komponente in den oben angegebenen Kombinationen ist mit dem für die betrachtete Schnittgröße ungünstigsten Vorzeichen anzusetzen.

(5) Für Bauwerke, die die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss erfüllen oder bei denen Horizontallasten ausschließlich durch Wände abgetragen werden, darf die Erdbebeneinwirkung als getrennt in Richtung der zwei zueinander senkrechten Hauptachsen des Bauwerks angreifend angenommen werden.

6.3.4.2 Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung

(1) Die in 5.3.1(3) definierte Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung ist nur bei Trägern, die Stützen tragen, zu berücksichtigen.

(2) Im Allgemeinen kann die Berechnung zur Bestimmung der Schnittgrößen infolge der Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung auf der Grundlage des Teilmodells des Tragwerks geführt werden, das die betrachteten Bauteile einschließt und die Steifigkeit der angrenzenden Bauteile berücksichtigt.

(3) Die Schnittgrößen infolge der Vertikalkomponente müssen nur für die betrachteten Bauteile und die direkt mit ihnen verbundenen tragenden Bauteile oder Tragwerksbereiche berücksichtigt werden.

6.4 Berechnung der Verschiebungen

(1) Die Verschiebungen infolge Bemessungs-Erdbebeneinwirkung sind auf der Grundlage der elastischen Verformungen des Tragsystems mittels Gleichung (32) zu berechnen:

$$d_s = q \cdot d_e \cdot \gamma_i \qquad (32)$$

Dabei ist

d_s die Verschiebung eines Punktes des Tragsystems infolge Bemessungs-Erdbebeneinwirkung;

q der Verhaltensbeiwert nach Abschnitt 8 bis 12;

d_e die durch lineare Berechnung aufgrund des Bemessungsantwortspektrums nach 5.3.4 ermittelte Verschiebung des gleichen Punktes des Tragsystems;

γ_i der Bedeutungsbeiwert nach Tabelle 6.

(2) Bei der Ermittlung der Verschiebungen d_e sind die Torsionswirkungen der Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen.

6.5 Nichttragende Bauteile

(1) Für nichttragende Bauteile (z. B. Brüstungen, Giebel, Antennen, technische Anlagenteile, nichttragende Außenwände, Trennwände, Geländer, Schornsteine auf Dächern), die im Falle des Versagens Gefahren für Personen hervorrufen oder das Tragwerk des Bauwerks beeinträchtigen können, muss nachgewiesen werden, dass sie — zusammen mit ihren Auflagern — die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung aufnehmen können.

(2) Es ist nachzuweisen, dass sowohl die nichttragenden Bauteile als auch ihre Verbindungen und Befestigungen oder Verankerungen der Kombination der maßgebenden ständigen, veränderlichen und seismischen Einwirkungen standhalten (siehe 5.4).

(3) Die Schnittbaugrößen infolge der Erdbebeneinwirkung dürfen bestimmt werden, indem an den nichttragenden Bauteilen eine Horizontalkraft F_a nach Gleichung (33) angesetzt wird:

$$F_a = S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a \tag{33}$$

Dabei ist

F_a die horizontale Erdbebenkraft, die im Massenschwerpunkt des nichttragenden Bauteils in der ungünstigsten Richtung angreift;

W_a das Gewicht des Bauteils;

S_a der Erdbebenbeiwert für nichttragende Bauteile, nach Gleichung (4);

γ_a der Bedeutungsbeiwert des nichttragenden Bauteils, siehe Absatz (5).

(4) Der Erdbebenbeiwert S_a kann wie folgt berechnet werden:

$$S_a = 3 \cdot \alpha \cdot \frac{\left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} \tag{34}$$

Dabei ist

α das Verhältnis des Bemessungswertes der Bodenbeschleunigung a_g zur Erdbeschleunigung g;

T_a die Grundschwingzeit des nichttragenden Bauteils;

T_1 die Grundschwingzeit des Bauwerks in der maßgebenden Richtung;

Z die Höhe des nichttragenden Bauteils über dem Fußpunkt des Bauwerks;

H die Gesamthöhe des Bauwerks.

(5) In allen anderen Fällen kann der Bedeutungsbeiwert γ_a eines nichttragenden Bauteils dem Wert des Bedeutungsbeiwerts γ_i des betreffenden Bauwerks gleichgesetzt werden.

6.6 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte

Hochbauten sind entsprechend ihrer Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit bzw. der mit einem Einsturz verbundenen Folgen (Verlust von Menschenleben, Kulturgütern und Sachwerten) einer der vier Bedeutungskategorien nach Tabelle 6 zuzuordnen. Den Bedeutungskategorien werden verschiedene Bedeutungsbeiwerte γ_1 nach Tabelle 6 zugeordnet.

Tabelle 6 — Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte für Hochbauten

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Bedeutungsbeiwert γ_1
I	Bauwerke, deren Unversehrtheit während des Erdbebens von wichtiger Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke, usw.	1,4
II	Bauwerke, deren Widerstandsfähigkeit gegen Erdbeben im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen wichtig ist, z. B Verwaltungsgebäude, Schulen, Versammlungshallen, kulturelle Einrichtungen, Kaufhäuser usw.	1,2
III	Gewöhnliche Bauten, die nicht zu den anderen Kategorien gehören, z. B. Wohngebäude	1,0
IV	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z. B. landwirtschaftliche Bauten, usw.	0,8

7 Nachweise der Standsicherheit

7.1 Allgemeines

(1) Für die Nachweise der Standsicherheit ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit (siehe 7.2) zusammen mit den Konstuktionsmerkmalen nach 4.2. zu berücksichtigen.

(2) Für Hochbauten der Bedeutungskategorien II bis IV nach Tabelle 6 können die in 7.2 vorgeschriebenen Nachweise als erbracht angesehen werden, falls die folgenden beiden Bedingungen erfüllt sind:

a) Die für die Erdbebenbemessungskombination (siehe 5.4) mit einem Verhaltensbeiwert q = 1,0 ermittelte Gesamterdbebenkraft ist kleiner als die Horizontalkraft, die den anderen Kombinationen von Einwirkungen entspricht, für die das Bauwerk aufgrund einer linear-elastischen Berechnung bemessen wird.

b) Die in 4.2 geforderten Konstruktionsmerkmale sind eingehalten worden.

(3) Für Hochbauten, bei denen die Anzahl der Vollgeschosse (ständige Lasten ≥ 2 kN/m²) über Geländeniveau die Werte der Tabelle 7 nicht überschreitet, und die den Grundlagen der Auslegung nach 4.2 sowie für Bauten in den Erdbebenzonen 2 und 3 den Regelmäßigkeitskriterien nach 4.3 entsprechen, ist ein rechnerischer Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht erforderlich. Für solche Bauten wird auf die Einhaltung der Bedingungen in 7.2 verzichtet. Die maximale Geschosshöhe ist dabei auf 3,0 m begrenzt.

(4) Für Gebäude mit bis zu zwei Vollgeschossen, die Horizontallasten überwiegend über Wandscheiben abtragen, gilt das Kriterium nach 4.3.2 (2) auch dann als erfüllt, wenn das Kriterium in einer Richtung eingehalten wird und gleichzeitig die Fläche des in der anderen Richtung vor- oder rückspringenden Bauwerksteiles nicht größer ist als 10 % der Bauwerksfläche (ohne die vor- oder rückspringende Fläche).

(5) Wenn ein Kellergeschoss als steifer Kasten ausgebildet und in einheitlichem Niveau gegründet ist, muss es bei der Ermittlung der Geschossanzahl nicht berücksichtigt werden. Für Mauerwerksbauten sind zusätzlich zu den Grundlagen der Auslegung nach 4.3 und gegebenenfalls den Kriterien nach 4.2 die konstruktiven Regeln nach 11.4 einzuhalten.

Tabelle 7 — Bedeutungskategorie und zulässige Anzahl der Vollgeschosse für Hochbauten ohne rechnerischen Standsicherheitsnachweis

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

7.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

7.2.1 Allgemeines

(1) Zur Sicherstellung der Sicherheit gegen Einsturz (Grenzzustand der Tragfähigkeit) in der Erdbebenbemessungssituation sind die nachfolgenden Bedingungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Duktilität, Gleichgewicht, Tragsicherheit der Gründung und erdbebengerechten Fugen zu erfüllen.

7.2.2 Tragfähigkeitsbedingung

(1) Die folgende Beziehung ist für alle tragenden Bauteile — einschließlich Verbindungen — und die maßgebenden nichttragenden Bauteile (siehe 6.5 (1)) zu erfüllen.

$$E_d \leq R_d \tag{35}$$

Dabei ist

$$E_d = E\left\{G_{kj,}\ \gamma_i \cdot A_{Ed}, P_k, \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}\right\}$$

der Bemessungswert der Schnittgröße in der Erdbebenbemessungssituation (siehe 5.4), falls erforderlich einschließlich der Wirkungen nach Theorie II. Ordnung (siehe Absatz (2));

$$R_d = R\left\{\frac{f_k}{\gamma_M}\right\}$$

die Bemessungstragfähigkeit des Bauteils, ermittelt nach baustoffbezogenen Anforderungen (charakteristischer Wert der Eigenschaft f_k und Teilsicherheitsbeiwert γ_M) und für die tragwerkspezifischen mechanischen Modelle nach den Abschnitten 8 bis 12.

(2) Wirkungen nach Theorie II. Ordnung (P-Δ-Effekt) müssen nicht berücksichtigt werden, wenn die folgende Bedingung in allen Geschossen eingehalten wird.

$$\theta \approx \frac{P_{tot} \cdot d_t}{V_{tot} \cdot h} \leq 0{,}10 \tag{36}$$

Dabei ist

θ der Kennwert der Empfindlichkeit gegen Geschossverschiebungen;

P_{tot} die gesamte Vertikallast über dem betrachteten Geschoss, entsprechend den Annahmen für die Berechnung der Schnittgrößen infolge Erdbebeneinwirkung;

d_t der Bemessungswert der Geschossverschiebung, ermittelt als Differenz der Mittelwerte der nach 6.4 berechneten Horizontalverschiebungen d_s an der Ober- und Unterkante des betrachteten Geschosses;

V_{tot} die Geschossquerkraft infolge Erdbebeneinwirkung;

h die Geschosshöhe.

(3) In Fällen von $0{,}1 < \theta \leq 0{,}2$, können Wirkungen nach Theorie II. Ordnung näherungsweise berücksichtigt werden, indem die maßgebenden Schnittgrößen infolge Erdbebeneinwirkung mit einem Faktor gleich $1/(1 - \theta)$ vergrößert werden.

(4) Der Wert des Kennwertes θ darf 0,3 nicht überschreiten.

7.2.3 Duktilitätsbedingung

Für die tragenden Bauteile und das Gesamttragwerk ist die der Schnittgrößenermittlung zugrunde gelegte Duktilität nachzuweisen. Dieser Nachweis gilt als erfüllt, wenn die in den Abschnitten 8 bis 12 getroffenen Festlegungen berücksichtigt sind. Es sind bestimmte baustoffbezogene Anforderungen, wie in den folgenden Abschnitten 8 bis 12 festgelegt, zu erfüllen, einschließlich Vorschriften für die Kapazitätsbemessung, falls angegeben, damit die Hierarchie der Tragfähigkeit der verschiedenen tragenden Bauteile erzielt wird, die zur Sicherstellung der geplanten Anordnung der Fließgelenke und zur Vermeidung von Sprödbruchverhalten erforderlich ist.

7.2.4 Gleichgewichtsbedingung

Das Bauwerk muss unter – Einwirkungskombinationen nach 5.4 – in stabilem Gleichgewicht verbleiben. Das schließt auch Wirkungen wie Kippen und Gleiten ein.

7.2.5 Tragfähigkeit der Gründungen

(1) Für Gründungen und Stützbauwerke sind die Anforderungen nach Abschnitt 12 zu erfüllen.

(2) Die Schnittgrößen für die Gründungen sind auf der Grundlage der Kapazitätsbemessung, unter Berücksichtigung möglicher Überfestigkeiten, zu ermitteln, sie dürfen jedoch nicht größer sein als die Schnittgrößen, die sich für die Erdbebenbemessungssituation unter Annahme elastischen Verhaltens (q = 1,0) ergeben.

(3) Falls die Schnittgrößen für die Gründung unter Verwendung eines Verhaltensbeiwerts $q \leq 1{,}5$ ermittelt werden, ist die Berücksichtigung der Kapazitätsbemessung nach (2) nicht erforderlich.

7.2.6 Bedingungen für erdbebengerechte Fugen

(1) Hochbauten sind gegen durch Erdbeben hervorgerufene Zusammenstöße mit angrenzenden Bauwerken oder mit Bauteilen, die durch Fugen abgeteilt sind, zu schützen.

(2) Absatz (1) gilt als erfüllt, wenn der Abstand angrenzender Beuteile, an den kritischen Stellen der möglichen Zusammenstöße, nicht kleiner ist als die Summe aus den jeweiligen Maximalwerten der Horizontalverschiebungen nach Gleichung (32).

8 Besondere Regeln für Betonbauten

8.1 Allgemeines

8.1.1 Anwendung

(1) Dieser Abschnitt gilt für die Auslegung von Stahlbeton-Hochbauten in deutschen Erdbebengebieten, fortan als Betonbauten bezeichnet.

(2) Betonbauten, bei denen aus Pilz- oder Flachdecken und Stützen gebildete Rahmen als erdbebenwiderstandsfähige Bauteile genutzt werden, werden, außer wenn sie der Duktilitätsklasse 1 angehören, durch diesen Abschnitt nicht erfasst.[2)]

(3) Für die Auslegung von Betonbauten gilt DIN 1045-1. Die folgenden Regeln werden zusätzlich zu denen in DIN 1045-1 angegeben.

8.1.2 Duktilitätsklassen

(1) Bezüglich der erforderlichen hysteretischen Dissipationsfähigkeit sind bei Betonbauten in deutschen Erdbebengebieten die drei Duktilitätsklassen 1 (nichtdisssipativ), 2 (dissipativ mit "natürlicher" Duktilität) und 3 (dissipativ mit erhöhter Duktilität) wie folgt zu unterscheiden:

— Duktilitätsklasse 1.

Die Duktilitätsklasse 1 entspricht Tragwerken, die beim Bemessungserdbeben im Wesentlichen im elastischen Zustand verbleiben sollen, und an die keine Duktilitätsanforderungen gestellt werden.

— Duktilitätsklasse 2.

Die Duktilitätsklasse 2 entspricht Tragwerken, bei denen sich die Duktilitätsanforderungen auf die "natürliche", nur durch Begrenzung von bezogener Längskraft und Bewehrungsgrad gesicherte Duktilität der Stahlbetonbauteile beschränken.

— Duktilitätsklasse 3.

Die Duktilitätsklasse 3 entspricht Tragwerken, bei denen durch konstruktive Sondermaßnahmen (wie Umschnürung des Betons in kritischen Bereichen) eine erhöhte Duktilität der Stahlbetonbauteile gesichert wird.

(2) Um für die drei Duktilitätsklassen jeweils entsprechende Duktilitäten zu sichern, sind für alle zum Tragwerk gehörenden Bauteile in jeder Duktilitätsklasse spezifische Vorschriften einzuhalten (siehe 8.2, 8.3 und 8.4).

(3) Entsprechend der unterschiedlichen verfügbaren Duktilität in den drei Duktilitätsklassen werden für die einzelnen Klassen unterschiedliche Werte des Verhaltensbeiwerts q angegeben.

8.1.3 Sicherheitsnachweise

(1) Die Kombination von Einwirkungen nach 5.4 ist anzusetzen.

2) Wegen des im Wesentlichen nichtdissipativen Verhaltens von Rahmen, die aus Pilz- oder Flachdecken und Stützen gebildet sind, müssen bei solchen Systemen in den Duktilitätsklassen 2 und 3 Zusatzmaßnahmen (wie z. B. eine mögliche Kombination mit anderen erdbebenwiderstandsfähigem Tragsystemen) getroffen und/oder Zusatzbedingungen (wie die Berücksichtigung der niedrigen verfügbaren örtlichen Duktilität oder Begrenzungen bezüglich Bauwerksform und Bauwerkshöhe) vorgeschrieben werden.

(2) Bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit müssen die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften γ_c und γ_s einen möglichen Festigkeitsabfall der Baustoffe infolge Schädigung durch zyklische Verformungen sowie eine Minderung der Tragfähigkeit infolge Abplatzen der Betondeckung in den kritischen Bereichen von Stahlbetonbauteilen berücksichtigen.

(3) Im Rahmen dieser Norm sind die in DIN 1045-1 für die Grundkombination angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s anzuwenden. Dabei wird vorausgesetzt, dass das Verhältnis zwischen der Restfestigkeit nach der Schädigung sowie dem Abplatzen der Betondeckung in den kritischen Bereichen und der ursprünglichen Festigkeit in grober Näherung dem Verhältnis der γ_M-Werte für außergewöhnliche Lastkombinationen und für die Grundkombination entspricht.

(4) Wenn bei der Festlegung der Baustoffeigenschaften der Festigkeitsabfall näherungsweise berücksichtigt wird und das Abplatzen der Betondeckung keine Rolle spielt, dürfen die γ_M-Werte für außergewöhnliche Lastkombinationen verwendet werden. Das kann bei Beibehaltung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Grundkombination durch Einführung eines um das Verhältnis der γ_M-Werte für die Grundkombination und die außergewöhnliche Lastkombination erhöhten Bemessungswertes des Verhaltensbeiwerts $q_d > q$ berücksichtigt werden.

(5) Die Sicherheitsnachweise gelten als erbracht für Hochbauten der Bedeutungskategorien II bis IV (siehe 6.1), die den in 7.1 (2) angegebenen Bedingungen genügen.

8.2 Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 1

(1) Betonbauten der Duktilitätsklasse 1 dürfen nur in der Erdbebenzone 1 nach 5.1 errichtet werden.

(2) Das Bemessungsspektrum für lineare Berechnung wird für horizontale und vertikale Erdbebeneinwirkung durch Einführung des Bemessungswerts des Verhaltensbeiwerts q_d = 1,15 in die Beziehungen nach 5.3.3 erhalten.

(3) Die Bemessungsschnittgrößen werden aus der Berechnung des Tragwerks für die seismische Lastkombination nach 5.4 erhalten.

(4) Es gelten die in DIN 1045-1 angegebenen Vorschriften für Bemessung und bauliche Durchbildung.

(5) Bei der Bemessung von Stützen für zweiachsige Biegung darf das in 8.4.6.2 (3) angegebene Näherungsverfahren angewendet werden.

8.3 Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 2

(1) Das Bemessungsspektrum für lineare Berechnung bei horizontaler Erdbebeneinwirkung wird durch Einführung des Bemessungswerts des Verhaltensbeiwerts q_d = 1,7 in die Beziehungen nach 5.3.3 erhalten. Für vertikale Erdbebeneinwirkung gilt q_d = 1,15.

(2) Die Bemessungsschnittgrößen, mit Ausnahme der Querkraft in Wänden (siehe Absatz (3)), werden aus der Berechnung des Tragwerks für die seismische Lastkombination nach 5.4 erhalten.

(3) Für Wände wird der Bemessungswert der Querkraft durch Multiplikation der aus der Berechnung erhaltenen Querkraft mit dem Faktor ε = 1,5 bestimmt.

(4) Es gelten die in DIN 1045-1 angegebenen Festlegungen für Bemessung und bauliche Durchbildung. Zusätzlich dazu sind die in den Absätzen (6), (7) und (8) angegebenen Maßnahmen zu beachten.

(5) Der in kritischen Bereichen verwendete Betonstahl hat die Anforderungen an hochduktile Stähle nach DIN 1045-1 zu erfüllen.

(6) Bei der Berechnung der Verankerungslänge von Bewehrungsstäben in Stützen, die zur Biegetragfähigkeit in den kritischen Bereichen beitragen, ist in Gleichung (141) aus DIN 1045-1:2001-07 das Verhältnis der erforderlichen zur vorhandenen Querschnittsfläche der Bewehrung immer zu 1,0 anzusetzen.

(7) In symmetrisch bewehrten Druckgliedern (Stützen und Wänden), die für die Abtragung der horizontalen Erdbebenlasten über Biegebeanspruchung herangezogen werden, darf der Bemessungswert der bezogenen

Längskraft $v_d = N_{Sd}/A_c f_{cd}$, mit N_{Sd} = Bemessungswert der aufzunehmenden Längskraft und A_c = Gesamtfläche des Betonquerschnitts, den Grenzwert v_d = 0,25 für Stützen und v_d = 0,20 für Wände nicht überschreiten.

(8) In Rahmenriegelanschlüssen mit Rechteckquerschnitt wird der größte zulässige Bewehrungsgrad der Zugbewehrung zu ρ_{max} = 0,03 angesetzt. Der Bewehrungsquerschnitt auf der Druckseite muss mindestens der Hälfte der Zugbewehrung entsprechen.

(9) Bei der Bemessung von Stützen für zweiachsige Biegung darf das in 8.4.6.2 (3) angegebene Näherungsverfahren angewendet werden.

