

**DIN EN 1998-1****DIN**

ICS 91.010.30; 91.120.25

Ersatzvermerk  
siehe unten

**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben –  
Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten;  
Deutsche Fassung EN 1998-1:2004 + AC:2009**

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance –  
Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings;  
German version EN 1998-1:2004 + AC:2009

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes –  
Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments;  
Version allemande EN 1998-1:2004 + AC:2009

**Ersatzvermerk**

Ersatz für DIN EN 1998-1:2006-04;  
mit DIN EN 1998-1/NA:2010-08 und DIN EN 1998-5:2010-12 Ersatz für DIN 4149:2005-04

Gesamtumfang 208 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN



**DIN EN 1998-1:2010-12****Nationales Vorwort**

Dieses Dokument beinhaltet die Deutsche Fassung der vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ (Sekretariat: BSI, Vereinigtes Königreich) ausgearbeiteten EN 1998-1:2004 + AC:2009.

Die Arbeiten wurden auf nationaler Ebene vom Arbeitsausschuss NA 005-51-06 AA „Erdbeben; Sonderfragen“ (Sp CEN/TC 250/SC 8) im Normenausschuss Bauwesen (NABau) begleitet.

Dieses Dokument enthält die Europäische Berichtigung EN 1998-1:2004/AC:2009, welche von CEN am 8. Juli 2009 angenommen wurde.

Die Norm ist Bestandteil einer Reihe von Einwirkungs- und Bemessungsnormen, deren Anwendung nur im Paket sinnvoll ist. Dieser Tatsache wird durch das Leitpapier L der Kommission der Europäischen Gemeinschaft für die Anwendung der Eurocodes Rechnung getragen, indem Übergangsfristen für die verbindliche Umsetzung der Eurocodes in den Mitgliedsstaaten vorgesehen sind. Die Übergangsfristen sind im Vorwort dieser Norm angegeben.

Die Anwendung dieser Norm gilt in Deutschland in Verbindung mit dem Nationalen Anhang.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können. Das DIN [und/oder die DKE] sind nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Diese Norm einschließlich Nationaler Anhang NA ersetzen zusammen mit DIN EN 1998-5 und DIN EN 1998-5/NA die nationale Norm über Bauten in deutschen Erdbebengebieten DIN 4149:2005-04.

Anfang und Ende der durch die Europäische Berichtigung eingefügten oder geänderten Texte sind jeweils durch die Textmarkierungen **[AC]** **[AC]** angegeben.

**Änderungen**

Gegenüber DIN V ENV 1998-1-1:1997-06, DIN V ENV 1998-1-2:1997-06 und DIN V ENV 1998-1-3:1997-06 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- Vornormen zusammengefasst und Vornormcharakter aufgehoben;
- die Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute wurden eingearbeitet und der Text vollständig überarbeitet.

Gegenüber DIN EN 1998-1:2006-04 und DIN 4149:2005-04 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- auf europäisches Bemessungskonzept umgestellt;
- Ersatzvermerke korrigiert;
- Vorgänger-Norm mit der europäischen Berichtigung EN 1998-1/AC:2009 konsolidiert;
- redaktionelle Änderungen durchgeführt.
- Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte werden in DIN EN 1998-5 festgelegt.

**Frühere Ausgaben**

DIN 4149: 2005-04  
DIN 4149-1: 1981-04  
DIN 4149/A1: 1992-12  
DIN EN 1998-1: 2006-04  
DIN V ENV 1998-1-1: 1997-06  
DIN V ENV 1998-1-2: 1997-06  
DIN V ENV 1998-1-3: 1997-06

## **DIN EN 1998-1:2010-12**

— Leerseite —

**EUROPÄISCHE NORM  
EUROPEAN STANDARD  
NORME EUROPÉENNE**

**EN 1998-1**  
Dezember 2004  
**+ AC**  
Juli 2009

ICS 91.120.25

Ersatz für ENV 1998-1-1:1994,  
ENV 1998-1-2:1994,  
ENV 1998-1-3:1995.

**Deutsche Fassung**

**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben —  
Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen  
und Regeln für Hochbauten**

Eurocode 8: Design of structures  
for earthquake resistance —  
Part 1: General rules, seismic actions  
and rules for buildings

Eurocode 8: Calcul des structures  
pour leur résistance aux séismes —  
Partie 1: Règles générales, actions sismiques  
et règles pour les bâtiments

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 23. April 2004 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 8. Juli 2009 in Kraft und wurde in EN 1998-1:2006 eingearbeitet.

Die CEN-Mitglieder sind gehalten, die CEN/CENELEC-Geschäftsordnung zu erfüllen, in der die Bedingungen festgelegt sind, unter denen dieser Europäischen Norm ohne jede Änderung der Status einer nationalen Norm zu geben ist. Auf dem letzten Stand befindliche Listen dieser nationalen Normen mit ihren bibliographischen Angaben sind beim Management-Zentrum des CEN oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

Diese Europäische Norm besteht in drei offiziellen Fassungen (Deutsch, Englisch, Französisch). Eine Fassung in einer anderen Sprache, die von einem CEN-Mitglied in eigener Verantwortung durch Übersetzung in seine Landessprache gemacht und dem Management-Zentrum mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG  
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION  
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

