

ISSN 1434-4025

# GEMEINSAMES AMTSBLATT

*des Innenministeriums, des Finanzministeriums, des Wirtschaftsministeriums,  
des Ministeriums für Ernährung und Ländlichen Raum, des Ministeriums für Arbeit und Soziales,  
des Umweltministeriums, des Ministeriums für Wissenschaft, Forschung und Kunst  
sowie der Regierungspräsidien*

**DES LANDES BADEN-WÜRTTEMBERG**

*Herausgegeben von der Staatsanzeiger für Baden-Württemberg GmbH  
- in Auftrag des Innenministeriums -*

---

53. Jahrgang

Stuttgart, 21. Dezember 2005

zu Nr. 15

---

## **DIN 4149**

Ausgabe April 2005

Ersatz für

DIN 4149-1: 1981-04 und

DIN 4149-1/A1: 1992-12

**Bauten in deutschen Erdbebengebieten –  
Lastannahmen, Bemessung und Ausführung  
üblicher Hochbauten**

DIN 4149

**DIN**

ICS 91.120.25

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

Die Verwendung des Satzbildes dieser Norm beruht auf dem Vertrag der Länder mit dem DIN und der Zustimmung des Beuth Verlages. Eine Verwendung des Satzbildes durch andere ist nicht gestattet.

Gesamtumfang 82 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN



# Inhalt

	Seite
Vorwort.....	5
1 Anwendungsbereich.....	5
2 Normative Verweisungen .....	5
3 Begriffe.....	6
4 Entwurf und Bemessung.....	8
4.1 Grundlegende Anforderungen.....	8
4.2 Empfehlungen für den Entwurf 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.....	11
5.1 Erdbebenzonen .....	11
5.2 Untergrundverhältnisse, Geologie und Baugrund .....	14
5.2.1 Allgemeines .....	14
5.2.2 Geologische Untergrundklassen.....	14
5.2.3 Baugrundklassen .....	14
5.3 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte .....	17
5.4 Regeldarstellung der Erdbebeneinwirkung .....	17
5.4.1 Allgemeines .....	17
5.4.2 Elastisches Antwortspektrum .....	18
5.4.3 Bemessungsspektrum für lineare Berechnung.....	20
5.4.4 Bodenverschiebung.....	20
5.5 Kombinationen der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen .....	20
6 Tragwerksberechnung.....	21
6.1 Modellabbildung.....	21
6.2 Berechnungsverfahren.....	22
6.2.1 Allgemeines .....	22
6.2.2 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren .....	22
6.2.3 Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen .....	27
6.2.4 Kombination der Beanspruchung infolge der Komponenten der Erdbebeneinwirkung.....	29
6.3 Berechnung der Verformungen.....	30
6.4 Nicht tragende Bauteile .....	31
7 Nachweise der Standsicherheit.....	32
7.1 Allgemeines .....	32
7.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit .....	33
7.2.1 Allgemeines .....	33
7.2.2 Tragfähigkeitsbedingung .....	33
7.2.3 Duktilitätsbedingung .....	34
7.2.4 Gleichgewichtsbedingung .....	35
7.2.5 Tragfähigkeit der Gründungen .....	35
7.2.6 Bedingungen für erdbebengerechte Fugen .....	35
8 Besondere Regeln für Betonbauten.....	35
8.1 Allgemeines .....	35
8.1.1 Anwendungsbereich.....	35
8.1.2 Duktilitätsklassen.....	35
8.1.3 Sicherheitsnachweise.....	36
8.2 Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 1.....	36
8.3 Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 2.....	37
8.3.1 Lokale Duktilität .....	37

8.3.2	Baustoffe .....	38
8.3.3	Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte .....	38
8.3.4	Auslegungskriterien .....	40
8.3.5	Verankerungen und Stöße .....	40
8.3.6	Anforderungen an Balken .....	44
8.3.7	Anforderungen an Stützen .....	48
8.3.8	Anforderungen an Wände .....	51
8.4	Besondere Regelungen für Pilz- und Flachdecken .....	59
9	Besondere Regeln für Stahlbauten .....	60
9.1	Allgemeines .....	60
9.1.1	Anwendung .....	60
9.1.2	Duktilitätsklassen .....	60
9.1.3	Sicherheitsnachweise .....	61
9.2	Festlegungen für Stahlbauten der Duktilitätsklasse 1 .....	61
9.3	Festlegungen für Stahlbauten der Duktilitätsklassen 2 und 3 .....	62
9.3.1	Werkstoffe .....	62
9.3.2	Kapazitätsbemessung .....	62
9.3.3	Verhaltensbeiwert $q$ .....	63
9.3.4	Überwachung bei Planung und Herstellung .....	63
9.3.5	Auslegungskriterien für Stahlbauten der Duktilitätsklassen 2 und 3 .....	68
10	Besondere Regeln für Holzbauten .....	74
10.1	Allgemeines .....	74
10.2	Sicherheitsnachweise .....	75
10.3	Regeln für die bauliche Durchbildung bei Duktilitätsklassen 2 und 3 .....	75
11	Besondere Regeln für Mauerwerksbauten .....	76
11.1	Allgemeines .....	76
11.2	Besondere Anforderungen an die Mauerwerksbaustoffe .....	77
11.3	Allgemeine Konstruktionsregeln .....	77
11.4	Zusätzliche Konstruktionsregeln für eingefasstes Mauerwerk .....	77
11.5	Zusätzliche Konstruktionsregeln für bewehrtes Mauerwerk .....	78
11.6	Konstruktive Regeln für Mauerwerksbauten ohne rechnerischen Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für den Lastfall Erdbeben .....	78
11.7	Rechnerische Nachweise für Mauerwerksbauten .....	79
11.7.1	Allgemeines .....	79
11.7.2	Tragwerksmodell .....	80
11.7.3	Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit .....	80
12	Besondere Regeln für Gründungen und Stützbauwerke .....	81
12.1	Gründungen .....	81
12.1.1	Tragfähigkeitsnachweis .....	81
12.1.2	Konstruktive Anforderungen und Empfehlungen .....	81
12.2	Stützbauwerke .....	82
12.2.1	Erd- und Wasserdruck .....	82
12.2.2	Tragfähigkeitsnachweis .....	82

## Bilder

Bild 1	— Kriterien für die Regelmäßigkeit von Gebäuden mit Rücksprüngen .....	11
Bild 2	— Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland .....	13
Bild 3	— Geologische Untergrundklassen in den Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland .....	16
Bild 4	— Elastisches Antwortspektrum .....	19
Bild 5	— Bestimmung der Exzentrizitäten der Horizontalkraft $F_t$ .....	26
Bild 6	— Zusätzliche Verankerungsmaßnahmen in Balken-Stützen-Außenknoten .....	42
Bild 7	— Begrenzung der Balkenbreite $b_w$ .....	43

	Seite
Bild 8 — Anordnung von Übergreifungsstößen .....	44
Bild 9 — Mitwirkende Plattenbreite $b_{eff}$ für Balken, die in eine Außenstütze einbinden.....	45
Bild 10 — Ausmitte zwischen Balken- und Stützenachse .....	46
Bild 11 — Querbewehrung in kritischen Bereichen von Balken.....	47
Bild 12 — Umschnürung des Betonkerns .....	50
Bild 13 — Gestaltung von Umschnürungsbügeln .....	51
Bild 14 — Bemessungseinhüllende für Biegemomente in schlanken Wänden .....	52
Bild 15 — Kritische Bereiche an der Wandunterkante.....	53
Bild 16 — Bemessungseinhüllende für Querkräfte in Wänden von Mischsystemen .....	54
Bild 17 — Koppelbauteile .....	55
Bild 18 — Koppelbauteil mit Diagonalbewehrung.....	56
Bild 19 — Beispiele zur Gestaltung von Umschnürungsbügeln für die Randbereiche von Wänden mit freien Rändern und $b_w > 250$ mm.....	57
Bild 20 — Umschnürtes Randelement am freien Rand einer Wand (unten: Dehnungen bei Grenzkrümmung; oben: Wandquerschnitt).....	58
Bild 21 — Mindestdicke umschnürter Randelemente .....	59
Bild 22 — Wandränder mit ausreichendem Querflansch.....	59
Bild 23 — Ausbildung eines Verbinders.....	72
 Tabellen	
Tabelle 1 — Auswirkungen der Regelmäßigkeit des Bauwerks auf die Erdbebenauslegung.....	9
Tabelle 2 — Zuordnung von Intensitätsintervallen und Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung zu den Erdbebenzonen .....	12
Tabelle 3 — Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte für Hochbauten .....	17
Tabelle 4 — Werte der Parameter zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums.....	19
Tabelle 5 — Werte der Parameter zur Beschreibung des elastischen vertikalen Antwortspektrums.....	19
Tabelle 6 — Beiwerte für $\varphi$ zur Berechnung von $\psi_{Ei}$ .....	21
Tabelle 7 — Werte von $q_a$ für nicht tragende Bauteile.....	32
Tabelle 8 — Bedeutungskategorie und zulässige Anzahl der Vollgeschosse für Hochbauten ohne rechnerischen Standsicherheitsnachweis .....	33
Tabelle 9 — Grundwerte $q_0$ des Verhaltensbeiwerts .....	40
Tabelle 10 — Tragwerkstypen und maximale Verhaltensbeiwerte $q$ .....	65
Tabelle 11 — Erforderliche Querschnittsklassen nach DIN V ENV 1993-1-1 für druckbeanspruchte Querschnittsteile abhängig von der Duktilitätsklasse.....	68
Tabelle 12 — Begrenzung der Schlankheit von Druckstützen in dissipativen Rahmen bei Duktilitätsklasse 3 in Abhängigkeit von deren Ausnutzung.....	69
Tabelle 13 — Bemessung von Verbindern nach Bild 23.....	72
Tabelle 14 — Mindestanforderungen an aussteifende Wände (Schubwände).....	77
Tabelle 15 — Mindestanforderungen an die auf die Geschossgrundrissfläche bezogene Querschnittsfläche von Schubwänden je Gebäuderichtung.....	79
Tabelle 16 — Teilsicherheitsbeiwerte .....	80
Tabelle 17 — Verhaltensbeiwert $q$ .....	80

## Vorwort

Diese Norm 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. Die Norm 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 die Norm 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:

- a) Inhalt vollständig überarbeitet und umstrukturiert;
- b) Anpassung der Einwirkungs- und Bemessungskonzepte an europäische Entwicklungen;
- c) Neufassung der Erdbebenkarte;
- d) Anpassung der Konstruktionsregeln an den Entwicklungsstand der Bauarten.

## Frühere Ausgaben

DIN 4149-1: 1981-04

DIN 4149-1/A1: 1992-12

## 1 Anwendungsbereich

(1) Diese Norm gilt für Entwurf, Bemessung und Konstruktion baulicher Anlagen des üblichen Hochbaus aus Stahlbeton, Stahl, Holz oder Mauerwerk in deutschen Erdbebengebieten. Ziel der Norm ist, im Falle eines Erdbebens menschliches Leben zu schützen, Schäden zu begrenzen und sicherzustellen, dass für die öffentliche Sicherheit und Infrastruktur wichtige bauliche Anlagen funktionstüchtig bleiben.

(2) Diese Norm gilt nicht für bauliche Anlagen und Teile baulicher Anlagen (z. B. kerntechnische Anlagen, chemische Anlagen usw.), von denen im Falle eines Erdbebens zusätzliche Gefahren ausgehen können.

(3) Diese Norm ersetzt nicht die generell bei Entwurf, Planung und Bemessung baulicher Anlagen zu beachtenden Regelungen, sondern gilt in Erdbebengebieten zusätzlich.

(4) Die nach dieser Norm von Erdbeben in stärkerem Maße betroffenen Gebiete Deutschlands werden in die Erdbebenzonen 1 bis 3 eingeteilt (siehe Bild 2). Der Grad der Erdbebengefährdung außerhalb der Erdbebenzonen 1 bis 3 ist als so gering einzuschätzen, dass diese Norm dort nicht angewendet werden muss.

## 2 Normative Verweisungen

Die folgenden zitierten Dokumente sind für die Anwendung dieses Dokuments erforderlich. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

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

DIN 1052:2004-08, *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 1053-3:1990-02, *Mauerwerk — Teil 3: Bewehrtes Mauerwerk; Berechnung und Ausführung*

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

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

DIN 1055-5, *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*

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

DIN 18800-7, *Stahlbauten — Teil 7: Ausführung und Herstellerqualifikation*

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 1993-1-1:2004*

DAST-Richtlinie 009, *Empfehlungen zur Wahl der Stahlgüte für geschweißte Stahlbauten*

### 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 Erdbeneinwirkungen 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 Bereich)**

vorbestimmter entsprechend konstruktiv durchgebildeter Bereich eines Tragwerks, in dem hauptsächlich Energie dissipiert wird

**3.6****nicht dissipatives Tragwerk**

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

**3.7****Baugrund**

mit Baugrund im Sinne dieser Norm wird der seismisch relevante, oberflächennahe Untergrund bis zu einer Tiefe von etwa 20 m bezeichnet, wobei das Baugrundmaterial bis zu einer Tiefe von 3 m außer Betracht bleibt

**3.8****geologischer Untergrund**

mit geologischem Untergrund im Sinne dieser Norm wird der Untergrund ab einer Tiefe von etwa 20 m bezeichnet

**3.9****lokale Duktilität**

Fähigkeit eines Bauteils, durch örtliche plastische Verformung Energie zu dissipieren

**3.10****globale Duktilität**

Fähigkeit einer Unterstruktur oder eines Bauwerks, durch Bildung plastischer Bereiche Energie zu dissipieren

**3.11****Steifigkeitsmittelpunkt**

geht die Wirkungslinie einer Horizontalbelastung durch den Steifigkeitsmittelpunkt eines Geschossgrundrisses, so verdreht sich bei linearer Betrachtung der Geschossquerschnitt nicht um die vertikale Achse

**ANMERKUNG** In eingeschossigen Gebäuden ist der Steifigkeitsmittelpunkt der Schwerpunkt der horizontalen Steifigkeiten aller in horizontaler Richtung aussteifenden Bauteile. Bei mehrgeschossigen Gebäuden ist die Festlegung des Steifigkeitsmittelpunktes im Allgemeinen nur näherungsweise möglich.

**3.12****Bemessungswert der Bodenbeschleunigung  $a_g$** 

Wert der Bodenbeschleunigung für die Ermittlung der anzusetzenden Erdbebeneinwirkungen. Diese Beschleunigung entspricht nicht einer Boden-Maximalbeschleunigung

**3.13****Intensität**

Kennzahl für die Stärke der Bodenerschütterung bei Erdbeben anhand der Auswirkung auf Menschen und Objekte und an Hand des Ausmaßes der Gebäudeschäden vor Ort. Den in dieser Norm angegebenen Werten liegt die Europäische Makroseismische Skala (EMS) zugrunde

## 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 und auch nach dem Beben über eine ausreichende Resttragfähigkeit verfügen. Nicht tragende Bauteile sind so auszubilden, dass sie im Falle eines Erdbebens keine Personen gefährden.

(2) Zur Berücksichtigung ihrer Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit bzw. der mit einem Einsturz verbundenen Folgen werden bauliche Anlagen in Kategorien eingeteilt. 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 besondere Bedingungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (siehe 7.2) nachgewiesen werden.

(4) Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass im Erdbebenfall zyklische Baugrunddeformationen durch Scherwellen auftreten. Die Größenordnung der maximal zu erwartenden Eckverschiebungen eines Rechtecks der Kantenlänge 100 m beträgt  $d_g$  nach Gleichung (10). Besteht die Gefahr, dass durch diese zusätzlichen Deformationen frei aufliegende Bauteile (z. B. konsolgelagerte Fertigteilträger) von ihren Lagern rutschen, so sind diese im Anwendungsbereich dieser Norm stets mit einer wirksamen konstruktiven Lagesicherung zu versehen.

### 4.2 Empfehlungen für den Entwurf von baulichen Anlagen in Erdbebengebieten

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

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

### 4.3 Regelmäßigkeit des Bauwerks

#### 4.3.1 Allgemeines

- (1) Bei den Nachweisen für den Lastfall 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 sowie die erforderlichen Berechnungen können Abschnitt 6 entnommen werden, und die maßgebenden Verhaltensbeiwerte sind in den Abschnitten 8 bis 12 enthalten.
- (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 Grundschiwingung 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 und dem Werkstoff nach 8.3.3.2.1 (3), 9.3.3.3 (5), 10.2 (5) und 11.7.3 (5) abgemindert wird.
- (4) Die Auswirkungen der Regelmäßigkeit des Bauwerks auf die erforderlichen Nachweise sind in Tabelle 1 dargestellt.

**Tabelle 1 — Auswirkungen der Regelmäßigkeit des Bauwerks auf die Erdbebenauslegung**

Regelmäßig		Zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Modell	Berechnung	
Ja	Ja	eben	vereinfacht (Grundschiwingungsform) <sup>a</sup>	Referenzwert <sup>c</sup>
Ja	Nein	eben	mehrere Schwingungsformen	abgemindert
Nein	Ja	räumlich <sup>b</sup>	mehrere Schwingungsformen <sup>b</sup>	Referenzwert <sup>c</sup>
Nein	Nein	räumlich	mehrere Schwingungsformen	abgemindert

<sup>a</sup> Falls die Bedingungen von 6.2.2.1 ebenfalls erfüllt sind.

<sup>b</sup> Unter den besonderen Bedingungen von 6.2.2.4 können die dort beschriebenen einfacheren Modelle und Berechnungsverfahren verwendet werden.

<sup>c</sup> Maßgebender Verhaltensbeiwert nach den Abschnitten 8 bis 12.

#### 4.3.2 Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss

- (1) Das Gebäude ist im Grundriss bezüglich der Horizontalsteifigkeit und der Massenverteilung um zwei zueinander senkrechte Achsen nahezu symmetrisch.
- (2) Die Grundrissform des Gebäudes ist kompakt, d. h., sie weist keine gegliederten Formen wie z. B. die von  $H$  oder  $X$  auf.
- (3) Rückspringende Ecken oder Nischen im Grundriss sind möglichst zu vermeiden oder in ihren Abmessungen zu begrenzen, damit das Aussteifungssystem nicht beeinträchtigt wird. Sind Rücksprünge vorhanden, darf trotzdem eine Regelmäßigkeit im Grundriss angenommen werden, vorausgesetzt, dass diese Rücksprünge die Steifigkeit der Decke in ihrer Ebene nicht beeinträchtigen und dass die Fläche zwischen dem Umriss des Stock-

werks und einem konvexen Polygon als Umhüllende des Stockwerks 5 % der Stockwerksfläche nicht überschreitet.

(4) Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene muss im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der durch die Decke gekoppelten Stützen und Wände ausreichend groß sein, so dass sich die Verformung der Decke nur unwesentlich auf die Verteilung der horizontalen Kräfte auf die aussteifenden Bauteile auswirkt.

(5) 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 sollte das Verhältnis der tatsächlichen Geschossbeanspruchbarkeit zu der laut Berechnung erforderlichen Beanspruchbarkeit nicht stark zwischen benachbarten Geschossen schwanken.

(4) Wenn Rücksprünge vorhanden sind, gelten folgende zusätzliche Bedingungen:

- a) Für stufenweise verteilte Rücksprünge unter Wahrung der axialen Symmetrie ist der Rücksprung an jedem Stockwerk nicht größer als 20 % der früheren Grundrissabmessung in Richtung des Rücksprungs (siehe Bild 1a und Bild 1b).
- b) Für einen einzelnen Rücksprung innerhalb der unteren 15 % der Gesamthöhe des Haupttragsystems ist der Rücksprung nicht größer als 50 % der früheren Grundrissabmessung (siehe Bild 1c). In diesem Fall sollte das Tragwerk im unteren Bereich innerhalb der Vertikalprojektion des Umrisses der oberen Stockwerke derart bemessen werden, dass es mindestens 75 % der horizontalen Schubkräfte aufnehmen kann, die in diesem Bereich eines ähnlichen Gebäudes ohne Verbreiterung der Basis entstehen würden.
- c) Wenn die Rücksprünge die Symmetrie verletzen, darf in jeder Richtung die Summe der Rücksprünge von allen Stockwerken nicht größer als 30 % der Grundrissabmessung des Erdgeschosses, und die einzelnen Rücksprünge sind nicht größer als 10 % der früheren Grundrissabmessung sein (siehe Bild 1d).