8.4 Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 3

8.4.1 Baustoffe

8.4.1.1 Beton

Die Verwendung einer Betonfestigkeitsklasse niedriger als C 16/20 ist nicht gestattet.

8.4.1.2 Betonstahl

(1) Außer für geschlossene Bügel und für Querhaken sind nur Rippenstähle als Bewehrung in kritischen Bereichen zulässig.

(2) Der in kritischen Bereichen verwendete Betonstahl hat die Anforderungen an hochduktile Stähle nach DIN 1045-1 zu erfüllen.

(3) Geschweißte Matten sind zulässig, wenn sie den in den Absätzen (1) und (2) angegebenen Bedingungen entsprechen.

8.4.2 Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte

8.4.2.1 Tragwerkstypen

(1) Betonbauten der Duktilitätsklasse 3 sind, entsprechend ihrem Verhalten unter horizontalen Erdbebeneinwirkungen, einem der folgenden Tragwerkstypen zuzuordnen.

— Rahmensystem: Tragsystem, bei dem sowohl Vertikal- als auch Horizontallasten (die Horizontallasten zumindest zu 65 %) durch räumliche Rahmen aufgenommen werden.

— Wandsystem: Tragsystem, bei dem sowohl Vertikal- als auch Horizontallasten hauptsächlich (die Horizontallasten zumindest zu 65 %) durch vertikale, gekoppelte oder ungekoppelte Wände aufgenommen werden.

ANMERKUNG Eine Wand ist ein Bauteil (im Allgemeinen vertikal), das keine Öffnungen in den Bereichen mit örtlichen Duktilitätsanforderungen hat, andere Bauteile trägt und einen langgestreckten Querschnitt hat mit dem Verhältnis l_w/b_w zwischen Länge und Dicke größer als 4. Eine gekoppelte Wand ist ein Bauteil, das aus zwei oder mehreren Einzelwänden zusammengesetzt ist, die durch regelmäßig angeordnete, ausreichend duktile Balken ("Koppelbalken") miteinander verbunden sind.

— Mischsystem: Tragsystem, bei dem Vertikallasten hauptsächlich durch räumliche Rahmen und die Horizontallasten teils durch das Rahmensystem und teils durch ungekoppelte oder gekoppelte Wände aufgenommen werden. Je nach dem größeren Anteil an aufgenommenen Horizontallasten überwiegen Rahmen oder Wände.

— Kernsystem: Mischsystem oder Wandsystem ohne Mindest-Torsionssteifigkeit, z. B. Tragsystem aus verhältnismäßig weichen Rahmen, kombiniert mit Wänden, die nahe dem Mittelpunkt des Bauwerksgrundrisses konzentriert sind.

— Umgekehrtes-Pendel-System: System, bei welchem ein Massenanteil von 50 % oder mehr im obersten Drittel der Bauwerkshöhe liegt, oder bei welchem die Energiedissipation hauptsächlich im unteren Bereich eines einzelnen Bauteils konzentriert erfolgt.

ANMERKUNG Ein Geschossrahmen, bei dem die oberen Stützenenden in beiden Gebäude-Hauptrichtungen miteinander verbunden sind, gehört nicht zu dieser Kategorie.

(2) Rahmensysteme, Mischsysteme und Wandsysteme müssen eine Mindest-Torsionssteifigkeit aufweisen.

(3) Die genannte Forderung nach einer Mindest-Torsionssteifigkeit wird als erfüllt betrachtet, wenn das Tragwerk folgender Bedingung entspricht:

$$\frac{r}{l_s} \geq 0{,}8 \tag{37}$$

Dabei ist

r der kleinste Torsionsradius für alle in Frage kommenden horizontalen Richtungen;

l_s der Trägheitsradius des Tragwerks im Grundriss (siehe 6.3.2.4 (7))

(4) Für Rahmensysteme, bei denen alle vertikalen Bauteile annähernd gleichmäßig über den Grundriss verteilt sind, kann die in Absatz (2) angegebene Bedingung ohne rechnerische Überprüfung als erfüllt betrachtet werden.

(5) Rahmensysteme, Mischsysteme oder Wandsysteme ohne Mindest-Torsionssteifigkeit nach Absatz (3) werden den Kernsystemen zugeordnet.

8.4.2.2 Verhaltensbeiwerte

8.4.2.2.1 Horizontale Erdbebeneinwirkungen

(1) Der zur Berücksichtigung der Energiedissipationsfähigkeit eingeführte Verhaltensbeiwert q ist für jede Bemessungsrichtung wie folgt zu bestimmen:

$$q = q_0 \cdot k_R \cdot k_W \geq 1{,}5 \tag{38}$$

Dabei ist

q_o der Grundwert des Verhaltensbeiwerts, in Abhängigkeit vom Tragwerkstyp (nach Tabelle 8);

k_R der Beiwert zur Berücksichtigung der Regelmäßigkeit im Aufriss (siehe Absatz (3));

k_W der Beiwert zur Berücksichtigung der vorherrschenden Versagensart bei Tragsystemen mit Wänden (siehe Absatz (4)).

(2) Die Grundwerte q_o für die verschiedenen Tragwerkstypen werden in Tabelle 8 angegeben.

Tabelle 8 — Grundwerte q_0 des Verhaltensbeiwerts

Tragwerkstyp	q_0
Rahmensystem, Wandsystem, Mischsystem	2,50
Kernsystem	2,00
Umgekehrtes-Pendel-System	1,50

(3) Der Beiwert k_R zur Berücksichtigung der Regelmäßigkeit im Aufriss nach 4.3.3 ist wie folgt anzusetzen:

k_R = 1,0 für regelmäßige Tragwerke

k_R = 0,80 für unregelmäßige Tragwerke

(4) Der Beiwert k_W zur Berücksichtigung der vorherrschenden Versagensart bei Tragsystemen mit Wänden ist wie folgt anzusetzen:

k_w = 1,00 für Rahmen und Mischsysteme, bei denen Rahmen überwiegen

$k_w = 1/(2{,}5 - 0{,}5\alpha_0) \leq 1$ für Wände, Mischsysteme, bei denen Wände überwiegen, und Kernsysteme

mit

α_o vorherrschendes Maßverhältnis der Wände des Tragsystems (α_o = vorherrschend (H_w/l_w)).

(5) Wenn die Maßverhältnisse H_{wi}/l_{wi} aller Wände i eines Tragsystems sich nicht signifikant unterscheiden, darf das vorherrschende Maßverhältnis α_o wie folgt bestimmt werden:

$$\alpha_0 = \frac{\sum H_{wi}}{\sum l_{wi}} \tag{39}$$

Dabei ist

H_{wi} die Höhe der Wand i;

l_{wi} die Länge des Querschnitts der Wand i.

8.4.2.2.2 Vertikale Erbebeneinwirkungen

(1) Für die vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung sollte allgemein für alle Tragsysteme ein Verhaltensbeiwert q gleich 1,0 angenommen werden.

(2) Die Annahme von q-Werten größer als 1,0 ist durch eine geeignete Berechnung zu begründen.

8.4.3 Auslegungskriterien

Die in 8.1.2 und in 4.2.8 beschriebenen Auslegungskriterien werden bei erdbebenwiderstandsfähigen Bauteilen von Betonbauten der Duktilitätsklasse 3 als erfüllt betrachtet, wenn die Festlegungen nach 8.4.4 bis 8.4.7 eingehalten sind.

8.4.4 Verankerungen und Stöße

8.4.4.1 Umschnürungsbügel

Umschnürungsbügel als Querbewehrung in Balken, Stützen und Wänden sind als geschlossene Bügel vorzusehen, mit 10 d_{bw} langen, um 135° ins Innere abgebogenen Haken.

8.4.4.2 Verankerung der Bewehrung

8.4.4.2.1 Stützen

(1) Bei der Berechnung der Verankerungslänge $l_{b,net}$ von Bewehrungsstäben in Stützen, die zur Biegetragfähigkeit in den kritischen Bereichen der betroffenen Bauteile beitragen, ist das Verhältnis der erforderlichen zur vorhandenen Querschnittsfläche der Bewehrung $A_{s,req}/A_{s.prov}$ in Gleichung (141) aus DIN 1045-1:2001-07 immer zu 1,0 anzusetzen.

(2) Wenn — unter Einwirkungskombinationen nach 5.4— Zugkräfte als Längskräften in Stützen auftreten können, sind die Verankerungslängen gegenüber den in DIN 1045-1 angegebenen Werten um 50 % zu vergrößern.

8.4.4.2.2 Balken

(1) Die zur Verankerung in Knoten als Winkelhaken abgebogene Längsbewehrung von Balken ist immer im Inneren der entsprechenden, in Stützen vorgesehenen, Umschnürungsbügel anzuordnen.

(2) Überschreitet an einem Balken-Stützen-Knoten das Balkenmoment aus Erdbebeneinwirkung betragsmäßig das Balkenmoment aus Vertikallast, so ist der Durchmesser d_{bL} der in Balken-Stützen-Knoten verankerten Längsbewehrung von Balken nach den Gleichungen (40) und (41) zu begrenzen:

(1) für Balken-Stützen-Innenknoten

$$d_{bL} \le 6{,}0 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \right) \cdot \left(1 + 0{,}8 \cdot \nu_d \right) \cdot h_c \qquad (40)$$

(2) für Balken-Stützen-Außenknoten

$$d_{bL} \le 7{,}5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \right) \cdot \left(1 + 0{,}8 \cdot \nu_d \right) \cdot h_c \qquad (41)$$

Dabei ist

h_c die Stützenbreite parallel zur Längsbewehrung;

f_{ctm} die Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons;

f_{yd} die Bemessungswert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze;

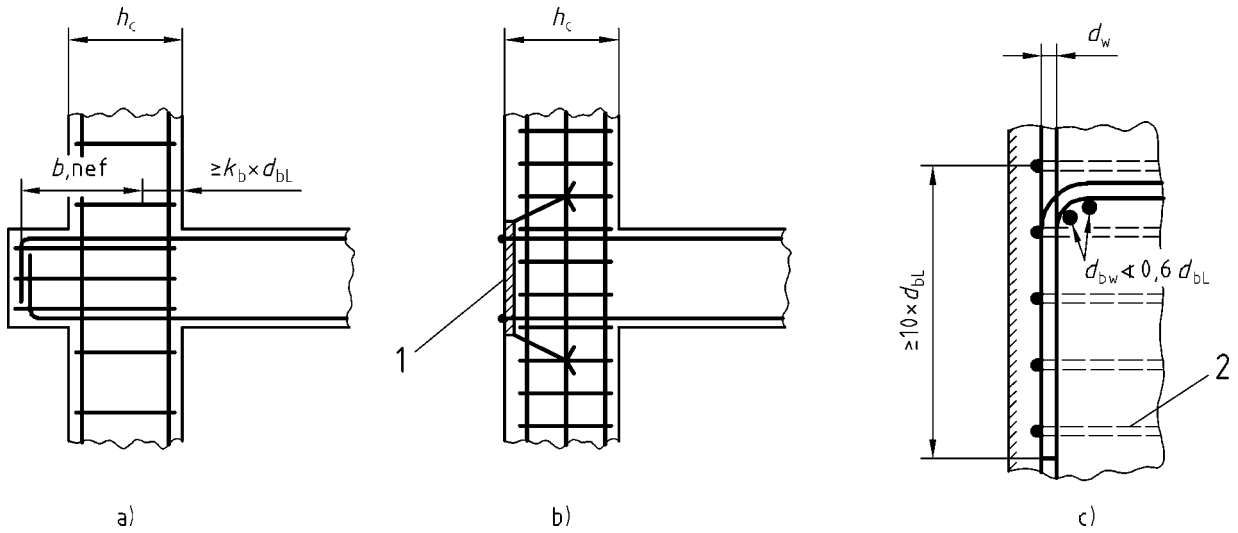
ν_d der Bemessungswert der bezogenen Längskraft in der Stütze, als Mindestwert für die seismische Lastkombination ermittelt $\nu_d = N_{Sd}/(f_{cd} \cdot A_c)$.

(3) Wenn Absatz (2) für Balken-Stützen-Außenknoten wegen der ungenügend großen Stützenbreite h_c parallel zu den Bewehrungsstäben nicht eingehalten werden kann, sind folgende Zusatzmaßnahmen vorzusehen, um die Verankerung der Längsbewehrung von Balken zu sichern:

(1) Horizontale Verlängerungen von Balken oder Platten (siehe Bild 5a)),

(2) An die Enden der Bewehrungsstäbe geschweißte Ankerplatten (siehe Bild 5b)),

(3) Winkelhaken mit einer Mindestlänge von $10 \cdot d_{bL}$ und eine Querbewehrung aus kurzen Stäben, die unter den Winkelhaken einer Gruppe von Bewehrungsstäben angeordnet und mit diesen eng verbunden sind (siehe Bild 5c)).



Legende
1
2

Bild 5 — Zusatzmaßnahmen zur Verankerung in Balken-Stützen-Außenknoten

(4) Obere und untere Bewehrungsstäbe, die durch Innenknoten gehen, muss außerhalb des Knotens, in einem Abstand von (mindestens) l_{cr} (Länge des kritischen Bereichs, siehe 8.4.5.3 (1)), enden.

(5) Um die günstige Wirkung der Stützen-Druckkraft auf den Verbund der durch den Knoten gehenden horizontalen Bewehrungsstäbe ausnutzen zu können (siehe Bild 6), darf die Balkenbreite b_w nicht größer sein als:

$$b_w = \min \{b_c + h_w; 2b_c\} \tag{42}$$

(6) Die Verankerungslänge der sich kreuzenden Schrägstäbe in Koppelbalken muss um 50 % größer sein als der nach DIN 1045-1 ermittelte Wert (siehe 8.4.7.4 (3).

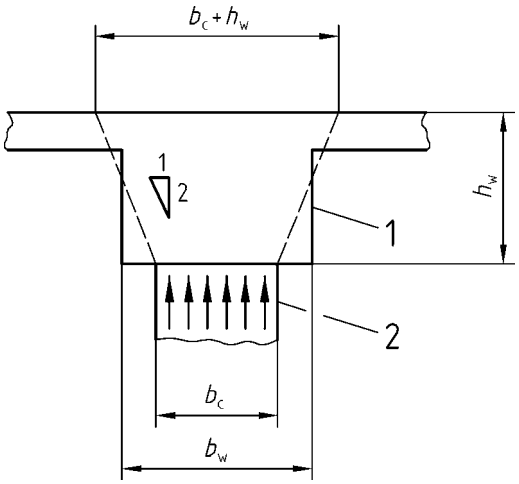


Bild 6 — Begrenzung der Balkenbreite b_w

8.4.4.3 Stöße von Bewehrungsstäben

(1) Durch Verschweißen hergestellte Stöße sind in den kritischen Bereichen der zum Tragwerk gehörenden Bauteile nicht zulässig.

(2) Durch mechanische Verbindungsmittel hergestellte Stöße sind in Stützen und Wänden zulässig, wenn die Eignung dieser Verbindungsmittel nachgewiesen wurde.

(3) Übergreifungsstöße sind in den kritischen Bereichen von Stützen und Wänden zulässig.

(4) Die bei Übergreifungsstößen vorzusehende Querbewegung ist nach DIN 1045-1:2001-07, 12.8.3, zu bemessen. Daneben sind folgende Regeln zu berücksichtigen.

(1) Bei Übergreifungsstößen nach Bild 7(a) ist die Summe der Querschnittsflächen aller gestoßener Stäbe $\sum A_{sL}$ bei der Bestimmung der Querbewehrung anzusetzen.

(2) Bei Übergreifungsstößen nach Bild 7(b) ist die Querschnittsfläche des stärkeren gestoßenen Längsstabes A_{sL} bei der Bestimmung der Querbewehrung anzusetzen.

(3) Der Abstand s der entlang eines Übergreifungsstoßes anzuordnenden Querbewehrungsstäbe darf nicht größer sein als

$$s = \min\left\{\frac{h}{4}; 100\ \text{mm}\right\}$$

Dabei ist

h die kleinste Querschnittsabmessung.

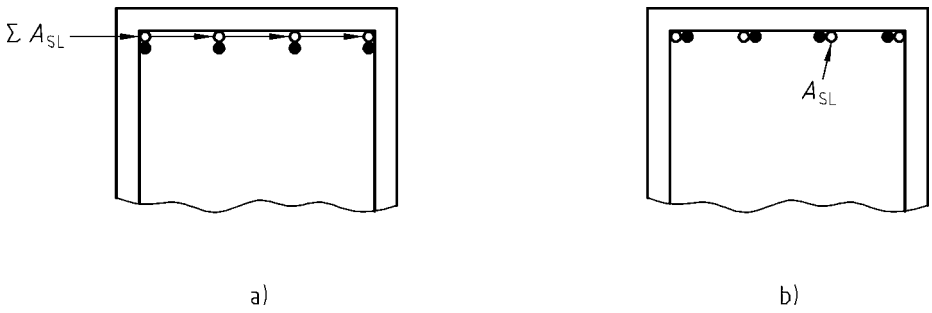


Bild 7 — Anordnung von Übergreifungsstößen

(5) Die Querbewehrung A_{st} innerhalb der Übergreifungslänge der Längsbewehrungsstäbe von Stützen, die an gleicher Stelle gestoßen sind, oder der Längsbewehrungsstäbe in den Randelementen von Wänden, kann nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$A_{st} = s \cdot \left(\frac{d_{bl}}{50}\right) \cdot \left(\frac{f_{yLd}}{f_{ywd}}\right) \qquad (43)$$

Dabei ist

A_{st} die Querschnittsfläche eines Schenkels der Querbewehrung;

d_{bL} die Durchmesser des gestoßenen Bewehrungsstabes;

s der Abstand der Querbewehrungsstäbe;

f_{yLd} der Bemessungswert der Festigkeit der Längsbewehrung;

f_{ywd} der Bemessungswert der Festigkeit der Querbewehrung.

8.4.5 Anforderungen an Balken

8.4.5.1 Allgemeines

(1) Ein Balken ist ein Bauteil (im Allgemeinen horizontal), das hauptsächlich quer dazu wirkende Lasten sowie eine Längskraft mit dem bezogenen Bemessungswert $v_d = N_{sd} / \left(A_c f_{cd}\right)$ nicht größer als 0,1 aufnimmt.

(2) Alle Bemessungsschnittgrößen für Balken werden aus der Berechnung des Tragwerkes für die seismische Lastkombination nach 5.4 erhalten. Eine Umlagerung der Biegemomente nach DIN 1045-1 ist zulässig.

8.4.5.2 Ermittlung und Nachweis des Bemessungswerts der Tragfähigkeit

(1) Die Biegetragfähigkeit wird, wie in DIN 1045-1 angegeben, für die Längskraft berechnet, die sich aus der entsprechenden seismischen Lastkombination ergibt.

(2) Die obere Bewehrung der Endbereiche von Plattenbalken sollte im Wesentlichen innerhalb der Gurtbreite angeordnet werden. Nur ein Teil dieser Bewehrung darf außerhalb der Gurtbreite, aber innerhalb der mitwirkenden Plattenbreite b_{eff} angeordnet werden.

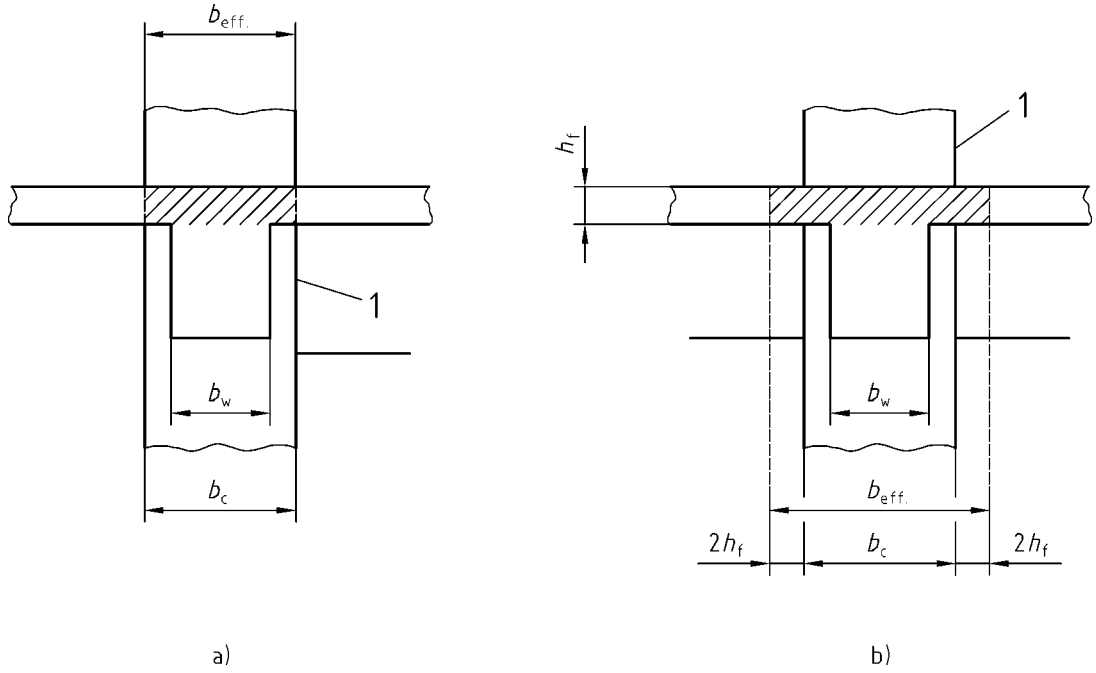
ANMERKUNG Die mitwirkende Plattenbreite wird infolge der Wirkung von örtlichen Plastifizierungen drastisch abgemindert.