**Management-Zentrum: Avenue Marnix 17, B-1000 Brüssel**

## Inhalt

	Seite
<b>Vorwort .....</b>	<b>7</b>
<b>Hintergrund des Eurocode-Programms .....</b>	<b>7</b>
<b>Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes .....</b>	<b>8</b>
<b>Nationale Fassungen der Eurocodes .....</b>	<b>9</b>
<b>Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten technischen Spezifikationen für Bauproekte (ENs und ETAs) .....</b>	<b>9</b>
<b>Zusatzinformationen für EN 1998-1 .....</b>	<b>9</b>
<b>Nationaler Anhang für EN 1998-1 .....</b>	<b>10</b>
1    Allgemeines .....	13
1.1   Anwendungsbereich .....	13
1.1.1  Anwendungsbereich der Reihe EN 1998 .....	13
1.1.2  Anwendungsbereich von EN 1998-1 .....	13
1.1.3  Weitere Teile der Reihe EN 1998 .....	14
1.2   Normative Verweisungen .....	14
1.2.1  Allgemeine Bezugsnormen .....	14
1.2.2  Bezugsnormen und Richtlinien .....	15
1.3   Annahmen .....	15
1.4   Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln .....	15
1.5   Begriffe .....	15
1.5.1  Allen Eurocodes gemeinsame Begriffe .....	15
1.5.2  AC Weitere Begriffe, die in EN 1998-1 verwendet werden AC .....	15
1.6   Formelzeichen .....	16
1.6.1  Allgemeines .....	16
1.6.2  Weitere in den Abschnitten 2 und 3 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1 .....	16
1.6.3  Weitere im Abschnitt 4 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1 .....	17
1.6.4  Weitere im Abschnitt 5 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1 .....	18
1.6.5  Weitere im Abschnitt 6 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1 .....	21
1.6.6  Weitere im Abschnitt 7 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1 .....	22
1.6.7  Weitere im Abschnitt 8 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1 .....	23
1.6.8  Weitere im Abschnitt 9 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1 .....	24
1.6.9  Weitere im Abschnitt 10 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1 .....	24
1.7   SI-Einheiten .....	25
2    Funktionsanforderungen und Übereinstimmungskriterien .....	26
2.1   Grundlegende Anforderungen .....	26
2.2   Übereinstimmungskriterien .....	27
2.2.1  Allgemeines .....	27
2.2.2  Grenzzustand der Tragfähigkeit .....	27
2.2.3  Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit .....	28
2.2.4  Besondere Maßnahmen .....	28
3    Baugrundbeschaffenheit und Erdbebeneinwirkung .....	29
3.1   Baugrundbeschaffenheit .....	29
3.1.1  Allgemeines .....	29
3.1.2  Feststellung der Baugrundklassen .....	30
3.2   Erdbebeneinwirkung .....	31
3.2.1  Erdbebenzonen .....	31
3.2.2  Grundlegende Darstellung der Erdbebeneinwirkung .....	32
3.2.3  Alternative Darstellungen der Erdbebeneinwirkung .....	38
3.2.4  Kombinationen der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen .....	39

4	Auslegung von Hochbauten.....	40
4.1	Allgemeines .....	40
4.1.1	Anwendungsbereich .....	40
4.2	Eigenschaften erdbebensicherer Hochbauten.....	40
4.2.1	Grundlegende Prinzipien des Entwurfskonzepts .....	40
4.2.2	Primäre und sekundäre seismische Bauteile .....	42
4.2.3	Kriterien für konstruktive Regelmäßigkeit.....	42
4.2.4	Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen.....	46
4.2.5	Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte .....	47
4.3	Tragwerksberechnung .....	48
4.3.1	Modellabbildung .....	48
4.3.2	Zufällige Torsionswirkungen .....	49
4.3.3	Berechnungsmethoden .....	49
4.3.4	Berechnung der Verschiebungen.....	59
4.3.5	Nichttragende Bauteile .....	60
4.3.6	Zusätzliche Maßnahmen für Rahmen mit Ausfachungsmauerwerk .....	62
4.4	Sicherheitsnachweise .....	64
4.4.1	Allgemeines .....	64
4.4.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit .....	64
4.4.3	Schadensbegrenzung .....	68
5	Besondere Regeln für Betonbauteile .....	69
5.1	Allgemeines .....	69
5.1.1	Anwendungsbereich .....	69
5.1.2	Begriffe .....	69
5.2	Auslegungskonzepte .....	71
5.2.1	Energiedissipationskapazität und Duktilitätsklassen .....	71
5.2.2	Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte .....	72
5.2.3	Auslegungskriterien.....	75
5.2.4	Sicherheitsnachweise .....	78
5.3	Auslegung nach EN 1992-1-1 .....	78
5.3.1	Allgemeines .....	78
5.3.2	Baustoffe .....	78
5.3.3	Verhaltensbeiwert.....	78
5.4	Auslegung für DCM .....	78
5.4.1	Geometrische Bedingungen und Baustoffe .....	78
5.4.2	Bemessungsschnittkräfte .....	80
5.4.3	Nachweise und Konstruktionsregeln im Grenzzustand der Tragfähigkeit .....	85
5.5	Auslegung für DCH .....	95
5.5.1	Geometrische Bedingungen und Baustoffe .....	95
5.5.2	Bemessungsschnittkräfte .....	96
5.5.3	Nachweise und konstruktive Durchbildung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	98
5.6	Vorschriften für Verankerungen und Stöße .....	108
5.6.1	Allgemeines .....	108
5.6.2	Verankerung der Bewehrung .....	108
5.6.3	Stöße von Bewehrungsstäben .....	110
5.7	Auslegung und konstruktive Durchbildung sekundärer seismischer Bauteile.....	111
5.8	Gründungsbauteile aus Beton .....	111
5.8.1	Anwendungsbereich .....	111
5.8.2	Zerbalken und Gründungsbalken.....	112
5.8.3	Verbindungen vertikaler Bauteile mit Fundamentbalken oder -wänden .....	112
5.8.4	Pfähle in Ortbeton und Pfahlköpfe .....	113
5.9	Örtliche Einflüsse infolge Ausfachungen aus Mauerwerk oder Beton.....	113
5.10	Vorschriften für Beton-Deckenscheiben.....	114
5.11	Tragwerke aus Betonfertigteilen.....	115
5.11.1	Allgemeines .....	115
5.11.2	Verbindungen vorgefertigter Bauteile .....	118
5.11.3	Bauteile.....	119