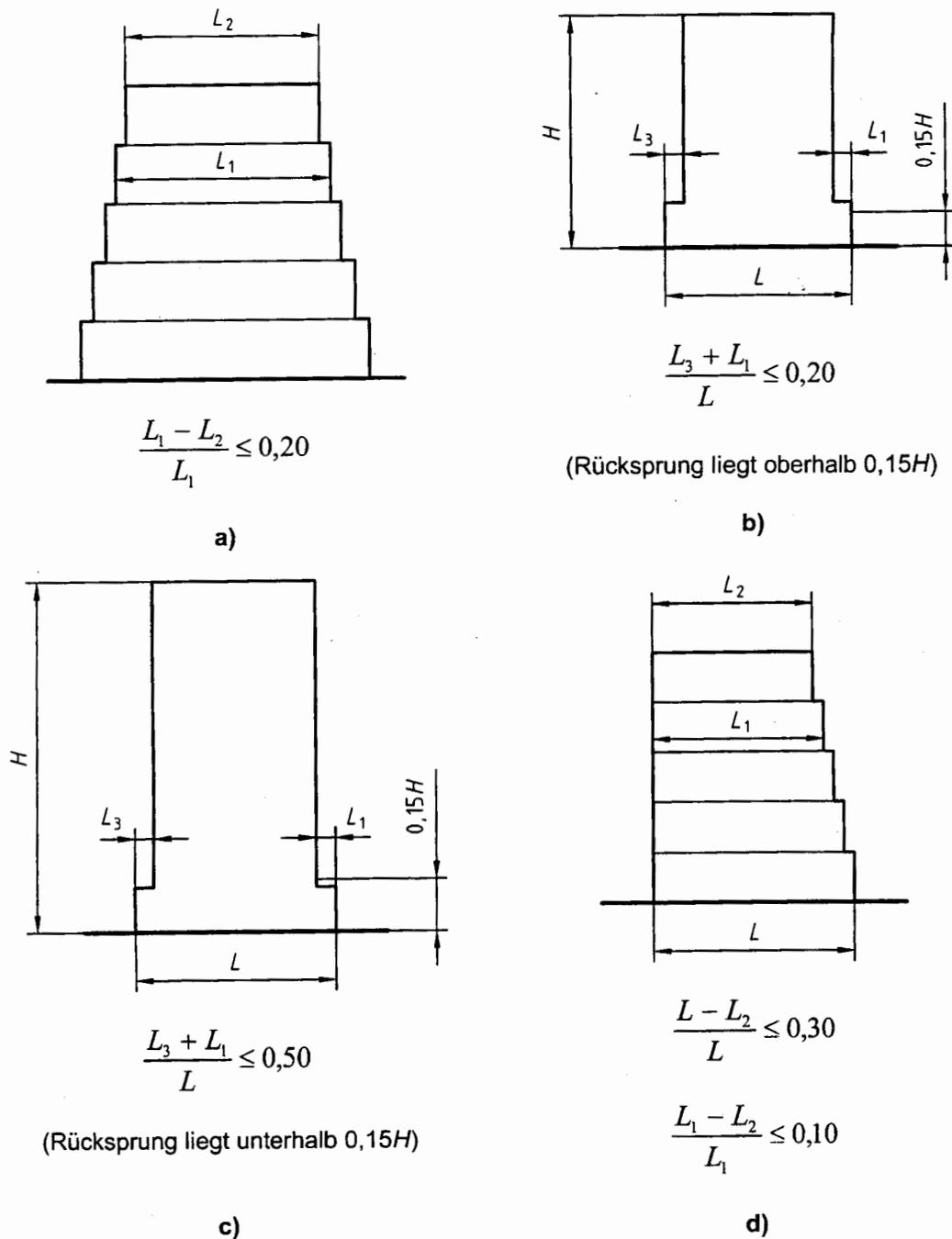


Bild 1 — Kriterien für die Regelmäßigkeit von Gebäuden mit Rücksprüngen

## 5 Erdbebeneinwirkung

### 5.1 Erdbebenzonen

(1) Die Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland sind in Bild 2 dargestellt. Nichttektonische seismische Ereignisse, z. B. in Bergbau- oder Erdfallgebieten, sind nicht Gegenstand dieser Darstellung.

## DIN 4149:2005-04

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

(3) Die Referenz-Wiederkehrperiode, für die die Erdbebengefährdungskarte bzw. die daraus abgeleitete Erdbebenzonenkarte, siehe Bild 2, erstellt wurde, beträgt 475 Jahre; dem entspricht eine Wahrscheinlichkeit des Auftretens oder Überschreitens von 10 % innerhalb von 50 Jahren. Der Referenz-Wiederkehrperiode wird ein in 5.3 definierter Bedeutungsbeiwert  $\eta$  gleich 1,0 zugeordnet.

(4) Als zonenspezifischer Einwirkungsparameter gilt ein Bemessungswert der Bodenbeschleunigung  $a_g$ , der in Tabelle 2 den Erdbebenzonen zugeordnet ist und als Grundlage für den rechnerischen Erdbebennachweis anzusehen ist, sofern dieser erforderlich ist.

(5) Für die Zuordnung einzelner Kreise und Gemeinden zu den Erdbebenzonen ist ein Beiblatt zu dieser Norm in Vorbereitung.

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

Erdbebenzone	Intensitätsintervalle	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung $a_g$ m/s <sup>2</sup>
0	$6 \leq I < 6,5$	–
1	$6,5 \leq I < 7$	0,4
2	$7 \leq I < 7,5$	0,6
3	$7,5 \leq I$	0,8

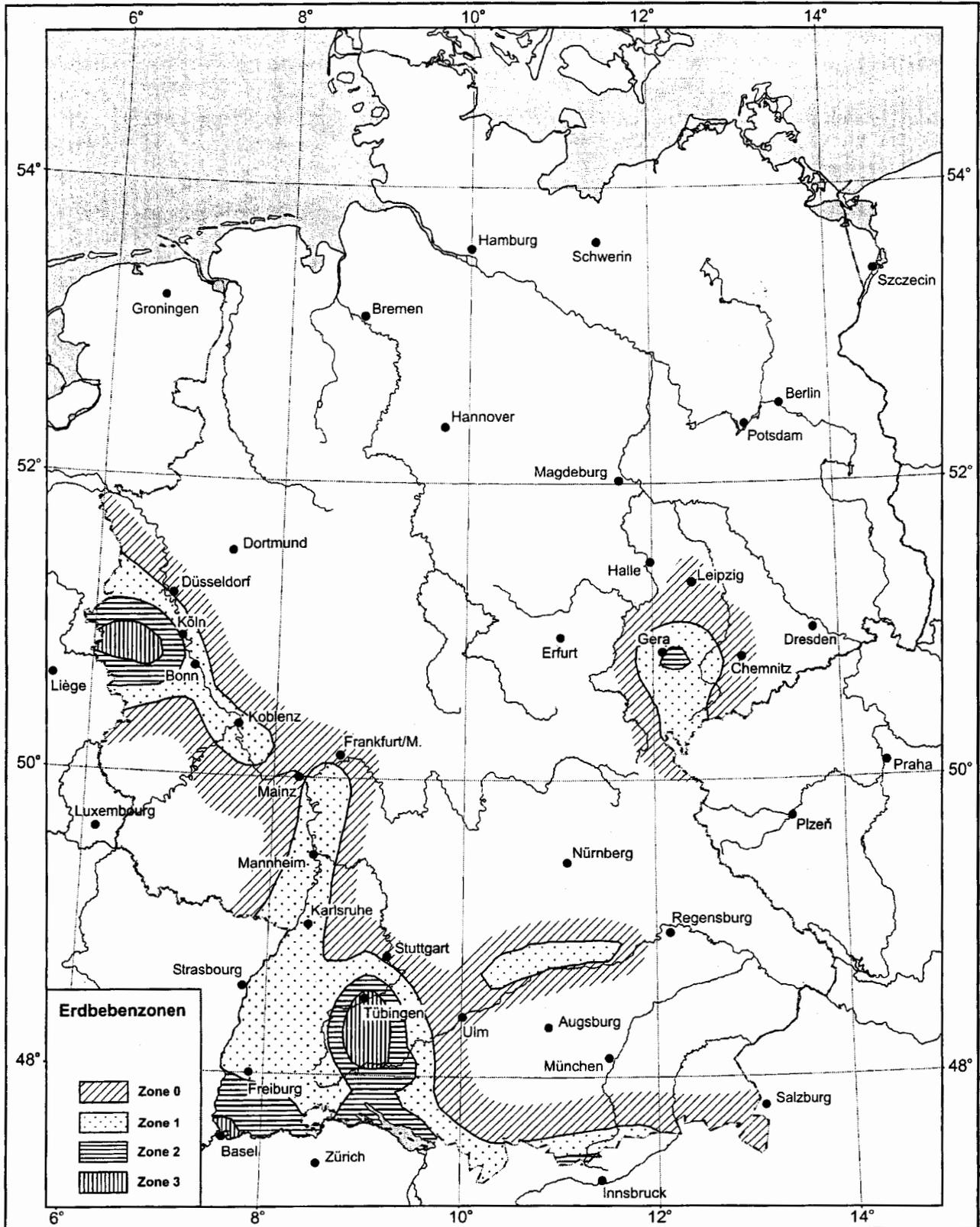


Bild 2 — Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland

## 5.2 Untergrundverhältnisse, Geologie und Baugrund

### 5.2.1 Allgemeines

(1) Der Einfluss der örtlichen Untergrundverhältnisse auf die Erdbebeneinwirkung ist generell durch eine Einstufung in eine der drei geologischen Untergrundklassen R, T, S (siehe 5.2.2) und in eine der drei Baugrundklassen A, B, C (siehe 5.2.3) zu berücksichtigen.

(2) Als Kombinationen von geologischem Untergrund und Baugrund können die Untergrundverhältnisse A-R, B-R, C-R, B-T, C-T, C-S vorkommen.

### 5.2.2 Geologische Untergrundklassen

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

— **Untergrundklasse R**

Gebiete mit felsartigem Gesteinsuntergrund.

— **Untergrundklasse T**

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

— **Untergrundklasse S**

Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung.

(2) Die geologischen Untergrundklassen in den Erdbebenzonen in Deutschland werden in Bild 3 gezeigt. Für die Zuordnung einzelner Kreise und Gemeinden zu den Untergrundklassen ist ein Beiblatt zu vorliegenden Norm in Vorbereitung.

### 5.2.3 Baugrundklassen

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

— **Baugrundklasse A**

Unverwitterte (bergfrische) Festgesteine mit hoher Festigkeit.

Dominierende Scherwellengeschwindigkeiten liegen höher als etwa 800 m/s.

— **Baugrundklasse B**

Mäßig verwitterte Festgesteine bzw. Festgesteine mit geringerer Festigkeit

oder

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

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

— **Baugrundklasse C**

Stark bis völlig verwitterte Festgesteine

oder

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

oder

feinkörnige (bindige) Lockergesteine in mindestens steifer Konsistenz.

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

(2) Wenn sich der Baugrund nicht nach 5.2.3 (1) einordnen lässt, insbesondere wenn als Baugrund tiefgründig unverfestigte Ablagerungen in lockerer Lagerung (z. B. lockerer Sand) bzw. in weicher oder breiiger Konsistenz (z. B. Seeton, Schlick) vorhanden sind (dominierende Scherwellengeschwindigkeiten liegen unter 150 m/s), ist der Einfluss auf die Erdbebeneinwirkungen gesondert zu untersuchen und zu berücksichtigen.

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

(4) Die Einstufung eines Standortes in die Baugrundklasse ist im Zweifelsfall durch weitergehende Untersuchungen zu bestimmen. Eine Einstufung kann entfallen, wenn ungünstige Baugrundverhältnisse nach 5.2.3 (2) ausgeschlossen werden können und die Erdbebeneinwirkung unter Annahme der Baugrundklasse C bestimmt wird.

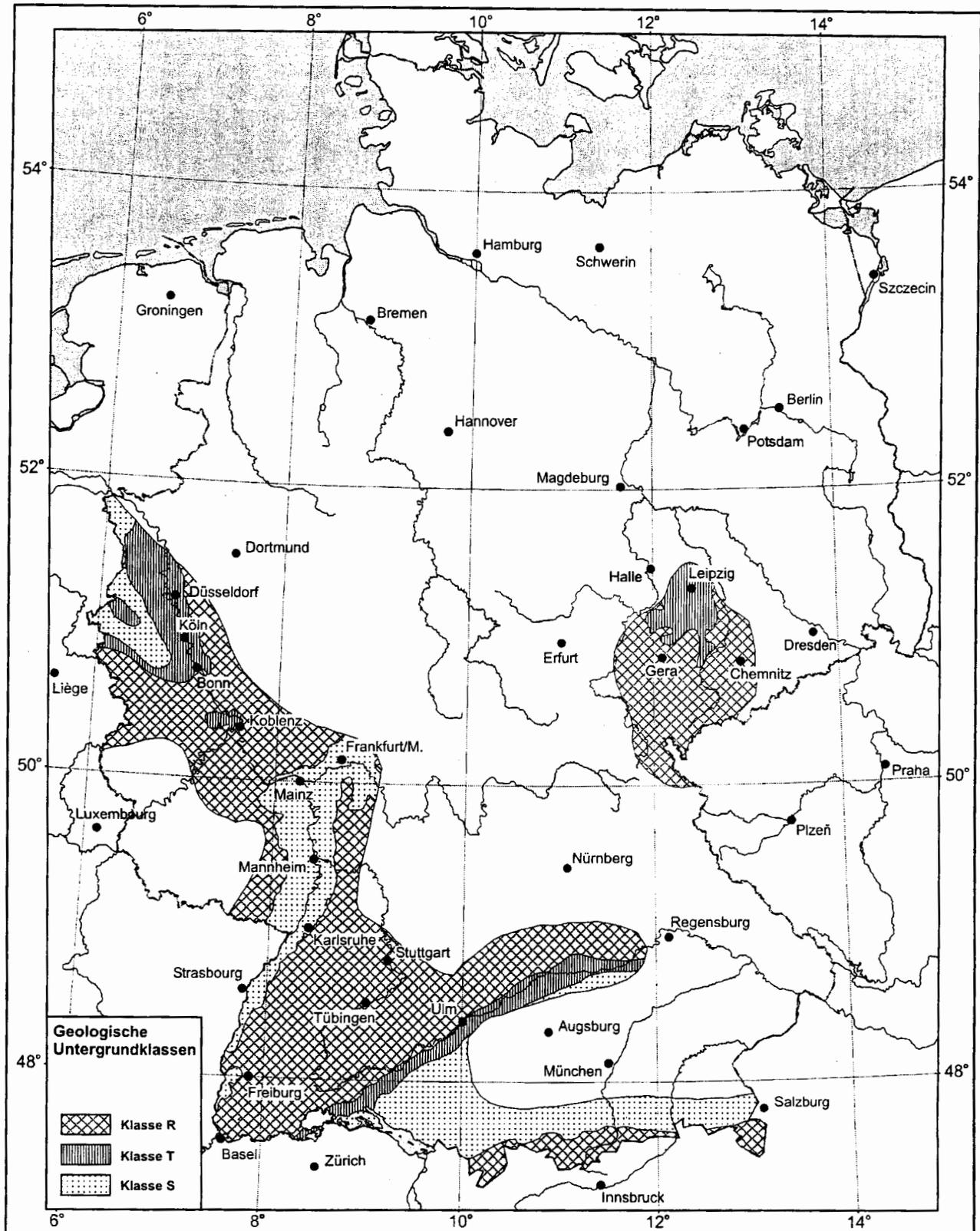


Bild 3 — Geologische Untergrundklassen in den Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland

### 5.3 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte

(1) Hochbauten sind entsprechend ihrer Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit bzw. der mit einem Einsturz verbundenen Folgen (z. B. Gefahr für Leib und Leben, Kulturgüter und Sachwerte) einer der vier Bedeutungskategorien nach Tabelle 3 zuzuordnen. Den Bedeutungskategorien werden verschiedene Bedeutungsbeiwerte  $\gamma_1$  nach Tabelle 3 zugeordnet, die bei der Beschreibung der Erdbebeneinwirkung berücksichtigt werden.

**Tabelle 3 — Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte für Hochbauten**

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Bedeutungsbeiwert $\gamma_1$
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z. B. landwirtschaftliche Bauten usw.	0,8
II	Gewöhnliche Bauten, die nicht zu den anderen Kategorien gehören, z. B. Wohngebäude	1,0
III	Bauwerke, deren Widerstandsfähigkeit gegen Erdbeben im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen wichtig ist, z. B. große Wohnanlagen, Verwaltungsgebäude, Schulen, Versammlungshallen, kulturelle Einrichtungen, Kaufhäuser usw.	1,2
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit im Erdbebenfall von Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit ist, z. B. Krankenhäuser, wichtige Einrichtungen des Katastrophenschutzes und der Sicherheitskräfte, Feuerwehnhäuser usw.	1,4

### 5.4 Regeldarstellung der Erdbebeneinwirkung

#### 5.4.1 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 (siehe 5.4.2). Das elastische Antwortspektrum beschreibt die Einwirkung auf Tragwerke, die bei Erdbebeneinwirkung im linear elastischen Bereich verbleiben, ohne dass Energie anders als durch viskose Dämpfung dissipiert wird. Dem Umstand, dass sich die von Erdbeben in Bauwerke eingetragene Energie zum Teil zusätzlich durch hysteretische Energiedissipation reduziert, wird in dieser Norm vereinfachend durch Abminderung der elastischen Antwortspektren auf das Niveau von Bemessungsspektren (siehe 5.4.3) Rechnung getragen.

(2) Um die Bedeutung eines Bauwerks für den Schutz der Allgemeinheit bzw. die mit einem Einsturz verbundenen Folgen berücksichtigen zu können, wird der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_1$  nach Tabelle 3 in die Antwortspektren nach 5.4.2 und 5.4.3 eingeführt.

(3) 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 4).

(4) Die vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung kann ebenfalls durch das für die horizontale Einwirkung angegebene Antwortspektrum nach den Gleichungen (1) bis (4) bzw. (6) bis (9) beschrieben werden. Dabei ist

der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung  $a_g$  nach Tabelle 2 mit dem Faktor 0,7 abzumindern. Die beschreibenden Parameter des vertikalen Antwortspektrums sind Tabelle 5 zu entnehmen.

#### 5.4.2 Elastisches Antwortspektrum

(1) Das elastische Antwortspektrum  $S_e(T)$  (siehe Bild 4) wird durch folgende Ausdrücke bestimmt:

$$T_A \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right] \quad (1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \quad (2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (3)$$

$$T_D \leq T: \quad S_e(T) = a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (4)$$

Dabei ist

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

$T$  die Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers;

$a_g$  der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung;

$\gamma_1$  Bedeutungsbeiwert nach Tabelle 3

$\beta_0$  der Verstärkungsbeiwert der Spektralbeschleunigung mit dem Referenzwert  $\beta_0 = 2,5$  für 5 % viskose Dämpfung;

$T_A, T_B, T_C, T_D$  die Kontrollperioden des Antwortspektrums, mit  $T_A = 0$ ; zur Darstellung im Frequenzbereich kann an Stelle der Periode 0 s die Frequenz 25 Hz gesetzt werden, mit konstantem  $S_e$  zu höheren Frequenzen;

$S$  der Untergrundparameter;

$\eta$  der Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert  $\eta = 1$  für 5 % viskose Dämpfung, siehe Absatz (3).

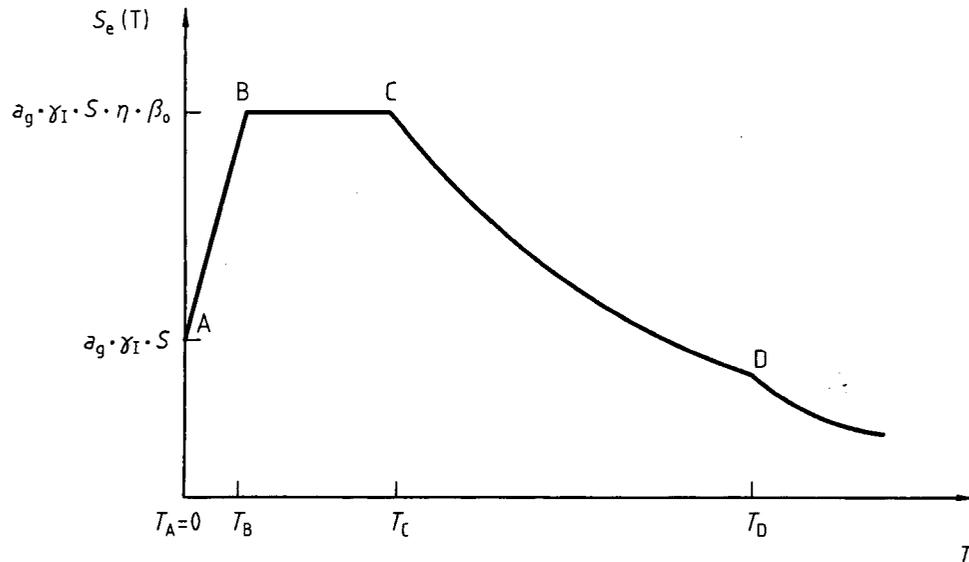


Bild 4 — Elastisches Antwortspektrum

(2) Der Einfluss der Untergrundverhältnisse auf das elastische Antwortspektrum wird für die horizontale Bodenbewegung durch die Wahl der Parameter nach Tabelle 4 und für die vertikale Bodenbewegung nach Tabelle 5 berücksichtigt.

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

Untergrundverhältnisse	$S$	$T_B$ s	$T_C$ s	$T_D$ s
A-R	1,00	0,05	0,20	2,0
B-R	1,25	0,05	0,25	2,0
C-R	1,50	0,05	0,30	2,0
B-T	1,00	0,1	0,30	2,0
C-T	1,25	0,1	0,40	2,0
C-S	0,75	0,1	0,50	2,0

Tabelle 5 — Werte der Parameter zur Beschreibung des elastischen vertikalen Antwortspektrums

Untergrundverhältnisse	$S$	$T_B$ s	$T_C$ s	$T_D$ s
A-R	1,00	0,05	0,20	2,0
B-R	1,25	0,05	0,20	2,0
C-R	1,50	0,05	0,20	2,0
B-T	1,00	0,1	0,20	2,0
C-T	1,25	0,1	0,20	2,0
C-S	0,75	0,1	0,20	2,0

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

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (5)$$

Dabei ist

$\xi$  der Wert der viskosen Dämpfung des Bauwerks in Prozent.

**DIN 4149:2005-04**

Falls für spezielle Untersuchungen eine andere viskose Dämpfung als 5 % verwendet werden soll, ist dieser Wert besonders zu begründen.

**5.4.3 Bemessungsspektrum für lineare Berechnung**

(1) Alle 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 Verhaltensbeiwert  $q$  abgemindert, der auch den Einfluss einer von 5 % abweichenden Dämpfung berücksichtigt.

(3) Das Bemessungsspektrum  $S_d(T)$  wird durch die folgenden Ausdrücke bestimmt.

$$T_A \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{\beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad (6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \quad (7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \quad (8)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) = a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (9)$$

Dabei ist

$S_d(T)$  die Ordinate des Bemessungsspektrums;

$q$  der Verhaltensbeiwert (siehe Abschnitte 8 bis 12).

(4) Die Werte für die Parameter  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  und  $S$  sind in Tabelle 4 und Tabelle 5 angegeben.

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

**5.4.4 Bodenverschiebung**

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

$$d_g = 0,05 a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (10)$$

(2) Die Parameter  $a_g$ ,  $\gamma_1$ ,  $S$ ,  $T_C$  und  $T_D$  sind nach 5.1 und 5.4.2 zu bestimmen.