(3) Die mitwirkende Plattenbreite b_{eff} darf wie folgt angenommen werden:

a) Für Balken, die in eine Außenstütze einbinden:

$b_{eff} = b_c$ wenn kein Querbalken vorhanden ist (siehe Bild 8 (a)),

$b_{eff} = b_c + 4\ h_f$ wenn ein Querbalken mit ähnlichen Abmessungen vorhanden ist (siehe Bild 8 (b)).



Legende
1 Stütze

Bild 8 — Mitwirkende Plattenbreite b_{eff} für Balken, die in eine Außenstütze einbinden

b) für Balken, die in eine Innenstütze einbinden:

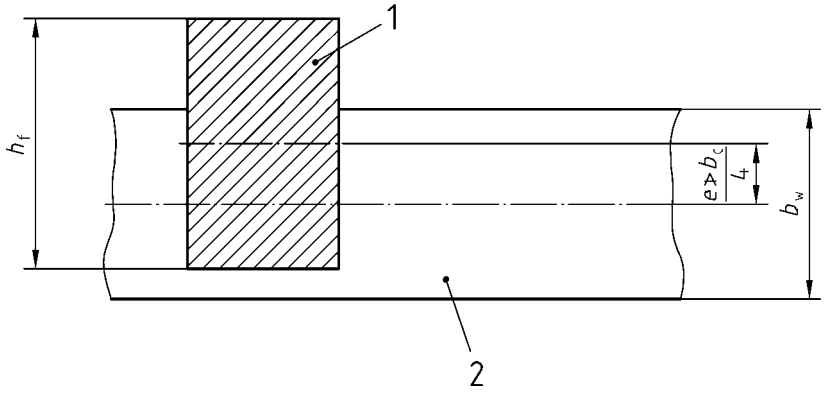
die Werte nach Absatz (3) um 2 h_f auf jeder Seite des Balkens vergrößert werden.

(4) Für Randbalken darf die Bewehrung über den in Absatz (2) zugelassenen Abstand bis zum Balkenrand verteilt werden.

(5) Entsprechende Verankerungen und Stöße der Balkenbewehrung sind sicherzustellen; die Anforderungen nach 8.4.4 sind Mindestmaßnahmen zu diesem Zweck.

(6) Eine wirksame Übertragung der zyklischen Momente vom Balken zur Stütze ist durch Begrenzung der Ausmitte zwischen der Balkenachse und der Achse der Stütze, in welche der Balken einbindet, sicherzustellen.

(7) Die Anforderungen nach Absatz (6) gelten als erfüllt, wenn der Abstand zwischen den Mittelachsen der beiden Bauteile auf weniger als $b_c/4$ begrenzt wird (siehe Bild 9).



Legende
1 Stütze
2 Balken

Bild 9 — Ausmitte zwischen Balken- und Stützenachse

8.4.5.3 Örtliche Duktilität (Balken)

(1) Balkenbereiche, die innerhalb eines Abstands l_{cr} von einem Endquerschnitt, wo der Balken in einen Knoten einbindet, oder von beiden Seiten eines beliebigen anderen Querschnitts liegen, der einer Plastifizierung unter der seismischen Lastkombination ausgesetzt ist, sind als kritische Bereiche zu betrachten. Die Länge l_{cr} ist zu 1,0 h_w anzusetzen (worin h_w die Balkenhöhe bedeutet, siehe Bild 10).

(2) Innerhalb der kritischen Bereiche gelten die örtlichen Duktilitätsanforderungen als erfüllt , wenn folgende Regeln eingehalten sind:

(1) Die im Folgenden angegebenen Bedingungen für die Querbewehrung, durch die eine angemessene Umschnürung gesichert und dem örtlichen Ausknicken der Längsbewehrung vorgebeugt werden soll, werden erfüllt.

(2) In der Druckzone wird zusätzlich zur Bewehrung, die sich aus der Gleichgewichtsbedingung im Querschnitt ergibt, eine Bewehrung vorgesehen, die mindestens die Hälfte der vorhandenen Zugbewehrung ausmacht.

(3) Entlang des gesamten Balkens werden die Duktilitätsanforderungen als erfüllt betrachtet, wenn der Bewehrungsgrad der Zugbewehrung ρ nirgends kleiner ist als der Mindestwert ρ_{min}, der wie folgt bestimmt wird

$$\rho_{\min} = 0{,}5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \qquad (44)$$

Dabei ist

ρ_{min} nirgends größer als ρ_{max} = 0,03;

f_{yk} die charakteristische Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze;

f_{ctm} der Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons.

(4) In den kritischen Bereichen sind Umschnürungsbügel vorzusehen, die folgenden Bedingungen entsprechen:

(1) Der Bügeldurchmesser d_{bw} ist nicht kleiner als 6 mm.

(2) Die Abstände der Umschnürungsbügel s sind nicht größer als

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 200 \text{ mm}; 9 \cdot d_{bL} \right\}$$

(3) Der Abstand des ersten Umschnürungsbügels vom Endquerschnitt des Balkens ist nicht größer als 50 mm (siehe Bild 10).

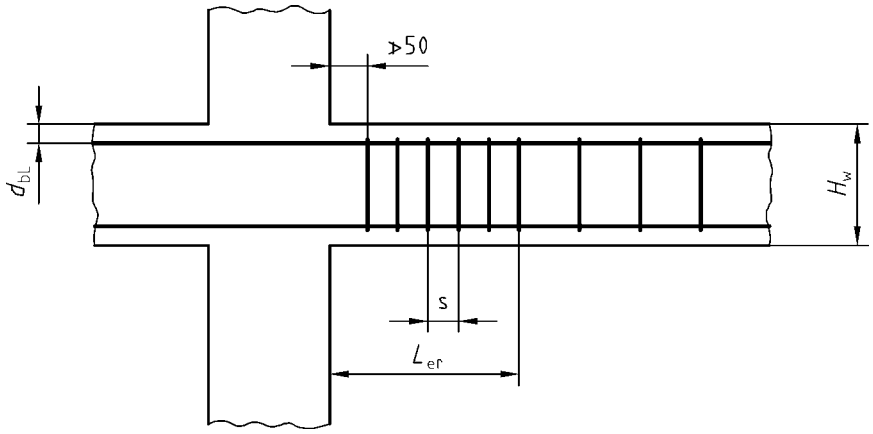


Bild 10 — Querbewehrung in kritischen Bereichen

8.4.5.4 Besondere Regeln für Balken, die vertikale, nach unten abgefangene Bauteile tragen

(1) Balken und Platten, die zum Tragwerk gehörende Wände tragen, sind nicht zulässig.

(2) Für Balken, die Stützen tragen, gelten folgende Festlegungen:

a) Es darf keine Ausmitte zwischen den Achsen von Stütze und Balken bestehen.

b) Der Balken muss auf — mindestens — zwei direkten Auflagern, wie Wände oder Stützen, liegen.

(3) Der Balkenbereich, auf dem eine abgefangene Stütze ruht, ist als kritischer Bereich zu betrachten und auf einer Länge von $2 \cdot h_w + h_c + 2 \cdot h_w$ (worin h_w die Balkenhöhe und h_c die Stützenabmessung parallel zur Balkenachse bedeuten) als solcher zu bewehren.

8.4.6 Anforderungen an Stützen

8.4.6.1 Bemessungsschnittgrößen

(1) Eine Stütze ist ein Bauteil (im Allgemeinen vertikal), das andere Bauteile trägt und/oder eine Längskraft mit dem bezogenen Bemessungswert $v_d = \frac{N_{Sd}}{(A_c \cdot f_{cd})}$ größer als 0,1 aufnimmt.

(2) Alle Bemessungsschnittgrößen für Stützen werden aus der Berechnung des Tragwerks für die seismische Lastkombination nach 5.4 erhalten, wobei auch Wirkungen zweiter Ordnung nach 7.2.2 zu berücksichtigen sind.

(3) Bei der Bestimmung der ungünstigsten Kombination von Biegemomenten und Längskräften ist die Veränderung der Stützenlängskraft infolge Erdbebeneinwirkung sowohl mit positivem als auch mit negativem Vorzeichen zu berücksichtigen.

8.4.6.2 Ermittlung und Nachweis des Bemessungswertes der Tragfähigkeit

(1) Die Biegetragfähigkeit wird, wie in DIN 1045-1 angegeben, für die Längskraft ermittelt, die sich aus der Berechnung für die seismische Lastkombination ergibt.

(2) Beim Nachweis für Biegemomente und Längskräfte ist der durch die gleichzeitige Wirkung in zwei Richtungen gegebene Charakter der Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen.

(3) Bei zweiachsiger Biegung dürfen getrennte Nachweise für beide Richtungen mit 70 % der Biegetragfähigkeit geführt werden, d. h. für jede Richtung gilt

$M_{Sd} \geq 0{,}7 M_{Rd}$, worin i sich auf jeweils eine der beiden Richtungen bezieht.

(4) Die bezogene Längskraft ν_d darf den Wert $\nu_{d,max}$ = 0,75 nicht überschreiten.

(5) Die Abminderung der Biegetragfähigkeit infolge Abplatzen der Betondeckung darf vernachlässigt werden, wenn die Festlegungen nach 8.4.6.3 (4) eingehalten sind.

(6) Die Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} wird unter Verwendung des Wertes der Längskraft ermittelt, der sich aus der Berechnung für die seismische Lastkombination ergibt.

8.4.6.3 Örtliche Duktilität (Stützen)

(1) Die Bereiche, die innerhalb eines Abstands l_{cr} von den beiden Enden einer Stütze liegen, sind als kritische Bereiche zu betrachten. Wenn genauere Angaben fehlen, kann l_{cr} wie folgt berechnet werden:

$$l_{cr} = \max \left\{ d_c \; ; \frac{l_{c1}}{6} ; 450 \text{ mm} \right\} \tag{45}$$

Dabei ist

d_c die größte Querschnittsabmessung der Stütze;

l_{c1} die freie Stützenlänge.

(2) Für $l_{c1}/d_c < 3$ ist die Gesamthöhe der Stütze als kritischer Bereich zu betrachten und dementsprechend zu bewehren.

(3) Ein Mindestwert des konventionalen Krümmungsduktilitätsfaktor CCDF von $\mu_{1/r} \geq 5$ ist sucherzustellen, um die Anforderungen an die plastische Rotation zu erfüllen, die dem festgelegten Verhaltensbeiwert nach Tabelle 9 entsprechen.

(4) Wenn das Erreichen des CCDF-Faktors eine Betonstauchung von über 0,0035 erfordert, ist durch eine geeignete Umschnürung des Betonkerns die Bruchstauchung des Betons zu erhöhen und gleichzeitig der Tragfähigkeitsverlust infolge Abplatzen der Betondeckung zu kompensieren.

(5) Die Anforderungen der Absätze (3) und (4) werden als erfüllt betrachtet, wenn:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq k_0 \cdot \mu_{\frac{1}{r}} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \left(0{,}35 \cdot \frac{A_c}{A_0} + 0{,}15 \right) - 10 \, \varepsilon_{cu} \tag{46}$$

und

$$\omega_{wd} \geq \omega_{wd,\min} \tag{47}$$

ist.

Dabei ist

ω_{wd} der auf das Volumen bezogene mechanische Bewehrungsgrad der Umschnürungsbügel in den kritischen Bereichen, mit

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\textit{Volumen der Umschnürungsbügel}}{\textit{Volumen des Betonkerns}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right] \tag{48}$$

mit den Bemessungswerten der Streckgrenze des Betonstahls f_{yd} und der einaxialen Festigkeit des Betons f_{cd}.

$\omega_{wd,min}$ = 0,05, Mindestwert des auf das Volumen bezogenen mechanischen Bewehrungsgrades der Umschnürungsbügel;

$\mu_{1/r}$ = 5 , erforderlicher CCDF-Faktor;

v_d der Bemessungswert der bezogenen Längskraft $v_d = N_{Sd}/(A_c \cdot f_{cd})$;

$\varepsilon_{sy,d}$ der Bemessungswert der Stahldehnung an der Streckgrenze;

A_c die Gesamtfläche des Betonquerschnitts;

A_o die Kernfläche des Betonquerschnitts nach Bild 7;

ε_{cu} der Nennwert der Bruchstauchung für unbewehrten Beton (ε_{cu} = 0,0035);

k_o = 65 , Beiwert;

α der Kennwert für die Wirksamkeit der Umschnürung,

mit $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ (49)

mit

$$\alpha_n = 1 - \sum b_i^2 / 6 \cdot A_0 \text{ für Rechteckquerschnitte} \tag{50}$$

$$\alpha_n = 1 \text{ für Kreisquerschnitte} \tag{51}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2} \cdot b_0\right)^2 \text{ für Rechteck und Kreisquerschnitte} \tag{52}$$

mit

n Gesamtanzahl der Stellen (in der Ebene jedes Umschnürungsbügels) in denen die Längsbewehrungsstäbe durch Umschnürungsbügel oder Querhaken "gehalten" werden;

b_i Abstand zwischen aufeinanderfolgenden "haltenden" Stellen (siehe Bild 11);

b_o, d_o, s, A_o nach Bild 11.

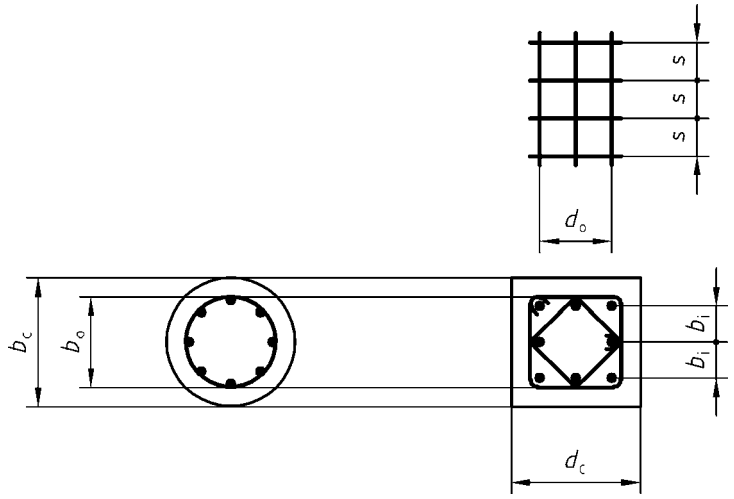


Bild 11 — Umschnürung des Betonkerns

(6) Folgende Mindestbedingungen sind in den kritischen Bereichen einzuhalten:

a) Umschnürungsbügel mit einem Durchmesser nicht unter 6 mm sind in Abständen s vorzusehen, um ein Mindestmaß an Duktilität zu sichern und dem örtlichen Ausknicken der Längsbewehrung vorzubeugen. Dazu ist der Abstand s der Umschnürungsbügel nicht größer vorzusehen als

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 200 \text{ mm}; 9 \cdot d_{bL} \right\} \tag{53}$$

Dabei ist

b_o die kleinste Abmessung des Betonkerns;

d_{bL} der Durchmesser der Längsbewehrungsstäbe.

b) Die Umschnürungsbügel sind so zu gestalten, dass der Stützenquerschnitt die Vorteile des dreiaxialen Spannungszustands nutzt, der durch Umschnürungsbügel und Querhaken (Querstäbe) erzielt wird (siehe Bild 12). Dabei darf der Abstand zwischen aufeinanderfolgenden Längsstäben, die durch Abbiegungen der Umschnürungsbügel oder durch Querhaken gehalten werden, 250 mm nicht überschreiten.

(7) Die im Querschnitt wirkenden Längskräfte sind, wie in 8.4.6.2 (4), angegeben zu begrenzen.

(8) Der Bewehrungsgrad der Gesamtlängsbewehrung darf nicht kleiner als 0,01 und nicht größer als 0,04 sein.

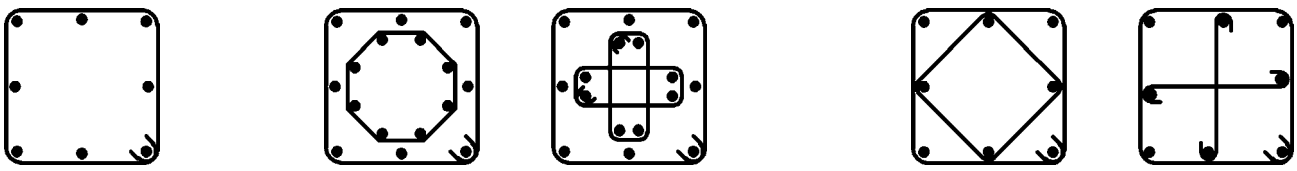


Bild 12 — Gestaltung von Umschnürungsbügeln

8.4.6.4 Besondere Maßnahmen

(1) Symmetrische Querschnitte sollten symmetrisch bewehrt werden ($\rho = \rho'$).

(2) Auf jeder Stützenseite ist mindestens ein Zwischenstab zwischen den Eckstäben vorzusehen, um das Verhalten der Balken-Stützen-Knoten zu verbessern.

(3) Außer wenn $\theta \leq 0{,}1$ ist (siehe 7.2.2.(2)), sollten die Querschnittsabmessungen einer Stütze nicht kleiner sein als ein Zehntel des Abstandes zwischen dem Krümmungswendepunkt für Biegung in einer Ebene parallel zur betrachteten Stützenabmessung und dem Stützenende.

8.4.7 Anforderungen an Wände

8.4.7.1 Anwendung

(1) Dieser Abschnitt gilt sowohl für Einzelwände als auch für die Einzelteile von gekoppelten Wänden unter Einwirkungen, die in der Wandebene angreifen.

(2) Die Anforderungen gelten für Wände, die an ihrer Unterseite in geeignete Unterbaukonstruktionen (Kellergeschosse) und Gründungen voll eingebettet und in ihnen verankert sind, so dass sie sich nicht verdrehen können. In dieser Hinsicht sind von Platten oder Balken getragene Wände nicht zulässig (siehe 8.4.5.4).

8.4.7.2 Bemessungsschnittgrößen

8.4.7.2.1 Allgemeines

(1) Die Schnittgrößen sind aufgrund der Steifigkeiten der ungerissenen Wände zu berechnen (siehe 4.1.5). In bestimmten Fällen jedoch kann eine Differenzierung der Steifigkeiten erforderlich sein, um mögliche Differenzen im Risszustand sowie den Einfluss von Zug- oder Drucklängskräften auf die Steifigkeit zu berücksichtigen.

(2) Die Unsicherheiten in den Angaben zur Berechnung und zum postelastischen dynamischen Verhalten sind zumindest mittels eines vereinfachten Näherungsverfahrens zu berücksichtigen. Wenn kein genaueres Verfahren zur Verfügung steht, dürfen die in den folgenden Abschnitten angegebenen Regeln für die näherungsweise Ermittlung der Schnittgrößen angewandt werden, die bei der Bemessung und Konstruktion zu berücksichtigen sind. Diese Regeln erfassen sowohl die für die Bemessung anzusetzenden Einhüllenden der Biegemomente als auch die Vergrößerungsfaktoren für Querkräfte.

(3) Eine Umverteilung der Erdbebenschnittgrößen zwischen unabhängigen Wänden von nicht mehr als 30 % darf unter der Voraussetzung, dass der Gesamtbedarf an Tragfähigkeit nicht heruntergesetzt wird, vorgenommen werden.

(4) Die Veränderung von Längskräften in Wänden infolge des zyklischen Charakters der Erdbebeneinwirkung ist angemessen zu berücksichtigen, da

— niedere Längskräfte im allgemeinen für den Nachweis der Tragfähigkeit ungünstiger sein können (geringere Biegemoment- und Querkrafttragfähigkeit),

— hohe Längskräfte im allgemeinen für die Ermittlung der Duktilität ungünstiger sind (niedrigere erzielbare örtliche Duktilitätsfaktoren).

8.4.7.2.2 Besondere Anforderungen für in ihrer Ebene schlanke Wände

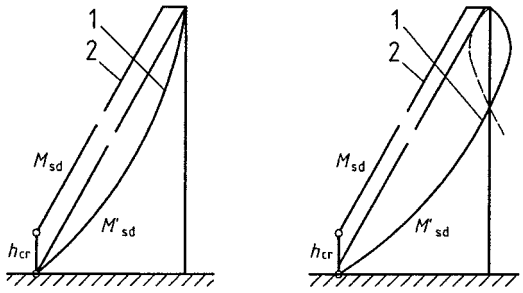
(1) Schlanke Wände sind Wände mit einem Verhältnis Höhe zu Länge H_w/l_w größer als 2,0 (siehe Bild 14).

(2) Die Unsicherheit von Angaben hinsichtlich der wirklichen Momentenverteilung entlang der Höhe einer Wand während des Bemessungserdbebens ist auf geeignete Weise zu berücksichtigen.