**DIN EN 1998-1:2010-12****EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)**

Seite

<b>6</b>	<b>Besondere Regeln für Stahlbauten.....</b>	<b>122</b>
6.1	Allgemeines.....	122
6.1.1	Anwendungsbereich .....	122
6.1.2	Auslegungskonzepte.....	122
6.1.3	Sicherheitsnachweise .....	123
6.2	Werkstoffe .....	124
6.3	Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte .....	125
6.3.1	Tragwerkstypen .....	125
6.4	Tragwerksberechnung .....	130
6.5	Gemeinsame Auslegungskriterien und Regeln für die bauliche Durchbildung von allen Tragwerkstypen mit dissipativem Verhalten .....	130
6.5.1	Allgemeines .....	130
6.5.2	Auslegungskriterien für dissipative Tragwerke .....	130
6.5.3	Auslegungsregeln für auf Druck oder Biegung beanspruchte dissipative Bauteile .....	130
6.5.4	Auslegungsregeln für zugbeanspruchte Bauteile oder Bauteilbereiche .....	131
6.5.5	Auslegungsregeln für Verbindungen in dissipativen Bereichen .....	131
6.6	Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von biegesteifen Rahmen .....	132
6.6.1	Auslegungsregeln.....	132
6.6.2	Träger .....	132
6.6.3	Stützen .....	133
6.6.4	Riegel-Stützen-Anschlüsse .....	134
6.7	Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von Rahmen mit konzentrischen Verbänden .....	135
6.7.1	Auslegungskriterien .....	135
6.7.2	Berechnung .....	136
6.7.3	Diagonalstreben .....	136
6.7.4	Riegel und Stützen .....	137
6.8	Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von Rahmen mit exzentrischen Verbänden .....	138
6.8.1	Auslegungskriterien .....	138
6.8.2	Seismische Verbinder .....	138
6.8.3	Tragwerksteile ohne integrierte Verbinder .....	141
6.8.4	Anschlüsse von seismischen Verbindern .....	142
6.9	Auslegungsregeln für umgekehrte Pendel-Systeme .....	142
6.10	Auslegungskriterien für Stahltragwerke mit Betonkernen oder Betonwänden und für ausgefachte oder mit Diagonalverbänden kombinierte biegesteife Rahmen .....	143
6.10.1	Tragwerke mit Betonkernen oder Betonwänden .....	143
6.10.2	Biegesteife Rahmen, kombiniert mit Diagonalverbänden .....	143
6.10.3	Ausgefachte biegesteife Rahmen .....	143
6.11	Prüfung des Entwurfs und Ausführungskontrolle .....	143
<b>7</b>	<b>Besondere Regeln für Verbundbauten aus Stahl und Beton.....</b>	<b>144</b>
7.1	Allgemeines.....	144
7.1.1	Anwendungsbereich .....	144
7.1.2	Auslegungskonzepte.....	144
7.1.3	Sicherheitsnachweise .....	145
7.2	Werkstoffe .....	145
7.2.1	Beton .....	145
7.2.2	Bewehrungsstahl .....	146
7.2.3	Baustahl .....	146
7.3	Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte .....	146
7.3.1	Tragwerkstypen .....	146
7.3.2	Verhaltensbeiwerte .....	147
7.4	Tragwerksberechnung .....	148
7.4.1	Anwendungsbereich .....	148
7.4.2	Querschnittssteifigkeiten .....	148
7.5	Gemeinsame Auslegungskriterien und Regeln für die bauliche Durchbildung von allen Tragwerkstypen mit dissipativem Verhalten .....	149