**5.5 Kombinationen der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen**

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

(2) Der Bemessungswert einer Einwirkung infolge von Erdbeben  $A_{Ed}$  ist unter Berücksichtigung aller Vertikal-lasten, die in die folgende Kombination eingehen, zu ermitteln.

$$\sum G_{kj} \oplus \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \quad (11)$$

Dabei ist

$\oplus$  „zu kombinieren mit“;

$\sum$  „die kombinierte Wirkung von“;

$G_{kj}$  der charakteristische Wert der ständigen Einwirkung  $j$ ;

$Q_{ki}$  der charakteristische Wert der veränderlichen Einwirkung  $i$ ;

$\psi_{Ei}$  der Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung  $i$ .

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

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

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (12)$$

Dabei sind die Werte für  $\varphi$  Tabelle 6 und für  $\psi_{2i}$  DIN 1055-100 zu entnehmen.

**Tabelle 6 — Beiwerte für  $\varphi$  zur Berechnung von  $\psi_{Ei}$**

Art der veränderlichen Einwirkung	Geschoss		$\varphi$
	Nutzung	Lage	
Nutzlasten und Verkehrslasten in Lagerräumen, Bibliotheken, Werkstätten und Fabriken mit schwerem Betrieb, Warenhäusern, Parkhäusern	–	–	1,0
Nutzlasten und 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. Darüber hinausgehende wesentliche Lasten (z. B. der Reihe DIN 1055 nicht erfasste schwere Maschinenlasten) sind zu berücksichtigen.

## 6 Tragwerksberechnung

### 6.1 Modellabbildung

(1) Das Bauwerksmodell muss alle für das Verhalten unter Erdbebeneinwirkung wesentlichen Kenngrößen erfassen.

- (2) Für Bauwerke, die die Kriterien der Regelmäßigkeit nach 4.3.2 bzw. die Bedingungen nach 6.2.2.4.2 erfüllen, darf die Berechnung mittels zweier ebener Modelle, eines für jede Grundrisshaupttrichtung, erfolgen.
- (3) In Stahlbeton- und Mauerwerksbauten darf die Steifigkeit der tragenden Bauteile in der Regel unter Annahme von ungerissenen Querschnitten angesetzt werden<sup>1)</sup>.
- (4) Nicht tragende Ausfachungen, die das Schwingungsverhalten des Tragwerks wesentlich beeinflussen, sind im Rechenmodell zu berücksichtigen.
- (5) Die Verformbarkeit des Baugrunds muss im Modell immer dann berücksichtigt werden, wenn sie das Verhalten des Tragwerks ungünstig beeinflussen kann.

## 6.2 Berechnungsverfahren

### 6.2.1 Allgemeines

- (1) Bei der Auslegung von Hochbauten gegen Erdbeben können die Erdbebeneinwirkungen und die anderen Einwirkungen, die nach den Kombinationsregeln in 5.5 zu berücksichtigen sind, auf der Grundlage eines linear-elastischen Verhaltens des Tragwerks bestimmt werden.
- (2) Das Referenzverfahren für die Bestimmung der Erdbebeneinwirkungen ist die Berechnung nach dem Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen für ein linear-elastisches Tragwerksmodell unter Verwendung des in 5.4.3 angegebenen Bemessungsspektrums.
- (3) In Abhängigkeit vom Tragwerk kann eines der beiden folgenden Berechnungsverfahren verwendet werden:
- Das „vereinfachte Antwortspektrenverfahren“ für Bauwerke, die die Bedingungen in 6.2.2 erfüllen,
  - das „Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen“, das für alle Arten von Bauwerken anwendbar ist (siehe 6.2.3).

### 6.2.2 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren

#### 6.2.2.1 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 bei Bauwerken,
- die die in 4.3.2 und 4.3.3 angegebenen Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss und im Aufriss erfüllen
- oder
- die die in 4.3.3 angegebenen Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriss erfüllen und eine symmetrische Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse aufweisen
- und deren Grundschwingzeit in jeder der beiden betrachteten Ebenen die Bedingung

---

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 6.3 ein 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.

$$T_1 \leq 4 T_c \quad (13)$$

erfüllt, mit  $T_c$  nach Tabelle 4.

### 6.2.2.2 Gesamterdbebenkraft

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

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda \quad (14)$$

Dabei ist

- $S_d(T_1)$  die Ordinate des Bemessungsspektrums (siehe 5.4.3) bei Grundschwingzeit  $T_1$ ;
- $T_1$  die Grundschwingzeit des Bauwerks für die Translationsbewegung in der betrachteten Richtung;
- $M$  die Gesamtmasse des Bauwerks, die nach 5.5 (2) berechnet wurde;
- $\lambda$  ein Korrekturfaktor mit dem Wert  $\lambda = 0,85$  für  $T_1 \leq 2 T_c$  für Gebäude mit mehr als 2 Geschossen und  $\lambda = 1,0$  in allen anderen Fällen.

**ANMERKUNG** Der Beiwert  $\lambda$  berücksichtigt die Tatsache, dass in Gebäuden mit mindestens drei Stockwerken und Verschiebungsfreiheitsgraden in jeder horizontalen Richtung die effektive modale Masse der Grundeigenform durchschnittlich um 15 % kleiner ist als die gesamte Gebäudemasse.

(2) Zur Bestimmung der Grundschwingzeiten  $T_1$  der beiden ebenen Modelle eines Bauwerks dürfen vereinfachte Beziehungen der Dynamik angewendet werden.

### 6.2.2.3 Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

(1) Die Grundschwingungsformen der beiden ebenen Bauwerksmodelle können mittels baudynamischer Verfahren berechnet oder durch linear mit 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  $F_i$  werden wie folgt ermittelt

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (15)$$

Dabei ist

- $F_i$  die am Geschoss  $i$  angreifende Horizontalkraft;
- $F_b$  die Gesamterdbebenkraft nach Gleichung (14);
- $s_i, s_j$  die Verschiebungen der Massen  $m_i, m_j$  in der Grundschwingungsform;
- $m_i, m_j$  Geschossmassen, berechnet nach 5.5 (2).

Die Grundschwingungsform darf auch durch linear mit der Bauwerkshöhe anwachsende Horizontalverschiebungen angenähert werden.

(4) Die nach Gleichung (15) bestimmten Horizontalkräfte  $F_i$  sind auf das System zur Abtragung von Horizontal-lasten unter der Annahme starrer Decken zu verteilen.

#### 6.2.2.4 Torsionswirkung

##### 6.2.2.4.1 Allgemeines

(1) Die Ermittlung der Torsionswirkung erfolgt an einem räumlichen Modell.

(2) Bei der Ermittlung der Torsionswirkung müssen nicht planmäßige Torsionswirkungen nach 6.2.2.4.3, die sich aus der nicht genauen Kenntnis bezüglich der Lage der Massen und der räumlichen Veränderlichkeit der Erdbebenbewegungen ergeben, berücksichtigt werden.

(3) Kann es aus der Nutzung zu länger anhaltenden wesentlichen unsymmetrischen Belastungen kommen, z. B. bei einem über längere Zeit nur teilweise genutzten Lagergebäude, so sind die sich hieraus im Erdbebenfall ergebenden Torsionswirkungen bei den Nachweisen zu berücksichtigen.

(4) Werden die Kriterien der Regelmäßigkeit nach 4.2 erfüllt oder sind die Bedingungen nach 6.2.2.4.2 eingehalten, darf der Nachweis nach 6.2.2.4.2 geführt werden.

##### 6.2.2.4.2 Vereinfachte Nachweise der Torsionswirkung

(1) Im Falle einer symmetrischen Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse darf die nicht planmäßige Torsionswirkung durch Vergrößerung nach Gleichung (16) der Schnittgrößen, die an zwei nach den Hauptrichtungen ausgerichteten ebenen Modellen ermittelt wurden, berücksichtigt werden.

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (16)$$

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 beiden äußersten Bauteilen, die Horizontallasten abtragen, gemessen wie zuvor.

(2) Für Hochbauten, die die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss nach 4.3.2 nicht erfüllen, darf die Berechnung nach den Annahmen in (6) bis (9) unter Verwendung zweier ebener nach den Hauptrichtungen ausgerichteter Modelle erfolgen.

(3) Folgende Bedingungen sind für die Berechnung nach (6) bis (9) zu beachten:

- a) Das Bauwerk besitzt gut verteilte und verhältnismäßig steife Außen- und Innenwände. Die Bauwerkshöhe beträgt nicht mehr als 10 m.
- b) Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene ist im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der vertikalen Tragwerksteile genügend groß, so dass ein starres Verhalten der Deckenscheiben angenommen werden kann.
- c) Die Steifigkeitsmittelpunkte und Massenschwerpunkte der einzelnen Geschosse liegen jeweils näherungsweise auf einer vertikalen Geraden und es wird in jeder der beiden Berechnungsrichtungen die Bedingung  $r^2 > I_s^2 + e_0^2$  erfüllt.

Dabei ist

- $e_o$  der Abstand (die tatsächliche Exzentrizität) zwischen dem Massenschwerpunkt  $M$  und dem Steifigkeitsmittelpunkt  $S$  des Geschosses, gemessen in der senkrecht zur Berechnungsrichtung liegenden Richtung;
- $r^2$  das Quadrat des „Torsionsradius“, entspricht dem Verhältnis zwischen der Torsionssteifigkeit und der Horizontalsteifigkeit in der betrachteten Berechnungsrichtung;
- $I_s^2$  das Quadrat des „Trägheitsradius“, entspricht dem Quotienten aus dem Massenträgheitsmoment des Geschosses für Drehungen um die vertikale Achse durch seinen Massenschwerpunkt und der Geschossmasse. Bei gleichmäßig verteilter Masse entspricht dies auch dem Quotienten aus dem polarem Flächenträgheitsmoment des Grundrisses in Bezug auf seinen Flächenschwerpunkt und der Grundrissfläche. Für eine Rechteckfläche mit den Seitenlängen  $L$  und  $B$  (siehe Bild 5) ist  $I_s^2 = (L^2 + B^2)/12$ .

(4) Die in Absatz (3) gestellte Bedingung betreffend die Lage der Steifigkeitsmittelpunkte der einzelnen Geschosse auf einer vertikalen Geraden kann unter folgenden Voraussetzungen als erfüllt betrachtet werden:

- Alle Systeme zur Abtragung von Horizontallasten, wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen, verlaufen ohne Unterbrechung von der Gründung bis zur Bauwerksoberkante.
- Die Biegelinien der einzelnen Aussteifungssysteme unter Horizontallast unterscheiden sich nicht wesentlich. Diese Voraussetzung darf bei Rahmensystemen und Wandsystemen als erfüllt betrachtet werden. Im Allgemeinen ist sie bei Mischsystemen aus Rahmen und Wänden nicht erfüllt.

(5) Unter den Voraussetzungen von Absatz (4) kann bei Rahmen und bei Systemen aus schlanken Wänden mit überwiegenden Biegeverformungen die gemeinsame Lage der Steifigkeitsmittelpunkte aller Geschosse als Schwerpunkt der Trägheitsmomente der jeweiligen Stützen- oder Wandquerschnitte bestimmt werden. Wenn zusätzlich zu den Biegeverformungen auch Schubverformungen von Bedeutung sind, kann dies durch Verwendung von äquivalenten Querschnittsträgheitsmomenten berücksichtigt werden. Sind die Trägheitsmomente der in der Berechnungsrichtung liegenden Aussteifungselemente  $I_j$  und diejenigen der senkrecht dazu liegenden Aussteifungselemente  $I_k$ , und sind ihre jeweiligen Abstände zum Steifigkeitsmittelpunkt  $r_j$  und  $r_k$ , so ist

$$r^2 = \left( \sum_j I_j r_j^2 + \sum_k I_k r_k^2 \right) / \sum_j I_j \quad (17)$$

(6) Wenn für Hochbauten mit unsymmetrischer Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse, die die Bedingungen nach Absatz (3) erfüllen, die Berechnung unter Verwendung von zwei ebenen, nach den Hauptrichtungen ausgerichteten Modellen durchgeführt wird, können dynamische Torsionswirkungen berücksichtigt werden, indem entweder die Exzentrizität  $e_{1i}$  in Gleichung (24) verdoppelt wird oder indem bei Anwendung von Absatz (1) der Faktor 0,6 in Gleichung (16) auf 1,2 erhöht wird.

(7) Für Hochbauten, welche die in 4.3.2 angegebenen Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss nicht erfüllen, jedoch die Bedingungen a) bis c) nach Absatz (3) wenigstens teilweise erfüllen, kann eine Berechnung ebenfalls unter Verwendung von zwei ebenen Modellen, eines für jede Hauptrichtung, nach den Absätzen (7) bis (9) erfolgen. Die Torsionswirkungen werden gesondert für diese beiden Richtungen bestimmt. Die Horizontalkräfte  $F_i$  sind nach 6.2.2.3 zu ermitteln.

(8) Für Hochbauten, die die Bedingungen a) und b) nach Absatz (3), nicht aber Bedingung c) erfüllen, darf eine Berechnung unter Verwendung von zwei ebenen Modellen, eines für jede Hauptrichtung, nach Absatz (7) durchgeführt werden, jedoch sind in diesem Fall alle berechneten Beanspruchungsgrößen infolge Erdbebeneinwirkung mit 1,25 zu multiplizieren.

(9) Für Hochbauten, die die Bedingungen b) und c) nach Absatz (3), nicht jedoch Bedingung a) erfüllen, darf eine Berechnung unter Verwendung von zwei ebenen Modellen, eines für jede Hauptrichtung, durchgeführt werden, jedoch ist in diesem Fall die Torsionsberechnung nach Absatz (11) zu führen.

(10) Hochbauten, die keine der Bedingungen a) oder c) nach Absatz (3) erfüllen, müssen unter Verwendung eines räumlichen Modells berechnet werden.

(11) Als Alternative zur Torsionsberechnung nach Absatz (6) wird die am Geschoss  $i$  angreifende Horizontalkraft  $F_i$ , je nach betrachteter Richtung der Erdbebeneinwirkung, gegenüber ihrer planmäßigen Lage zum Massenschwerpunkt  $M$  um eine zusätzliche Exzentrizität  $e_2$  verschoben (siehe Bild 5), die als der kleinere der folgenden zwei Werte angenähert werden kann:

$$e_2 = 0,1 \cdot (L + B) \cdot \sqrt{\frac{10 e_0}{L}} \leq 0,1 (L + B) \quad (18)$$

und

$$e_2 = \frac{1}{2e_0} \left[ l_s^2 - e_0^2 - r^2 + \sqrt{(l_s^2 + e_0^2 - r^2)^2 + 4 e_0^2 \cdot r^2} \right] \quad (19)$$

Dabei ist  $e_2$  die zusätzliche Exzentrizität, die die dynamische Wirkung von gleichzeitigen Translations- und Torsionsschwingungen berücksichtigt; für  $e_0$ ,  $r^2$  und  $l_s^2$  siehe Absatz (3), Bedingung c). Die Torsionswirkungen können als Einhüllende der Schnittgrößen bestimmt werden, die sich für jedes Aussteifungselement aus einer Berechnung für zwei ruhende Belastungen ergeben, die aus den Torsionsmomenten  $M_i$  aufgrund der beiden Exzentrizitäten  $e_{\max}$  und  $e_{\min}$  bestehen (siehe Bild 5):

$$M_i = F_i \cdot e_{\max} = F_i \cdot (e_0 + e_1 + e_2) \quad (20)$$

und

$$M_i = F_i \cdot e_{\min} = F_i \cdot (0,5 e_0 - e_1) \quad (21)$$

mit der zufälligen Exzentrizität  $e_1$  nach Gleichung (24). Damit erhält man, mit den Bezeichnungen nach Absatz (5) und  $e$  als  $e_{\max}$  oder  $e_{\min}$  nach (20) oder (21), für die am Aussteifungselement  $j$  im Geschoss  $i$  angreifende Horizontalkraft unter Berücksichtigung der Torsion:

$$F_{ji} = F_i \frac{I_j}{\sum_j I_j} \left( 1 \pm \frac{e \cdot r_j}{r^2} \right) \quad (22)$$

Liegen die Strecken  $r_j$  und  $e_{\max}$  auf der gleichen Seite des Steifigkeitsmittelpunktes  $S$  gilt das positive Vorzeichen in der Klammer in Gleichung (22), andernfalls gilt das negative Vorzeichen.

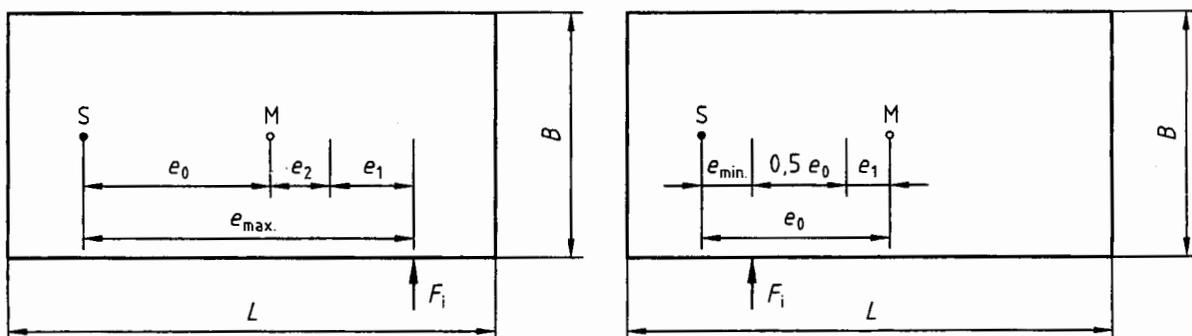


Bild 5 — Bestimmung der Exzentrizitäten der Horizontalkraft  $F_i$

### 6.2.2.4.3 Nicht planmäßige 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  $M_{li}$  nach Gleichung (23) erfasst werden.

$$M_{li} = e_{li} \cdot F_i \quad (23)$$

Dabei ist

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

$e_{li}$  die zufällige Exzentrizität der Geschossmasse  $i$  nach Gleichung (24) für alle maßgebenden Richtungen, siehe 6.2.3.1 (4);

$F_i$  die am Geschoss angreifende Horizontalkraft, wie in 6.2.2.3 für alle maßgebenden Richtungen ermittelt.

$$e_{li} = \pm 0,05 L_i \quad (24)$$

Dabei ist

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

$L_i$  Geschossabmessungen senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung.

(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.

## 6.2.3 Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen

### 6.2.3.1 Allgemeines

(1) Dieses Berechnungsverfahren ist bei Bauwerken anzuwenden, die den in 6.2.2.1 (2) angegebenen Bedingungen für die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens nicht entsprechen.

(2) Für Bauwerke, die die Kriterien der Regelmäßigkeit im Grundriss nach 4.3.2 bzw. die Bedingungen nach 6.2.2.4.2 erfüllen, darf die Berechnung unter Verwendung von zwei ebenen Modellen, je eines für jede Hauptrichtung, erfolgen.

(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.

(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, oder

## DIN 4149:2005-04

- 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  $F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k$  ausgedrückt werden kann. Für ebene Modelle (und für räumliche Modelle je Raumrichtung) 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) genannten 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 Gleichungen (25) und (26) erfüllen:

$$k \geq 3 \sqrt{n} \quad (25)$$

und

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (26)$$

Dabei ist

- $k$  die Anzahl der betrachteten Schwingungsformen;
- $n$  die Anzahl der Geschosse über Fundament oder Oberkante eines starren Kellergeschosses;
- $T_k$  die Schwingzeit der Schwingungsform  $k$ .

### 6.2.3.2 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:

$$T_i \leq 0,9 T_j \quad (27)$$

(2) Wenn alle maßgebenden modalen Schnittgrößen oder Verschiebungen (siehe 6.2.3.1 (5)) als voneinander unabhängig betrachtet werden können, kann der Höchstwert  $E_E$  einer Schnittgröße oder Verschiebung infolge Erdbebeneinwirkung wie folgt angenommen werden:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (28)$$

Dabei ist

- $E_E$  die betrachtete Schnittgröße oder Verschiebung infolge Erdbebeneinwirkung (Kraft, Verschiebung usw.);
- $E_{Ei}$  der Wert dieser Schnittgröße oder Verschiebung infolge Erdbebeneinwirkung, entsprechend der Schwingungsform  $i$ .

(3) Wird die Gleichung (27) nicht erfüllt, müssen genauere Verfahren für die Kombination der modalen Höchstwerte (z. B. die „Vollständige Quadratische Kombination“) angewendet werden.

### 6.2.3.3 Torsionswirkungen

(1) Bei Verwendung eines räumlichen Modells für die Berechnung dürfen zufällige Torsionswirkungen durch Ansatz des um die vertikale Achse in jedem Geschoss  $i$  drehenden Torsionsmoments  $M_{li}$  nach Gleichung (29) erfasst werden.

$$M_{li} = e_{li} \cdot F_i \quad (29)$$

Dabei ist

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

$e_{li}$  die zufällige Exzentrizität der Geschossmasse  $i$  nach Gleichung (24) für alle maßgebenden Richtungen, siehe 6.2.3.1 (4);

$F_i$  die am Geschoss angreifende Horizontalkraft, wie in 6.2.2.3 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 nach 6.2.2.4.2 dürfen die Torsionswirkungen unter Verwendung der nach 6.2.3.2 berechneten Beanspruchungsgrößen nach Gleichung (30) ermittelt werden.

$$E_{EjT} = E_{Ej} (1 \pm e \cdot r_j / r^2) \quad (30)$$

Dabei ist

$E_{EjT}$  Schnittgröße im Aussteifungselement  $j$  unter Berücksichtigung von Torsionswirkungen;

$E_{Ej}$  die gleiche nach Gleichung (28) am ebenen Modell ohne Berücksichtigung von Torsionswirkungen berechnete Schnittgröße;

$e, r_j, r$  siehe Gleichung (22) und Bild 5.

## 6.2.4 Kombination der Beanspruchung infolge der Komponenten der Erdbebeneinwirkung

### 6.2.4.1 Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung

(1) Im Allgemeinen sind die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung (siehe 5.4.1 (3)) 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 die in 6.2.3.2 angegebenen Kombinationsregeln für die modalen Werte anzuwenden sind.
- Der Maximalwert jeder Schnittgröße am Tragwerk infolge der zwei Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung ist in diesem Fall als Quadratwurzel der Summe der Quadrate der für die beiden Horizontalkomponenten berechneten Werte zu ermitteln.