(3) Die Anforderung nach Absatz (2) wird als erfüllt betrachtet, wenn man, unabhägnig von der Art der Berechnung, das folgende vereinfachte Verfahren anwendet:

(1) Das Diagramm des Bemessungswertes des Biegemoments entlang der Höhe der Wand ist als Einhüllende des berechneten Biegemomentendiagramms (aus der Tragwerksberechnung) zu bestimmen, die in Vertikalrichtung um einen Längenbetrag gleich der Höhe h_{cr} des kritischen Wandbereiches versetzt ist (Versatz der

Zugkraftlinie). Wenn das Tragwerk keine bedeutenden Unstetigkeiten in Massenbelegung, Steifigkeit oder Tragfähigkeit entlang seiner Höhe aufweist, darf die Einhüllende als Gerade angenommen werden (siehe Bild 13).



a) Wandsysteme **b) Mischsysteme**

Legende

1	berechnet
2	vergrößert

Bild 13 — Einhüllende des Bemessungswertes des Biegemoments in schlanken Wänden

(2) Die Höhe des kritischen Bereichs über der Unterkante der Wand h_{cr} kann wie folgt abgeschätzt werden (siehe Bild 14):

$$h_{cr} = \max\left[l_w, \frac{H_w}{6}\right] \tag{54}$$

aber

$$h_{cr} \le \begin{cases} 2\,l_w \\ h_s \text{ für n} \le 6 \text{ Geschosse} \\ 2 \cdot \text{h}_\text{s} \text{ für n} \ge 7 \text{ Geschosse} \end{cases} \tag{55}$$

Dabei ist

h_s die lichte Geschosshöhe

und worin die Unterkante der Wand definiert ist als Niveau ihrer Gründung oder ihrer Einbindung in Kellergeschosse, die ausreichend mit Deckenscheiben und mit Umfassungswänden versehen sind.

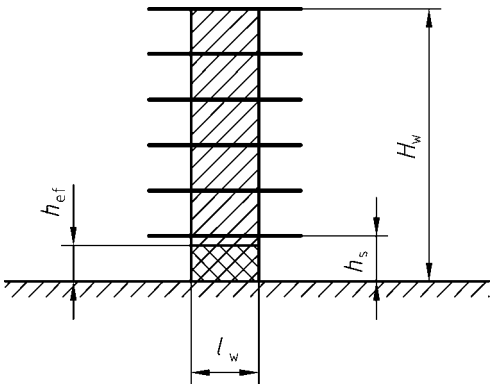


Bild 14 — Kritische Bereiche an der Wandunterkante

(4) Ein mögliches Anwachsen der Querkraft nach dem Plastifizieren an der Unterkante der Wand ist zu berücksichtigen.

(5) Die Anforderung nach Absatz (4) wird als erfüllt betrachtet, wenn man eine Einhüllende des Bemessungswertes der Querkraft V_{Sd} entlang der Höhe der Wand wie folgt bestimmen:

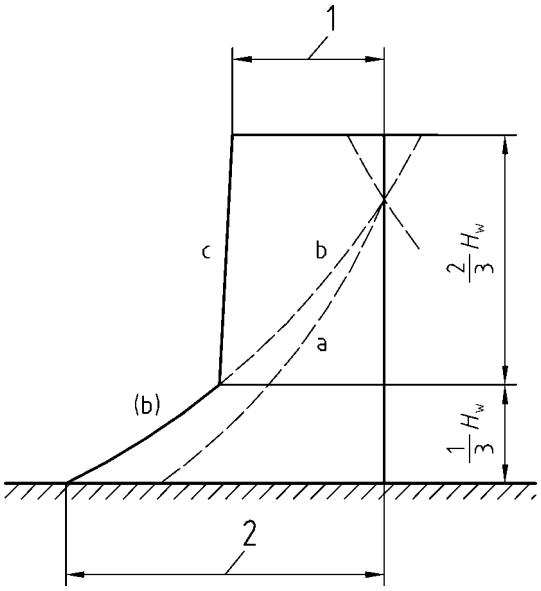
$$V_{Sd} = \varepsilon \cdot V'_{Sd} \qquad (56)$$

Dabei ist

V'_{Sd} die aus der Berechnung erhaltene Querkraft entlang der Höhe der Wand;

ε = 1,7 , Vergrößerungsfaktor.

(6) Für Mischsysteme, die schlanke Wände enthalten, wird — zur Berücksichtigung der Unsicherheit der Angaben hinsichtlich höherer Schwingungsformen — eine abgeänderte Einhüllende des Bemessungswertes der Querkräfte nach Bild 15 empfohlen.



Legende
1 Wert an Wandoberkante
2 Wert an Wandunterkante

Bild 15 — Einhüllende des Bemessungswertes der Querkraft in schlanken Wandscheiben, die zu Mischsystemen gehören

8.4.7.2.3 Besondere Anforderungen an gedrungene Wände

(1) Gedrungene Wände sind Wände mit einem Verhältnis Höhe zu Länge H_w/l_w nicht größer als 2,0.

(2) Bei gedrungenen Wänden müssen die Biegemomente, die sich aus der Berechnung ergeben, nicht verändert werden. Die Vergrößerung der Querkraft infolge dynamischer Effekte darf ebenfalls vernachlässigt werden.

(3) Die Unsicherheit der Angaben hinsichtlich der verfügbaren Energiedissipationsfähigkeit bei Schubversagen ist durch Multiplikation der Querkraft V'_{Sd} mit einem Vergrößerungsfaktor ε gleich 1,3 entsprechend Gleichung (56) zu berücksichtigen.

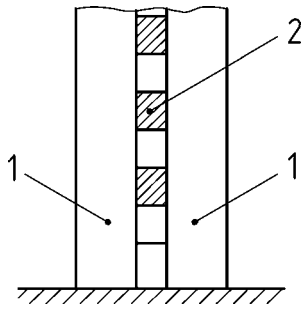
8.4.7.3 Ermittlung und Nachweis des Bemessungswertes der Tragfähigkeit

(1) Die Biege- und Querkrafttragfähigkeit wird wie in DIN 1045-1 angegeben ermittelt.

8.4.7.4 Koppelbauteile

(1) Das Koppeln von Wänden durch Platten ist nicht als wirksam zu betrachten.

(2) Die Anforderungen nach 8.4.5 gelten auch für Koppelbalken (siehe Bild 16), wenn eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:



Legende
1 Tragende Wand
2 Koppelbalken

Bild 16 — Koppelbalken

a) Diagonalrisse nach zwei Richtungen sind unwahrscheinlich. Dies wird als zutreffend betrachtet, wenn Gleichung (57) erfüllt ist

$$V_{Sd} \leq 4 \cdot b_w \cdot d \cdot \tau_{Rd} \qquad (57)$$

Dabei ist

V_{Sd} die Querkraft;

τ_{Rd} = 0,25 $\cdot f_{ctk}$, 005 /γ_c;

b_w die Breite des Koppelbalkens;

d die Nutzhöhe des Querschnitts;

γ_c = 1,5.

b) Als Versagensart wird vorherrschendes Biegeversagen gesichert. Dies wird als zutreffend betrachtet, wenn $l/h \geq 3$ ist (siehe Bild 17).

(3) In allen anderen Fällen kann die Tragfähigkeit für Erdbebeneinwirkungen durch eine Bewehrung nach zwei Diagonalrichtungen nach den folgenden Bedingungen gesichert werden (siehe Bild 17):

(1) Es ist nachzuweisen, dass

$$V_{Sd} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \qquad (58)$$

ist.

Dabei ist

V_{Sd} der Bemessungswert der durch das Koppelbauteil aufzunehmenden Querkraft ($V_{Sd} = 2 \cdot M_{Sd}/l$);

A_{si} die Gesamtquerschnittsfläche der Bewehrungsstäbe in jeder einzelnen Diagonalrichtung;

α der Winkel zwischen den Diagonalrichtungen und der Horizontalen.

(2) Die Bewehrung nach den beiden Diagonalrichtungen ist in stützenähnlichen Stabgruppen anzuordnen und ihre Verankerungslänge hat den in DIN 1045-1 vorgeschriebenen Wert um 50 % zu überschreiten.

(3) Diese stützenähnlichen Stabgruppen sind mit Umschnürungsbügeln zu versehen, um ein Ausknicken der Längsbewehrung zu verhindern. Dabei gelten die Vorschriften in 8.4.6.3 (6), der Abstand s darf jedoch 100 mm nicht überschreiten.

(4) Es dürfen anstelle der in den beiden Diagonalrichtungen angeordneten, stützenähnlichen Bewehrungs-Stabgruppen auch andere Bewehrungsdetails für Koppelbalken verwendet werden, wenn ausreichend nachgewiesen wird, dass damit ein vergleichbares Maß an Energiedissipationsfähigkeit ohne wesentlichen Abfall der Beanspruchbarkeit gesichert wird.

In allen Fällen gelten die besonderen Maßnahmen für Balken außerhalb der kritischen Bereiche auch für Koppelbalken.

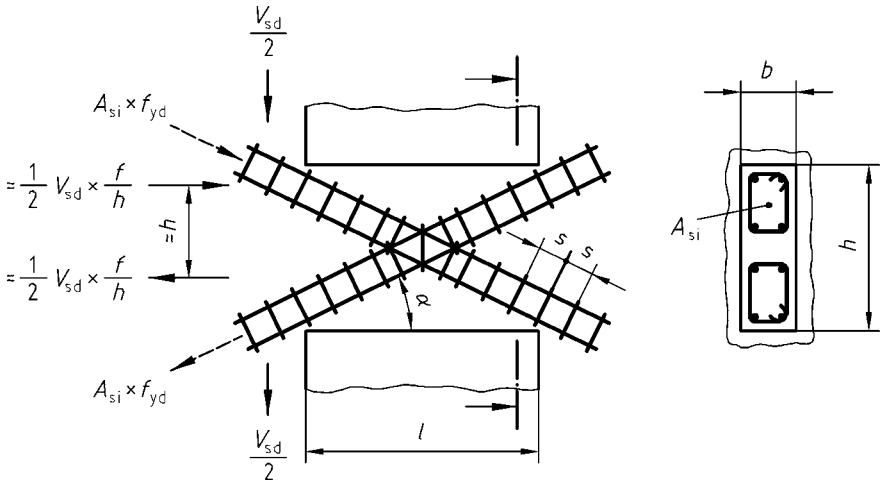


Bild 17 — Koppelbalken mit Bewehrung nach zwei Diagonalrichtungen

8.4.7.5 Örtliche Duktilität (Wände)

(1) Es ist sicherzustellen, dass in kritischen Bereichen von Wänden (siehe 8.4.7.2.2 (3)b) der CCCF-Faktor $\mu_{1/r}$ mindestens:

$$\mu_{1/r} = \begin{cases} 1{,}0 \cdot q^2 & \text{für ungekoppelte Wände} \\ 0{,}8 \cdot q^2 & \text{für gekoppelte Wände} \end{cases} \tag{59}$$

beträgt, mit

q in der Berechnung verwendeter Wert des Verhaltensbeiwerts.

(2) Wenn kein genaueres Verfahren angewandt wird, kann Gleichung (59) durch Einführung einer Umschnürungsbewehrung erfüllt werden, die wie folgt bestimmt wird:

a) Für den Normalfall von Wänden mit freien Rändern oder mit hantelförmigem Querschnitt (mit verstärktem Wandende) haben der auf das Volumen bezogene mechanische Bewehrungsgrad der erforderlichen Umschnürungsbewehrung ω_{wd} der Randelemente (Absatz (4)) sowie auch die anderen besonderen Maßnahmen den Vorschriften für Stützen, mit dem im Absatz (1) angegebenen $\mu_{1/r}$-Wert, zu entsprechen.

b) Die folgende "effektive Längskraft" ist in die entsprechenden Nachweise einzuführen:

$$eff\ N_{Sd} = 0{,}5 \cdot \left(\frac{N_{Sd}}{2} + \frac{M_{Sd}}{z} \right) \tag{60}$$

Wobei N_{Sd} als Druckkraft positiv angesetzt wird.

Dabei ist

z der innere Hebelarm, kann als Abstand der Schwerpunkte der beiden stützenähnlichen, umschnürten Randelemente angenommen werden;

(3) Die Festlegungen nach 8.4.6.3 (6) sind nicht verbindlich für die Randelemente von Wänden mit freien Rändern. Es wird jedoch empfohlen, bei Randelementen, die dicker sind als 250 mm, wann immer dies möglich ist, eine Mehrfachbügelgestaltung vorzusehen (siehe Bild 18).

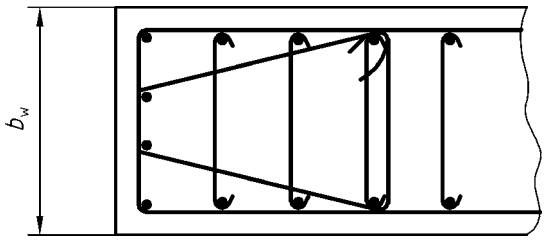


Bild 18 — Andeutungen zur Gestaltung von Umschnürungsbügeln für die Randbereiche von Wänden mit freien Rändern und b_w > 250 mm

(4) Diese Umschnürung sollte in vertikaler Richtung entlang der Höhe h_{cr} des wie in 8.4.7.2.2.(3)b definierten kritischen Bereichs und in horizontaler Richtung entlang einer Länge l_c vorgesehen werden, die vom Rand der Wand bis zu dem Endpunkt des Bereichs gemessen wird, in dem unter zyklischer Belastung nicht umschnürter Beton infolge hoher Stauchung abplatzen kann. Wenn keine genaueren Angaben vorliegen, kann diese kritische Stauchung ε_{cc} zu 0,2 % angenommen werden (siehe Bild 19). Der maßgebende Lastfall sollte durch M_{Sd} und den zugehörigen Wert von N_{Sd} für die ungünstigste Richtung der Erdbebeneinwirkung definiert werden. Als Mindestbedingung sollte der Wert von l_c nicht kleiner angenommen werden als $0{,}15 \cdot l_w$ oder $1{,}50 \cdot b_w$.

ANMERKUNG Eine weitere Vereinfachung ist möglich, wenn man wie im Folgenden für die Vorbemessung der Standelemente geschlossene Ausdrücke für l_c, in Abhängigkeit von Längskraft und q-Faktor, verwendet.

(1) Die folgenden empirischen Ausdrücke können für eine Vorabschätzung der Werte der mit der Duktilitätssicherung verknüpften Größen l_c und ω_{wd} (siehe 8.4.75), vor dem endgültigen rechnerischen Nachweis der Wand, verwendet werden.

(2) Für einen gegebenen Wert von q und einen gewählten (angenommenen) Wert von ω_{wd} (für Kennwerte für die Wirksamkeit der Umschnürung $\alpha \approx$ 1/2 bis 1/3), kann die erforderliche Länge des Wandabschnitts mit Umschnürungsbewehrung l_c abgeschätzt werden zu:

$$\left(\frac{I_c}{I_w}\right)_{req} \approx 0{,}1 + \lambda_1 \cdot \left[\frac{q}{2{,}5}\right]^2 \cdot \left((\mu_d + v_d) - 0{,}1\right) \qquad (61)$$

(3) Für einen gegebenen Wert von q und einen gewählten (angenommenen) Wert von l_c kann der erforderliche, auf das Volumen bezogene mechanische Bewehrungsgrad der geschlossenen Umschnürungsbügel ω_{wd} (für praxisübliche Werte $\alpha \approx$ 1/2 bis 1/3) abgeschätzt werden zu:

$$\omega_{wd,req} \approx 0{,}1 + \lambda_2 \cdot \left[\frac{q}{2{,}5}\right]^2 \cdot \left((\mu_d + v_d) - 0{,}1\right) \qquad (62)$$

(4) Die in den Gleichungen (61) und (62) verwendeten Parameter sollten wie folgt angenommen werden:

$$\mu_d + v_d = \frac{M_{Sd}}{b_w \cdot l_w^2 \cdot f_{cd}} + \frac{N_{Sd}}{b_w \cdot l_w \cdot f_{cd}} \qquad (63)$$

$$\lambda_1 = 1{,}1 - 2{,}0 \cdot W_{wd}, \text{wenn } W_{wd} < 0{,}4 \quad (64)$$

$$\lambda_1 = 0{,}3, \text{wenn } W_{wd} > 0{,}4$$

$$\lambda_2 = 1{,}5 - 2{,}0 \cdot \left(\frac{l_c}{l_w}\right) \quad (65)$$

ANMERKUNG In den meisten Fällen überschreitet die erforderliche Länge des Wandabschnitts mit Umschnürungsbewehrung nur selten Werte von ungefähr 0,3 l_w, während der praktisch für die Schnittgrößen in Längsrichtung stehende normierte Kennwerte ($\mu_d + \nu_d$) nur selten Werte von ungefähr 0,5 l_w überschreitet.

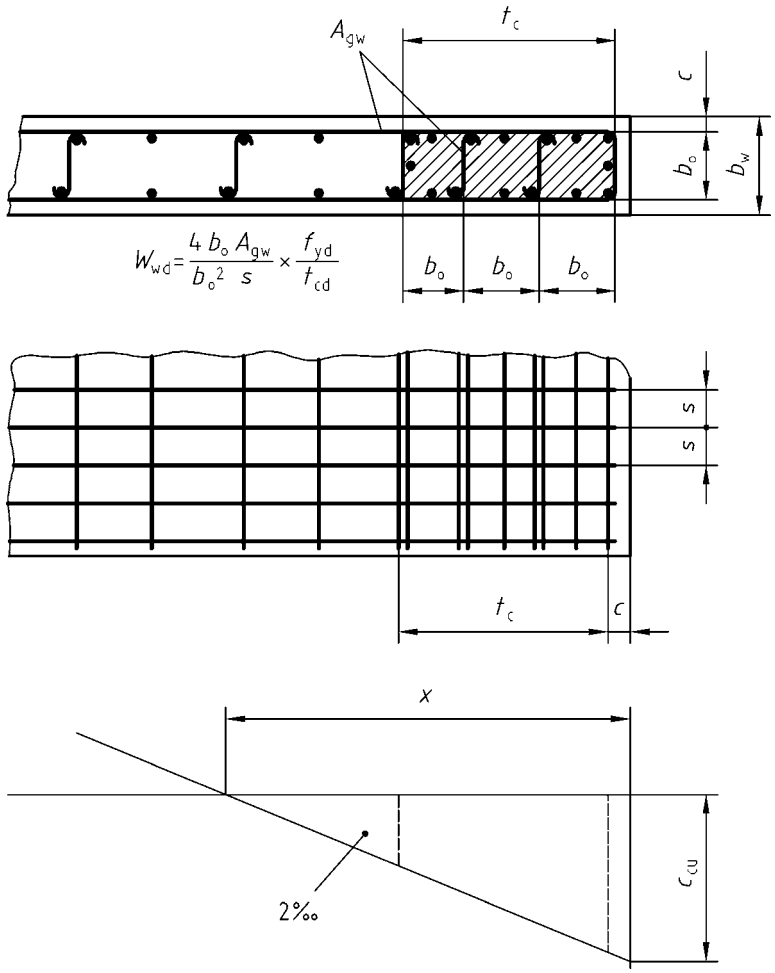


Bild 19 — Umschnürtes Randelement einer Wand mit freien Rändern

(5) Soweit in den vorangehenden Abschnitten nicht anders angegeben, gelten alle für die Bewehrung von Stützen (Längs- und Querbewehrung) angegebenen Anforderungen und Regeln für die bauliche Durchbildung auch für die umschnürten Randzonen der kritischen Bereiche von Wänden.

(6) Als Alternative zur Bestimmung der erforderlichen Umschnürungsbewehrung der Randelemente nach den Absätzen (2) bis (5) darf bei Wänden mit freien Rändern der mechanische Bewehrungsgrad der erforderlichen Umschnürungsbewehrung ω_{wd} der Randelemente nach der Beziehung

$$\alpha\omega_{wd} = 50\, \mu_{\frac{1}{r}}\, \nu_d\, \varepsilon_{sy,d}\, b_w \frac{l_w}{b_0\, d} - 10\, \varepsilon_{cu} \quad (66)$$

ermittelt werden.

Dabei ist

α, ε_{syd}, , ε_{cu} wie in 8.4.6.3 (5),

d Nutzhöhe des Querschnitts,

$$v_d = N_{sd} / l_w \, b_w \, f_{cd} \tag{67}$$

Dabei wird die Länge des Umschnürungsbereichs zu

$$l_c = 1{,}1 \, v_d \, l_w \, b_w / b_o \tag{68}$$

angesetzt, während alle übrigen Festlegungen nach 8.4.7.5 gültig bleiben.

ANMERKUNG Diese Alternative ist insbesondere bei kleineren Werten von v_d günstig.

8.4.7.6 Besondere Maßnahmen

(1) Als Mindestmaßnahme gegen seitliche Instabilität von Wänden mit freien Rändern sollte die Stegdicke der Wand b_{wo} (die Wanddicke zwischen den Randelementen) im kritischen Bereich nicht kleiner vorgesehen werden als:

$$b_{wo} = \min \left\{ 150 \text{ mm}; \, b_{cr} = q \cdot \frac{l_w}{60}; \, \frac{h_s}{20} \right\}; \tag{69}$$

worin für l_w kein größerer Wert als 1,6 h_s eingeführt zu werden braucht. Die Bedingung $b_{wo} \leq b_{cr}$ kann vernachlässigt werden, wenn Randelemente vorhanden sind, deren Querschnittsfläche A_{wb} den Bedingungen $A_{wb} > b_{cr}^2 \, und \, A_{wb} \geq b_w l_w / 10$ genügt.