	Seite
<b>7.5.1 Allgemeines .....</b>	<b>149</b>
<b>7.5.2 Auslegungskriterien für dissipative Tragwerke .....</b>	<b>149</b>
<b>7.5.3 Plastische Tragfähigkeit von dissipativen Bereichen .....</b>	<b>149</b>
<b>7.5.4 Auslegungsregeln für Verbund-Verbindungen in dissipativen Bereichen .....</b>	<b>150</b>
<b>7.6 Regeln für Bauteile .....</b>	<b>152</b>
<b>7.6.1 Allgemeines .....</b>	<b>152</b>
<b>7.6.2 Verbundträger mit Betongurt .....</b>	<b>154</b>
<b>7.6.3 Mittragende Breite der Betongurte .....</b>	<b>155</b>
<b>7.6.4 Vollständig einbetonierte Verbundstützen .....</b>	<b>158</b>
<b>7.6.5 Teilweise einbetonierte Stützen und Träger .....</b>	<b>160</b>
<b>7.6.6 Betongefüllte Verbundstützen mit Hohlprofilen .....</b>	<b>161</b>
<b>7.7 Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von biegesteifen Rahmen .....</b>	<b>161</b>
<b>7.7.1 Spezifische Regeln .....</b>	<b>161</b>
<b>7.7.2 Berechnung .....</b>	<b>161</b>
<b>7.7.3 Regeln für Stützen und Träger .....</b>	<b>162</b>
<b>7.7.4 Riegel-Stützen-Anschlüsse .....</b>	<b>162</b>
<b>7.7.5 Bedingungen für Vernachlässigung der Verbundwirkung in Trägern mit Betonplatten .....</b>	<b>162</b>
<b>7.8 Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von konzentrischen Verbänden in Verbundbauweise .....</b>	<b>163</b>
<b>7.8.1 Besondere Kriterien .....</b>	<b>163</b>
<b>7.8.2 Berechnung .....</b>	<b>163</b>
<b>7.8.3 Diagonalstreben .....</b>	<b>163</b>
<b>7.8.4 Riegel und Stützen .....</b>	<b>163</b>
<b>7.9 Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von Rahmen mit exzentrischen Verbänden in Verbundbauweise .....</b>	<b>163</b>
<b>7.9.1 Besondere Kriterien .....</b>	<b>163</b>
<b>7.9.2 Berechnung .....</b>	<b>163</b>
<b>7.9.3 Verbinder .....</b>	<b>163</b>
<b>7.9.4 Tragwerksteile ohne integrierte Verbinder .....</b>	<b>164</b>
<b>7.10 Auslegungskriterien für Verbundtragsysteme mit Schubwänden aus Stahlbeton in Verbund mit Stahlbauteilen .....</b>	<b>164</b>
<b>7.10.1 Besondere Kriterien .....</b>	<b>164</b>
<b>7.10.2 Berechnung .....</b>	<b>166</b>
<b>7.10.3 Regeln für bauliche Durchbildung von Verbundwänden der Duktilitätsklasse DCM .....</b>	<b>166</b>
<b>7.10.4 Regeln für bauliche Durchbildung von Koppelträgern der Duktilitätsklasse DCM .....</b>	<b>167</b>
<b>7.10.5 Zusätzliche Anforderungen für die Duktilitätsklasse DCH .....</b>	<b>167</b>
<b>7.11 Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von Verbundtragwerken mit Schubfeldern aus Stahl .....</b>	<b>167</b>
<b>7.11.1 Besondere Kriterien .....</b>	<b>167</b>
<b>7.11.2 Berechnung .....</b>	<b>167</b>
<b>7.11.3 Regeln für bauliche Durchbildung .....</b>	<b>167</b>
<b>7.12 Prüfung des Entwurfs und Ausführungskontrolle .....</b>	<b>168</b>
<b>8 Besondere Regeln für Holzbauten .....</b>	<b>168</b>
<b>8.1 Allgemeines .....</b>	<b>168</b>
<b>8.1.1 Anwendungsbereich .....</b>	<b>168</b>
<b>8.1.2 Definitionen .....</b>	<b>168</b>
<b>8.1.3 Auslegungskonzepte .....</b>	<b>169</b>
<b>8.2 Baustoffe und Eigenschaften von dissipativen Bereichen .....</b>	<b>169</b>
<b>8.3 Duktilitätsklassen und Verhaltensbeiwerte .....</b>	<b>170</b>
<b>8.4 Tragwerksberechnung .....</b>	<b>171</b>
<b>8.5 Regeln für die bauliche Durchbildung .....</b>	<b>172</b>
<b>8.5.1 Allgemeines .....</b>	<b>172</b>
<b>8.5.2 Regeln für die bauliche Durchbildung von Verbindungen .....</b>	<b>172</b>
<b>8.5.3 Regeln für die bauliche Durchbildung von horizontalen Scheiben .....</b>	<b>172</b>
<b>8.6 Sicherheitsnachweise .....</b>	<b>173</b>
<b>8.7 Kontrolle von Entwurf, Berechnung und Ausführung .....</b>	<b>173</b>

**DIN EN 1998-1:2010-12****EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)**

Seite

<b>9</b>	<b>Besondere Regeln für Mauerwerksbauten.....</b>	<b>173</b>
9.1	Anwendungsbereich .....	173
9.2	Baustoffe und Ausführung .....	174
9.2.1	Mauersteinarten .....	174
9.2.2	Mindestfestigkeit von Mauersteinen.....	174
9.2.3	Mörtel .....	174
9.2.4	Mauerwerksverbund .....	174
9.3	Bauwerkstypen und Verhaltensbeiwerte .....	174
9.4	Tragwerksberechnung .....	175
9.5	Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln .....	176
9.5.1	Allgemeines .....	176
9.5.2	Zusätzliche Anforderungen für unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1998-1 .....	177
9.5.3	Zusätzliche Anforderungen für eingefasstes Mauerwerk .....	177
9.5.4	Zusätzliche Anforderungen für bewehrtes Mauerwerk.....	178
9.6	Sicherheitsnachweise .....	179
9.7	Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ .....	179
9.7.1	Allgemeines .....	179
9.7.2	Regeln .....	179
<b>10</b>	<b>Basisisolierung .....</b>	<b>181</b>
10.1	Anwendungsbereich .....	181
10.2	Definitionen .....	181
10.3	Grundlegende Anforderungen .....	183
10.4	Konformitätskriterien .....	183
10.5	Grundlegende Bemessungsvorgaben.....	183
10.5.1	Grundlegende Vorgaben für die Isolierungsvorrichtungen .....	183
10.5.2	Einschränkung unerwünschter Bewegungen .....	184
10.5.3	Kontrolle relativer Bodenverschiebungen .....	184
10.5.4	Kontrolle von Verschiebungen relativ zu benachbartem Untergrund und benachbarten Bauwerken.....	184
10.5.5	Entwurf und Auslegung basisisolierter Bauwerke.....	184
10.6	Erdbebeneinwirkung .....	185
10.7	Verhaltensbeiwert.....	185
10.8	Eigenschaften des Isolierungssystems .....	185
10.9	Tragwerksberechnung .....	186
10.9.1	Allgemeines .....	186
10.9.2	Äquivalente lineare Berechnung.....	186
10.9.3	Lineare Näherungsberechnung.....	187
10.9.4	Modale lineare Näherungsberechnung .....	188
10.9.5	Zeitschrittberechnung .....	189
10.9.6	Nichttragende Bauteile.....	189
10.10	Sicherheitsnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	189
<b>Anhang A (informativ) Elastisches Verschiebungsspektrum.....</b>		<b>190</b>
<b>Anhang B (informativ) Ermittlung der Zielverschiebung für nichtlineare statische (pushover) Berechnung .....</b>		<b>192</b>
<b>Anhang C (normativ) Entwurf und Bemessung von Betonplatten in Stahl-Beton-Verbundträgern im Bereich von Riegel-Stützen-Anschlüssen biegesteifer Rahmen.....</b>		<b>196</b>

## **Vorwort**

Dieses Dokument (EN 1998-1:2004 + AC:2009) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Structural Eurocodes“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird. CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus zuständig.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Juni 2005, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Dieses Dokument ersetzt ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994, ENV 1998-1-3:1995.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

## **Hintergrund des Eurocode-Programms**

Im Jahre 1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaften, für das Bauwesen ein Programm auf der Grundlage des Artikels 95 der Römischen Verträge durchzuführen. Das Ziel des Programms war die Beseitigung technischer Handelshemmisse und die Harmonisierung technischer Normen.