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

**DIN 4149:2005-04**

$$\text{a) } E_{\text{Edx}} \oplus 0,30 \cdot E_{\text{Edy}} \quad (31)$$

$$\text{b) } 0,30 \cdot E_{\text{Edx}} \oplus E_{\text{Edy}} \quad (32)$$

Dabei ist

$\oplus$  „zu kombinieren mit“;

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

$E_{\text{Edy}}$  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 orthogonalen Hauptachsen des Bauwerks angreifend angenommen werden. In diesem Falle ist keine Kombination der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkungen erforderlich.

#### 6.2.4.2 Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung

(1) Die in 5.4.1 (4) definierte Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung ist nur bei Trägern, die Stützen tragen, zu berücksichtigen.

(2) Im Allgemeinen darf 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.

### 6.3 Berechnung der Verformungen

(1) Die Verformungen infolge Erdbebeneinwirkung können vereinfachend auf der Grundlage der elastischen Verformungen des Tragsystems mittels Gleichung (33) berechnet werden:

$$d_s = q \cdot d_e \quad (33)$$

Dabei ist

$d_s$  die Verformung des Tragsystems infolge Erdbebeneinwirkung<sup>2)</sup>;

$q$  der bei der Berechnung von  $d_e$  angesetzte Verhaltensbeiwert nach Abschnitt 8 bis 12;

$d_e$  die durch lineare Berechnung aufgrund des Bemessungsspektrums nach 5.4.3 ermittelte Verformung des gleichen Punktes des Tragsystems.

---

2) Wenn die Berechnung von  $d_e$  mit der Annahme der Steifigkeit ungerissener Querschnitte erfolgte, kann die Verschiebung  $d_s$  im Einzelfall unterschätzt werden.

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

#### 6.4 Nicht tragende Bauteile

(1) Für sekundäre und nicht tragende Bauteile (z. B. Verglasungskonstruktionen, spröde Außenwandbekleidungen, Brüstungen, Giebel, Antennen, technische Anlagenteile, nicht tragende Außenwände, nicht tragende innere Trennwände über 3,50 m Höhe, Geländer, Schornsteine), 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 sicherzustellen, dass sowohl die nicht tragenden Bauteile als auch ihre Verbindungen und Befestigungen oder Verankerungen der Kombination aus maßgebenden ständigen, veränderlichen und seismischen Einwirkungen standhalten (siehe 5.5). Besonderes Augenmerk ist auf die Konsequenzen behinderter Verformungen (z. B. bei spröden Fassadenteilen) zu legen.

(3) Die Schnittgrößen infolge der Erdbebeneinwirkung dürfen vereinfachend bestimmt werden, indem an den nicht tragenden Bauteilen eine Horizontalkraft  $F_a$  nach Gleichung (34) angesetzt wird:

$$F_a = S_a \cdot m_a \cdot \gamma_a / q_a \quad (34)$$

Dabei ist

- $F_a$  die horizontale Erdbebenkraft, die im Massenschwerpunkt des nicht tragenden Bauteils in der ungünstigsten Richtung angreift;
- $m_a$  die Masse des Bauteils;
- $S_a$  der Wert des Bemessungsspektrums für nicht tragende Bauteile, nach Absatz (4);
- $\gamma_a$  der Bedeutungsbeiwert des nicht tragenden Bauteils, siehe Absatz (5);
- $q_a$  der Verhaltensbeiwert des Bauteils nach Tabelle 7.

(4) Der Wert des Bemessungsspektrums für nicht tragende Bauteile  $S_a$  darf wie folgt berechnet werden:

$$S_a = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \left( 1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left( 1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right] \quad (35)$$

Dabei ist

- $a_g$  der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung;
- $\gamma_I$  der Bedeutungsbeiwert nach Tabelle 3;
- $S$  der Untergrundparameter;
- $T_a$  die Grundschwingzeit des nicht tragenden Bauteils;
- $T_1$  die Grundschwingzeit des Bauwerks in der maßgebenden Richtung;
- $z$  die Höhe des nicht tragenden Bauteils über dem Fußpunkt des Bauwerks;
- $H$  die Gesamthöhe des Bauwerks.

- (5) Für folgende nicht tragenden Bauteile darf der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_a$  nicht kleiner als 1,5 sein:
- Verankerungen von Maschinen und Geräten, die für Systeme zur Lebensrettung benötigt werden;
  - Tankbauwerke und Behälter, die toxische oder explosive Substanzen enthalten, die als gefährlich für die Öffentlichkeit gelten.

In allen anderen Fällen darf der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_a$  eines nicht tragenden Bauteils zu 1,0 angesetzt werden.

- (6) Werte des Verhaltenbeiwerts  $q_a$  für nicht tragende Bauteile sind in Tabelle 7 angegeben.

**Tabelle 7 — Werte von  $q_a$  für nicht tragende Bauteile**

Art des nicht tragenden Bauteils	Verhaltensbeiwert $q_a$
<ul style="list-style-type: none"> <li>— Spröde Bestandteile von Fassadenkonstruktionen</li> <li>— Auskragende Brüstungen oder Verzierungen</li> <li>— Zeichen und Werbetafeln</li> <li>— Schornsteine, Masten und Tankbauwerke auf Stützen, die entlang einer Länge von mehr als der Hälfte ihrer Gesamthöhe als unversteifte Kragträger wirken</li> </ul>	1,0
<ul style="list-style-type: none"> <li>— Äußere und innere Wände</li> <li>— Außenschalen von zweischaligem Mauerwerk</li> <li>— Trennwände und Fassadenteile</li> <li>— Schornsteine, Masten und Tankbauwerke auf Stützen, die entlang einer Länge von weniger als der Hälfte ihrer Gesamthöhe als unversteifte Kragträger wirken, oder gegen das Tragwerk ausgesteift oder abgespannt sind, und zwar auf der Höhe von oder oberhalb ihres Massenschwerpunkts</li> <li>— Verankerungen für ständig vorhandene Schränke und Bücherregale auf dem Fußboden</li> <li>— Verankerungen für abgehängte Zwischendecken und Beleuchtungskörper</li> </ul>	2,0

## 7 Nachweise der Standsicherheit

### 7.1 Allgemeines

(1) Für die Nachweise der Standsicherheit ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit (siehe 7.2) für die Bemessungssituation infolge von Erdbeben nach DIN 1055-100 – im Weiteren auch Erdbebenbemessungssituation genannt – zusammen mit den Empfehlungen für den Entwurf nach 4.2 zu berücksichtigen.

(2) Bauartunabhängig darf der Tragfähigkeitsnachweis für die seismische Lastkombination nach 5.5 mit dem Bemessungsspektrum für lineare Berechnung nach 5.4.3 unter Annahme im Wesentlichen linear-elastischen Verhaltens mit dem Verhaltensbeiwert  $q = 1,0$  für die horizontale und die vertikale Richtung geführt werden. Hierbei müssen die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften  $\gamma_M$  für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation verwendet werden, sofern nicht in den Abschnitten 8 bis 12 spezielle günstigere Regelungen angegeben sind. Die im Erdbebenfall wechselnden Beanspruchungsrichtungen sowie die konstruktiven Anforderungen und Empfehlungen für Gründungen nach 12.1.2 sind dabei zu beachten.

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

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

b) die in 4.2 aufgeführten Empfehlungen für den Entwurf sind eingehalten worden.

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

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

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

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

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

## 7.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

### 7.2.1 Allgemeines

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

### 7.2.2 Tragfähigkeitsbedingung

(1) Die folgende Beziehung ist für alle tragenden Bauteile – einschließlich Verbindungen – und die maßgebenden nicht tragenden Bauteile (siehe 6.4 (1)) zu erfüllen.

$$E_d \leq R_d \quad (36)$$

Dabei ist

$$E_d = E \left\{ \sum G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_1 \cdot A_{Ed} \oplus \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,j} \right\} \quad (37)$$

**DIN 4149:2005-04**

der Bemessungswert der jeweiligen Schnittgröße in der Erdbebenbemessungssituation (siehe 5.5 bzw. DIN 1055-100) und

$$R_d = R \left\{ \frac{f_k}{\gamma_M} \right\} \quad (38)$$

die Bemessungstragfähigkeit des Bauteils, ermittelt nach baustoffbezogenen Anforderungen (charakteristischer Wert der Eigenschaft  $f_k$  und Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$ ).

Hierbei sind die bauart- und tragwerksspezifischen Verhaltensbeiwerte  $q$  nach den Abschnitten 8 bis 12 zu berücksichtigen, falls erforderlich auch die Wirkungen nach Theorie II. Ordnung (siehe Absatz (2)). Ferner ist im Anwendungsbereich dieser Norm der in DIN 1055-100 genannte Wichtungsfaktor für Einwirkungen aus Erdbeben  $\gamma_1 = 1,0$  zu setzen.

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

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_t}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad (39)$$

Dabei ist

- $\theta$  der Kennwert der Empfindlichkeit gegenüber Geschossverschiebungen;
- $P_{\text{tot}}$  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;
- $V_{\text{tot}}$  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 von  $\theta$  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.

**ANMERKUNG** Bei Erfüllung der in den Abschnitten 8 bis 12 festgelegten baustoffbezogenen Anforderungen – gegebenenfalls unter Berücksichtigung von Vorschriften für die Kapazitätsbemessung – wird eine Hierarchie der Tragfähigkeit der verschiedenen tragenden Bauteile erzielt, die zur Sicherstellung der geplanten Anordnung der Fließgelenke und zur Vermeidung von Sprödbruchverhalten erforderlich ist.

### 7.2.4 Gleichgewichtsbedingung

Das Bauwerk muss auch unter Erdbebeneinwirkungen in stabilem Gleichgewicht verbleiben. Das schließt auch Wirkungen wie Kippen und Gleiten unter Berücksichtigung von DIN 1054 mit 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 müssen jedoch nicht größer angesetzt werden 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 erdbebeninduzierte Zusammenstöße mit angrenzenden Bauwerken oder Bauteilen zu schützen.
- (2) Absatz (1) gilt als erfüllt, wenn der Abstand angrenzender Bauteile an den Stellen möglicher Zusammenstöße nicht kleiner ist als die Wurzel aus der Summe der Quadrate der jeweiligen Maximalwerte der Horizontalverschiebungen nach Gleichung (33). Bei der Planung der Fugengröße ist die begrenzte Zusammendrückbarkeit eines eventuell eingebauten Fugenmaterials (z. B. Weichfasermatte) zu berücksichtigen. Falls kein genauere Nachweis hierzu geführt wird, sollte die planmäßige Fugengröße auf das 1,5fache der oben genannten Summe erhöht werden.
- (3) Bei Reihenhäusern gilt Abschnitt (1) als erfüllt, wenn der Abstand zwischen den zweischaligen Haustrennwänden mindestens 40 mm beträgt.

## 8 Besondere Regeln für Betonbauten

### 8.1 Allgemeines

#### 8.1.1 Anwendungsbereich

- (1) Dieser Abschnitt gilt für die Auslegung von Hoch- und Ingenieurbauten nach DIN 1045-1 in deutschen Erdbebengebieten, im Folgenden als Betonbauten bezeichnet.
- (2) Für die Auslegung von Betonbauten gilt DIN 1045-1. Die folgenden Regeln werden zusätzlich zu denen in DIN 1045-1 angegeben.
- (3) Betonbauten, bei denen Rahmen aus Stützen und Pilz- oder Flachdecken primär zur Abtragung der horizontalen Belastungen aus Erdbeben genutzt werden sollen, sind durch die Regelungen in dieser Norm nicht erfasst. Für Pilz- oder Flachdeckensysteme, die nicht primär zur Abtragung der horizontalen Erdbebeneinwirkungen herangezogen werden, sind die Regelungen nach 8.4 zu berücksichtigen.

#### 8.1.2 Duktilitätsklassen

- (1) Bezüglich der erforderlichen hysteretischen Dissipationsfähigkeit sind bei Betonbauten in deutschen Erdbebengebieten zwei Duktilitätsklassen wie folgt zu unterscheiden:

**DIN 4149:2005-04**

## — Duktilitätsklasse 1

Die Duktilitätsklasse 1 entspricht Tragwerken mit natürlicher Duktilität, welche im Allgemeinen vor allem durch Begrenzung von bezogener Längskraft und Bewehrungsgrad der Stahlbetonbauteile gesichert wird. In den Erdbebenzonen 1 und 2 können diese Maßnahmen unter gewissen Voraussetzungen entfallen.

## — Duktilitätsklasse 2

Die Duktilitätsklasse 2 entspricht Tragwerken, die durch konstruktive Maßnahmen, wie z. B. Umschnürung des Betons in kritischen Bereichen, so ausgebildet werden, dass sowohl das Gesamttragwerk als auch seine kritischen Bereiche eine erhöhte lokale und globale Duktilität (Definitionen siehe Abschnitt 3) aufweisen.

(2) Entsprechend der unterschiedlichen Duktilität werden in den beiden Duktilitätsklassen unterschiedliche Werte für den Verhaltensbeiwert  $q$  angegeben.

(3) Um die erforderlichen lokalen und globalen Duktilitäten zu sichern, sind für alle zum Tragwerk gehörenden Bauteile in jeder Duktilitätsklasse spezifische Vorschriften einzuhalten (siehe 8.2 und 8.3).

**8.1.3 Sicherheitsnachweise**

(1) Die Kombination von Einwirkungen nach 5.5 ist anzusetzen.

(2) Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen für die Bemessungssituation Erdbeben die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften  $\gamma_M$  entsprechend den Festlegungen für die außergewöhnliche Bemessungssituation nach DIN 1045-1 angesetzt werden. Gleichzeitig ist jedoch ein möglicher Festigkeitsabfall der Baustoffe infolge Schädigung durch zyklische Verformungen sowie eine Minderung der Tragfähigkeit infolge Abplatzen der Betondeckung in den kritischen Bereichen von Stahlbetonbauteilen zu berücksichtigen.

(3) Im Rahmen dieser Norm kann die Forderung nach Absatz (2) als erfüllt angesehen werden, wenn stattdessen die in DIN 1045-1 für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c$  und  $\gamma_s$  angewendet werden. Dabei wird vorausgesetzt, dass das Verhältnis zwischen der Restfestigkeit – unter Berücksichtigung von Festigkeitsabfall und Abplatzen der Betondeckung – und der ursprünglichen Festigkeit näherungsweise dem Verhältnis der  $\gamma_M$ -Werte für die außergewöhnliche Lastkombination und für die Grundkombination entspricht.

(4) Die Sicherheitsnachweise gelten als erbracht für Hochbauten der Bedeutungskategorien I bis III (siehe Tabelle 3), die den in 7.1 (3) oder 7.1 (4) angegebenen Bedingungen genügen.

(5) Bei der Bemessung von Stützen für zweiachsige Biegung darf unabhängig von der Duktilitätsklasse das in 8.3.7.2 (3) angegebene Näherungsverfahren angewendet werden. Dies gilt auch, wenn die Nachweise der Standsicherheit nach 7.1 (2) geführt werden.

**8.2 Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 1**

(1) Das Bemessungsspektrum für horizontale Erdbebeneinwirkung wird unabhängig vom Tragsystem und der Regelmäßigkeit im Aufriss durch Einführung des Verhaltensbeiwertes  $q = 1,5$  in die Beziehungen nach Abschnitt 5 erhalten.

(2) Für die vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung ist allgemein für alle Tragsysteme ein Verhaltensbeiwert  $q = 1,00$  anzunehmen. Die Annahme von  $q$ -Werten größer als 1,00 ist durch eine geeignete Berechnung zu begründen. Ein  $q$ -Wert größer als 1,5 ist nicht zulässig.

(3) Es gelten die in DIN 1045-1 angegebenen Vorschriften für Bemessung und bauliche Durchbildung. Dabei dürfen die zur Ermittlung der Schnittgrößen in 8.4 und 8.5 der DIN 1045-1 angegebenen Verfahren nicht angewandt werden, es sei denn, die doppelte Ausnutzung der plastischen Reserven (infolge  $q > 1$  und nichtlinearer Rechenannahmen) wird dabei ausgeschlossen.

- (4) Die Verwendung einer Betonfestigkeitsklasse niedriger als C 16/20 ist nicht gestattet.
- (5) Zur Sicherung einer ausreichenden lokalen und globalen Duktilität ist zusätzlich Folgendes zu berücksichtigen:
- In Bauteilen, die zur Abtragung von Einwirkungen aus Erdbeben genutzt werden, muss der verwendete Betonstahl die Anforderungen an hochduktilen Stähle nach DIN 1045-1 (Typ B) erfüllen.
  - Für Wände wird der Bemessungswert der Querkraft durch Multiplikation der aus der Berechnung erhaltenen Querkraft mit dem Faktor  $\varepsilon = 1,5$  bestimmt.
  - In symmetrisch bewehrten Druckgliedern (Stützen und Wände), die für die Abtragung der horizontalen Erdbebenlasten über Biegebeanspruchung herangezogen werden, darf der Bemessungswert der bezogenen Längskraft  $v_d = N_{sd}/(A_c \cdot f_{cd})$ , 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.
  - In Rahmenriegelanschlüssen mit Rechteckquerschnitt wird der höchste zulässige Bewehrungsgrad der Zugbewehrung auf  $\rho_{max} = 0,03$  beschränkt. Der Bewehrungsquerschnitt auf der Druckseite muss mindestens der Hälfte der Zugbewehrung entsprechen.
  - Bei der Berechnung der Verankerungslänge von Bewehrungsstäben in Stützen, die zur Biegetragfähigkeit in den kritischen Bereichen beitragen, ist das Verhältnis der erforderlichen zur vorhandenen Querschnittsfläche der Bewehrung immer mit 1,0 anzusetzen.
- (6) Für Bauten in den Erdbebenzonen 1 und 2 können die im Absatz 5 angegebenen Maßnahmen entfallen, wenn die in Druckgliedern (Stützen und Wände) vorgesehene Bewehrung einer Bemessung für die um 20 % erhöhte Erdbebenbeanspruchung (nach Absätzen (1) und (2) ermittelt) entspricht.

### 8.3 Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 2

#### 8.3.1 Lokale Duktilität

- (1) Zur Erzielung der erforderlichen globalen Duktilität des Tragwerks sollen die potenziellen Bereiche für die Bildung plastischer Gelenke – die später für jeden Bauteiltyp zu definieren sind – eine hohe plastische Rotationsfähigkeit besitzen. Dabei soll duktilen Versagen (z. B. Biegeversagen) mit genügend großer Zuverlässigkeit vor sprödem Versagen (z. B. Schubversagen) eintreten.
- (2) Absatz (1) wird als erfüllt betrachtet, wenn für die primär zur Abtragung der horizontalen Erdbebeneinwirkungen herangezogenen Bauteile folgende Bedingungen erfüllt sind:
- In allen kritischen Bereichen, einschließlich an den Stützenenden, ist eine ausreichende Krümmungsduktilität vorhanden (siehe nachfolgende Absätze (3) und (4)).
  - Örtliches Ausknicken gedrückter Bewehrungsstäbe in Bereichen möglicher plastischer Gelenke wird verhindert. Entsprechende Anwendungsregeln für Balken, Stützen und Wände werden in 8.3.6.3, 8.3.7.3 und 8.3.8.5 angegeben.
  - Es werden für die Sicherung der lokalen Duktilität geeignete Beton- und Stahlgüten nach 8.3.2 vorgesehen.
  - Bei Bauteilen mit möglichem Schubversagen (gedrungene Wände, kurze Koppelbauteile) sind zusätzliche Sicherheitsmaßnahmen (siehe 8.3.3.2.1 (4), 8.3.8.2.3 (3) und 8.3.8.4 (2)) vorzusehen.
- (3) Als Maß für die Krümmungsduktilität dient der konventionale Krümmungsduktilitätsfaktor (CCDF – Conventional Curvature Ductility Factor)  $\mu_\phi$ , definiert als Verhältnis der Krümmung, die dem 0,85fachen Spitzenwert des aufnehmbaren Moments auf dem absteigenden Ast des Momenten-Krümmungs-Diagramms entspricht und der

**DIN 4149:2005-04**

Krümmung bei Erreichen des Plastifizierungszustands, vorausgesetzt, dass hierbei die Grenzdehnungen  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$  und  $\varepsilon_{su,k}$  nicht überschritten werden.

(4) Wenn keine genauen Angaben gemacht werden, kann Absatz (2) a) als erfüllt angesehen werden, wenn der konventionale Krümmungsduktilitätsfaktor  $\mu_\Phi$  in den kritischen Bereichen mindestens folgende Werte erreicht:

$$\mu_\Phi = 1,5 (2q_0 - 1) \quad \text{wenn } T_1 \geq T_C \quad (40)$$

$$\mu_\Phi = 1,5 \left[ 1 + 2 (q_0 - 1) \cdot T_C / T_1 \right] \quad \text{wenn } T_1 < T_C \quad (41)$$

Dabei ist  $q_0$  der entsprechende Grundwert des Verhaltensbeiwerts aus Tabelle 9,  $T_1$  die Grundschwingzeit des Bauwerks – beide in der betrachteten Richtung der Erdbebeneinwirkung – und  $T_C$  die Periode an der oberen Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung des Spektrums nach 5.4.2.

**ANMERKUNG** Da ein Stahl, der die Anforderungen an hochduktile Stähle nach DIN 1045-1 (Typ B) erfüllt, noch nicht den Anforderungen an höherduktile Stähle entsprechend Class C nach EN 1992-1-1:200X genügt, muss der Krümmungsduktilitätsfaktor  $\mu_\Phi$  mit 1,5 multipliziert werden. Dies ist in den Gleichungen (40) und (41) bereits berücksichtigt.

**8.3.2 Baustoffe**

- (1) Die Verwendung einer Betonfestigkeitsklasse niedriger als C 20/25 ist nicht gestattet.
- (2) In Bauteilen, die zur Abtragung von Einwirkungen aus Erdbeben genutzt werden, muss der verwendete Betonstahl die Anforderungen an hochduktile Stähle nach DIN 1045-1 (Typ B) erfüllen.
- (3) Außer für geschlossene Bügel und für Querhaken sind nur Rippenstähle als Bewehrung in kritischen Bereichen zulässig.