(2) Die Dicke b_w der umschnürten Wandabschnitte (der Randelemente) sollte folgenden Regeln genügen (siehe Bild 20):

a) Wenn $l_c \geq \max \begin{cases} 2 \cdot b_w \\ 0{,}2 \cdot l_w \end{cases}$, dann $b_w \geq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ h_s / 10 \end{cases}$ (70)

b) Wenn $l_c \geq \max \begin{cases} 2 \cdot b_w \\ 0{,}2 \cdot l_w \end{cases}$, dann $b_w \geq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ h_s / 15 \end{cases}$ (71)

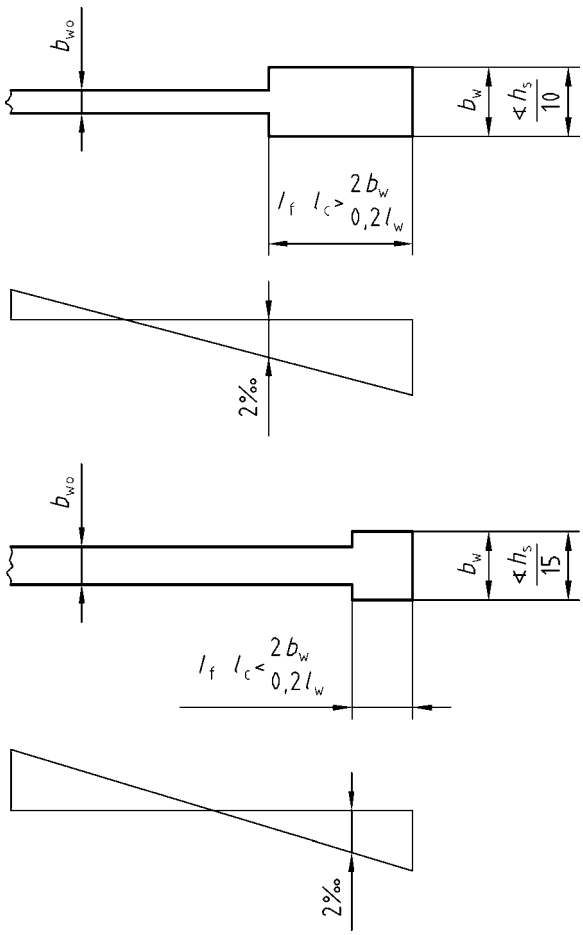


Bild 20 — Mindestdicke der umschnürten Randelemente

(3) Wenn der am stärksten gedrückte Rand der Wand an einen ausreichenden Querflansch — d. h. an einen Flansch mit $b_f \geq h_s/15$ und $l_f \geq h_s/5$ - anschließt (siehe Bild 21), ist kein umschnürtes Randelement erforderlich.

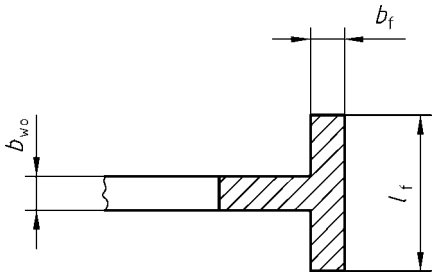


Bild 21 — Wandränder mit ausreichendem Querflansch

9 Besondere Regeln für Stahlbauten

9.1 Allgemeines

9.1.1 Anwendung

(1) Diese Regeln gelten für die Auslegung der Teile stählerner Tragwerke des Hochbaus in deutschen Erdbebengebieten, die für die Abtragung der Belastungen aus Erdbeben bestimmt sind, z. B. Rahmentragwerke, Fachwerkverbände, eingespannte Stützen.

(2) Werden für die Abtragung der aus Erdbeben rührenden Belastungen in Stahlbauten Betonbauwerke vorgesehen, z. B. Betonkerne mit Fahrstuhlschächten, so gilt für die Auslegung dieser Betonbauten Abschnitt 8.

(3) Für die Auslegung der für die Abtragung der Erdbebenlasten bestimmten Stahltragwerke sind die gültigen DIN-Normen heranzuziehen, z. B. DIN 18800-1 bis -4 oder DIN ENV 1993-1 in Verbindung mit dem nationalen Anwendungsdokument in DASt-Richtlinie 103.

9.1.2 Duktilitätsklassen

(1) Bezüglich der erforderlichen hysteretischen Dissipationsfähigkeit sind Stahlbauten in die drei Duktilitätsklassen 1 (dissipativ mit natürlicher Duktilität), 2 (dissipativ mit besonderen Maßnahmen) und 3 (dissipativ mit besonderen Anforderungen) wie folgt zu unterscheiden.

Duktilitätsklasse 1

Duktilitätsklasse 1 entspricht Tragwerken, die beim Bemessungserdbeben im Wesentlichen im elastischen Bereich verbleiben sollen und an die keine besonderen Duktilitätsanforderungen gestellt werden.

Das trifft zum Beispiel zu, wenn die Windbelastung für die Bemessung maßgebend ist oder wenn die für die Erdbebenabtragung bestimmten Bauteile nur beschränktes nichtlineares Verhalten zeigen.

Der Verhaltensbeiwert ist auf einen Größtwert q = 1,5 begrenzt.

Duktilitätsklasse 2

Duktilitätsklasse 2 entspricht Tragwerken, bei denen durch besondere konstruktive Maßnahmen zur Vergrößerung der Duktilität beim Bemessungserdbeben ein elastisch-plastisches Bauwerksverhalten bewirkt wird, das zu ausgeprägter hysteretischer Energiedissipation führt.

Die Maßnahmen betreffen ausreichendes plastisches Verformungsvermögen der für die Erdbebenabtragung bestimmter Bauteile und die Sicherung der plastischen Verformungsfähigkeit durch Kapazitätsbemessung der angeschlossenen Bauteile und Anschlüsse.

Der Verhaltensbeiwert darf zu q > 1,5 angenommen werden, ist aber auf q = 4 begrenzt.

Duktilitätsklasse 3

Die Duktilitätsklasse 3 entspricht Tragwerken, bei denen besondere Duktilitätsanforderungen für Verhaltensbeiwerte q > 4 bestehen und dazu über die Duktilitätsklasse 2 hinausgehende konstruktive Maßnahmen getroffen werden müssen.

— Für die Duktilitätsklassen 2 und 3 ist eine globale seitliche Mindestverformungsfähigkeit Δ erforderlich:

— Duktilitätsklasse 2: Δ = 2,5 % bezogen auf die Bauwerkshöhe

— Duktilitätsklasse 3: Δ = 3,5 % bezogen auf die Bauwerkshöhe

(3) Zur Sicherung der Duktilitäten entsprechend den drei Duktilitätsklassen sind die in 9.2 und 9.3 spezifizierten Maßnahmen zu beachten.

(4) Entsprechend der unterschiedlichen verfügbaren Duktilität in den drei Duktilitätsklassen werden für die einzelnen Maßnahmen unterschiedlichen Werte des Verhaltensbeiwertes q angegeben.

9.1.3 Sicherheitsnachweise

(1) Die Kombination der Einwirkungen ist nach 5.4 anzusetzen.

(2) Bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit dürfen die γ_M-Werte (γ_M = 1,00) für außergewöhnliche Lastkombinationen verwendet werden. Das kann bei Beibehaltung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für die Grundkombination (z. B. γ_M = 1,1) durch die Einführung eines um das Verhältnis der γ_M-Werte (z. B.

1,1/1,0) für die Grundkombination und außergewöhnlichen Lastkombination erhöhte Bemessungswertes des Verhaltensbeiwertes $q_d > q$ berücksichtigt werden.

(3) Die Sicherheitsnachweise gelten als erbracht für Hochbauten der Bedeutungskategorien II bis IV (siehe 7.1), die den in 7.1 (2) angegebenen Bedingungen genügen.

9.2 Festlegungen für Stahlbauten der Duktilitätsklasse 1

(1) Stahlbauten der Duktilitätsklasse 1 dürfen in allen Erdbebenzonen nach 5.1 errichtet werden.

(2) Das Bemessungsspektrum für lineare Berechnung wird für horizontale und vertikale Erdbebeneinwirkung durch Einführung des Bemessungswertes des Verhaltensbeiwertes q_d = 1,50 (für γ_M = 1,0) in die Beziehungen nach 5.3.3 erhalten.

(3) Die Bemessungsschnittgrößen werden aus der Berechnung des Tragwerkes für die seismische Lastkombination nach 5.4 erhalten.

(4) Es gelten die in DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 oder DIN V ENV 1993-1-1 in Verbindung mit dem nationalen Anwendungsdokument DASt-Richtlinie 103 angegebenen Festlegungen für die Bemessung und bauliche Durchbildung.

(5) Alle Schrauben sind, z. B. durch Vorspannung, gegen Lösen zu sichern.

(6) Die für die Erdbebenabtragung bestimmten Bauteile, die aus Normalkraft oder Biegung Druckbeanspruchungen erhalten, müssen mindestens die Bedingungen der Querschnittsklasse 3 erfüllen. Sonst ist der Verhaltensbeiwert q = 1,0 zu wählen.

(7) K-Verbände mit Anschluss der Diagonalen an Stützen sind zu vermeiden, außer bei Anwendung des Verhaltensbeiwertes q = 1,0.

9.3 Festlegungen für Stahlbauten der Duktilitätsklasse 2 und 3

9.3.1 Werkstoffe

9.3.1.1 Baustahl

Für die für Energiedissipation vorgesehenen Bauteile sind Stähle mit den Anforderungen nach DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 oder DIN ENV 1993-1-1 zu verwenden.

(1) Die Stahlgütewahl ist für 27J = - 25 ° C zu treffen.

(2) Der einzuhaltende Höchstwert der Streckgrenze $f_{y,max}$ für die Fertigung ist auf den Zeichnungen festzulegen.

(3) Der Bemessungswert $f_{y,max,d}$ für die Bemessung der Anschlüsse dissipativer Bauteile darf nicht kleiner als 0,9 des wirklichen Höchstwertes $f_{y,max}$ sein.

9.3.1.2 Verbindungsmittel

(1) In Schraubenverbindungen sind im Hinblick auf die erforderliche Kapazitätsbemessung vorzugsweise Schrauben der Festigkeitsklasse 8.8 oder 10.9 zu verwenden.

(2) Schrauben der Festigkeitsklasse 12.9 sind nur in Scherverbindungen zulässig.

(3) Alle Schrauben sind, z. B. durch Vorspannung, gegen Lösen zu sichern.

9.3.1.3 Schweißzusatzwerkstoffe

(1) Für Schweißzusatzwerkstoffe gelten die Anforderungen nach DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 oder DIN ENV 1993-1-1.

9.3.2 Kapazitätsbemessung

(1) Bei der Kapazitätsbemessung wird gefordert, dass ein Versagen des kapazitätsbemessenen, nicht dissipativen Bauteils nicht vor Eintreten der plastischen Verformungskapazität der angeschlossenen dissipativen Teile auftritt.

(2) Die Versagensfestigkeit des Kapazitätsbemessenen Bauteils, z. B. $R_{\mathrm{d,Anschluss}}$, und die Festigkeit des dissipativen Bauteils auf dem Niveau, auf dem die plastischen Verformungskapazität stattfindet, z. B. R_{dy}, müssen die Bedingungen

$$R_{\mathrm{d\,Anschluss}} \geq R_{dy} \tag{72}$$

erfüllen, wobei für R_{dy} Bruttoquerschnittswerte in Verbindung mit dem oberen Wert der Streckgrenzenverteilung $f_{\mathrm{y,max,d}}$ anzusetzen sind.

(3) Im Allgemeinen darf $f_{\mathrm{y,max,d}} = 1{,}20\ f_{\mathrm{yk}}$ mit dem Wert für die Streckgrenze f_{yk} nach DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 oder DIN V ENV 1993-1-1 angenommen werden, wenn die Bedingung in 9.3.1.1 (4) eingehalten wird.

(4) Die Kapazitätsbemessung ist anzuwenden auf

— Riegel-Stützenverbindungen von Rahmen,

— Anschluss von Diagonalen in Verbänden,

— Verankerung von Bauteilen in Fundamenten,

— Druckdiagonalen und Druckstützen,

— Sonstige Anschlüsse und Bauteile, deren vorzeitiges Versagen die Dissipationsfähigkeit des Bauwerks abmindert.

9.3.3 Verhaltensbeiwert q

9.3.3.1 Allgemeines

Der Verhaltensbeiwert q wird für die verschiedenen Richtungen der Erdbebeneinwirkungen bestimmt.

9.3.3.2 Vertikale Erdbebeneinwirkung

Für vertikale Erdbebeneinwirkungen ist q = 1,5 anzuwenden, wenn größere Werte nicht durch genauere Berechnungen nachgewiesen werden.

9.3.3.3 Horizontale Erdbebeneinwirkung

(1) Abhängig vom Tragwerkstyp dürfen die Verhaltensbeiwerte nach Tabelle 9 unter Beachtung der in 9.3.5 angegebenen Bedingungen angewendet werden, wenn größere Werte nicht durch genauere Berechnungen nachgewiesen werden.

(2) Für Tragwerke mit Umlagerungsmöglichkeiten durch plastische Momente enthält der Verhaltensbeiwert in Tabelle 9 Vergrößerungsfaktoren α_u/α_1, die wie folgt bestimmt werden dürfen:

α_1 ist der Lastfaktor an der horizontalen Erdbebeneinwirkung, der in der Bemessungssituation zu der Bildung des ersten plastischen Gelenkes führen würde.

α_u ist der Lastfaktor an der horizontalen Erdbebeneinwirkung, der in der Bemessungssituation zu der Bildung der plastischen Gelenkkette führen würde, die Instabilität erzeugt.

(3) Werden die α_u/α_1-Werte nicht individuell bestimmt, dürfen die Schätzwerte nach Tabelle 9 angewendet werden.

(4) Die rechnerischen Werte α_u/α_1 sind auf den Höchstwert 1,6 zu begrenzen.

(5) Ist das Bauwerk unregelmäßig im Aufriss (siehe 4.3.3), so sollten die q-Werte nach Tabelle 9 um 20 % abgemindert werden.

9.3.4 Überwachung bei Planung und Herstellung

(1) Über die Bemessung nach DIN 18800-7 hinaus gelten die folgenden Bedingungen:

1. Zu den Zeichnungen sind die dissipativen Zonen und die dort einzuhaltenden Höchstwerte der Streckgrenze $f_{y,max}$ anzugeben.

2. Bei der Fertigung ist die Einhaltung von $f_{y,max}$ in den dissipativen Zonen zu prüfen.

3. Darüber hinaus ist zu prüfen, dass in den dissipativen Zonen keine Abweichungen von den planmäßigen Maßen, z. B. Blechdicke und Breite auftreten.

(2) Treten Abweichungen auf, die insgesamt einen Unterschied von 10 % zu den rechnerischen Annahmen bewirken (z. B. $f_{y,max}/f_{y,max,d} > 1,1$), ist eine Überprüfung des Entwurfs im Hinblick auf die Erdbebensicherheit erforderlich.

Tabelle 9 — Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte q

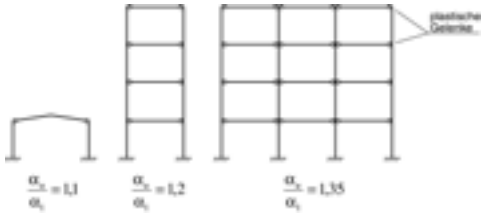
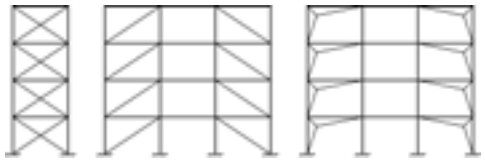
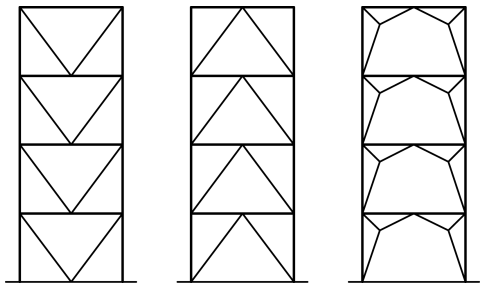
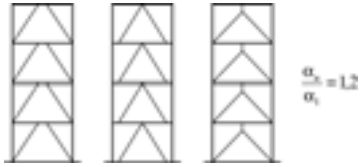
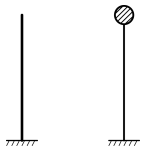
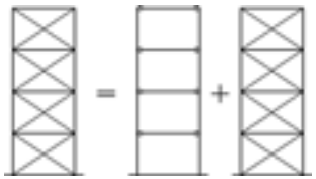
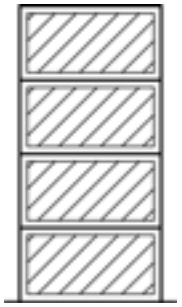
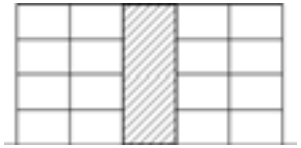
Tragwerks-typ	Beschreibung	Skizze und Schätzwert α_u/α_1	Verhaltensbeiwert q
1	Rahmenkonstruktionen, die Horizontalkräfte im Wesentlichen über Biegung abtragen. Die dissipativen Zonen bilden sich in plastischen Gelenken an der Rahmenecken aus.		$5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \leq 8$
2	Verbände mit zentrisch angeordneten Diagonalen, bei denen die Horizontalkräfte im wesentlichen über Stabkräfte abgetragen werden. Die dissipativen Zonen bilden sich vor allem in den Zugdiagonalen. Es wird unterschieden nach:	a)	4
	(1) Diagonalverbände, bei denen die Horizontalkräfte nur durch Zugdiagonalen übertragen werden und Druckdiagonalen vernachlässigt werden.		
	(2) V-Verbände, bei denen Zugdiagonalen und Druckdiagonalen wirken und beide an biegesteifen Querriegeln angeschlossen sind. K-Verbände mit Anschlüssen der Diagonalen an den Stützen sind nicht gestattet.	b) 	2

***Tabelle 9** (fortgesetzt)*

Tragwerks-typ	Beschreibung	Skizze und Schätzwert α_u/α_1	Verhaltensbeiwert q
3	Rahmenkonstruktionen mit exzentrisch angeschlossenen Verbandstäben, bei denen die Horizontalkräfte überwiegend durch die Verbandstäbe abgetragen werden. Die dissipativen Zonen bilden sich in den Verbindern (“Links”) zwischen den exzentrischen Anschlüssen durch plastische Biege- oder Schubgelenke.		$5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \leq 8$
4	Eingespannte (Kragarm-) Konstruktionen, z. B. am Fußpunkt eingespannte und am Kopf freie Stützen oder ähnliche Konstruktionen. Dabei bilden sich die dissipativen Zonen im Wesentlichen an den Einspannstellen.		2
5	Dualtragwerke, bei denen Rahmentragwerke und Verbände in der gleichen Richtung liegen und gemeinsam die Horizontalkräfte übertragen. Beide Tragwerke besitzen dissipative Zonen.		4
6	Mischtragwerke, z. B. Rahmenkonstruktionen aus Stahl mit Füllelementen, die sich an der Lastabtragung beteiligen, z. B. Ausmauerung mit Mauerwerk oder Füllung mit Betonscheiben. Dabei wird unterschieden nach 1) Ausfüllung ohne Verbundwirkung, aber mit Kontakt 2) Ausfüllung mit Verbundwirkung 3) Ausfüllung mit konstruktiver Trennung von der Rahmenkonstruktion		1) $q = 2$ 2) nach Abschnitten 8 und 11 3) wie Rahmentragwerke (siehe Zeile 1)
7	Betonkern, an dem die Stahlkonstruktion angeschlossen ist.		nach Abschnitt 8

9.3.5 Auslegungskriterien für Stahlbauten der Duktilitätsklasse 2 und 3

9.3.5.1 Allgemeines

(1) Um die bei der Anwendung der Verhaltensbeiwerte q nach Tabelle 9 angenommene Energiedissipationsmöglichkeit zu sichern, sind folgende Bedingungen nachzuweisen:

a) Es können sich in den für die Erdbebenabtragung bestimmten Bauteilen plastische Mechanismen für die hysteretische Energiedissipation bilden, ohne dass diese zu einem Stabilitätsversagen des Tragwerkes führen.

b) Die dissipativen Bauteile haben ausreichende Festigkeit und Duktilität. Der Festigkeitsnachweis erfolgt nach DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 oder DIN V ENV 1993-1-1.

c) Die Anschlüsse von dissipativen Bauteilen an nichtdissipative Bauteile und die nicht dissipativen Bauteile besitzen eine genügende Überfestigkeit, um die zyklische Plastizierung der dissipativen Bauteile zuzulassen.