Im Rahmen dieses Programms leitete die Kommission die Bearbeitung von harmonisierten technischen Regelwerken für die Tragwerksplanung von Bauwerken ein, die im ersten Schritt als Alternative zu den in den Mitgliedsländern geltenden Regeln dienen und schließlich diese ersetzen sollten.

15 Jahre lang leitete die Kommission mit Hilfe eines Steuerkomitees mit Repräsentanten der Mitgliedsländer die Entwicklung des Eurocode-Programms, das zu der ersten Eurocode-Generation in den 80er Jahren führte.

Im Jahre 1989 entschieden sich die Kommission und die Mitgliedsländer der Europäischen Union und der EFTA, die Entwicklung und Veröffentlichung der Eurocodes über eine Reihe von Mandaten an CEN zu übertragen, damit diese den Status von Europäischen Normen (EN) erhielten. Grundlage war eine Vereinbarung<sup>1)</sup> zwischen der Kommission und CEN. Dieser Schritt verknüpft die Eurocodes de facto mit den Regelungen der Ratsrichtlinien und Kommissionsentscheidungen, die Europäischen Normen behandeln (z. B. die Ratsrichtlinie 89/106/EWG zu Bauprodukten, die Bauproduktenrichtlinie, die Ratsrichtlinien 93/37/EWG).

---

1) Vereinbarung zwischen der Kommission der Europäischen Gemeinschaft und dem Europäischen Komitee für Normung (CEN) zur Bearbeitung der Eurocodes für die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken.

92/50/EWG und 89/440/EWG zur Vergabe öffentlicher Aufträge und Dienstleistungen und die entsprechenden EFTA-Richtlinien, die zur Einrichtung des Binnenmarktes eingeleitet wurden).

Das Eurocode-Programm umfasst die folgenden Normen, die in der Regel aus mehreren Teilen bestehen:

EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke*

EN 1992, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*

EN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*

EN 1994, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton*

EN 1995, *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauwerken*

EN 1996, *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*

EN 1997, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*

EN 1998, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN 1999, *Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumbauten*

Die Europäischen Normen berücksichtigen die Zuständigkeit der Behörden der jeweiligen Mitgliedsländer bei der nationalen Festlegung sicherheitsbezogener Werte, so dass diese Werte von Land zu Land unterschiedlich sein können.

## Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes

Die Mitgliedsländer der EU und EFTA betrachten die Eurocodes als Bezugsdokumente für folgende Zwecke:

- als Mittel zum Nachweis der Übereinstimmung der Hoch- und Ingenieurbauten mit den wesentlichen Anforderungen der Richtlinie des Rates 89/106/EWG (Bauproduktenrichtlinie), besonders mit der wesentlichen Anforderung Nr. 1: Mechanische Festigkeit und Standsicherheit und der wesentlichen Anforderung Nr. 2: Brandschutz;
- als Grundlage für die Spezifizierung von Verträgen für die Ausführung von Bauwerken und dazu erforderlichen Ingenieurleistungen;
- als Rahmenbedingung für die Erstellung harmonisierter, technischer Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs).

Die Eurocodes haben, da sie sich auf Bauwerke beziehen, eine direkte Verbindung zu den Grundlagendokumenten<sup>2)</sup>, auf die in Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hingewiesen wird, wenn sie auch anderer Natur als die harmonisierten Produktnormen<sup>3)</sup> sind.

---

2) Entsprechend Artikel 3.3 der Bauproduktenrichtlinie sind die wesentlichen Angaben in Grundlagendokumenten zu konkretisieren, um damit die notwendigen Verbindungen zwischen den wesentlichen Anforderungen und den Mandaten für die Erstellung harmonisierter Europäischer Normen und Richtlinien für die europäische Zulassung selbst zu schaffen.

3) Nach Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hat das Grundlagendokument

- a) die wesentliche Anforderung zu konkretisieren, indem die Begriffe und, soweit erforderlich, die technische Grundlage für Klassen und Anforderungshöhen vereinheitlicht werden,
- b) Methoden zur Verbindung dieser Klasse oder Anforderungshöhen mit technischen Spezifikationen anzugeben, z. B. rechnerische Verfahren oder Prüfverfahren, Entwurfsregeln,
- c) als Bezugsdokument für die Erstellung harmonisierter Normen oder Richtlinien für Europäische Technische Zulassungen zu dienen.

Die Eurocodes spielen de facto eine ähnliche Rolle für die wesentliche Anforderung Nr 1 und einen Teil der wesentlichen Anforderung Nr 2.

Daher sind technische Gesichtspunkte, die sich aus den Eurocodes ergeben, von den Technischen Komitees des CEN und den Arbeitsgruppen von EOTA, die an Produktnormen arbeiten, zu beachten, damit diese Produktnormen mit den Eurocodes kompatibel sind.

Die Eurocodes enthalten allgemeine Regeln für die Ausführung von althergebrachten und neuartigen Bauwerken und Teilen von Bauwerken. Nicht gebräuchliche Konstruktionsarten oder Ausführungsbedingungen sind durch die Regelungen nicht abgedeckt, so dass der Planer gegebenenfalls zusätzliche Fachleute zu Rate ziehen muss.