**8.3.3 Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte****8.3.3.1 Tragwerkstypen**

(1) Betonbauten der Duktilitätsklasse 2 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 %) hauptsächlich durch räumliche Rahmen aufgenommen werden.
- Wandsystem: Tragsystem, bei dem sowohl Vertikal- als auch Horizontallasten (die Horizontallasten zumindest zu 65 %) hauptsächlich durch vertikale, gekoppelte oder ungekoppelte Wände aufgenommen werden.

**ANMERKUNG 1** Eine Wand ist ein Bauteil (im Allgemeinen vertikal), das keine Öffnungen in den Bereichen mit lokalen 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 („Koppelbauteile“) 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 2 Eingeschossrahmen, bei denen die oberen Stützenenden in beiden Gebäude-Hauptrichtungen miteinander verbunden sind, gehören 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:

$$\frac{r}{I_s} \geq 0,8 \quad (42)$$

Dabei ist

- $r$  der kleinste Torsionsradius für alle in Frage kommenden horizontalen Richtungen (siehe 6.2.2.4.2 (3));
- $I_s$  der Trägheitsradius des Tragwerks im Grundriss (siehe 6.2.2.4.2 (3)).

(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.

### 8.3.3.2 Verhaltensbeiwerte

#### 8.3.3.2.1 Horizontale Erdbebeneinwirkungen

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

$$q = q_0 \cdot k_R \cdot k_w \geq 1,5 \quad (43)$$

Dabei ist

- $q_0$  der Grundwert des Verhaltensbeiwerts, in Abhängigkeit vom Tragwerkstyp (siehe Absatz (2));
- $k_R$  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  $q_0$  für die verschiedenen Tragwerkstypen werden in Tabelle 9 angegeben.

(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

$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$  jedoch  $\geq 0,5$  für Kernsysteme, Wandsysteme und Mischsysteme, bei denen Wände überwiegen.

Dabei ist

$\alpha_0$  vorherrschendes Maßverhältnis der Wände des Tragsystems ( $\alpha_0 =$  vorherrschend  $(H_w/l_w)$ ) oder, wenn sich die Maßverhältnisse aller Wände eines Tragsystems nicht wesentlich unterscheiden,  $\alpha_0 = \frac{\sum H_{wi}}{\sum l_{wi}}$ ;

$H_{wi}$  die Höhe der Wand  $i$ ;

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

**Tabelle 9 — Grundwerte  $q_0$  des Verhaltensbeiwerts**

Tragwerkstyp	$q_0$
Rahmensystem, Wandsystem, Mischsystem	3,00
Kernsystem	2,00
Umgekehrtes-Pendel-System	1,70

### 8.3.3.2.2 Vertikale Erdbebeneinwirkungen

(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.

### 8.3.4 Auslegungskriterien

Die Duktilitätsanforderungen an Betonbauwerke der Duktilitätsklasse 2 werden als erfüllt betrachtet, wenn die Festlegungen nach 8.3.5 bis 8.3.8 eingehalten sind.

### 8.3.5 Verankerungen und Stöße

#### 8.3.5.1 Umschnürungsbügel

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

#### 8.3.5.2 Verankerung der Bewehrung

##### 8.3.5.2.1 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  $A_{s,erf}/A_{s,vorh}$  in DIN 1045-1:2001-07 immer zu 1,0 anzusetzen.

(2) Wenn — unter Einwirkungskombinationen nach 5.5 — Zugkräfte als Längskräfte in Stützen auftreten können, sind die Verankerungslängen gegenüber den in DIN 1045-1 angegebenen Werten um 50 % zu vergrößern.

### 8.3.5.2.2 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 (44) und (45) zu begrenzen:

— für Balken-Stützen-Innenknoten

$$d_{bL} \leq 6,0 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \right) \cdot (1 + 0,8 v_d) \cdot h_c \quad (44)$$

— für Balken-Stützen-Außenknoten

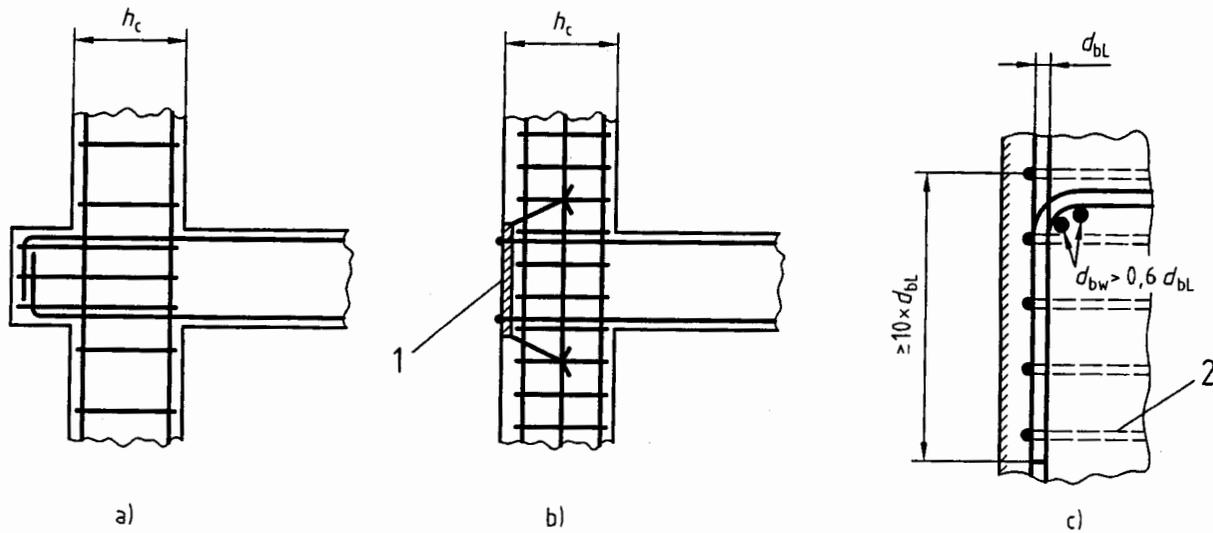
$$d_{bL} \leq 7,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \right) \cdot (1 + 0,8 v_d) \cdot h_c \quad (45)$$

Dabei ist

- $h_c$  die Stützenbreite parallel zur Längsbewehrung des Balkens;
- $f_{ctm}$  die Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons;
- $f_{yd}$  die Bemessungswert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze;
- $v_d$  der Bemessungswert der bezogenen Längskraft in der Stütze, als Mindestwert für die seismische Lastkombination ermittelt  $v_d = N_{sd} / (f_{cd} \cdot A_c)$ .

(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:

- a) horizontale Verlängerungen von Balken oder Platten (siehe Bild 6a));
- b) an die Enden der Bewehrungsstäbe geschweißte Ankerplatten (siehe Bild 6b));
- c) 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 6c)).

**Legende**

- 1 Ankerplatte  
2 die Stützenbewehrung umschließende Umschnürungsbügel

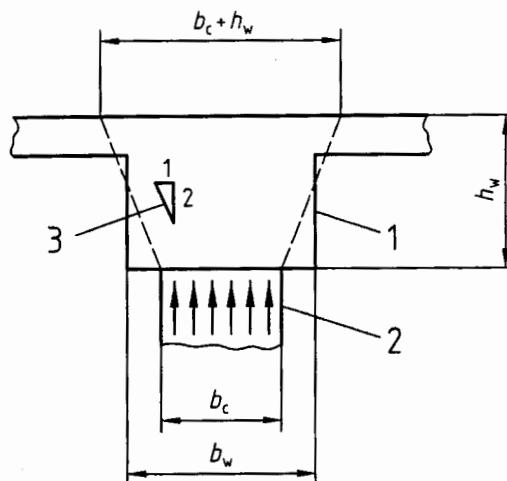
**Bild 6 — Zusätzliche Verankerungsmaßnahmen in Balken-Stützen-Außenknoten**

(4) Obere und untere Bewehrungsstäbe, die durch Innenknoten gehen, müssen außerhalb des Knotens, in einem Abstand von (mindestens)  $l_{cr}$  (Länge des kritischen Bereichs, siehe 8.3.6.3 (1)), enden.

(5) Um die günstige Wirkung der Stützen-Druckkraft auf den Verbund der durch den Knoten gehenden horizontalen Bewehrungsstäbe ausnutzen zu können (Bild 7), darf die Balkenbreite  $b_w$  nicht größer sein als:

$$b_w = \min\{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (46)$$

(6) Die Verankerungslänge der sich kreuzenden Schrägstäbe in Koppelbauteilen muss um 50 % größer sein als der nach DIN 1045-1 ermittelte Wert (siehe 8.3.8.4 (3b)).

**Legende**

- 1 Balken
- 2 Stützen
- 3 Steigungsverhältnis 1:2

**Bild 7 — Begrenzung der Balkenbreite  $b_w$** **8.3.5.3 Stöße von Bewehrungsstäben**

- (1) Durch Verschweißen hergestellte Stöße sind in den kritischen Bereichen tragender Bauteile nicht zulässig.
- (2) Durch mechanische Verbindungsmittel hergestellte Stöße sind in Stützen und Wänden zulässig, wenn die Eignung dieser Verbindungsmittel für eine Vollstoß nachgewiesen wurde (z. B. durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen).
- (3) Übergreifungsstöße sind in den kritischen Bereichen von Stützen und Wänden zulässig.
- (4) Die bei Übergreifungsstößen vorzusehende Querbewehrung ist nach DIN 1045-1:2001-07, 12.8.3, zu bemessen. Daneben sind folgende Regeln zu berücksichtigen.
  - a) Bei Übergreifungsstößen nach Bild 8a) ist die Summe der Querschnittsflächen aller gestoßenen Stäbe  $\sum A_{sL}$  bei der Bestimmung der Querbewehrung anzusetzen.
  - b) Bei Übergreifungsstößen nach Bild 8b) ist die Querschnittsfläche  $A_{sL}$  des gestoßenen Längsstabes mit dem größeren Durchmesser bei der Bestimmung der Querbewehrung anzusetzen.
  - c) Der Abstand  $s$  der entlang eines Übergreifungsstoßes anzuordnenden Querbewehrungsstäbe darf nicht größer sein als

$$s = \min \left\{ \frac{h}{4}; 100 \text{ mm} \right\} \quad (47)$$

Dabei ist

$h$  die kleinste Querschnittsabmessung.

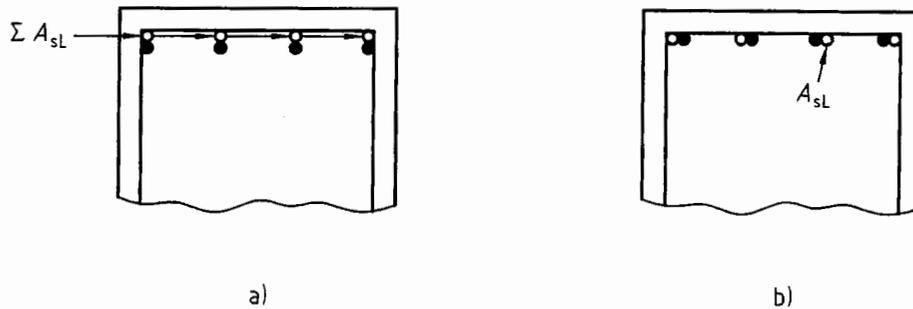


Bild 8 — Anordnung von Übergreifungsstößen

(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, darf nach Gleichung (48) berechnet werden:

$$A_{st} = s \cdot \left( \frac{d_{bL}}{50} \right) \cdot \left( \frac{f_{yLd}}{f_{ywd}} \right) \quad (48)$$

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.

### 8.3.6 Anforderungen an Balken

#### 8.3.6.1 Allgemeines

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

(2) Alle Bemessungsschnittgrößen für Balken werden aus der Berechnung des Tragwerkes für die seismische Lastkombination nach 5.5 erhalten. Eine Umlagerung der Biegemomente nach DIN 1045-1 ist zulässig.

#### 8.3.6.2 Ermittlung und Nachweis des Bemessungswerts der Tragfähigkeit

(1) Die Biegetragfähigkeit wird, wie in DIN 1045-1 angegeben, unter Berücksichtigung der Längskraft berechnet, die sich aus der Berechnung für die seismische 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 lokalen Plastifizierungen drastisch abgemindert.

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

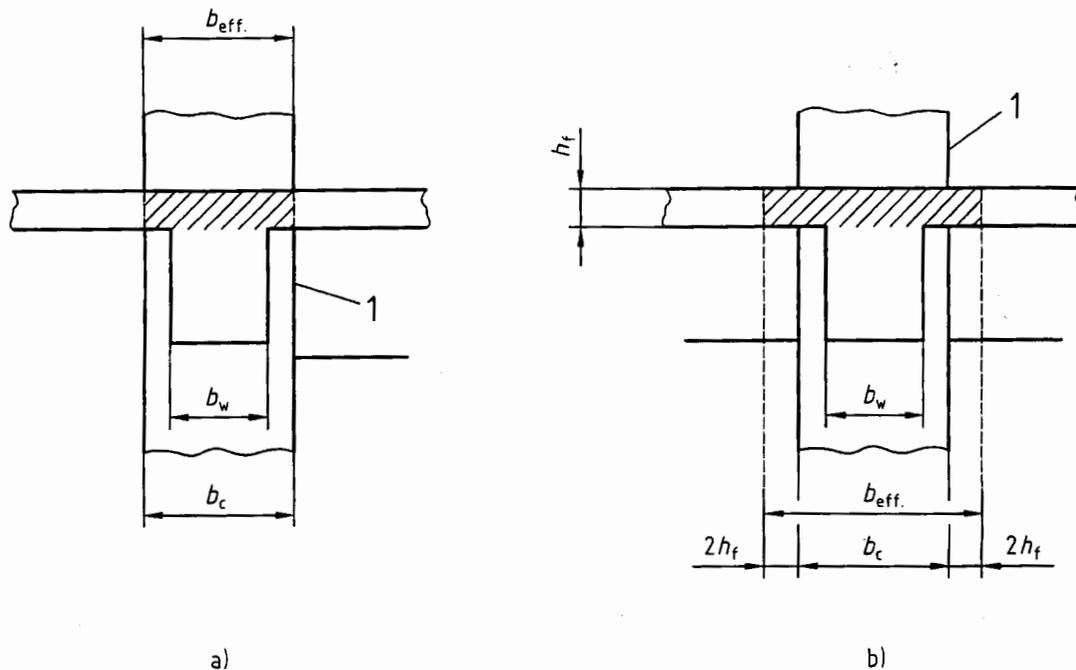
a) Für Balken, die in eine Außenstütze einbinden:

$b_{\text{eff}} = b_c$  wenn kein Querbalken vorhanden ist (siehe Bild 9a)),

$b_{\text{eff}} = b_c + 4 h_f$  wenn ein Querbalken mit ähnlichen Abmessungen vorhanden ist (siehe Bild 9b)).

b) für Balken, die in eine Innenstütze einbinden:

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



#### Legende

1 Stütze

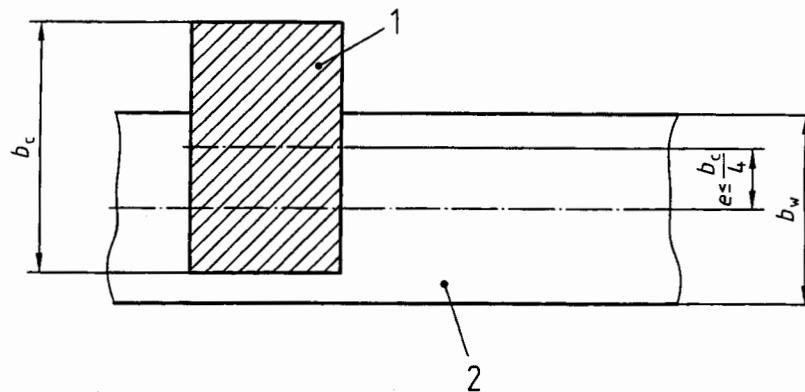
**Bild 9 — Mitwirkende Plattenbreite  $b_{\text{eff}}$  für Balken, die in eine Außenstütze einbinden**

(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 8.3.5 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 10).

**Legende**

- 1 Stütze  
2 Balken

**Bild 10 — Ausmitte zwischen Balken- und Stützenachse****8.3.6.3 Lokale Duktilität bei 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 11).

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

- 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.
- 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 an jeder Stelle für den Bewehrungsgrad  $\rho$  der Zugbewehrung die Bedingung nach Gleichung (49) erfüllt ist.

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \quad (49)$$

mit

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (50)$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\Phi} \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (51)$$

In den Gleichungen (50) und (51) ist

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

$f_{ctm}$  der Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons;

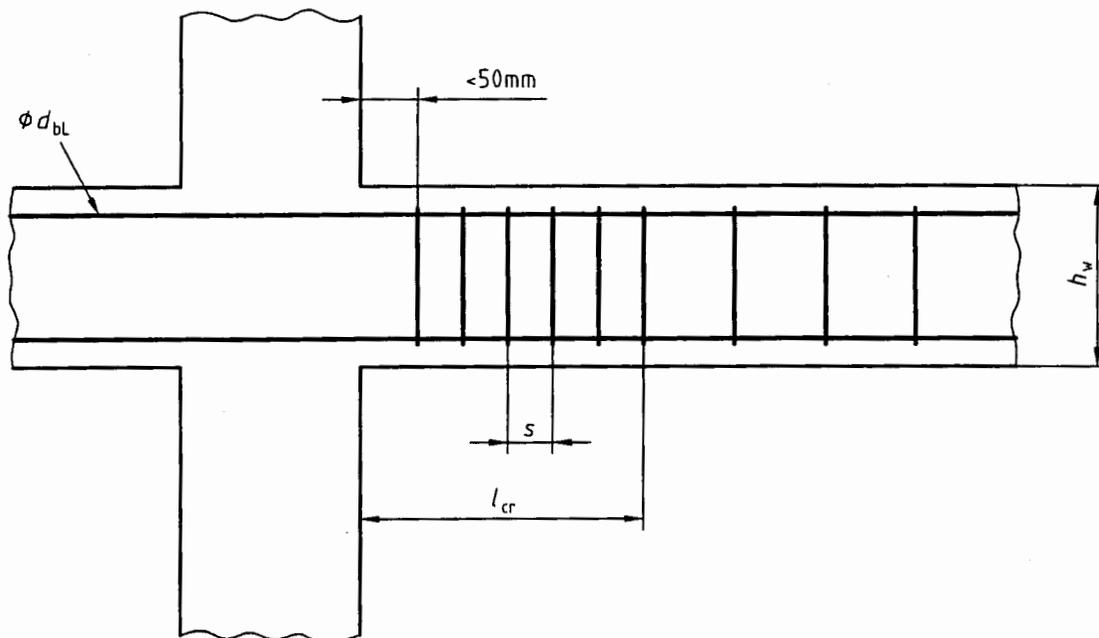
$\rho'$  der Bewehrungsgrad der Druckbewehrung.

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

- a) der Bügeldurchmesser  $d_{bw}$  ist nicht kleiner als 6 mm;
- b) die Abstände der Umschnürungsbügel  $s$  sind nicht größer als

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 d_{bw}; 200 \text{ mm}; 9 d_{bL} \right\} \quad (52)$$

- c) der Abstand des ersten Umschnürungsbügels vom Endquerschnitt des Balkens ist nicht größer als 50 mm (siehe Bild 11).



**Bild 11 — Querbewehrung in kritischen Bereichen von Balken**

#### 8.3.6.4 Abfangeträger

- (1) Tragende Wände dürfen nicht durch Balken abgefangen werden, siehe 8.3.8.1 (2).
- (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 Wänden oder Stützen, liegen.
- (3) Der Balkenbereich, auf dem eine abgefangene Stütze ruht, ist als kritischer Bereich zu betrachten und auf einer Länge von  $2 h_w + h_c + 2 h_w$  (worin  $h_w$  die Balkenhöhe und  $h_c$  die Stützenabmessung parallel zur Balkenachse bedeuten) als solcher zu bewehren.

## DIN 4149:2005-04

**8.3.7 Anforderungen an Stützen****8.3.7.1 Bemessungsschnittgrößen**

(1) Eine Stütze ist ein im Allgemeinen vertikales Bauteil, 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 5.5 erhalten, wobei auch Wirkungen II. 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.

**8.3.7.2 Ermittlung und Nachweis des Bemessungswertes der Tragfähigkeit**

(1) Die Biegetragfähigkeit wird entsprechend den Regeln in DIN 1045-1 unter Berücksichtigung der 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

$$M_{sdi} \leq 0,7 M_{Rdi}, \text{ worin } i \text{ sich auf jeweils eine der beiden Richtungen bezieht.}$$

(4) Die bezogene Längskraft  $v_d$  darf den Wert  $v_{d,max} = 0,65$  nicht überschreiten.

(5) Die Abminderung der Biegetragfähigkeit infolge Abplatzen der Betondeckung darf vernachlässigt werden, wenn die Festlegungen nach 8.3.7.3 (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.

**8.3.7.3 Lokale Duktilität bei 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:

$$l_{cr} = \max \left\{ d_c; \frac{l_{c1}}{6}; 450 \text{ mm} \right\} \quad (53)$$

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) Es ist sicherzustellen, dass in kritischen Bereichen von Stützen der konventionale Krümmungsduktilitätsfaktor  $\mu_\phi$  mindestens dem in 8.3.1 (4) angegebenen Wert entspricht.

(4) Wenn das Erreichen des CCDF-Faktors eine Betonstauchung von über 0,0035 erfordert, sind durch eine geeignete Umschnürung des Betonkerns die Festigkeit und 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:

$$\alpha \cdot \omega_{\text{wd}} \geq 30 \mu_{\Phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{\text{sy,d}} \cdot b_c / b_0 - 0,035 \quad (54)$$

und

$$\omega_{\text{wd}} \geq \omega_{\text{wd,min}} \quad (55)$$

ist.