(2) Zur Erzielung ausreichender Duktilität von dissipativen Bauteilen sind folgende Maßnahmen zu ergreifen:

a) Die gedrückten Querschnittsteile in plastischen Zonen haben abhängig von der Duktilitätsklasse mindestens den b/t-Verhältnissen der Querschnittsklassen nach Tabelle 10 zu entsprechen.

b) Bei Duktilitätsklasse 3 sind die Ausnutzung und die Schlankheit $\overline{\lambda}$ von Druckstützen nach Tabelle 11 zu begrenzen.

c) Bei zugbeanspruchten Bauteilen sind an Stellen von Lochschwächungen die Bedingungen der DIN V ENV EN 1993-1-1, 6.2.3 einzuhalten ($N_{u,d} > N_{pl,d}$).

d) Sollen Anschlüsse selbst als dissipative Bauteile eingesetzt werden, so sind diese selbst so zu bemessen, dass

   — bei geschraubten SL-Verbindungen Lochleibungsversagen gegenüber Scherversagen maßgebend wird,

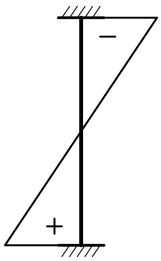
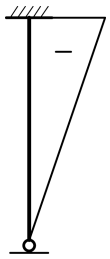
   — bei geschweißten Anschlüssen oder geschraubten Anschlüssen mit Z-Verbindungen die Schweißnähte und die Schrauben ausreichende Überfestigkeit haben, um zyklische plastische Verformungen der anderen Anschlussteile zu ermöglichen, Stumpfnähte gelten als genügend überfest.

Tabelle 10 — Erforderliche Querschnittsklassen für druckbeanspruchte Querschnittsteile abhängig von der Duktilitätsklasse

Duktilitäsklasse	Verhaltensbeiwert q	Querschnittsklasse
2	$1{,}5 < q \leq 4$	2
3	$q > 4$	1

(3) Zur Erzielung ausreichender Überfestigkeit von Anschlüssen und angeschlossenen Bauteilen, die nicht zur Energiedissipation beitragen, sind die Regeln der Kapazitätsbemessung anzuwenden.

Tabelle 11 — Begrenzung der Ausnutzung und Schlankheit von Druckstützen in dissipativen Rahmen bei Duktilitätsklasse 3

Momentenverlauf	Verhaltensbeiwert	Ausnutzung $\frac{N_{Sd}}{N_{plRd}}$	Schlankheit $\overline{\lambda}$ [a]
	$4 < q \leq 6$	$\leq 0{,}15$	$\leq 1{,}6$
		$> 0{,}15$	$\leq 1{,}25 \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{plRd}}\right)$
	$q > 6$	$\leq 0{,}15$	$\leq 1{,}1$
	$4 < q \leq 6$	$\leq 0{,}15$	$\leq 1{,}1$
		$> 0{,}15$	$\leq 0{,}74 \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{plRd}}\right)$
	$q > 6$	$\leq 0{,}15$	$\leq 0{,}65$

[a] $\overline{\lambda}$ gerechnet mit Knicklänge = Systemlänge der Stütze

9.3.5.2 Kapazitätsbemessung

(1) Die Anforderungen nach 9.3.2 sind zu beachten

9.3.5.3 Rahmenkonstruktionen

(1) Es ist nachzuweisen, dass die Verteilung der plastischen Gelenke im Tragwerk im Grenzzustand der Stabilität derart ist, dass kein einzelnes Stockwerksversagen auftritt.

(2) Zur Vermeidung von Stockwerksversagen bei mehrgeschossigen Rahmen sind die Stützen gegenüber den Riegeln so auszulegen, dass die Bildung von plastischen Gelenken in den Riegeln statt in den Stützen erzwungen wird. Diese Bedingung gilt nicht für das oberste Geschoss und für die biegesteif angeschlossenen Fußpunkte der Stützen im untersten Geschoss (siehe auch 9.3.2).

(3) Um die Bildung der plastischen Gelenke in den Riegeln zu erzeugen, sind die Stützen für die ungünstigste Kombination von N_{sd} und $M_{sd,y}$ und $M_{sd,z}$ zu bemessen. Für die Stützenmomente M_{sd} an Knoten gilt in jeder Ebene, dass deren Summe mindestens der Summe der plastischen Momente M_{rd} der angeschlossenen Riegel entsprechen muss, wobei M_{rd} mit dem erhöhten Streckgrenzenwert $f_{y,max,d}$ nach 9.3.3.2 (3) zu ermitteln ist.

(4) In den plastischen Gelenken der Riegel sollten die folgenden Plateaubedingungen der Querschnittsinteraktion erfüllt sein

$$\frac{M_{sd}}{M_{plRd}} \leq 1{,}0 \qquad (73)$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{plRd}} \leq 0{,}15 \qquad (74)$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{plRd}} \leq 0{,}5 \qquad (75)$$

(5) Für die Bestimmung von V_{sd} ist die Bildung der maßgebenden Gelenkkette im Riegel anzunehmen (z. B. plastisches Gelenke an beiden Enden).

(6) Für die Bildung der maßgebenden Gelenkkette ist auch der Stabilitätsnachweis für den Riegel durchzuführen.

(7) In den Stützen sollte die Querkraft die Bedingung

$$\frac{V_{sd}}{V_{plRd}} \leq 0{,}5 \qquad (76)$$

erfüllen.

(8) Das Stützenstegfeld im Bereich des Riegelanschlusses ist für die maximale Schubkraft V_{wpSd} infolge der Bildung plastischer Gelenke an den Riegelanschlüssen hinsichtlich Schubbeulen nachzuweisen. Dabei ist die Bedingung

$$\frac{V_{wpSd}}{V_{wpRd}} \leq 1{,}0 \qquad (77)$$

zu erfüllen, wobei die Einflüsse aus Normalkräften N_{sd} und Biegemomenten M_{sd} vernachlässigt werden dürfen.

(9) Die Riegel-Stützenverbindung sind mit Hilfe der Kapazitätsbemessung überfest auszulegen, wenn nicht dissipative Verbindungen eingesetzt werden.

(10) Bei dissipativen Verbindungen ist nachzuweisen, dass

— die Rotationsfähigkeit der Verbindung ausreicht,

— Die Verbindung bei zyklischer plastischer Verformung stabil bleibt,

— Die Stabilität des Bauwerks und eventuelle Verformungsbegrenzungen bei Berücksichtigung der Verformung der Verbindung eingehalten werden.

9.3.5.4 Verbände mit zentrisch angeordneten Diagonalen

(1) Es ist nachzuweisen, dass je nach Typ der Diagonalverbände oder V-Verbände, plastische Verformungen in den Zugdiagonalen mit oder ohne Vernachlässigung der Druckdiagonalen eintreten, ohne dass die Anschlüsse und Riegel und Stützen versagen.

(2) Die Verbände sind so anzuordnen, dass das Last-Verformungsverhalten in den einzelnen Stockwerken und bei Umkehr der Richtung der Horizontalkräfte ausreichend gleichartig ist.

(3) Ausreichende Gleichartigkeit kann dadurch nachgewiesen werden, dass die inversen Ausnutzungsgrade

$$\Omega_i = \frac{N_{plRi}}{N_{Sdi}} \qquad (78)$$

der einzelnen Diagonalen vom kleinsten Wert um nicht mehr als 20 % abweichen.

(4) Die Systeme sollten so gewählt werden, dass die Diagonalen nicht an der Abtragung vertikaler Lasten beteiligt sind und für die Erdbebenlasten nur Zugkräfte berücksichtigt werden können. Die Riegel sind entsprechend zu dimensionieren.

(5) In Diagonalverbänden (Typ 2a, Tabelle 9), in denen planmäßig nur die Zugdiagonalen als dissipative Elemente zur Abtragung horizontaler Kräfte angesetzt werden, ist, um nicht planmäßig auftretende Druckkräfte (z. B. in den Stützen) zu begrenzen, die Schlankheit der Diagonalstäbe mit $\overline{\lambda} \geq 1{,}5$ zu wählen.

Anderenfalls müssen bei der Bemessung des Tragwerks die Druckkräfte in den Diagonalstäben berücksichtigt werden.

(6) In V-Verbänden (Typ 2b, Tabelle 9), in denen die Horizontalkräfte planmäßig durch Druck- und Zugkräfte in den Verbandstäben abgetragen werden, darf die Schlankheit der Verbandstäbe $\overline{\lambda} \leq 1{,}1$ nicht überschreiten.

(7) Alle Diagonalanschlüsse sind mit Hilfe der Kapazitätsbemessung überfest auszulegen, wenn nicht dissipative Verbindungen mit ausreichenden Eigenschaften, siehe 9.3.3.3 (10), eingesetzt werden.

(8) Druckbeanspruchte Stützen und Riegel sind für Druckkräfte

$$N_{sd} = 1{,}20 \left(N_{SG} + \Omega \, N_{SE} \right) \tag{79}$$

nachzuweisen.

Dabei ist

N_{SG} Druckkraft aus ständigen und veränderlichen Lasten in der seismischen Bemessungssituation.

N_{SE} Druckkraft aus Erdbebenbelastung.

Ω kleinster inverser Ausnutzungsgrad für alle Diagonalen des Verbandes (siehe Absatz (3)).

9.3.5.5 Rahmenkonstruktionen mit exzentrisch angeschlossenen Verbandstäben

(1) Bei Rahmenkonstruktionen mit exzentrisch angeschlossenen Verbandstäben ist nachzuweisen, dass in den Verbindern zwischen den exzentrischen Anschlüssen die Bildung stabiler plastischer Biege- oder Schubgelenke möglich ist, ohne dass Versagen an anderer Stelle auftritt.

(2) Verbinder zwischen exzentrischen Anschlüssen sollten aus einem Blech ohne Löcher bestehen.

(3) Verbinder werden nach der Verbinderlänge e eingeteilt in:

— Kurze Verbinder mit Bildung plastischer Schubgelenke

$$\text{(bei I-Querschnitten } e \leq 1{,}6 \frac{M_{pl,Verb}}{V_{pl,Verb}} \text{)} \tag{80}$$

— Lange Verbinder mit Bildung plastischer Biegegelenke

$$\text{(bei I-Querschnitten } e \geq 3{,}0 \frac{M_{pl,Verb}}{V_{pl,Verb}} \text{)} \tag{81}$$

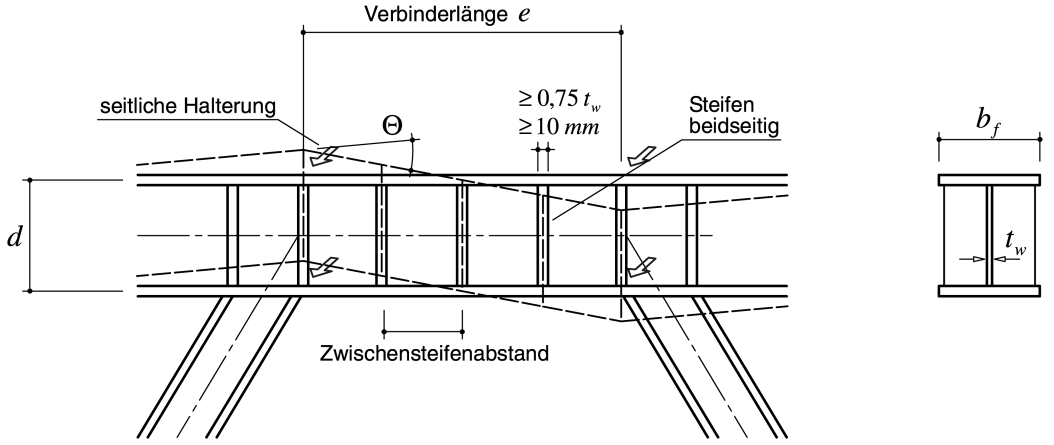
— Mittlere Verbinder mit Bildung von plastischen Gelenken mit Schub und Biegebeitrag.

(4) Verbinder, für die $N_{sd}/N_{plRd} \leq 0{,}15$ gilt, sind entsprechend den plastischen Interaktionsbeziehungen für V_{plRd} und M_{plRd} zu bemessen, wenn die Bedingungen für Querschnittsklasse 1 erfüllt sind.

(5) Bei Ausbildung der Verbinder nach Bild 22 ist bei der Bestimmung der Festigkeit der Gelenke auch die Wirkung der Wiederverfestigung nach Tabelle 12 zu berücksichtigen.

Tabelle 12 — Bemessung von Verbindern nach Bild 22

Bedingung	Kurze Verbinder	Lange Verbinder	Mittlere Verbinder
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \le 0{,}15$	$V_{Sd} \le 1{,}5 \cdot V_{pl,Verb}$	$V_{Sd} \le 1{,}2 \cdot M_{pl,pl,Verb}$	$M_{Sd} \le M_{pl,Verb}\left[1{,}2 + 0{,}3\,\frac{e\,\frac{V_{pl,Verb}}{M_{pl,Verb}} - 1{,}6}{1{,}4}\right]$



Zwischensteifenabstand zum Erreichen der Verformungsfähigkeit Θ		
kurze Verbinder	Zwischensteife mit $30t_w - d/5$ Abstand	Θ = 0,08 rad
	Zwischensteife mit $52t_w - d/5$ Abstand	Θ = 0,02 rad
lange Verbinder	Zwischensteife mit $1{,}5 \cdot b_f$ Abstand	
bei $e \ge 5\frac{M_{pl,Verb}}{V_{pl,Verb}}$	keine Zwischensteife	

Bild 22 — Ausbildung eines Verbinders

Ausreichende Gleichartigkeit des Verformungsverhaltens über verschiedene Stockwerke und Rahmen kann dadurch nachgewiesen werden, dass die inversen Ausnutzungsgrade

$$\Omega_i = \frac{V_{pl,Verb,i}}{V_{Sdi}} \qquad (82)$$

oder $$\Omega_i = \frac{M_{pl,Verb,i}}{M_{Sdi}} \qquad (83)$$

der einzelnen Verbinder vom kleinsten Wert um nicht mehr als 20 % abweichen.

(6) Alle Anschlüsse der Verbinder oder der Riegel, die die Verbinder enthalten, sind mit Hilfe der Kapazitätsbemessung überfest auszulegen.

(7) Nicht dissipative Bauteile, wie z. B. Stützen und Diagonale bei Verbindern in Riegeln oder zusätzlich die Riegel bei vertikalen Verbindern sind für die Druckkräfte N_{sd} nach Gleichung (79)

nachzuweisen, wobei für Ω der kleinste inverse Ausnutzungsgrad nach (6) einzusetzen ist.

9.3.5.6 Eingespannte (Kragarm-) Konstruktionen

(1) Eingespannte (Kragarm-) Konstruktionen sind so auszulegen, dass folgende Begrenzungen eingehalten werden

a) Kennwert $\theta \leq 0{,}20$

b) bezogener Schlankheitsgrad $\overline{\lambda}$ nach DIN 18800-1 oder DIN V ENV 1993
$\overline{\lambda} \leq 1{,}5$.

(2) Der Anschlussnachweis an der Fußeinspannung ist mit Hilfe der Kapazitätsbemessung im Hinblick auf ausreichende Überfestigkeit durchzuführen.

9.3.5.7 Dualtragwerke

(1) Der Nachweis ist für Dualsyteme, die aus Rahmentragwerken und Verbänden bestehen, mit einem gemeinsamen Verhaltensbeiwert q zu führen.

(2) Die Horizontalkräfte dürfen entsprechend den elastischen Steifigkeiten aufgeteilt werden.

(3) Die Rahmentragwerke und die Verbände sind nach 9.3.5.1.3 und 9.3.5.1.4 auszulegen.

9.3.5.8 Mischtragwerke

(1) Mischtragwerke mit Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl sind nach Abschnitt 8 und 11 zu bemessen.

(2) Mischtragwerke mit konstruktiver Trennung zwischen Füllelementen und der Stahlkonstruktion sind wie reine Stahlkonstruktionen zu behandeln.

(3) Mischtragwerke mit Füllelementen, die durch Kontakt aber ohne Verbundmittel mit der Stahlkonstruktion verbunden sind, sind so auszulegen, dass

a) die Füllelemente über die Höhe gleichmäßig verteilt sind, so dass die Anforderung nach Regelmäßigkeit im Aufriss nach 4.3.3 erfüllt ist,

b) die Kräfte, die mit den Berechnungsmodellen für die Füllelemente in den Füllelementen und der Stahlkonstruktion auftreten, sicher aufgenommen und übertragen werden können,

c) die Stahlkonstruktion nach den Regelungen dieses Abschnittes, und die Füllelemente nach den Regelungen der für sie geltenden Abschnitte bemessen werden.

10 Besondere Regeln für Holzbauten

10.1 Allgemeines

(1) Die Festlegungen dieses Abschnittes gelten für Holzbauten in deutschen Erdbebengebieten zusätzlich zu den in DIN 1052 enthaltenen Bestimmungen.

(2) Bezüglich der erforderlichen hysteretischen Dissipationsfähigkeit sind die drei Duktilitätsklassen 1 (nicht dissipativ), 2 (gering dissipativ) und 3 (dissipativ mit erhöhter Duktilität) wie folgt zu unterscheiden:

(1) Duktilitätsklasse 1

Der Duktilitätsklasse 1 sind Tragwerke zuzuordnen, die beim Bemessungserdbeben im Wesentlichen im elastischen Zustand verbleiben sollen und an die keine besonderen Duktilitätsanforderungen gestellt werden. Dieser

Duktilitätsklasse dürfen alle Holzbauten zugeordnet werden, und sind Tragwerke zuzuordnen, die keine nachgiebigen Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln aufweisen, wie z. B.

— Dreigelenkbögen,

— Dreigelenkrahmen mit Keilzinkenvollstößen in den Rahmenecken,

— Stützen-Binder-Tragwerke mit starr eingespannten Stützenfüßen,

(2) Duktilitätsklasse 2

Der Duktilitätsklasse 2 sind Tragwerke zuzuordnen, bei denen sich die Duktilitätsanforderungen auf wenige aber wirksame dissipative Bereiche mit stiftförmigen Verbindungsmitteln beschränken, soweit sie nicht für die Duktilitätsklasse 1, im elastischen Zustand, ausgelegt werden. Dazu zählen:

— Stützen-Binder-Tragwerke mit halbstarr (mittels Dübelverbindungen) eingespannten Stützenfüßen,

— Zwei- und Dreigelenkrahmen mit Dübelverbindungen in den Rahmenecken,

— Holztafelbauten, bei denen der Anschluss der einzelnen Tafeln untereinander mittels mechanischer Verbindungsmittel erfolgt.

(3) Duktilitätsklasse 3

Der Duktilitätsklasse 3 sind Tragwerke zuzuordnen, die viele dissipative Bereiche mit stiftförmigen Verbindungsmitteln besitzen, soweit sie nicht für die Duktilitätsklasse 1, im elastischen Zustand, ausgelegt werden. Dazu zählen:

— Rahmen und Stützen-Binder-Tragwerke mit Dübelverbindungen zwischen allen Bauteilen,

— Skelettbauten mit mechanischen Verbindungsmitteln in den Knotenpunkten und/oder mit Stahlzugdiagonalen als Horizontalaussteifung,

— Holztafelbauten, bei denen der Anschluss Beplankung - Rippen und der Anschluss der einzelnen Tafeln untereinander mit mechanischen Verbindungsmitteln erfolgt.

(3) Entsprechend der unterschiedlichen verfügbaren Duktilität in den drei Duktilitätsklassen werden für die einzelnen Klassen unterschiedliche Verhaltensfaktoren angegeben (siehe 10.2).

(4) Für Tragwerke mit unterschiedlicher und unabhängiger Dissipationsfähigkeit in beiden horizontalen Hauptrichtungen können unterschiedliche Verhaltensfaktoren für die Berechnung der Schnittgrößen aus Erdbeben in jeder Hauptrichtung angegeben werden.

10.2 Sicherheitsnachweise

(1) Die Kombination von Einwirkungen ist nach 5.4 anzusetzen.

(2) Die Festigkeitswerte des Holzes und der Holzwerkstoffe sind unter Berücksichtigung der k_{mod}-Werte für sehr kurze Lasteinwirkungsdauer nach DIN 1052 zu bestimmen.

(3) Bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sollen die Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffeigenschaften γ_M auch einen möglichen Festigkeitsabfall der Baustoffe infolge Schädigung bei reversiblen Verformungen berücksichtigen. Deshalb werden die in DIN 1052 für die Grundkombination angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte γ_M verwendet in der Annahme, dass das Verhältnis zwischen der Restfestigkeit nach Schädigung und der ursprünglichen Festigkeit in grober Näherung dem Verhältnis der γ_M-Werte für außergewöhnliche Lastkombinationen und für die Grundkombination entspricht.

(4) Wenn bei der Festlegung der Beanspruchbarkeit der Festigkeitsabfall näherungsweise berücksichtigt wird, dürfen die γ_M-Werte für außergewöhnliche Lastkombinationen verwendet werden. Das kann bei Beibehaltung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Grundkombination durch Einführung eines um das Verhältnis der γ_M-Werte für

die Grundkombination und die außergewöhnliche Lastkombinationen erhöhten Bemessungswertes des Verhaltensbeiwertes $q_d > q$ berücksichtigt werden.