## Nationale Fassungen der Eurocodes

Die nationale Fassung eines Eurocodes enthält den vollständigen Text des Eurocodes (einschließlich aller Anhänge), so wie von CEN veröffentlicht. Zusätzlich kann eine nationale Titelseite, ein nationales Vorwort oder ein nationaler Anhang enthalten sein.

Der nationale Anhang darf nur Hinweise zu den Parametern geben, die im Eurocode für nationale Entscheidungen offen gelassen wurden. Diese national festzulegenden Parameter gelten für die Tragwerksplanung von Hoch- und Ingenieurbauten in dem Land, in dem sie erstellt werden. Sie umfassen:

- Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte und/oder Klassen, wo die Eurocodes Alternativen eröffnen,
- Zahlenwerte, wo die Eurocodes nur Symbole angeben,
- landesspezifische, geographische und klimatische Daten, die nur für ein Mitgliedsland gelten, z. B. Schneekarten;
- Vorgehensweisen, wenn die Eurocodes mehrere zur Wahl anbieten;
- Vorschriften zur Verwendung der informativen Anhänge,
- Verweise zu nicht im Widerspruch zu den Eurocodes stehenden erläuternden Informationen.

## Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs)

Es besteht die Notwendigkeit, dass die harmonisierten technischen Spezifikationen für Bauprodukte und die technischen Regelungen für die Tragwerksplanung<sup>4)</sup> konsistent sind. Außerdem muss das CE-Zeichen an Bauprodukten, die sich auf Eurocodes beziehen, klar erkennen lassen, welche national festzulegenden Parameter zugrunde liegen.

## Zusatzinformationen für EN 1998-1

Der Geltungsbereich der Reihe EN 1998 wird in 1.1.1, der Geltungsbereich dieses Teils der Reihe EN 1998 wird in 1.1.2 definiert. Weitere Teile der Reihe EN 1998 sind in 1.1.3 aufgelistet.

EN 1998-1 entstand aus der Zusammenführung von ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994 und ENV 1998-1-3:1995. Wie in 1.1.1 erwähnt, muss darauf geachtet werden, dass für die Auslegung von Bauwerken in Erdbebengebieten die Vorschriften der Reihe EN 1998 zusätzlich zu den Vorschriften der anderen einschlägigen Reihen EN 1990 bis EN 1997 und EN 1999 anzuwenden sind.

---

4) Siehe Artikel 3.3 und Art. 12 der Bauproduktenrichtlinie ebenso wie die Abschnitte 4.2, 4.3.1, 4.3.2 und 5.2 des Grundlagendokumentes Nr. 1.

Ein grundlegendes Thema in EN 1998-1 ist die Definition der Erdbebeneinwirkung. Wegen der großen Unterschiede bezüglich der Erdbebengefährdung und der seismogenetischen Gegebenheiten in den verschiedenen Mitgliedsländern wird die Erdbebeneinwirkung hier in allgemeiner Form definiert. Die Definition lässt verschiedene Werte für national festgelegte Parameter (NDP) zu, die in den nationalen Anhängen bestätigt oder modifiziert werden sollten.

Es wird jedoch davon ausgegangen, dass durch die Verwendung eines gemeinsamen Grundmodells zur Darstellung der Erdbebeneinwirkung in EN 1998-1 ein wichtiger Schritt im Sinne einer Harmonisierung der Normen gelungen ist.

EN 1998-1 enthält in dem Mauerwerksbauten betreffenden Abschnitt besondere Vorschriften, die die Bemessung von „einfachen Mauerwerksbauten“ vereinfachen.

## Nationaler Anhang für EN 1998-1

Anmerkungen in dieser Norm weisen darauf hin, wo für alternative Verfahren, Werte und Empfehlungen für Klassen nationale Festlegungen getroffen werden können. Deshalb sollte die nationale Norm zur Umsetzung von EN 1998-1 einen Nationalen Anhang haben, der alle national festgelegten Parameter enthält, die für die Auslegung von Hoch- und Ingenieurbauten in dem betreffenden Land zu verwenden sind.

Nationale Festlegungen sind in EN 1998-1:2004 über folgende Abschnitte erlaubt:

Bezug	Gegenstand
1.1.2(7)	Informative Anhänge A und B.
2.1(1)P	Referenz-Wiederkehrperiode $T_{NCR}$ der Erdbebeneinwirkung für die Forderung nach Standsicherheit (oder gleichwertig, Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren, $P_{NCR}$ ).
2.1(1)P	Referenz-Wiederkehrperiode $T_{DLR}$ der Erdbebeneinwirkung für die Forderung nach Schadensbegrenzung (oder gleichwertig, Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit in 10 Jahren, $P_{DLR}$ ).
3.1.1(4)	Bedingungen, damit Baugrunduntersuchungen zusätzlich zu denjenigen, die für nichtseismische Einwirkungen notwendig sind, entfallen können und vordefinierte Baugrundklassen verwendet werden dürfen.
3.1.2(1)	Baugrundklassifizierungsschema zur Berücksichtigung des geologischen Untergrunds, einschließlich der Werte für die Parameter $S$ , $T_B$ , $T_C$ und $T_D$ zur Definition von horizontalen und vertikalen elastischen Antwortspektren nach <b>3.2.2.2</b> und <b>3.2.2.3</b> .
3.2.1(1), (2), (3)	Erdbebenzonenkarten mit zugehörigen Referenz-Bodenbeschleunigungen.
3.2.1(4)	Fälle geringer Seismizität.
<b>[AC]</b> 3.2.1(5)P <b>[AC]</b>	Fälle sehr geringer Seismizität.
3.2.2.1(4), <b>[AC]</b> 3.2.2.2(2)P <b>[AC]</b>	Parameter $S$ , $T_B$ , $T_C$ , $T_D$ zur Definition der Form von horizontalen elastischen Antwortspektren.
3.2.2.3(1)P	Parameter $a_{vg}$ , $T_B$ , $T_C$ , $T_D$ zur Definition der Form von vertikalen elastischen Antwortspektren.
3.2.2.5(4)P	Beiwert $\beta$ für den unteren Grenzwert von Bemessungs-Spektralwerten.
4.2.3.2(8)	Verweis auf Definitionen des Steifigkeitsmittelpunktes und des Torsionsradius für mehrgeschossige Gebäude, welche die Bedingungen (a) und (b) in <b>4.2.3.2(8)</b> erfüllen bzw. nicht erfüllen.
4.2.4(2)P	Werte von $\varphi$ für Hochbauten.