Dabei ist

$\omega_{\text{wd}}$  der auf das Volumen bezogene mechanische Bewehrungsgrad der Umschnürungsbügel in den kritischen Bereichen

$$\left[ \omega_{\text{wd}} = \frac{\text{Volumen der Umschnürungsbügel}}{\text{Volumen des Betonkerns}} \cdot \frac{f_{\text{yd}}}{f_{\text{cd}}} \right] \quad (56)$$

mit den Bemessungswerten der Streckgrenze des Betonstahls  $f_{\text{yd}}$  und der einaxialen Festigkeit des Betons  $f_{\text{cd}}$ ;

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

$\mu_{\Phi}$  erforderlicher CCDF-Faktor nach 8.3.1 (4);

$\nu_d$  der Bemessungswert der bezogenen Längskraft  $\nu_d = N_{\text{sd}} / (A_c \cdot f_{\text{cd}})$ ;

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

$A_c$  die Gesamtfläche des Betonquerschnitts;

$\alpha$  der Kennwert für die Wirksamkeit der Umschnürung,

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (57)$$

mit

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_1^2 / 6b_0 d_0 \quad \text{für Rechteckquerschnitte} \quad (58)$$

$$\alpha_n = 1 \quad \text{für Kreisquerschnitte} \quad (59)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0)(1 - s/2d_0) \quad \text{für Rechteckquerschnitte} \quad (60)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0)^2 \quad \text{für Kreisquerschnitte mit Umschnürungsbügeln} \quad (61)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0) \quad \text{für Kreisquerschnitte mit Wendelbewehrung} \quad (62)$$

## DIN 4149:2005-04

mit

- $n$  Gesamtanzahl der Stellen (in der Ebene jedes Umschnürungsbügel) in denen die Längsbewehrungsstäbe durch Umschnürungsbügel oder Querhaken "gehalten" werden;
- $b_i$  Abstand zwischen aufeinander folgenden "haltenden" Stellen (siehe Bild 12);
- $b_c, d_c, b_0, d_0$  nach Bild 12, mit  $b_c$  und  $b_0$  senkrecht zur Richtung der seismischen Beanspruchung

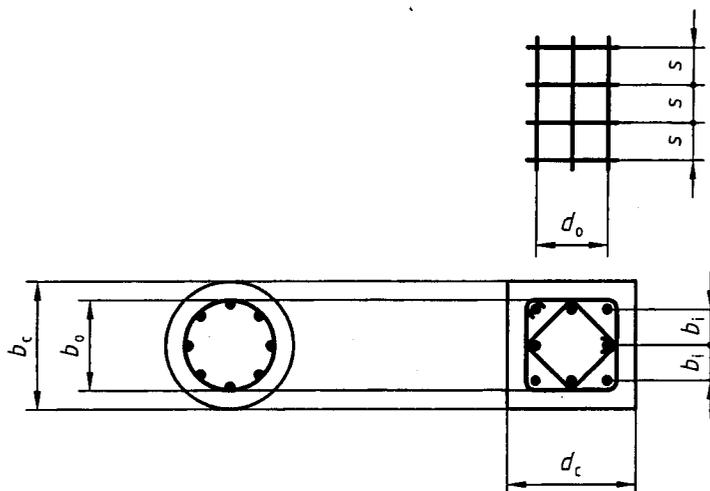


Bild 12 — Umschnürung des Betonkerns

(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

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 200 \text{ mm}; 9d_{sL} \right\} \quad (63)$$

Dabei ist

- $b_0$  die kleinste Abmessung des Betonkerns;
- $d_{sL}$  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 13). Dabei darf der Abstand zwischen aufeinander folgenden Längsstäben, die durch Abbiegungen der Umschnürungsbügel oder durch Querhaken gehalten werden, 250 mm nicht überschreiten.
- (7) Die im Querschnitt wirkenden Längskräfte sind wie in 8.3.7.2 (4) angegeben zu begrenzen.
- (8) Der Bewehrungsgrad der Gesamtlängsbewehrung darf nicht kleiner als 0,01 und nicht größer als 0,04 sein.

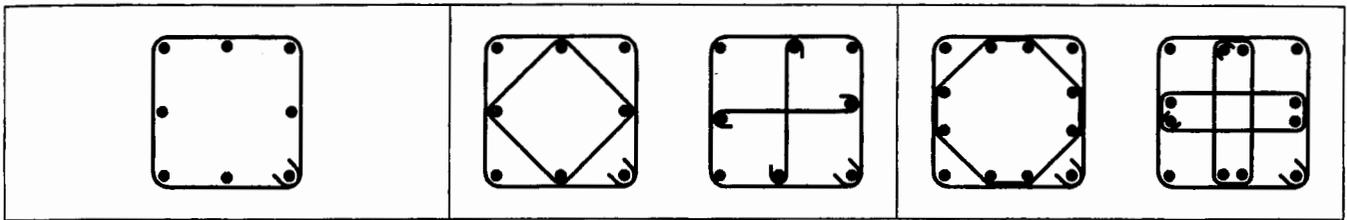


Bild 13 — Gestaltung von Umschnürungsbügeln

#### 8.3.7.4 Besondere Maßnahmen

- (1) Symmetrische Querschnitte sollten symmetrisch bewehrt werden ( $\rho = \rho'$ ).
- (2) Auf jeder Stützensseite 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.

#### 8.3.8 Anforderungen an Wände

##### 8.3.8.1 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 (Keller-geschosse) 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 8.3.6.4).

##### 8.3.8.2 Bemessungsschnittgrößen

###### 8.3.8.2.1 Allgemeines

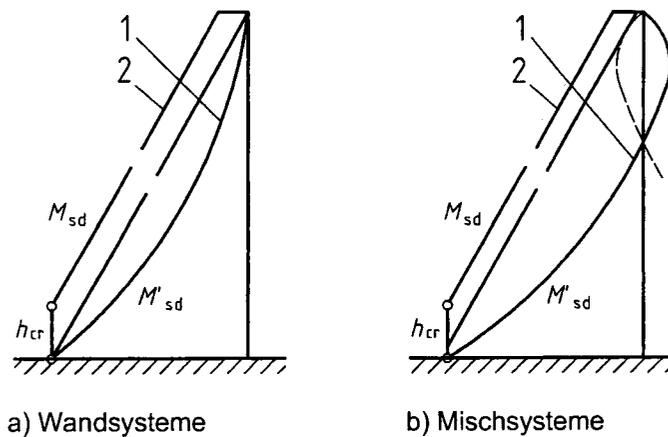
- (1) Die Schnittgrößen sind aufgrund der Steifigkeiten der ungerissenen Wände zu berechnen (siehe 4.1.5). In bestimmten Fällen jedoch kann eine Differenzierung der Steifigkeiten erforderlich sein, um mögliche Differenzen im Risszustand sowie den Einfluss von Zug- oder Drucklängskräften auf die Steifigkeit 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 von nicht mehr als 30 % der Erdbebenschnittgrößen zwischen unabhängigen Wänden 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 lokale Duktilitätsfaktoren).

### 8.3.8.2.2 Besondere Anforderungen für schlanke Wände

- (1) Schlanke Wände sind Wände mit einem Verhältnis Höhe zu Länge  $H_w/l_w$  größer als 2,0 (siehe Bild 15).
- (2) Die Unsicherheit von Angaben hinsichtlich der wirklichen Momentenverteilung entlang der Höhe einer Wand während des Bemessungsersdbebens ist auf geeignete Weise zu berücksichtigen.
- (3) Die Anforderung nach Absatz (2) wird als erfüllt betrachtet, wenn man, unabhängig von der Art der Berechnung, das folgende vereinfachte Verfahren anwendet:
- a) Das Diagramm des Bemessungswertes des Biegemoments entlang der Höhe der Wand ist als Einhüllende des berechneten Biegemomenten-Diagramms (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 14).



#### Legende

- 1 berechnet  
2 vergrößert

**Bild 14 — Bemessungseinhüllende für Biegemomente in schlanke Wänden**

- b) Die Höhe des kritischen Bereiches über der Unterkante der Wand  $h_{cr}$  kann wie folgt abgeschätzt werden (siehe Bild 15):

$$h_{cr} = \max \left[ l_w, \frac{H_w}{6} \right] \quad (64)$$

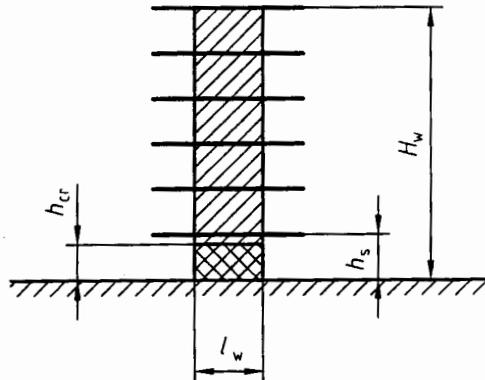
aber

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \text{ für } n \leq 6 \text{ Geschosse} \\ 2 \times h_s \text{ für } n \geq 7 \text{ Geschosse} \end{cases}$$

Dabei ist

$h_s$  die lichte Geschosshöhe,

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



**Bild 15 — 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 die Einhüllende des Bemessungswertes der Querkraft  $V_{sd}$  entlang der Höhe der Wand wie folgt bestimmt wird:

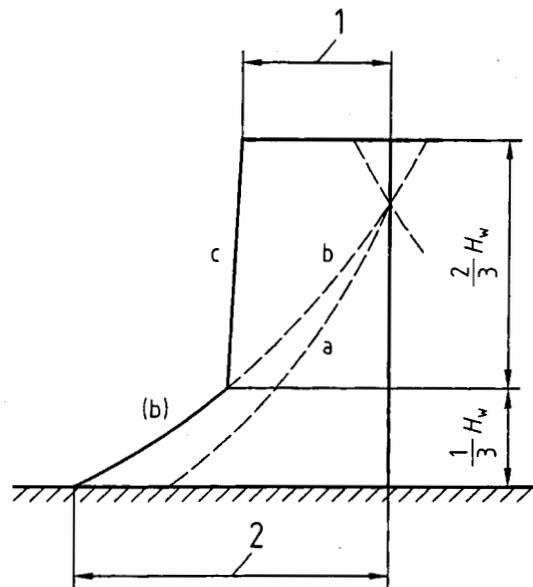
$$V_{sd} = \varepsilon \cdot V'_{sd} \quad (66)$$

Dabei ist

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

$\varepsilon = 1,7$  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 16 empfohlen.

**Legende**

- 1 Wert an Wandoberkante  
2 Wert an Wandunterkante

**Bild 16 — Bemessungseinhüllende für Querkräfte in Wänden von Mischsystemen**

### 8.3.8.2.3 Besondere Anforderungen an gedrungene Wände

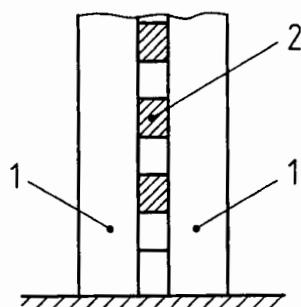
- (1) Gedrungene Wände sind Wände mit einem Verhältnis Höhe zu Länge  $H_w/l_w$  nicht größer als 2,0.
- (2) Bei gedrungenen Wänden müssen die Biegemomente, die sich aus der Berechnung ergeben, nicht verändert werden. Die Vergrößerung der Querkraft infolge dynamischer Effekte darf ebenfalls vernachlässigt werden.
- (3) Die Unsicherheit der Angaben hinsichtlich der verfügbaren Energiedissipationsfähigkeit bei Schubversagen ist durch Multiplikation der Querkraft  $V_{sd}$  mit einem Vergrößerungsfaktor  $\varepsilon$  gleich 1,3 entsprechend Gleichung (66) zu berücksichtigen.

### 8.3.8.3 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt DIN 1045-1.

### 8.3.8.4 Koppelbauteile

- (1) Das Koppeln von Wänden durch Platten ist als nicht wirksam zu betrachten.
- (2) Die Anforderungen nach 8.3.6 gelten auch für Koppelbauteile (siehe Bild 17), wenn eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:

**Legende**

- 1 Tragwand  
2 Koppelbauteile

**Bild 17 — Koppelbauteile**

- a) Diagonalrisse nach zwei Richtungen sind unwahrscheinlich. Dies wird als zutreffend betrachtet, wenn Gleichung (67) erfüllt ist

$$V_{sd} \leq b_w \cdot d \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c \quad (67)$$

Dabei ist

$V_{sd}$  die Querkraft;

$b_w$  die Breite des Koppelbauteils;

$d$  die Nutzhöhe des Querschnitts;

$\gamma_c = 1,5$ .

- b) Als vorherrschende Versagensart wird Biegeversagen angenommen. Dies wird als zutreffend betrachtet, wenn  $l/h \geq 3$  ist (siehe Bild 18).

(3) In allen anderen Fällen kann die Tragfähigkeit für Erdbebeneinwirkungen durch eine Bewehrung nach zwei Diagonalrichtungen nach den folgenden Bedingungen gesichert werden (siehe Bild 18).

- a) Es ist nachzuweisen, dass

$$V_{sd} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (68)$$

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;

$\alpha$  der Winkel zwischen den Diagonalrichtungen und der Horizontalen.

- b) 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.

## DIN 4149:2005-04

- c) Diese stützenähnlichen Stabgruppen sind mit Umschnürungsbügeln zu versehen, um ein Ausknicken der Längsbewehrung zu verhindern. Dabei gelten die Vorschriften in 8.3.7.3 (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 Koppelbauteile verwendet werden, wenn nachgewiesen wird, dass damit ein vergleichbares Maß an Energiedissipationsfähigkeit ohne wesentlichen Abfall der Beanspruchbarkeit gesichert wird.
- (5) In allen Fällen gelten die besonderen Maßnahmen für Balken außerhalb der kritischen Bereiche auch für Koppelbauteile.

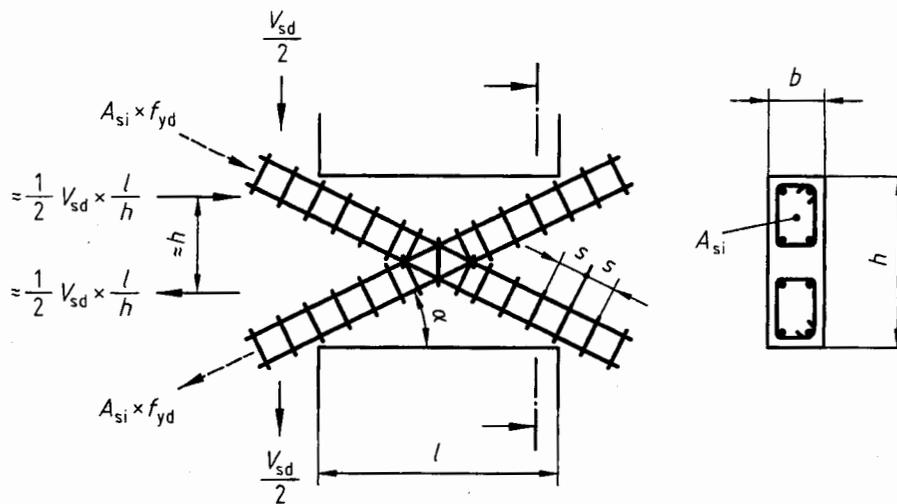


Bild 18 — Koppelbauteil mit Diagonalbewehrung

## 8.3.8.5 Lokale Duktilität bei Wänden

(1) Es ist sicherzustellen, dass in kritischen Bereichen von Wänden (siehe 8.3.8.2.2 (3) b)) der CCDF-Faktor  $\mu_\Phi$  mindestens dem in 8.3.1 (4) angegebenen Wert entspricht, worin  $q_0$  mit dem Verhältnis  $M_{Ed}/M_{Rd}$  zwischen dem berechneten Bemessungswert des Biegemoments  $M_{Ed}$  und dem Bemessungswert des aufnehmbaren Biegemoments  $M_{Rd}$  am Wandfuß in der Erdbeben-Bemessungssituation multipliziert werden darf.

ANMERKUNG Für eine genauere Ermittlung von  $\mu_\Phi$  in Abhängigkeit von der Schlankheit der Wand ist der nach 8.3.1 bestimmte  $\mu_\Phi$ -Wert mit  $c_w = 1 + 0,08(H_w/l_w - 2) \geq 1$  zu multiplizieren.

(2) Wenn kein genaueres Verfahren angewandt wird, kann die Forderung nach Absatz (1) durch Anordnen einer Umschnürungsbewehrung in den als Randelement bezeichneten Randbereichen des Wandquerschnitts erfüllt werden, deren Abmessungen nach Absatz (7) zu bestimmen sind. Die Größe dieser Umschnürungsbewehrung kann nach Absatz (3) angenommen werden.

(3) Für den Normalfall von Wänden mit freien Rändern oder mit hantelförmigem Querschnitt (mit verstärktem Wandende) sollte der auf das Volumen bezogene mechanische Bewehrungsgrad der erforderlichen Umschnürungsbewehrung der Randelemente der Beziehung

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\Phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_w / b_0 - 0,035 \quad (69)$$

entsprechen, mit  $\mu_\Phi$  nach Absatz (1) und den übrigen Bezeichnungen, mit Ausnahme von  $\omega_v$  als mechanischer Bewehrungsgrad der vertikalen Bewehrung des Randelements ( $\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd}$ ), nach 8.3.7.3 (5) und Bild 20.

(4) Soweit 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.

(5) Der Mindestwert des Bewehrungsgrades der vertikalen Bewehrung von Randelementen beträgt  $\rho_v = 0,005$ .

(6) Die Festlegungen nach 8.3.7.3 (6) b) 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 19).

(7) Die Umschnürung nach den Absätzen 2 und 3 sollte in vertikaler Richtung entlang der Höhe  $h_{cr}$  des wie in 8.3.8.2.2 (3) b) definierten kritischen Bereichs und in horizontaler Richtung entlang einer Länge  $l_c$  vorgesehen werden, die vom Druckrand 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 zu  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$  angenommen werden (siehe Bild 20). Das umschnürte Randelement kann vom Bügelschenkel am Druckrand der Wand aus mit der Länge

$$l_c = x_u \cdot (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c}) \quad (70)$$

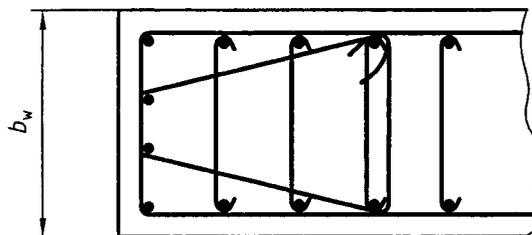
angenommen werden, worin

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \cdot \omega_{wd} \quad (71)$$

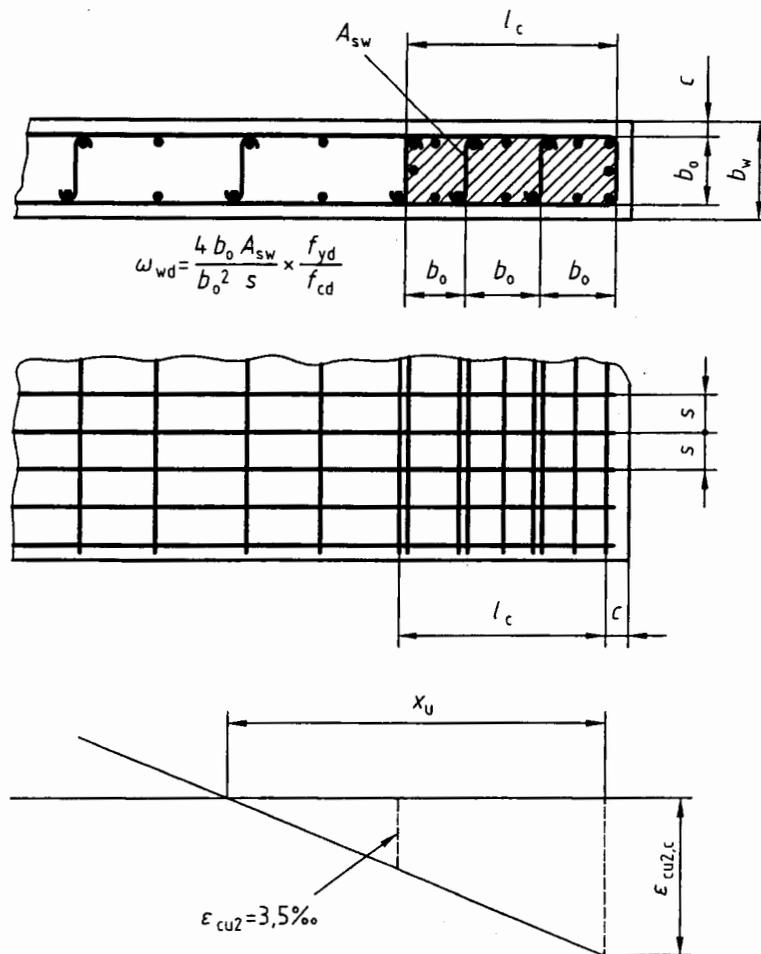
die Bruchstauchung des umschnürten Betons darstellt und die Länge der Betondruckzone beim Erreichen von  $\varepsilon_{cu2,c}$ , vom Bügelschenkel am Druckrand der Wand aus gemessen, näherungsweise zu

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) l_w \cdot b_w / b_0 \quad (72)$$

angesetzt werden kann (Bild 20). Als Mindestbedingung sollte der Wert von  $l_c$  nicht kleiner angenommen werden als  $0,15 l_w$  oder  $1,50 b_w$ .