(5) Das Bemessungsspektrum für lineare Berechnung wird durch Einführung folgender Verhaltensbeiwerte q_d für die drei Duktilitätsklassen in die Beziehung nach 5.3.3 erhalten.

Duktilitätsklasse 1: $q_d = 1,5$

Duktilitätsklasse 2: $q_d = 2,5$

Duktilitätsklasse 3: $q_d = 4,0$

(6) Ist das Bauwerk unregelmäßig im Aufriss (siehe 4.3.3), so sollten die q_d -Werte für die Duktilitätsklassen 2 und 3 nach Absatz (5) um 20 % abgemindert werden.

(7) Um die Ausbildung der zyklischen Plastifizierung in den dissipativen Bereichen sicherzustellen, sind in den Duktilitätsklassen 2 und 3 alle übrigen zum Tragwerk gehörenden Bauteile und Verbindungen mit ausreichender Überfestigkeit auszulegen. Diese Überfestigkeitsanforderung gilt insbesondere für

— Verankerungen und alle Verbindungen zu massiven Bauteilen,

— Verbindungen zwischen horizontalen Scheiben und vertikalen Bauteilen, die Horizontallasten abtragen.

10.3 Regeln für die bauliche Durchbildung bei Duktilitätsklasse 2 und 3

(1) Das Beplankungsmaterial für Holztafeln muss folgenden Bedingungen entsprechen:

— Spanplatten müssen eine Rohdichte von mindestens 650 kg/m^3 haben,

— Spanplatten und Faserplatten müssen mindestens 13 mm dick sein,

— Sperrholzplatten müssen mindestens 9 mm dick sein.

(2) Alle Beplankungsränder, die sich nicht auf Rahmengliedern treffen, sind auf Ausklotzungen aufzulagern und mit ihnen zu verbinden. In horizontalen Scheiben sind Ausklotzungen ebenfalls über den vertikalen Bauteilen vorzusehen, die Horizontallasten abtragen.

(3) Druckbeanspruchte Bauteile und ihre Verbindungen (z. B. Versätze), die infolge von Verformungen, die durch eine Lastumkehr bedingt sind, versagen können, sind so auszulegen, dass der Trennung der Teile vorgebeugt wird und sie in ihrer ursprünglichen Lage bleiben.

(4) Bei Holztafeln beträgt die Mindestdicke des Beplankungsmaterials das Vierfache des Verbindungsmitteldurchmessers d, wobei d nicht größer als 3,0 mm sein darf.

(5) Die Mindestdicke der Bauteile von Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Verbindungen beträgt das Achtfache des Verbindungsmitteldurchmessers d, wobei d nicht größer als 12 mm sein darf.

11 Besondere Regeln für Mauerwerksbauten

11.1 Allgemeines

(1) Mauerwerksbauten sind Bauten, bei denen die Horizontallasten überwiegend über tragende Wände aus Mauerwerk abgetragen werden.

(2) Für Hochbauten aus Mauerwerk in den Erdbebenzonen 1 bis 3 gelten die Festlegungen von 11.2 und 11.3 zusätzlich zu denjenigen nach DIN 1053-1, DIN 1053-3 und E DIN 1053-4.

11.2 Besondere Anforderungen an die Mauerwerkbaustoffe

(1) Für Hochbauten aus Mauerwerk in den deutschen Erdbebengebieten dürfen alle Mauersteine für Mauerwerk nach DIN 1053-1 verwendet werden.

(2) In den Erdbebenzonen 2 und 3 müssen Mauersteine für Mauerwerk nach DIN 1053 (siehe DIN 1053-1), die keine in Wandlängsrichtung durchlaufenden Innenstege haben, in der in Wandlängsrichtung vorgesehenen Steinrichtung eine mittlere Steindruckfestigkeit von mindestens 2,5 N/mm^2 3) aufweisen. Der kleinste Einzelwert einer Versuchsreihe aus sechs Prüfkörpern muss mindestens 2,0 N/mm^2 betragen.

(3) Für Hochbauten aus Mauerwerk in den deutschen Erdbebengebieten dürfen alle Mörtel für Mauerwerk nach DIN 1053 mit Ausnahme von Normalmörtel der Mörtelgruppe I verwendet werden.

11.3 Allgemeine Konstruktionsregeln

(1) Die Grundlagen der Auslegung nach 4.2 sind zu berücksichtigen.

(2) Hochbauten aus Mauerwerk sind in allen Vollgeschossen entweder durch Geschossdecken mit Scheibenwirkung oder durch Ringanker und Ringbalken auszusteifen. Als Mindestbewehrung der Ringanker sind 200 mm^2 anzuordnen.

(3) Aussteifende Wände sind anzuordnen. Wände können nur dann zur Aussteifung herangezogen werden, wenn die Mindestanforderungen nach Tabelle 13 erfüllt sind.

Tabelle 13 — Mindestanforderungen an aussteifende Wände

Erdbebenzone	h_k / t	t mm	*l* mm
1	nach DIN 1053-1		≥ 490
2	≤ 15	≥ 150	≥ 490
3	≤ 15	≥175	≥ 490
h_k Knicklänge nach DIN 1053-1 t Wanddicke l Wandlänge			

11.4 Konstruktive Regeln für Mauerwerksbauten ohne rechnerischen Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für den Lastfall Erdbeben

(1) Für Hochbauten aus Mauerwerk, die DIN 1053-1, E DIN 1053-3 und E DIN 1053-4 und den im Folgenden angegebenen Festlegungen entsprechen, ist ein rechnerischer Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für den Lastfall Erdbeben nicht erforderlich.

(2) Das Gebäude muss den allgemeinen Konstruktionsregeln nach 11.3 genügen.

(3) Der Gebäudegrundriss muss kompakt und annähernd rechteckig ausgebildet sein. Das Verhältnis zwischen kürzerer Seite b und längerer Seite l des Bauwerks bzw. eines durch Gebäudefugen begrenzten Bauwerksabschnitts muss $b/l \geq 0{,}25$ betragen.

(4) Die Anzahl der Vollgeschosse über Geländeniveau darf die in 7.1 (3) bzw. Tabelle 7 angegebenen Werte nicht überschreiten.

---

3) Werte sind vorläufig. Zur Zeit finden Untersuchungen zu Festlegungen endgültiger Werte statt.

(5) Das Gebäude ist in beiden Gebäuderichtungen ausreichend auszusteifen. Es sind mindestens zwei jeweils parallele aussteifende Wände orthogonal anzuordnen. Bei Reihenhäusern ist insbesondere auf eine ausreichende Aussteifung in Querrichtung zu achten.

(6) Die aussteifenden Wände sind so anzuordnen, dass der Steiffigkeitsmittelpunkt und der Massenschwerpunkt möglichst nahe beieinander liegen, so dass das Bauwerk eine möglichst große Torsionssteiffigkeit aufweist.

(7) Die aussteifenden Wände müssen den überwiegenden Teil der vertikalen Lasten tragen. Die vertikalen Lasten sind ungefähr gleich auf die aussteifenden Wände in beiden Gebäuderichtungen zu verteilen.

(8) Die aussteifenden Wände sind so anzuordnen, dass Steifigkeits-Schubmittelpunkt und Massenschwerpunkt möglichst dicht nebeneinander liegen und eine möglichst große Torsionssteifigkeit vorhanden ist.

11.5 Rechnerische Nachweise für Mauerwerksbauten

11.5.1 Allgemeines

(1) Für Mauerwerksbauten, die den Anforderungen nach 11.4 entsprechen, ist ein rechnerischer Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für den Lastfall Erdbeben nicht erforderlich.

11.5.2 Tragwerksmodell

(1) Das Tragwerksmodell des Bauwerkes muss das tatsächliche Verhalten der Konstruktion angemessen darstellen.

(2) Wandscheiben, die Öffnungen enthalten, können entweder vereinfacht ohne Rahmentragwirkung oder genauer mit Rahmentragwirkung berechnet werden. Dabei dürfen als Rahmenriegel angemessen breite Streifen der Stahlbetondecken sowie eventuell vorhandene Mauerwerksabschnitte ober- bzw. unterhalb der Geschossdecke berücksichtigt werden.

11.5.3 Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit

(1) Die Kombination von Einwirkungen ist nach 5.4 zu bestimmen.

(2) Bei der Bemessung sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 14 einzusetzen.

Tabelle 14 — Teilsicherheitsbeiwerte

Baustoff	Teilsicherheitsbeiwert
Mauerwerk	$\gamma_m = 1{,}0$
Betonstahl	$\gamma_s = 1{,}0$

Tabelle 15 — Verhaltensbeiwert q und q_d

Mauerwerksart	Verhaltensbeiwert q	Bemessungswert des Verhaltensbeiwertes q_d
unbewehrtes Mauerwerk	1,5	2,3[a]
eingefasstes Mauerwerk	2,0	$\geq 2{,}5$
bewehrtes Mauerwerk	2,5	

[a] Werte sind vorläufig. Zur Zeit finden Untersuchungen zu Festlegungen endgültiger Werte statt.

(3) Der Bemessungswert des Verhaltensbeiwertes q_d nach Tabelle 15 darf bei der Ermittlung des Bemessungsspektrums für die lineare Berechnung nach 5.3.3 verwendet werden, wenn Reserven im Tragwerk und im Tragverhalten, die erfahrungsgemäß vorhanden sind, nicht in den rechnerischen Nachweis eingehen. Diese Reserven können z. B. rechnerisch nicht berücksichtigte Rahmentragwirkungen oder nicht berücksichtigte Wandscheiben oder sonstige aussteifende Elemente sein. In anderen Fällen wird das Bemessungsspektrum für die lineare Berechnung nach 5.3.3 unter Berücksichtigung des Verhaltensbeiwertes q ermittelt.

(4) In den Erdbebenzonen 1 und 2 ist für Kelleraußenwände aus Mauerwerk bei Gebäuden, die den Randbedingungen der Tabelle 7entsprechen, ein rechnerischer Nachweis der Aufnahme eines erhöhten aktiven Erddrucks nach 12.2 nicht erforderlich.

(5) In der Erdbebenzone 3 kann die Aufnahme des erhöhten aktiven Erddrucks nach 12.2 bei Kelleraußenwänden aus Mauerwerk nach DIN 1053-1: 1996-11, 8.1.2.3 nachgewiesen werden. Dabei sind die Werte der erforderlichen Mindestauflasten min N bzw. min N_0 um 20 % zu erhöhen.

12 Besondere Regeln für Gründungen und Stützbauwerke

12.1 Gründungen von üblichen Hochbauten

12.1.1 Tragfähigkeitsnachweis

(1) Die Tragfähigkeit der Gründungselemente ist nach 7.2.5 nachzuweisen.

(2) Der Nachweis umfasst:

(1) die Tragfähigkeit der Gründungselemente selbst (d. h. z. B. Einzelfundamente, Streifenfundament, Platte, Pfähle usw. aus Stahlbeton, Stahl, Holz oder anderen Baumaterialien) nach den jeweiligen baustoffbezogenen Regeln dieser Norm und den anderen einschlägigen Normen;

(2) die Tragfähigkeit des Baugrunds nach E DIN 1054 (mit den Sicherheitsbeiwerten für Lastfall 3) und DIN 4014, DIN 4084. Die zulässigen Bodenpressungen können gegenüber denjenigen für ständige Lasten und ständig auftretende Verkehrslasten um den Faktor 1,5 erhöht werden.

(3) Beim Nachweis von Pfahlgründungen ist zu beachten, dass sich weiche Böden beim Erdbeben unter der Wirkung horizontaler Trägheitskräfte stark verformen und somit die Pfähle nicht nur stützen, sondern auch belasten können. Schräge Pfähle erfahren durch horizontale Bodenbewegungen neben Biegung auch hohe Normalkräfte, die unter Umständen zum Verlust der Tragfähigkeit führen können. Schräge Pfähle sind deshalb in den Erdbebenzonen 2 und 3 möglichst zu vermeiden. Andernfalls ist ein Nachweis der Tragfähigkeit zu erbringen, in dem die Deformationen des Baugrunds und deren Einwirkung auf die Pfähle explizit berücksichtigt werden.

12.1.2 Konstruktive Anforderungen und Empfehlungen

(1) Um den Zusammenhalt des Bauwerks im Gründungsbereich sicherzustellen, sind

— in Erdbebenzone 2 bei wenig tragfähigem Baugrund (z. B. locker gelagerter Sand, weicher Ton und Schluff) und

— in Erdbebenzone 3 bei nur mäßig tragfähigem Baugrund (z. B. mitteldicht gelagerter Sand, halbsteifer Ton und Schluff)

einzelne Gründungselemente, (Einzelfundamente, Streifenfundamte, Pfähle) durch Zerrbalken miteinander zug- und druckfest zu verbinden. Dies gilt insbesondere für Bodenarten, die bei Erschütterungen zur Setzung oder Festigkeitsminderung neigen und für Hanglagen.

(2) Die Zerrbalken sollen relative Horizontalverschiebungen zwischen den einzelnen Gründungselementen auf Werte beschränken, die das Tragverhalten des Bauwerks nicht beeinträchtigen, und müssen so bemessen werden, dass mindestens 50 % der horizontalen Schubkraft, die beim Erdbeben rechnerisch nach Abschnitt 6 von einem Gründungselement auf den Baugrund abgetragen wird, von diesem Gründungselement auf andere um-

gelagert werden kann. Die Aufgabe der Zerrbalken kann auch von der Sohlplatte des Kellergeschosses oder der untersten Geschossdecke übernommen werden, wenn diese die Stützen und Wände dicht über den jeweiligen Gründungselementen miteinander kraftschlüssig verbindet. (Achtung: durch Temperaturdifferenzen bedingten Zwang, der Schubkräfte in die Stützen verursacht, beachten!).

(3) Möglichst zu vermeiden sind Gründungen von Gebäuden

a) in unterschiedlicher Tiefe, wenn der Baugrund bei Erdbeben in den verschiedenen Gründungstiefen deutlich von einander abweichende Beschleunigungen und Verschiebungen erfahren kann,

b) auf unterschiedlichen Gründungselementen, die ein deutlich von einander abweichendes Verformungsverhalten aufweisen,

c) auf verschiedenartigem Baugrund mit deutlich von einander abweichendem Verformungsverhalten;

d) an stärker geneigten Hängen.

(4) Werden diese Empfehlungen nicht eingehalten, sind zumindest in Erdbebenzone 2 bei wenig tragfähigem Baugrund und in Erdbebenzone 3 bei nur mäßig tragfähigem Baugrund besondere Nachweise zum Verformungs- und Tragverhalten des Baugrunds und der Gründung bei Erdbeben zu führen.

12.2 Stützbauwerke

12.2.1 Erd- und Wasserdruck

(1) Beim Nachweis der Tragfähigkeit von Stützbauwerken und Kellerwänden darf der durch Erdbeben erhöhte aktive Erddruck wie folgt quasi-statisch ermittelt werden:

Zu den vertikalen Massenkräften des Erdreichs, m_g, werden horizontale Massenkraft, $m_{\alpha g}$, vektoriell addiert, die der horizontalen Bodenbeschleunigung, α_g, entsprechen. Mit der Annahme kinematisch möglicher Bruchflächen im Erdreich wird analog zu üblichen Erddruckberechnungen die Bruchfläche bestimmt, die den größten Erddruck liefert.

Dabei ist

m die Masse des Erdkörpers und des Stützbauwerks für die jeweilige Bruchfläche;

g die Erdbeschleunigung;

α die maximale horizontale Bodenbeschleunigung/Erdbeschleunigung.

(2) Vereinfacht kann der aktive Erddruck bei Erdbeben ermittelt werden, in dem der Erddruckbeiwert k_a für den Gebrauchszustand in der Erddruckberechnung ersetzt wird durch $k_{ae} = k_a + \alpha$ mit α nach 5.3.9(3).

(3) Im Fall von Erdreich mit drückendem Wasser kann die Einwirkung des Erd- und Wasserdrucks näherungsweise ermittelt werden durch die Addition von

a) aktivem Erddruck bei Erdbeben für Erdreich unter Auftrieb

und

b) dem statischen Wasserdruck.

12.2.2 Tragfähigkeitsnachweis

(1) Die Tragfähigkeit ist nach Abschnitt 7 nachzuweisen für die Schnittgrößen, die nach 7.2.5 und 12.2.1 ermittelt werden.

(2) Der Nachweis umfasst:

(1) die Tragfähigkeit der Stützkonstruktion selbst nach den jeweiligen baustoffbezogenen Regeln dieser Norm und anderen einschlägigen Normen;

(2) die Tragfähigkeit des Baugrunds entsprechend DIN 1054 (mit den Sicherheitsbeiwerten für Lastfall 3) und DIN 4014, DIN 4084. Die zulässigen Bodenpressungen können gegenüber derjenigen für ständige Lasten und regelmäßig auftretende Verkehrslasten um den Faktor 1,5 erhöht werden.

Anhang A
(informativ)

Erläuterungen

Zu Abschnitt 1.(4) und 5.1, Erdbebenzonen

Die vorliegende Norm bezieht sich auf natürliche, durch tektonische Prozesse in der Erdkruste verursachte Erdbebentätigkeit mit ihren Auswirkungen auf das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland. Nichttektonische seismische Ereignisse, die vornehmlich in Bergbaugebieten und sehr selten in Erdfallgebieten auftreten können, werden durch die vorliegende Norm nicht abgedeckt.

In Übereinstimmung mit der internationalen Verfahrensweise wurde auf probabilistischer Grundlage die Gefährdung durch Erdbeben für eine Wahrscheinlichkeit des Eintreffens oder Überschreitens von 10 % (bzw. einer Nichtüberschreitenswahrscheinlichkeit von 90 %) innerhalb von 50 Jahren abgeschätzt und kartenmäßig dargestellt. Die probabilistische Methodik nutzt Modelle des Auftretens von Erdbeben, die aufs engste mit der Tektonik der hauptsächlichen Erdbebengebiete in Deutschland zusammenhängen. Als wichtigste solcher Bruchzonen in Deutschland seien genannt: Die niederrheinische Bucht, der Oberrheingraben und das Württembergische Erdbebengebiet der Schwäbischen Alb. Es ist nicht auszuschließen, dass in Zukunft auch weitere Bruchzonen seismisch aktiv werden können und sich das Modell zur Ableitung der Erdbebengefährdung entsprechend ändern kann und somit das Kartenbild zu modifizieren wäre.

Das probabilistische Konzept verfolgt mit dem generalisierenden Modell von Erdbebenherdzonen das Ziel, künftig erwartete Bebenauswirkungen abzudecken. Die resultierende Erdbebenzonenkarte ist demzufolge nur bedingt vergleichbar mit der nach DIN 4149-1: 1981-4, die im Wesentlichen die Intensitätsverteilung der maximal beobachteten Wirkungen der Erdbeben der letzten 150 bis 200 Jahre repräsentiert.

Die in DIN 4149-1: 1981-4 verwandte makroseismische Erdbebenskale MSK-64, nach Medvedev, Sponheuer und Karnik, ist auf Empfehlung der Europäischen Seismologischen Kommission von der Europäischen Makroseismischen Skale EMS-98 (Kurzform siehe am Ende dieses Abschnitts) abgelöst worden. Für die Festlegung der in der Karte angegebenen Erdbebenzonen kommen lediglich die Intensitäten 6 bis 8 der EMS-98 in Betracht, da gemäß des verwandten Gefährdungsniveaus einer Nichtüberschreitenswahrscheinlichkeit von 90 % innerhalb von 50 Jahren höhere Intensitäten in Deutschland nicht erwartet werden. Dies stimmt überein mit den bisher in Deutschland beobachteten Erdbebenauswirkungen. Analog DIN 4149-1: 1981-4 wurden Erdbebenzonen für jeweils halbe Intensitätsgrade ausgewiesen.

Die vorliegende Erdbebenzonenkarte für das verwendete Gefährdungsniveau einer Nichtüberschreitenswahrscheinlichkeit von 90 % innerhalb von 50 Jahren weist Gebiete unterschiedlicher Seismizität auf, die in drei Gruppen eingeteilt sind:

1. Gebiete sehr geringer seismischer Gefährdung, in denen gemäß des herangezogenen Gefährdungsniveaus rechnerisch die Intensität 6 nicht erreicht wird. Hier wurden in der Vergangenheit keine nennenswerten Bauwerksschäden infolge Erdbeben beobachtet. In der Erdbebenzonenkarte sind diese Gebiete ohne Zonenangabe ausgewiesen.

2. Gebiete geringer seismischer Gefährdung, in denen gemäß des herangezogenen Gefährdungsniveaus rechnerisch die Intensität 6,5 nicht erreicht wird.

Diese Zone stellt einen Übergangsbereich zu den einzelnen Erdbebenzonen dar. Sie entspricht dem Gebiet, wo gemäß des herangezogenen Gefährdungsniveaus rechnerisch Intensitäten ab 6 und kleiner als 6,5 erwartet werden. In der Erdbebenzonenkarte ist dieses Gebiet als Erdbebenzone 0 angegeben und durch eine Schraffur ausgewiesen. In dieser Zone ist für allgemeine Hochbauten der Lastfall Erdbeben nicht zu berücksichtigen.