Bezug	Gegenstand
4.2.5(5)P	Bedeutungsbeiwert $\gamma_1$ für Hochbauten.
4.3.3.1(4)	Entscheidung ob nichtlineare Berechnungsmethoden für die Auslegung nicht schwingungsisolierter Gebäude verwendet werden dürfen. Verweis auf das Deformationsvermögen von Bauteilen und die zugeordneten Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Auslegung oder Evaluierung auf Basis nichtlinearer Berechnungsmethoden.
4.3.3.1(8)	Grenzwert des Bedeutungsbeiwerts $\gamma_1$ , bis zu dem die Berechnung mit zwei ebenen Modellen zulässig ist.
4.4.2.5(2)	Beiwert für die $\text{AC}$ Überfestigkeit $\gamma_d$ $\text{AC}$ von horizontalen Scheiben.
4.4.3.2(2)	Abminderungsbeiwert $v$ für Verformungen beim Nachweis der Begrenzung von Schäden.
$\text{AC}$ 5.2.1(5)P $\text{AC}$	Duktilitätsklassen für Betonbauten.
5.2.2.2(10)	$q_0$ -Wert für Betonbauten, die einem besonderen Qualitätssicherungsplan unterliegen.
$\text{AC}$ 5.2.4(3) $\text{AC}$	Materialsicherheitsbeiwerte für Betonbauten in der Erdbebenbemessungssituation.
5.4.3.5.2(1)	Minimale Netzbewehrung großer leichtbewehrter Stahlbetonwände.
5.8.2(3)	Minimale Querschnittsabmessungen von Betonfundamentbalken.
5.8.2(4)	Minimale Dicke und Bewehrungsgrad von Betonfundamentplatten.
5.8.2(5)	Minimaler Bewehrungsgrad von Betonfundamentbalken.
5.11.1.3.2(3)	Duktilitätsklasse von vorgefertigten Wandscheibensystemen.
5.11.1.4	$\text{AC}$ Abminderungsbeiwerte $k_p$ der Verhaltensbeiwerte von vorgefertigten Tragwerken $\text{AC}$ .
5.11.1.5(2)	Erdbebeneinwirkung während der Errichtung von Bauwerken aus Fertigteilen.
5.11.3.4(7)e)	Minimale Längsbewehrung in vermortelten Verbindungen von großen Wandscheiben.
$\text{AC}$ 6.1.2(1)P $\text{AC}$	Höchstwert von $q$ anwendbar für das Auslegungskonzept für niedrig-dissipatives Tragwerksverhalten; Einschränkung der anwendbaren Auslegungskonzepte; regionale Einschränkungen für die Wahl der anwendbaren Duktilitätsklassen für Bauwerke aus Stahl.
6.1.3(1)	Materialsicherheitsbeiwerte für Stahlbauten in der Erdbeben-Bemessungssituation.
6.2(3)	Überfestigkeitsbeiwert für die Kapazitätsbemessung von Stahlbauten.
6.2(7)	Angaben zur Verwendung von $\text{AC}$ EN 1993-1-10:2005 $\text{AC}$ bei der Erdbebenbemessung.
6.5.5(7)	Hinweise auf ergänzende Regeln für zulässige Anschlussbemessung.
6.7.4(2)	Überkritische Resttragfähigkeit von knickgefährdeten Druckdiagonalen in Stahl-Rahmentragwerken mit V-Verbänden.
$\text{AC}$ 7.1.2(1)P $\text{AC}$	Höchstwert von $q$ für das Auslegungskonzept für niedrig-dissipatives Tragwerksverhalten; Einschränkungen der anwendbaren Auslegungskonzepte; regionale Einschränkungen für die Wahl der anwendbaren Duktilitätsklassen für Verbundtragwerke aus Stahl und Beton.
7.1.3(1), (3)	Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffe in Verbundtragwerken aus Stahl und Beton bei der Erdbebenbemessung.