**Bild 19 — Beispiele zur Gestaltung von Umschnürungsbügeln für die Randbereiche von Wänden mit freien Rändern und  $b_w > 250$  mm**



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

### 8.3.8.6 Besondere Maßnahmen

(1) Als Mindestmaßnahme gegen seitliche Instabilität von Wänden mit freien Rändern sollte die Stegdicke der Wand  $b_{w0}$  (die Wanddicke zwischen den Randelementen) im kritischen Bereich nicht kleiner vorgesehen werden als:

$$b_{w0} = \min \left\{ 150 \text{ mm}; b_{cr} = q \cdot \frac{l_w}{60}; \frac{h_s}{20} \right\}; \quad (73)$$

worin für  $l_w$  kein größerer Wert als  $1,6 h_s$  eingeführt zu werden braucht. Die Bedingung  $b_{w0} \leq b_{cr}$  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 21):

$$\text{a) Wenn } l_c \geq \max \begin{cases} 2 \times b_w \\ 0,2 \times l_w \end{cases}, \text{ dann } b_w \geq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ h_s / 10 \end{cases} \quad (74)$$

b) Wenn  $l_c \geq \max \begin{cases} 2 \times b_w \\ 0,2 \times l_w \end{cases}$ , dann  $b_w \geq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ h_s / 15 \end{cases}$  (75)

(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 22), ist kein umschnürtes Randelement erforderlich.

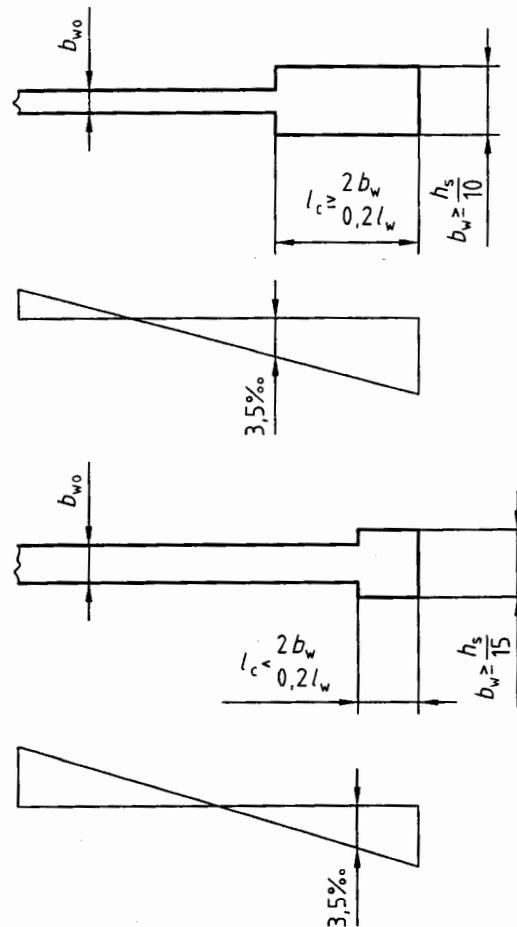


Bild 21 — Mindestdicke umschnürter Randelemente

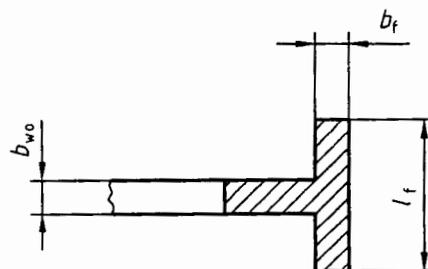


Bild 22 — Wandränder mit ausreichendem Querflansch

#### 8.4 Besondere Regelungen für Pilz- und Flachdecken

(1) Flachdecken-Stützen-Verbindungen müssen zur Aufnahme der horizontalen Verschiebungen infolge Erdbebeneinwirkung und zur Sicherung des Durchstanzwiderstandes eine ausreichende Duktilität aufweisen, auch wenn sie nicht primär zur Abtragung der horizontalen Erdbebeneinwirkungen herangezogen werden.

**DIN 4149:2005-04**

(2) Zur Aufnahme der wechselnden Momentenbeanspruchungen und zur Sicherung einer Resttragfähigkeit ist eine geeignete untere Bewehrung über die Stütze hinwegzuführen. Hierbei sind die Regelungen nach DIN 1045-1:2001-07, 13.3.2 (12) zu berücksichtigen.

(3) Um sprödes Durchstanzversagen zu vermeiden, sind die Plattenanschlüsse grundsätzlich mit einer konstruktiven Querkraftbewehrung auszuführen. Der Mindestbewehrungsgrad der Querkraftbewehrung ist nach DIN 1045-1:2001-07, 13.2.3 (5) zu bestimmen. Der Maximalabstand der vertikalen Bewehrungselemente beträgt  $0,75 \times$  Plattendicke. Die Ausdehnung des mit Querkraftbewehrung versehenen Bereiches soll mindestens  $3,5 \times$  Plattendicke vom Stützenrand betragen. Alternativ zu herkömmlichen Bügelformen können auch Doppelkopfanker oder gleichwertige Bewehrungselemente verwendet werden.

(4) Bei Flachdecken, die zu Bauten der Duktilitätsklasse 1 in der Erdbebenzone 1 oder 2 gehören und für die 8.2 (6) gilt, entfallen die in Absatz (3) angegebenen konstruktiven Vorschriften bezüglich des Abstandes der vertikalen Querkraftbewehrungselemente und der Ausdehnung des mit Querkraftbewehrung versehenen Bereichs.

## **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 Technischen Baubestimmungen heranzuziehen, z. B. DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 oder DIN V ENV 1993-1-1.

#### **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 bestimmten dissipativen Bauteile und die Sicherung dieser plastischen Verformungsfähigkeit durch Kapazitätsbemessung der angeschlossenen Bauteile und Anschlüsse.

Der Verhaltensbeiwert darf zu  $q > 1,5$  angenommen werden, ist aber auf  $q \leq 4$  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.

(2) Für die Duktilitätsklassen 2 und 3 ist eine globale seitliche Mindestverformungsfähigkeit  $\Delta$  erforderlich:

- Duktilitätsklasse 2:  $\Delta = 2,5\%$  bezogen auf die Bauwerkshöhe;
- Duktilitätsklasse 3:  $\Delta = 3,5\%$  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 unterschiedliche Werte des Verhaltensbeiwertes  $q$  angegeben.

### 9.1.3 Sicherheitsnachweise

(1) Die Kombination der Einwirkungen ist nach 5.5 anzusetzen.

(2) Bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit nach 7.2.2 (1) dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M = 1,00$  verwendet werden.

(3) Die Sicherheitsnachweise gelten als erbracht für Hochbauten der Bedeutungskategorien I bis III (siehe 7.1), die den in 7.1 (3) 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 durch Einführung des Bemessungswertes des Verhaltensbeiwertes  $q = 1,50$  für horizontale und  $q = 1,0$  für vertikale Erdbebeneinwirkungen in die Beziehungen nach 5.4.3 erhalten.

(3) Die Bemessungsschnittgrößen werden aus der Berechnung des Tragwerkes für die seismische Lastkombination nach 5.5 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 nach DIN V ENV 1993-1-1 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 Duktilitätsklassen 2 und 3

#### 9.3.1 Werkstoffe

##### 9.3.1.1 Baustahl

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

(2) Die Stahlgütewahl ist für eine Mindestkerbschlagarbeit 27J bei der Prüftemperatur  $T_{cv} = -25\text{ °C}$  zu treffen.

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

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

##### 9.3.1.3 Schweißzusatzwerkstoffe

Für Schweißzusatzwerkstoffe gelten die Anforderungen nach DIN 18800-1 bis DIN 18800-4 oder DIN V 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.  $R_{d,Anschluss}$ , und die Festigkeit des dissipativen Bauteils auf dem Niveau, auf dem die plastischen Verformungskapazität stattfindet, z. B.  $R_{dy}$ , müssen die Bedingungen

$$R_{d,Anschluss} \geq R_{dy} \quad (76)$$

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

(3) Im Allgemeinen darf  $f_{y,max,d} = 1,20 f_{yk}$  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 (3) 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 getrennt für die verschiedenen Richtungen der Erdbebeneinwirkungen bestimmt und ist in Abhängigkeit von dem für die jeweilige Richtung maßgebenden Tragwerkstyp und der vorgesehenen Duktilitätsklasse zu wählen.

#### 9.3.3.2 Vertikale Erdbebeneinwirkung

Für vertikale Erdbebeneinwirkungen ist  $q = 1,0$  anzuwenden.

#### 9.3.3.3 Horizontale Erdbebeneinwirkung

(1) Abhängig vom Tragwerkstyp und unter Beachtung der vorgesehenen Duktilitätsklasse dürfen die maximalen Verhaltensbeiwerte nach Tabelle 10 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 10 Vergrößerungsfaktoren  $\alpha_v/\alpha_1$ , die wie folgt bestimmt werden dürfen:

$\alpha_1$  ist der Lastfaktor an der horizontalen Erdbebeneinwirkung, der in der Bemessungssituation zu der Bildung des ersten plastischen Gelenkes führen würde;

$\alpha_u$  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  $\alpha_v/\alpha_1$ -Werte nicht individuell bestimmt, dürfen die Schätzwerte nach Tabelle 10 angewendet werden.

(4) Die rechnerischen Werte  $\alpha_v/\alpha_1$  sind auf den Höchstwert 1,6 zu begrenzen.

(5) Ist das Bauwerk unregelmäßig im Aufriss (siehe 4.3.3), so sind die  $q$ -Werte nach Tabelle 10 um 20 % abzumindern.

### 9.3.4 Überwachung bei Planung und Herstellung

(1) Über die Festlegungen für die Ausführung von Stahlbauten nach DIN 18800-7 hinaus gelten die folgenden Bedingungen:

- a) zu den Zeichnungen sind die dissipativen Zonen und die dort einzuhaltenden Höchstwerte der Streckgrenze  $f_{y,max}$  anzugeben;

- b) bei der Fertigung ist die Einhaltung von  $f_{y,max}$  in den dissipativen Zonen zu prüfen;
  - c) 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 10 — Tragwerkstypen und maximale Verhaltensbeiwerte  $q$

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

Tabelle 10 (fortgesetzt)

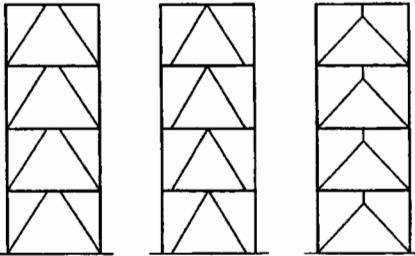
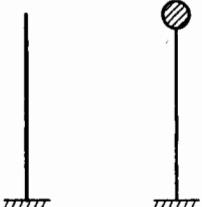
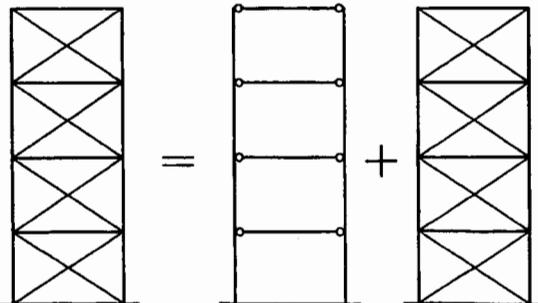
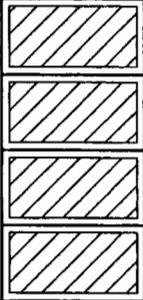
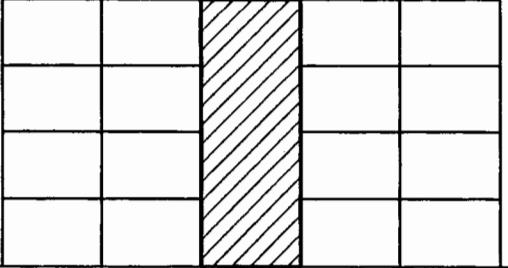
Tragwerks- typ	Beschreibung	Skizze und Schätzwert $\alpha_u/\alpha_1$	Verhaltensbeiwert $\eta$
3	Exzentrische Verbände, bei denen die Horizontalkräfte überwiegend durch die Verbandstäbe abgetragen werden. Die dissipativen Zonen bilden sich in den Verbindern („Links“) zwischen den exzentrischen Anschlüssen durch plastische Biege- oder Schubgelenke.	 $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$	$5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \leq 8$
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 (plastische Gelenke bzw. dissipative Zugdiagonalen).		4

Tabelle 10 (fortgesetzt)

Tragwerks- typ	Beschreibung	Skizze und Schätzwert $\alpha_w/\alpha_1$	Verhaltensbeiwert $q$
6	<p>Mischtragwerke, z. B. Rahmenkonstruktionen aus Stahl mit Füllelementen, die sich an der Lastabtragung beteiligen, z. B. Ausmauerung mit Mauerwerk oder Füllung mit Betonscheiben.</p> <p>Dabei wird unterschieden nach</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1) Ausfüllung ohne Verbundwirkung, aber mit Kontakt</li> <li>2) Ausfüllung mit Verbundwirkung</li> <li>3) Ausfüllung mit konstruktiver Trennung von der Rahmenkonstruktion</li> </ol>		<ol style="list-style-type: none"> <li>1) <math>q = 2</math></li> <li>2) nach den Abschnitten 8 und 11</li> <li>3) wie Rahmentragwerke (siehe Zeile 1)</li> </ol>
7	<p>Betonkern, an dem die Stahlkonstruktion angeschlossen ist.</p>		<p>nach Abschnitt 8</p>

### 9.3.5 Auslegungskriterien für Stahlbauten der Duktilitätsklassen 2 und 3

#### 9.3.5.1 Allgemeines

(1) Um die bei der Anwendung der Verhaltensbeiwerte  $q$  nach Tabelle 10 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 nicht dissipative Bauteile und die nicht dissipativen Bauteile besitzen eine genügende Überfestigkeit, um die zyklische Plastifizierung der dissipativen Bauteile zuzulassen.

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

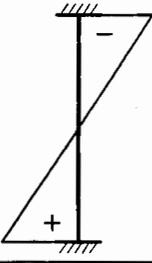
- a) die gedrückten Querschnittsteile in plastischen Zonen haben abhängig von der Duktilitätsklasse mindestens den  $b/t$ -Verhältnissen der Querschnittsklassen nach Tabelle 11 zu entsprechen;
- b) bei Duktilitätsklasse 3 ist die Schlankheit  $\bar{\lambda}$  von Druckstützen in Abhängigkeit von deren Ausnutzungsgrad nach Tabelle 12 zu begrenzen;
- c) bei zugbeanspruchten Bauteilen sind an Stellen von Lochschwächungen die Bedingungen der DIN V ENV 1993-1-1:1993-04, 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 Anschlusssteile zu ermöglichen, Stumpfnähte gelten als genügend überfest.

**Tabelle 11 — Erforderliche Querschnittsklassen nach DIN V ENV 1993-1-1 für druckbeanspruchte Querschnittsteile abhängig von der Duktilitätsklasse**

Duktilitätsklasse	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 12 — Begrenzung der Schlankheit von Druckstützen in dissipativen Rahmen bei Duktilitätsklasse 3 in Abhängigkeit von deren Ausnutzung

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

<sup>a</sup>  $\bar{\lambda}$  gerechnet mit Knicklänge = Systemlänge der Stütze.

### 9.3.5.2 Kapazitätsbemessung

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 aufzunehmenden 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 9.3.2 (3) zu ermitteln ist.

(4) Um die volle plastische Biegetragfähigkeit und Rotationsfähigkeit zu erhalten, sollten in den plastischen Gelenken der Riegel die folgenden Plateaubedingungen erfüllt sein:

$$\frac{M_{sd}}{M_{plRd}} \leq 1,0 \quad (77)$$

**DIN 4149:2005-04**

$$\frac{N_{sd}}{N_{plRd}} \leq 0,15 \quad (78)$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{plRd}} \leq 0,5 \quad (79)$$

(5) Für die Bestimmung von  $V_{sd}$  ist die Bildung der maßgebenden Gelenkkette im Riegel anzunehmen (z. B. plastische 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

$$\frac{V_{sd}}{V_{plRd}} \leq 0,5 \quad (80)$$

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

$$\frac{V_{wpsd}}{V_{wpRd}} \leq 1,0 \quad (81)$$

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

(9) Die Riegel-Stützenverbindungen 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, die Riegel oder die 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

$$\Omega_i = \frac{N_{plRi}}{N_{sdi}} \quad (82)$$

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 10), 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  $\bar{\lambda} \geq 1,5$  zu wählen. Anderenfalls müssen bei der Bemessung des Tragwerks die Druckkräfte in den Diagonalstäben berücksichtigt werden.

(6) In V-Verbänden (Typ 2b, Tabelle 10), in denen die Horizontalkräfte planmäßig durch Druck- und Zugkräfte in den Verbandstäben abgetragen werden, darf die Schlankheit der Verbandstäbe  $\bar{\lambda} \leq 1,1$  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

$$N_{sd} = (1,20 (N_{SG} + \Omega N_{SE})) \quad (83)$$

nachzuweisen.

Dabei ist

$N_{SG}$  die Druckkraft aus ständigen und veränderlichen Lasten in der seismischen Bemessungssituation;

$N_{SE}$  die Druckkraft aus Erdbebenbelastung;

$\Omega$  der kleinste inverse 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

$$\left( \text{bei I-Querschnitten } e \leq 1,6 \frac{M_{pl,Verb}}{V_{pl,Verb}} \right) \quad (84)$$

— lange Verbinder mit Bildung plastischer Biegegelenke

$$\left( \text{bei I-Querschnitten } e \geq 3,0 \frac{M_{pl,Verb}}{V_{pl,Verb}} \right) \quad (85)$$

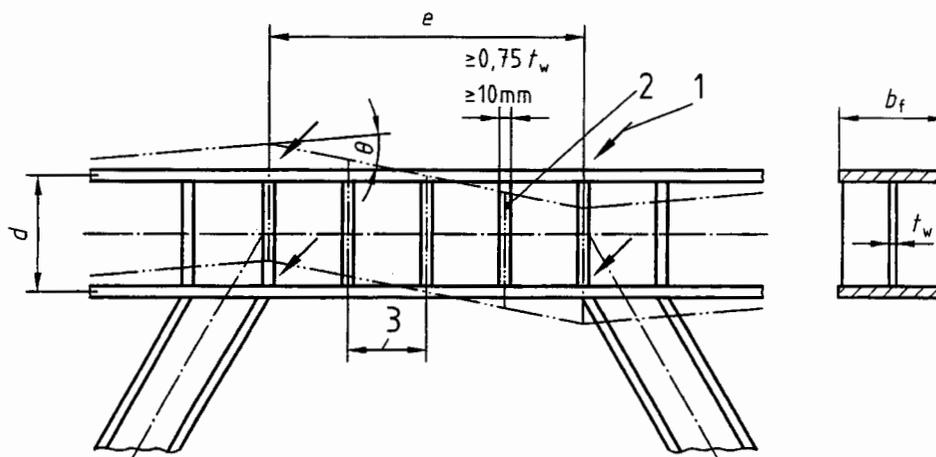
— mittlere Verbinder mit Bildung von plastischen Gelenken mit Schub und Biegebeitrag.

(4) Verbinder, für die  $N_{sd}/N_{plRd} \geq 0,15$  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 23 ist bei der Bestimmung der Festigkeit der Gelenke auch die Wirkung der Wiederverfestigung nach Tabelle 13 zu berücksichtigen.

Tabelle 13 — Bemessung von Verbindern nach Bild 23

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



**Legende**

- 1 die schrägen Pfeile stellen die seitliche Halterung dar
- 2 Steifen beidseitig
- 3 Zwischensteifenabstand

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

Bild 23 — Ausbildung eines Verbinders

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

$$\Omega_i = \frac{V_{pl,Verbi}}{V_{sdi}} \tag{86}$$

oder

$$\Omega_i = \frac{M_{pl,Verb,i}}{V_{sdi}} \quad (87)$$

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 (83) nachzuweisen, wobei für  $\Omega$  der kleinste inverse Ausnutzungsgrad nach (86) einzusetzen ist.

### 9.3.5.6 Eingespannte (Kragarm-)Konstruktionen

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

a) Kennwert  $\theta \leq 0,20$  (mit  $\theta$  nach 7.2.2 (2));

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

(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 Dualsysteme, 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 9.3.5.3 und 9.3.5.4 auszulegen.

### 9.3.5.8 Mischtragwerke

(1) Mischtragwerke mit Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl sind nach den Abschnitten 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 den Technischen Baubestimmungen (z. B. 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:

#### a) 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. Es sind hier alle 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.

#### b) 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.

#### c) 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 ausschließlich 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 Dissipationsfähigkeit in beiden orthogonalen horizontalen Hauptrichtungen können unterschiedliche Verhaltensfaktoren für die Berechnung der Schnittgrößen aus Erdbeben in jeder Hauptrichtung verwendet werden.

(5) In den Erdbebenzonen 2 und 3 darf eine Kombination von Tragwerken mit den Duktilitätsklassen 1 und 3 für die beiden horizontalen Hauptrichtungen des Bauwerks nicht verwendet werden.

## 10.2 Sicherheitsnachweise

(1) Die Kombination von Einwirkungen ist nach 5.5 anzusetzen.

(2) Die Festigkeitswerte des Holzes und der Holzwerkstoffe sind unter Berücksichtigung der  $k_{\text{mod}}$ -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  $\gamma_M$  auch einen möglichen Festigkeitsabfall der Baustoffe infolge Schädigung bei reversiblen Verformungen berücksichtigen. Deshalb werden die in DIN 1052 für die Grundkombination angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  verwendet in der Annahme, dass das Verhältnis zwischen der Restfestigkeit nach Schädigung und der ursprünglichen Festigkeit in grober Näherung dem Verhältnis der  $\gamma_M$ -Werte für außergewöhnliche Lastkombinationen und für die Grundkombination entspricht.

(4) Das Bemessungsspektrum für lineare Berechnung wird durch Einführung folgender Verhaltensbeiwerte  $q$  für die drei Duktilitätsklassen in die Beziehung nach 5.4.3 erhalten:

— Duktilitätsklasse 1:  $q = 1,5$

— Duktilitätsklasse 2:  $q = 2,5$

— Duktilitätsklasse 3:  $q = 4,0$

(5) Ist das Bauwerk unregelmäßig im Aufriss (siehe 4.3.3), so sind die  $q$ -Werte für die Duktilitätsklassen 2 und 3 nach Absatz (4) um 20 % abzumindern.

(6) Für vertikale Erdbebeneinwirkung ist  $q = 1,0$  anzunehmen.

(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 Tragreserve auszulegen. Diese Anforderung 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 Duktilitätsklassen 2 und 3

(1) Die Bedingungen der DIN 1052:2004-08, Abschnitt 7 sind einzuhalten.