3. Gebiete geringer bis mittlerer seismischer Gefährdung, in denen gemäß des herangezogenen Gefährdungsniveaus rechnerisch die Intensität 6,5 überschritten wird.

In diesem eigentlichen Anwendungsgebiet der DIN 4149 sind in der Vergangenheit wiederholt Schadenbeben aufgetreten. Es wird in drei Erdbebenzonen eingeteilt.

Erdbebenzone 1: Gebiete, in denen gemäß des herangezogenen Gefährdungsniveaus rechnerisch Intensitäten ab 6,5 und kleiner als 7 zu erwarten sind.

Erdbebenzone 2: Gebiete in denen gemäß des herangezogenen Gefährdungsniveaus rechnerisch Intensitäten ab 7 und kleiner als 7,5 zu erwarten sind.

Erdbebenzone 3: Gebiete in denen gemäß des herangezogenen Gefährdungsniveaus rechnerisch Intensitäten ab 7,5 und bis zu 8 zu erwarten sind.

Kurzform der makroseismischen Intensitätsskale EMS-98

Die Kurzform der Europäischen Makroseismischen Skale EMS-98 (siehe Tabelle A.1) stellt eine sehr starke Vereinfachung und Generalisierung der ausführlichen Fassung dar.

Diese Kurzform ist nicht geeignet zur Abschätzung von makroseismischen Intensitäten.

Tabelle A.1 — Europäische Makroseismische Skale – 1998

EMS Intensität*	Benennung	Beschreibung der maximalen Wirkungen (stark verkürzt)
I	nicht fühlbar	Nicht führlbar.
II	kaum bemerkbar	Nur sehr vereinzelt von ruhenden Personen wahrgenommen.
III	schwach	Von wenigen Personen in Gebäuden wahrgenommen. Ruhende Personen fühlen sein leichtes Schwingen oder Erschüttern.
IV	deutlich	Im Freien vereinzelt, in Gebäuden von vielen Personen wahrgenommen. Einige Schlafende erwachen. Geschirr und Fenster klirren, Türen klappern.
V	stark	Im Freien von wenigen, in Geäbuden von den meisten Personen wahrgenommen. Viele Schlafende erwachen. Wenige werden verängstigt. Gebäude werden insgesamt erschüttert. Hängende Gegenstände pendeln stark, kleine Gegenstände werden verschoben. Türen und Fenster schlagen auf oder zu.
VI	leichte Gebäudeschäden	Viele Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Einige Gegenstände fallen um. An vielen Häusern, vornehmlich in schlechterem Zustand, entstehen leichte Schäden wie feine Mauerrisse und das Abfallen von z. B. kleinen Verputzteilen.
VII	Gebäudeschäden	Die meisten Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Möbel werden verschoben. Gegenstände fallen in großen Mengen aus Regalen. An vielen Häusern solider Bauart treten mäßige Schäden auf (kleine Mauerrisse, Abfall von Putz, Herabfallen von Schornsteinen). Vornehmlich Gebäude in schlechterem Zustand zeigen größere Mauerrisse und Einsturz von Zwischenwänden.
VIII	schwere Gebäudeschäden	Viele Personen verlieren das Gleichgewicht. An vielen Gebäuden einfacher Bausubstanz treten schwere Schäden auf; d. h. Giebelteile und Dachgesimse stürzen ein. Einige Gebäude sehr einfacher Bauart stürzen ein.

Tabelle A.1 *(fortgesetzt)*

EMS Intensität*	Benennung	Beschreibung der maximalen Wirkungen (stark verkürzt)
IX	zerstörend	Allgemeine Panik unter den Betroffenen. Sogar gut gebaute gewöhnliche Bauten zeigen sehr schwere Schäden und teilweisen Einsturz tragender Bauteile. Viele schwächere Bauten stürzen ein.
X	sehr zerstörend	Viele gut gebaute Häuser werden zerstört oder erleiden schwere Beschädigungen.
XI	verwüstend	Die meisten Bauwerke, selbst einige mit gutem erdbebengerechtem Konstruktionsentwurf und –ausführung, werden zerstört.
XII	vollständig verwüstend	Nahezu alle Konstruktionen werden zerstört.
* In der vorliegenden DIN 4149 werden die Intensitäten mit arabischen Zahlen bezeichnet.		

Zu Abschnitt 5, Tabelle 2 — Zuordnung von Intensitätsintervallen und Bemessungswert der Bodenbeschleunigung zu den Erdbebenzonen

Als Basisgröße zur Beschreibung der seismischen Gefährdung dient in dieser Norm der Bemessungswert, der Bodenbeschleunigung a_g, der sich auf die Beschleunigung auf felsigem bzw. steifem Untergrund bezieht. Die Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung wurden für die einzelnen Gefährdungszonen in Anlehnung an DIN V ENV 1998-1-1 ermittelt. Die für die Erdbebenzonen 1, 2 und 3 angegebenen Werte sind nicht mit tatsächlich beobachteten und in den Zonen zu erwartenden Spitzenbeschleunigungen identisch. Bei der Abminderung von Beschleunigungen auf ein "effektives Niveau" wird vielmehr berücksichtigt, dass bei den für mitteleuropäische Erdbebengebiete relevanten "nahen" Ereignissen die effektiven Beschleunigungen kleiner als die gemessenen Spitzenbeschleunigungen sind.

Mit den Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung werden Normspektren an die Ergebnisse statistischer Auswertungen von standortrepräsentativen Erdbebendaten und Abnahmebeziehungen der Boden- bzw, Spektralbeschleunigungen angepasst. Die Zielstellung besteht dabei darin, die Normspektren bei Ansatz einheitlicher spektrumbeschreibender Parameter, wie z. B. dem maximalen Vergrößerungsfaktor β_o = 2,5 in guter Übereinstimmung mit den Mittelwertspektren aus aktuellen Auswertungen europäischer Erbebendatensätze abzubilden, und gleichzeitig die Qualität der elastischen Bezugsspektren zu bewahren. Der Messungswert der Bodenbeschleunigung wird in diesem Sinne als Parameter aufgefasst, der die normierten Standardspektren in Übereinstimmung mit standorttypischen bzw. gefährdungskonsistenten Spektren bringt. Das durch den Überhöhungsfaktor von β_o = 2,5, und die Kontrollperioden T_B, T_c, T_D beschriebene und durch den Bemessungswert der Bodenbeschleunigung an die jeweiligen Standort anzupassende Felsbezugsspektrum (mit dem Bodenfaktor S = 1,0) wird somit so skaliert, dass die resultierenden Spektren mit den regional bzw. lokal zu erwartenden Mittelwertspektren übereinstimmen. Die Bemessungswert der Bodenbeschleunigung beziehen sich somit nicht nur auf die Starrkörperhorizontalbeschleunigung, sondern berücksichtigen vielmehr auch die Spektralbeschleunigung, d. h. charakteristische Werte Verstärkung der Bodenbeschleunigung in bauwerkstypischen Periodenbereichen.

Zur Ermittlung des Bemessungswertes der Bodenbeschleunigung in dieser Norm werden international übliche und auch neuartige Ansätze verfolgt. Auf Grundlage dieser unterschiedlichen, gleich gewichteten Methoden bzw. Vorgehensweisen wurden die Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung festgelegt. Am Maßstab der Streubreite der Ergebnisse liegen die für die Norm abgeleiteten Werte im unteren Bereich.

Die Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g für diese Norm beziehen sich im Rahmen der Zoneneinteilung auf folgende Bezugsintensitäten I_{ref} und somit untere Grenzwerte des durch die Zone repräsentierten Intensitätsintervalls:

Erdbebenzone 1: a_g = 0,40 m/s² (I_{ref} = 6,25°);

Erdbebenzone 2: a_g = 0,60 m/s² (I_{ref} = 7,00°);

Erdbebenzone 3: a_g = 0,80 m/s² (I_{ref} = 7,50°).

(Aufgrund der geringen Bebenwirkungen in Erdbebenzone 1 wurde die Bezugsintensität I_{ref} verringert.)

Zu Abschnitt 5.2.2, Untergrundklassen und Baugrundklassen

Dem geologischen Untergrund werden alle Schichten ab einer Tiefe von etwa 20 m zugerechnet. Die Schichten bis in Tiefen von etwa 20 m werden als sogenannte "Baugrundklassen" separat berücksichtigt und sind nicht Gegenstand der hier vorgelegten Karte.

Es wurden folgende geologische Untergrundklassen ausgewiesen:

(1) Untergrundklasse A: "Fels, Festgestein"

Bereiche mit fehlenden oder nur geringmächtigen Lockersedimenten (meist Quartär). Darunter Festgestein mit Scherwellengeschwindigkeiten größer als etwa 800 m/s.

Regionale Verbreitung: Rheinisches Schiefergebirge, Sächsisches Granulitgebirge, Erzgebirge, Vogtland, Taunus, Pfälzer Wald, Spessart, Odenwald, Schwäbische Alb, Schwäbisch-fränkisches Schichtstufenland, Schwarzwald, Kaiserstuhl, Bayerische Kalkalpen.

(2) Untergrundklasse B: "Flache Sedimentbecken und Übergangszonen"

Bereiche mit bis zu etwa 100 m Lockersedimenten (meist Quartär). Darunter Festgestein mit Scherwellengeschwindigkeiten größer als etwa 800 m/s.

oder:

Bereiche, in denen unter einer geringmächtigen oder fehlenden Bedeckung von quartären Lockersedimenten tertiäre Sedimente bis etwa 500 m Mächtigkeit auftreten, deren gemessene oder geschätzte Scherwellengeschwindigkeiten allmählich auf Werte von bis zu etwa 1 800 m/s ansteigen.

Bei Erreichen des mesozoischen Festgesteinuntergrundes erfolgt ein markanter Geschwindigkeitssprung auf Werte von deutlich über 2 000 bis 2 500 m/s. Wird unter dem Tertiär das kristalline Grundgebirge oder das paläozoische Deckgebirge angetroffen, so liegen die Werte sogar meist über etwa 3 000 m/s.

Regionale Verbreitung: Zentralbereich der Niederrheinischen Bucht, (Raum Wassenberg - Jackerath), Umrandung der Niederrheinischen Bucht, Neuwieder Becken, Leipziger Bucht, Nordrand des Süddeutschen Molassebeckens.

(3) Untergrundklasse C: "Tiefe Sedimentbecken"

Bereiche mit mehr als etwa 100 m Lockersedimenten (meist Quartär). Darunter Festgestein mit Scherwellengeschwindkeiten größer als etwa 800 m/s.

oder:

Bereiche, in denen unter einer geringmächtigen oder fehlenden Bedeckung von quartären Lockersedimenten sehr mächtige tertiäre Sedimente von mehr als etwa 500 m Mächtigkeit auftreten, deren gemessene oder geschätzte Scherwellengeschwindigkeiten allmählich auf Werte von bis zu etwa 1 800 m/s ansteigen.

Regionale Verbreitung: Niederrheinische Bucht, Oberrheingraben, Süddeutsches Molassebecken, Bodenseebecken.

Die Zuweisung zu einer geologischen Untergrundklasse erfordert wegen des Zielmaßstabs von 1:2 500 000, dass die betreffenden geologischen Verhältnisse flächenhaft (mit Ausdehnung von mindestens etwa 20 km) und nicht nur punktuell zutreffend sind. Auf Grund dieser maßstabsbedingten Einschränkung konnten lokale Sonderfälle (z. B. kleine Sedimentbecken) sowie auch Details des Grenzlinienverlaufs zwischen den Gebieten unterschiedlicher geologischer Klassen nicht in die Karte aufgenommen werden.

Die geologische Untergrundklassen sind im Wesentlichen durch den Verlauf der Scherwellengeschwindigkeit in der Tiefe definiert. Hierzu müssen notwendigerweise Tiefenbereiche von bis zu einigen Hundert Metern in Betracht gezogen werden. Da direkte Messungen von Scherwellengeschwindigkeiten im Untersuchungsgebiet nur an einigen wenigen Standorten vorliegen, wurden Anhaltswerte der Scherwellengeschwindigkeit meist aus stratigraphischen und lithologischen Informationen erschlossen.

Maßgeblich für die Zuordnung zu den geologischen Untergrundklassen war die Interpretation der Schichtenfolge an Standorten repräsentativer Tiefbohrungen, gegebenenfalls unter Berücksichtigung geophysikalischer Messungen.

Beispielhaft wurden an einigen Standorten simulative Antwortspektren berechnet. Durch Vergleich der Antwortspektren an diesen Modellstandorten mit den Normspektren (Parameter siehe Tabellen 3 und 4) wird eine direkte Zuordnung zur Untergrundklasse möglich. Untergrundkarte und Normspektren sind damit aufeinander abgestimmt.

Zu Abschnitt 7.1.(3), Nachweise der Standsicherheit, Allgemeines

Für Bauwerke, die den in 7.1 (3) angegebenen Bedingungen entsprechen, sind auch bei Nichteinhaltung der Bedingungen für die Standsicherheit in 7.2 keine Erdbebenschäden zu erwarten, die zum Einsturz des Bauwerks führen. Es kann daher, wenn man für solche Hochbauten gegebenenfalls auch größere Schäden in Kauf nimmt, die jedoch die Sicherheit gegen Einsturz nicht gefährden, auf die Einhaltung der Bedingungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Duktilität, Gleichgewicht, Tragsicherheit der Gründung und erdbebengerechte Fugen in 7.2 verzichtet werden.

Zu Abschnitt 8.1.2 und 8.1.3 Besondere Regeln für Betonbauten, Duktilitätsklassen und Sicherheitsnachweise

Auf der Grundlage des für erdbebenwiderstandsfähige Betonbauten vorgesehenen Konzepts, wonach die Auslegung dem Tragwerk eine ausreichende Fähigkeit zur Energiedissipation ohne wesentlichen Abfall seiner allgemeinen Tragfähigkeit gegenüber horizontalen und vertikalen Lasten verleihen soll, wurden drei Duktilitätsklassen mit unterschiedlichen Anforderungen an die hysteretische Dissipationsfähigkeit entwickelt. Die Festlegung dieser drei Duktilitätsklassen erfolgte in Anlehnung an DIN V ENV 1998-1-3, wobei alle Möglichkeiten zu Erleichterungen in Planung und Konstruktion von Bauten in Schwachbebengebieten genutzt wurden.

Die äußerst geringfügige Erdbeben-Schadenserwartung für Stahlbetonbauten in der Erdbebenzone 1 hat zum Konzept der nur für diese Zone zugelassenen Duktilitätsklasse 1 geführt. Für diese Duktilitätsklasse wird auf alle Vorschriften, die auf die Konstruktion eines dissipativen Tragwerks abzielen, verzichtet. Das bedeutet, dass mit Einführung der Duktilitätsklasse 1 für den größten Teil der deutschen Erdbebengebiete auch Konstruktionsarten zugelassen werden können, die für dissipative Tragwerke ungeeignet sind (wie Rahmen aus Pilz- oder Flachdecken und Stützen), und dass bei Druckgliedern keine durch Duktilitätsanforderungen bedingte Begrenzung der bezogenen Längskraft berücksichtigt werden muss. Wie schlank eine Stütze sein darf, hängt dann ausschließlich von den Stahlbetonbestimmungen ab. Diese größere Freiheit in der Planung von Bauwerken der Duktilitätsklasse 1 wird allerdings durch eine Berechnung mit dem Verhaltensfaktor q = 1,0 erkauft, so dass die Bemessungsschnittgrößen aus Erdbeben für ein Bauwerk der Duktilitätsklasse 1 in der Erdbebenzone 1 von der gleichen Größenordnung sind wie für ein Bauwerk der Duktilitätsklasse 3 in der Erdbebenzone 3. Wegen der allgemein niedrigen Bodenbeschleunigungen in deutschen Erdbebengebieten kann dies jedoch, wenn es Vorteile in der Planung bringt, problemlos in Kauf genommen werden.

Die Einführung der Duktilitätsklasse 2 setzt die in DIN V ENV 1998-1-3: 1997-06, 2.1.3.(6)P gebotene Möglichkeit in die Praxis um, Betonbauten in Schwachbebengebieten für die Erdbeben-Lastkombination unter Beschränkung auf die Regeln in Eurocode 2, und unter Vernachlässigung der spezifischen Vorschriften in Eurocode 8, auszulegen, wenn der Verhaltensbeiwert q, basierend auf den Grundgedanken von Eurocode, entsprechend festgelegt wird. Da Schwachbebengebiete nach DIN V ENV 1998-1-1, 4.1 (4) als Erdbebenzonen definiert sind, in denen der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung die Bedingung $a_g \leq 0{,}1$ g erfüllt, gehören die deutschen Erdbebengebiete, die diese Bedingung durchweg erfüllen, voll zu den Schwachbebengebieten, in denen die Duktilitätsklasse 2 zugelassen ist. Eine Beschränkung auf die konstruktiven Vorschriften nach Eurocode 2 bedeutet vorrangig Verzicht auf eine Anhebung der Duktilität durch Umschnürung des Betons in den kritischen Bereichen von Stützen und Wänden, und damit eine Beschränkung auf die "natürliche", ohne Umschnürung erhaltene Duktilität der Stahlbetonbauteile. Setzt man den in DIN V ENV 1998-1-3, 2.3.2.1 (1)P angegebenen Mindestwert des Verhaltensbeiwerts q = 1,5 an, so ergibt sich als Bedingung für das Erreichen der damit verknüpften Duktilitätsanforderung die Begrenzung des Bemessungswerts der bezogenen Längskraft in Druckgliedern (Stützen und Wänden) auf ν_d = 0,25 in Stützen und ν_d = 0,20 in Wänden. Während sich diese Bedingung bei Wänden meist problemlos erfüllen lässt, können sich bei Skelettbauten die damit verbundenen größeren Stützenquerschnitte von Funktion und Ästhetik des Bauwerks her als störend erweisen. In solchen Fällen wird man, soweit man nicht in der Zone 1 die Duktilitätsklasse 1 nutzt, der Duktilitätsklasse 3 den Vorzug geben, bei welcher die Zulassung von Bemessungswerten der bezogenen Längskraft bis zu ν_d = 0,75 eine Abminderung der Querschnittsfläche der Stützen auf 1/3 des für die Duktilitätsklasse 2 geforderten Wertes möglich macht.

Die Duktilitätsklasse 3 entspricht der Duktilitätsklasse "L" (ductility class "L", DC "L", niedrige Duktilität- low ductility) nach DIN V ENV 1998-1-3, 2.1.3 (3)P, das heißt, der niedrigsten der dort vorgesehenen drei Duktilitätsklassen. Wegen der allgemein niederen Bodenbeschleunigungen in deutschen Erdbebengebieten wäre hier die Anwendung der übrigen beiden Duktilitätsklassen nach DIN V ENV 1998-1-3: 1997-06, Abschnitt 2.1.3 (3)P (DC "M" mittlere Duktilität und DC "H" hohe Duktilität) nicht sinnvoll.

In Schwachbebengebieten kann wegen der sehr kurzen Dauer der Beben der Festigkeitsabfall der Baustoffe infolge zyklischer Verformungen praktisch vernachlässigt werden. Da bei den Duktilitätsklassen 1 und 2 auch eine Minderung der Tragfähigkeit infolge Abplatzen der Betondeckung in den kritischen Bereichen keine Rolle spielt (Duktilitätsklasse 1: elastisches Verhalten, Duktilitätsklasse 2: Begrenzung der Betonstauchung auf ε_{cu} = 0,003 5), dürfen für diese Duktilitätsklassen Teilsicherheitsbeiwerte für außergewöhnliche Lastkombinationen verwendet werden, beziehungsweise dürfen bei Beibehaltung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Grundkombination die Verhaltensbeiwerte um den Faktor 1,5/1,3 = 1,15 (Beton) beziehungsweise 1,15/1,0 = 1,15 (Stahl) angehoben werden. Das führt für die Duktilitätsklasse 1 zum Bemessungswert des Verhaltensbeiwerts q_d = 1,15 und für die Duktilitätsklasse 2 zum Bemessungswert des Verhaltensbeiwerts q_d = 1,7. Dabei ist für die Duktilitätsklasse 2 die Unterscheidung zwischen q und q_d nicht nur für die Bestimmung der von q, und nicht von q_d, abhängigen Zähgikeitsanforderungen wichtig, sondern auch für den Sicherheitsnachweis der Gründung. Gemäß Abschnitt 7.2.5.(3) darf für $q \leq 1{,}5$ die Gründung ohne Berücksichtigung der Kapazitätsbemessung berechnet werden. Anderenfalls sind nach 7.2.5 (2) die auf die Gründung anzusetzenden Schnittgrößen auf der Grundlage der Kapazitätsbemessung zu ermitteln.

Für die Duktilitätsklasse 3 kann, wegen der in Vergleich zu den höheren Duktilitätsklassen nach DIN V ENV 1998-1-3 schwächeren Umschnürung, die Abminderung der Beanspruchbarkeit durch Abplatzen der Betondeckung verhältnismäßig stark ausgeprägt sein, was die höheren Teilsicherheitsbeiwerte als berechtigt erscheinen lässt.