(2) In den Erdbebenzonen 2 und 3 muss das Beplankungsmaterial für Holztafeln, die Erdbebenlasten durch Scheibenwirkung aufnehmen, zusätzlich folgende Bedingungen erfüllen:

— Spanplatten und OSB-Platten müssen mindestens 12 mm dick sein; OSB-Platten müssen mindestens dem Plattentyp OSB/3 nach DIN 1052 entsprechen;

— Kunstharz- und zementgebundene Holzspanplatten müssen mindestens 12 mm dick sein;

— Baufurniersperrholzplatten müssen mindestens 5-lagig und mindestens 9 mm dick sein;

— die Eignung von Mehrschichtplatten und deren Verbindungsmitteln zur Aufnahme von Lasten und Verformungen infolge Erdbebeneinwirkungen muss nachgewiesen werden;

**DIN 4149:2005-04**

- der Anteil von Holzfaserplatten und Plattenwerkstoffe auf Gipsbasis an der Ableitung der Scheibenkräfte ist auf 10 % zu begrenzen; diese Platten dürfen nur in Kombination mit uneingeschränkt anwendbaren Beplankungsmaterialien verwendet werden.
- (3) Alle Details und Verbindungen für die Aussteifung und Lagesicherung von Bauteilen, die durch Scheibenwirkung zur Abtragung der Erdbebenlasten beitragen, müssen so konstruiert und ausgelegt werden, dass die Übertragung der Kräfte auch durch die im Erdbebenfall auftretenden Wechselverformungen nicht behindert wird und die Funktion der dissipativen Bereiche sichergestellt ist. Dies betrifft insbesondere die Übertragung und Weiterleitung der Scheibenkräfte bei den Anschlüssen von Dach-, Decken und Wandtafeln untereinander. Diese Forderung kann u. a. durch die Anwendung aller nachfolgenden Regeln erfüllt werden:
- in horizontalen Scheiben werden zug- und druckfest angeschlossene Gurte oder durchlaufende Randhölzer ebenfalls über denjenigen vertikalen Bauteilen angeordnet, die Horizontallasten aufnehmen;
  - die Abminderung des Bemessungsschubflusses für versetzt angeordnete Wände (siehe DIN 1052-2:2004-08, 8.7.2 (6)) wird in den Erdbebenzonen 2 und 3 nicht angesetzt;
  - die Anwendung geklebter Tafeln nach DIN 1052:2004-08, 8.7.9, führt auch bei gleichzeitiger Verwendung mechanischer Verbindungsmittel zur Einstufung in Duktilitätsklasse 1.
- (4) Druckbeanspruchte Bauteile und ihre Verbindungen (z. B. Versätze), die infolge zyklischer Belastung oder der daraus resultierenden Verformungen versagen können, sind so auszulegen, dass ein Stabilitätsversagen verhindert und der Trennung der Teile vorgebeugt wird, so dass die Integrität des Gesamttragwerks nach einem Bemessungsbeben erhalten bleibt.
- (5) Bei Holztafeln, die zur Abtragung von Erdbebenlasten durch Scheibenwirkung herangezogen werden, darf der Durchmesser  $d$  der Verbindungsmittel zur Befestigung der Beplankung 3,1 mm nicht überschreiten.
- (6) Eine Unterschreitung der Mindestdicken von Holzbauteilen, wie sie in DIN 1052-2004-08, 12.2.2 (2) gestattet ist, ist in den Erdbebenzonen 2 und 3 nicht zulässig.

**11 Besondere Regeln für Mauerwerksbauten****11.1 Allgemeines**

- (1) Mauerwerksbauten sind Bauten, bei denen die Horizontallasten überwiegend über tragende Wände aus Mauerwerk abgetragen werden. Tragende Wände, die der Aussteifung gegen horizontale Einwirkungen dienen, werden im Folgenden als Schubwände bezeichnet.
- (2) Für Hochbauten aus Mauerwerk in den Erdbebenzonen 1 bis 3 gelten die Festlegungen von 11.2 bis 11.5 zusätzlich zu denjenigen nach DIN 1053-1, DIN 1053-3 und DIN 1053-4.
- (3) Für nicht tragende Außenschalen von zweischaligem Mauerwerk nach DIN 1053-1 in Gebäuden, die Tabelle 8 entsprechen, ist ein rechnerischer Nachweis für den Lastfall Erdbeben nicht erforderlich.
- (4) In Abhängigkeit von der Art des für erdbebenwiderstandsfähige Bauteile verwendeten Mauerwerks sind die Mauerwerksbauten einem der folgenden Bauwerkstypen zuzuordnen:
- a) Bauwerke aus unbewehrtem Mauerwerk;
  - b) Bauwerke aus eingefasstem Mauerwerk;
  - c) Bauwerke aus bewehrtem Mauerwerk.

## 11.2 Besondere Anforderungen an die Mauerwerksbaustoffe

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

(2) In den Erdbebenzonen 2 und 3 müssen Mauersteine für Schubwände aus Mauerwerk nach DIN 1053, die  
keine in Wandlängsrichtung durchlaufenden Innenstege haben, in der in Wandlängsrichtung vorgesehenen  
Steinrichtung eine mittlere Steindruckfestigkeit von mindestens  $2,5 \text{ N/mm}^2$  aufweisen. Der kleinste Einzelwert  
einer Versuchsreihe aus sechs Prüfkörpern muss mindestens  $2,0 \text{ N/mm}^2$  betragen. Die Prüfung ist nach  
DIN EN 772-1 durchzuführen.

## 11.3 Allgemeine Konstruktionsregeln

(1) 4.2 ist zu berücksichtigen.

(2) Hochbauten aus Mauerwerk sind in allen Vollgeschossen durch Geschossdecken mit Scheibenwirkung  
auszusteiern.

(3) Die Aussteifungswirkung muss in allen Horizontalrichtungen gegeben sein. Wände können nur dann zur  
Aussteifung herangezogen werden, wenn die Mindestanforderungen nach Tabelle 14 erfüllt sind.

**Tabelle 14 — Mindestanforderungen an aussteifende Wände (Schubwände)**

Erdbebenzone	$h_k/t$	$t$ mm	$l$ mm
1	nach DIN 1053-1		$\geq 740$
2	$\leq 18$	$\geq 150^a$	$\geq 980$
3	$\leq 15$	$\geq 175$	$\geq 980$
$h_k$ Knicklänge nach DIN 1053-1 $t$ Wanddicke $l$ Wandlänge			
<sup>a</sup> Wände der Wanddicke $\geq 115 \text{ mm}$ dürfen zusätzlich berücksichtigt werden, wenn $h_k/t \leq 15$ ist.			

## 11.4 Zusätzliche Konstruktionsregeln für eingefasstes Mauerwerk

(1) Die horizontalen und vertikalen Einfassungsbauteile sind miteinander zu verbinden und in den Bauteilen des  
Haupttragwerks zu verankern.

(2) Um einen wirksamen Verbund zwischen den Einfassungsbauteilen und dem Mauerwerk zu erzielen, sind  
Einfassungsbauteile erst nach Ausführung des Mauerwerks zu betonieren.

(3) Die Querschnittsabmessung sowohl der horizontalen als auch der vertikalen Einfassungselemente soll nicht  
kleiner als 100 mm in jeder Richtung sein.

(4) Vertikale Einfassungselemente, die rechnerisch in Ansatz gebracht werden, sind anzuordnen:

- an den freien Enden jedes tragenden Wandbauteils;
- zu beiden Seiten jeder Wandöffnung mit einer Fläche von mehr als  $1,5 \text{ m}^2$ ;
- innerhalb einer Wand, wenn ein Abstand von 5 m zwischen 2 Einfassungselementen überschritten wird;

**DIN 4149:2005-04**

— an Kreuzungspunkten von tragenden Wänden, wenn die nach den o. g. Regeln angeordneten Einfassungselemente einen Abstand von mehr als 1,5 m von diesem Kreuzungspunkt haben.

(5) Horizontale Einfassungselemente sind in der Wandebene, in der Höhe jeder Decke und in jedem Fall in vertikalen Abständen von nicht mehr als 4 m anzuordnen. Entsprechend bewehrte Stahlbetondecken, Ringbalken o. Ä. gelten als horizontale Einfassungselemente.

(6) Die Bewehrung von Einfassungselementen soll einen Mindestquerschnitt von 1 cm<sup>2</sup> oder 1 % der Querschnittsfläche des Einfassungselements nicht unterschreiten.

(7) Die Verbügelung der Längsbewehrung ist nach DIN 1045-1 auszuführen.

(8) Es ist Bewehrungsstahl nach DIN 488 oder allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen zu verwenden.

(9) Für die Verankerung der Bewehrungsstäbe gilt DIN 1045-1.

**11.5 Zusätzliche Konstruktionsregeln für bewehrtes Mauerwerk**

(1) Horizontale Bewehrung ist in die Lagerfugen oder in geeignete Nuten der Mauersteine mit einem vertikalen Abstand von nicht mehr als 625 mm einzulegen.

(2) Für den Mindestbewehrungsgehalt gilt DIN 1053-3:1990-02, Tabelle 1.

(3) Hohe Bewehrungsgehalte der Horizontalbewehrung, die zum Druckversagen der Mauersteine vor dem Fließen des Stahls führen, sind zu vermeiden.

(4) Vertikale Bewehrung ist in geeigneten Aussparungen in Mauersteinen anzuordnen.

(5) Vertikale Bewehrung mit einer Querschnittsfläche von nicht weniger als 1 cm<sup>2</sup> ist an folgenden Stellen anzuordnen:

— an beiden freien Enden jedes Wandbauteils;

— an jeder Wandkreuzung;

— innerhalb der Wand, falls ein Abstand von 5 m zwischen 2 Vertikalbewehrungen überschritten wird.

(6) 11.4 (7), (8) und (9) gelten sinngemäß.

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

(1) Für Hochbauten aus Mauerwerk, die zusätzlich zu den Bestimmungen in 11.1 bis 11.3 den im Folgenden angegebenen Festlegungen entsprechen, ist ein rechnerischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Lastfall Erdbeben nicht erforderlich.

(2) 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.

(3) Die Anzahl der Vollgeschosse über Gründungsniveau darf die in 7.1 (4) bzw. Tabelle 8 angegebenen Werte nicht überschreiten. Die maximale Geschosshöhe beträgt 3,50 m.

(4) Die aussteifenden Wände sind so anzuordnen, dass der Steifigkeitsmittelpunkt und der Massenschwerpunkt nahe beieinander liegen und eine ausreichende Torsionssteifigkeit sichergestellt ist.

(5) Die aussteifenden Wände müssen über alle Geschosse durchgehen. In Dachgeschossen kann die Aussteifung stattdessen durch andere konstruktive Maßnahmen sichergestellt werden.

(6) Die aussteifenden Wände müssen den überwiegenden Teil der vertikalen Lasten tragen. Die vertikalen Lasten sollten auf die aussteifenden Wände in beiden Gebäuderichtungen verteilt werden.

(7) Das Gebäude ist in beiden Gebäuderichtungen durch genügend lange Schubwände ausreichend auszusteiern. Hierfür sind jeweils die in Tabelle 15 angegebenen Mindestwerte für die auf die Geschossgrundrissfläche bezogene Schubwandquerschnittsfläche der aussteifenden Wände einzuhalten.

(8) In jeder Gebäuderichtung müssen mindestens zwei Schubwände mit einer Länge von jeweils mindestens 1,99 m angeordnet werden.

(9) Für Bemessungswerte  $a_g \cdot S \cdot \gamma_I > 0,09 \cdot g \cdot k$  müssen mindestens 50 % der erforderlichen Wandquerschnittsflächen nach Tabelle 15 aus Wänden mit mindestens 1,99 m Länge bestehen.

(10) Die Verwendung der Steifigkeitsklasse 2 für Außenwände ist zulässig, wenn in jeder Richtung wenigstens 50 % der erforderlichen Wandquerschnittsfläche der Schubwände aus Mauerwerk der Festigkeitsklasse 4 oder höher bestehen. Die Gesamtquerschnittsfläche der Schubwände muss dann die in Tabelle 15 für die Steifigkeitsklasse 4 geltenden Werte einhalten.

**Tabelle 15 — Mindestanforderungen an die auf die Geschossgrundrissfläche bezogene Querschnittsfläche von Schubwänden je Gebäuderichtung**

Anzahl der Vollgeschosse (siehe unter 7.1 (4))	$a_g \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0,06 g \cdot k^a$			$a_g \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0,09 g \cdot k^a$			$a_g \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0,12 g \cdot k^a$		
	Steifigkeitsklasse nach DIN 1053-1 <sup>b,c</sup>								
	4	6	≥ 12	4	6	≥ 12	4	6	≥ 12
1	0,02	0,02	0,02	0,03	0,025	0,02	0,04	0,03	0,02
2	0,035	0,03	0,02	0,055	0,045	0,03	0,08	0,05	0,04
3	0,065	0,04	0,03	0,08	0,065	0,05	Kein vereinfachter Nachweis zulässig (KvNz)		
4	KvNz	0,05	0,04	KvNz					

<sup>a</sup> Für Gebäude, bei denen mindestens 70 % der betrachteten Schubwände in einer Richtung länger als 2 m sind, beträgt der Beiwert  $k = 1 + (l_{wy} - 2)/4 \leq 2$ . Dabei ist  $l_{wy}$  die mittlere Wandlänge der betrachteten Schubwände in m. In allen anderen Fällen beträgt  $k = 1$ . Der Wert  $\gamma_I$  wird nach 5.3 bestimmt.

<sup>b</sup> Bei Verwendung unterschiedlicher Steifigkeitsklassen, z. B. für Innen- und Außenwände, sind die Anforderungswerte im Verhältnis der Flächenanteile der jeweiligen Steifigkeitsklasse zu wichten.

<sup>c</sup> Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

## 11.7 Rechnerische Nachweise für Mauerwerksbauten

### 11.7.1 Allgemeines

Für Mauerwerksbauten, die den Anforderungen nach Tabelle 8 und 11.6 entsprechen, ist ein rechnerischer Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für den Lastfall Erdbeben nicht erforderlich.

### 11.7.2 Tragwerksmodell

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

(2) Sofern keine genaueren Werte zur Verfügung stehen, darf zur Beschreibung der Steifigkeit von Schubwänden aus Lochsteinen mit unvermörtelten Stoßfugen der nach DIN 1053-1:1996-11, Tabelle 2, ermittelte Schubmodul zur Berücksichtigung der vorhandenen Orthotropie halbiert werden.

(3) 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, wenn ihre Mitwirkung durch konstruktive Maßnahmen sichergestellt ist.

### 11.7.3 Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit

(1) Die Kombination von Einwirkungen ist nach 5.5 zu bestimmen.

(2) Bei der Bemessung nach DIN 1053-100 sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 16 einzusetzen. Bei der Bemessung mit dem vereinfachten Verfahren nach DIN 1053-1 dürfen die zulässigen Spannungen um 50 % erhöht werden.

**Tabelle 16 — Teilsicherheitsbeiwerte**

Baustoff	Teilsicherheitsbeiwert
Mauerwerk	$\gamma_m = 1,2$
Betonstahl	$\gamma_s = 1,0$

(3) Bei der Bemessung mit dem genaueren Verfahren nach DIN 1053-1 ist der globale Sicherheitsbeiwert  $\gamma = 1,33$  anzunehmen.

(4) Bei der Bemessung ist für jede Gebäuderichtung der ungünstigste  $q$ -Wert nach Tabelle 17 anzusetzen. Maßgebend für den  $h/l$ -Wert ist die längste Wand in der betrachteten Gebäuderichtung. Für Zwischenwerte ( $1,0 \leq h/l \leq 2,0$ ) darf linear interpoliert werden.

(5) Bei Bauwerken mit unregelmäßigem Aufriss (siehe 4.3.3) sind die  $q$ -Werte nach Tabelle 17 um 20 % abzumindern, wobei eine Abminderung auf Werte kleiner als 1,5 nicht erforderlich ist.

**Tabelle 17 — Verhaltensbeiwert  $q$**

Mauerwerksart	Verhaltensbeiwert	
	$h/l \leq 1$	$h/l \geq 2$
unbewehrtes Mauerwerk <sup>a</sup>	1,5	2,0
eingefasstes Mauerwerk	2,0	
bewehrtes Mauerwerk	2,5	

<sup>a</sup> Die Verwendung von Verhaltensbeiwerten  $q > 1,5$  ist nur zulässig, wenn im Gebrauchszustand die mittlere Normalspannung in den entsprechenden Wänden 50 % der zulässigen Spannung nach DIN 1053-1 (ohne Inanspruchnahme der Erhöhung nach Absatz 2, Satz 2) nicht überschreitet.

**DIN 4149:2005-04**

(6) Die Beschränkung des Klaffens der Querschnitte nach DIN 1053-1:1996-11, 6.9.1 bzw. 7.9.1 und die Anforderung an die zulässige Randdehnung sind nicht zu berücksichtigen.

(7) In den Erdbebenzonen 1 und 2 ist für Kelleraußenwände aus Mauerwerk bei Gebäuden, die den Randbedingungen der Tabelle 8 entsprechen, ein rechnerischer Nachweis der Aufnahme eines erhöhten aktiven Erddrucks nach 12.2 nicht erforderlich. 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**

#### **12.1.1 Tragfähigkeitsnachweis**

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

(2) Der Nachweis umfasst:

- a) die Tragfähigkeit der Gründungselemente selbst (z. B. Einzelfundamente, Streifenfundamente, Platten, Pfähle usw.) nach den jeweiligen baustoffbezogenen Regeln dieser Norm und den jeweiligen Fachnormen;
- b) die Lagesicherheit (Gleiten) und die Tragfähigkeit des Baugrunds entsprechend dem Grenzzustand GZ 1 nach DIN 1054 für den Lastfall 3 (außergewöhnliche Kombination EK 3).

(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 zusätzliche 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.

(4) In den Nachweisen darf der Scherwiderstand der horizontalen Sohlfläche in Kombination mit den Erddruckwiderständen auf den Seitenflächen des Fundamentkörpers mit bis zu 30 % des aktiven Erddruckes in Ansatz gebracht werden.

#### **12.1.2 Konstruktive Anforderungen und Empfehlungen**

(1) Der Zusammenhalt des Bauwerks bzw. der jeweils dynamisch unabhängigen Teile eines Bauwerks im Gründungsbereich muss sichergestellt sein.

(2) Die vorstehende Anforderung kann als erfüllt betrachtet werden, wenn alle einzelnen Gründungselemente (z. B. Einzelfundamente) in ein und derselben horizontalen Ebene angeordnet und z. B. durch eine ausreichend dimensionierte fundamentnahe Sohlplatte oder Zerrbalken für alle zu betrachtenden Lastrichtungen zug- und druckfest miteinander verbunden sind.

(3) Liegt Baugrund der Klasse A (siehe 5.2.3) vor, so kann in allen Erdbebenzonen auf die Kopplung nach 12.1.2 (2) verzichtet werden. In Erdbebenzone 1 gilt dies auch für Baugrund der Klasse B.

(4) Zerrbalken müssen eine Mindestlängsbewehrung aus 4  $\emptyset$  12 BSt 500 S oder gleichwertig, die im anzuschließenden Fundamentkörper entsprechend zu verankern sind, aufweisen. Sinngemäß sind fundamentnahe Sohlplatten auszubilden und in den zu betrachtenden Lastrichtungen anzuschließen. Können Zerrbalken oder Sohlplatten nicht ausgeführt werden, so sind unter Berücksichtigung der maximal möglichen Relativverschiebung zwischen den einzelnen Gründungskörpern weitere in dieser Norm nicht geregelte Nachweise zu führen.

**DIN 4149:2005-04**

- (5) In Streifenfundamenten unter gemauerten Wänden ist eine konstruktive Mindestbewehrung von 4 Ø 12 BSt 500 S vorzusehen.
- (6) Möglichst zu vermeiden sind Gründungen von Gebäuden bzw. dynamisch unabhängigen Bauwerksteilen
- in unterschiedlicher Tiefe,
  - auf unterschiedlichen Gründungselementen, die ein deutlich von einander abweichendes Verformungsverhalten aufweisen,
  - auf verschiedenartigem Baugrund mit deutlich von einander abweichendem Verformungs- bzw. Setzungsverhalten.

Sind die oben beschriebenen Gründungen unvermeidlich, so sind weitergehende in dieser Norm nicht geregelte Nachweise zu führen.

**12.2 Stützbauwerke****12.2.1 Erd- und Wasserdruck**

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

Zu den vertikalen Massenkräften des Erdreichs  $m \cdot g$  werden horizontale Massenkräfte,  $m a_g \cdot \gamma_I$ , vektoriell addiert, die der horizontalen Bodenbeschleunigung,  $a_g \cdot \gamma_I$ , 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;
- $a_g$  die maximale horizontale Bodenbeschleunigung nach Tabelle 2;
- $\gamma_I$  der Bedeutungsbeiwert nach Tabelle 3.

- (2) Vereinfacht kann die Einwirkung durch Erddruck bei Erdbeben ermittelt werden, indem der Erddruckbeiwert  $k$  für den Gebrauchszustand ersetzt wird durch  $k_e = k + a_g \gamma_I$ .

- (3) Im Fall von Erdreich mit drückendem Wasser kann die Einwirkung des Erd- und Wasserdrucks näherungsweise ermittelt werden durch die Addition des Erddrucks bei Erdbeben für Erdreich unter Auftrieb und dem statischen Wasserdruck.

**12.2.2 Tragfähigkeitsnachweis**

- (1) Die Tragfähigkeit ist nach Abschnitt 7 für die nach 7.2.5 und 12.2.1 zu ermittelnden Schnittgrößen nachzuweisen.
- (2) Der Nachweis umfasst:
- die Tragfähigkeit der Stützkonstruktion selbst nach den jeweiligen baustoffbezogenen Regeln dieser Norm und den jeweiligen Fachnormen;
  - die Lagesicherheit (Gleiten) und die Tragfähigkeit des Baugrunds entsprechend dem Grenzzustand GZ 1 nach DIN 1054 für den Lastfall 3 (außergewöhnliche Kombination EK 3).