<b>Bezug</b>	<b>Gegenstand</b>
7.1.3(4)	Überfestigkeitsfaktoren für die Kapazitätsbemessung von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton.
7.7.2(4)	Abminderungsfaktor für die Steifigkeit des Betonteils von Verbundstützenquerschnitten.
AC 8.3(1)P AC	Duktilitätsklassen für Holzbauten.
9.2.1(1)	Typen von Mauerwerkssteinen mit ausreichender Robustheit.
9.2.2(1)	Mindestfestigkeit von Mauerwerkssteinen.
9.2.3(1)	Mindestfestigkeit des Mörtels in Mauerwerksbauten.
9.2.4(1)	Alternative Klassen von Stoßfugen in Mauerwerk
9.3(2)	Verwendung unbewehrten Mauerwerks, das allein den Vorschriften von EN 1996 genügt.
9.3(2)	Effektive Mindestdicke unbewehrter Mauerwerkswände die allein den Vorschriften von EN 1996 genügen.
9.3(3)	Größtwert der Bodenbeschleunigung für die Verwendung unbewehrten Mauerwerks, das die Vorschriften von EN 1998-1 erfüllt.
9.3(4), Tabelle 9.1	$q$ -Beiwerte in Mauerwerksbauten.
9.3(4), Tabelle 9.1	$q$ -Beiwerte für Bauten mit Mauerwerkssystemen, mit erhöhter Duktilität.
9.5.1(5)	Geometrische Anforderungen für Schubwände aus Mauerwerk.
9.6(3)	Materialsicherheitsbeiwerte für Mauerwerksbauten in der Erdbebenbemessungssituation.
9.7.2(1)	Maximal zulässige Anzahl der Geschosse und Mindestfläche der Schubwände für „einfache Mauerwerksbauten“.
9.7.2(2)b)	Mindest-Seitenverhältnis im Grundriss für „einfache Mauerwerksbauten“.
9.7.2(2)c)	Größtwert von Deckenrücksprüngen im Grundriss für „einfache Mauerwerksbauten“.
9.7.2(5)	Größter zulässiger Unterschied der Masse und der Wandfläche benachbarter Geschosse bei „einfachen Mauerwerksbauten“.
10.3(2)P	Vergrößerungsfaktor der erdbebenbedingten Verschiebungen für die Auslegung von Einrichtungen zur Schwingungsisolierung.

## 1 Allgemeines

### 1.1 Anwendungsbereich

#### 1.1.1 Anwendungsbereich der Reihe EN 1998

(1)P Die Reihe EN 1998 gilt für Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten. Das Ziel ist sicherzustellen, dass bei Erdbeben:

- menschliches Leben geschützt ist;
- Schäden begrenzt bleiben und
- wichtige Bauwerke zum Schutz der Bevölkerung funktionstüchtig bleiben.

**ANMERKUNG** Aufgrund der zufälligen Natur von Erdbeben und beschränkter Mittel kann den Auswirkungen nur teilweise und quantifiziert mit wahrscheinlichkeitstheoretischen Methoden begegnet werden. Der Umfang des Schutzes, der in den verschiedenen Bauwerkskategorien angeboten und nur wahrscheinlichkeitstheoretisch erfasst werden kann, hängt von der optimalen Zuteilung der Mittel ab und wird erwartungsgemäß von Land zu Land unterschiedlich sein, je nach Bedeutung des Erdbebenrisikos im Vergleich zu Risiken anderen Ursprungs und den allgemeinen wirtschaftlichen Möglichkeiten.

(2)P Sonderbauwerke, wie z. B. Kernkraftwerke, Off-Shore-Bauwerke und große Talsperren, fallen nicht in den Anwendungsbereich der Reihe EN 1998.

(3)P Die Reihe EN 1998 enthält nur diejenigen Vorschriften, die neben den Vorschriften der anderen einschlägigen Eurocodes bei der Auslegung von Bauwerken in Erdbebengebieten eingehalten werden müssen. Die Norm ergänzt in dieser Hinsicht die anderen Eurocodes.

(4) Die Reihe EN 1998 ist in verschiedene getrennte Teile untergliedert (siehe **1.1.2** und **1.1.3**).

#### 1.1.2 Anwendungsbereich von EN 1998-1

(1) EN 1998-1 gilt für die Auslegung von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten. Sie ist in 10 Abschnitte unterteilt, wovon einige speziell der Auslegung von Hochbauten gewidmet sind.

(2) Abschnitt **2** von EN 1998-1 enthält die grundsätzlichen Leistungsanforderungen und die Übereinstimmungskriterien, die für Bauwerke des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten gelten.

(3) Abschnitt **3** von EN 1998-1 gibt die Regeln für die Darstellung von Erdbebeneinwirkungen und für ihre Kombination mit anderen Einwirkungen an. Für bestimmte Tragwerksarten, die in EN 1998-2 bis EN 1998-6 behandelt werden, sind ergänzende Regeln erforderlich, die in diesen Teilen enthalten sind.

(4) Abschnitt **4** von EN 1998-1 enthält allgemeine Auslegungsregeln, die sich speziell auf Hochbauten beziehen.

(5) Die Abschnitte **5** bis **9** von EN 1998-1 enthalten besondere Vorschriften für verschiedene Baustoffe und Bauteile, die speziell für Hochbauten von Belang sind:

- Teil **5**: Besondere Regeln für Betonbauten;
- Teil **6**: Besondere Regeln für Stahlbauten;
- Teil **7**: Besondere Regeln für Verbundbauwerke aus Stahl und Beton;
- Teil **8**: Besondere Regeln für Holzbauten;
- Teil **9**: Besondere Regeln für Mauerwerksbauten.

(6) Abschnitt **10** von EN 1998-1 enthält grundsätzliche Anforderungen und andere einschlägige Aspekte für Auslegung und Sicherheit von schwingungsisolierten Tragwerken und speziell von schwingungsisolierten Hochbauten.

**ANMERKUNG** Besondere Regeln zur Schwingungsisolierung von Brücken werden in EN 1998-2 entwickelt.

(7) Anhang C enthält zusätzliche Angaben für die Erdbebenbemessung der Deckenbewehrung bei Verbundträgern aus Stahl und Beton in Träger-Stützen-Anschlüssen von biegesteifen Rahmen.

**ANMERKUNG** Die informativen Anhänge A und B von EN 1998-1 enthalten zusätzliche Angaben für das elastische Verschiebungsspektrum und die Zielverschiebung für „Pushover“-Berechnungen.

### **1.1.3 Weitere Teile der Reihe EN 1998**

(1)P Weitere Teile der Reihe EN 1998 enthalten, zusätzlich zu EN 1998-1, Folgendes:

EN 1998-2 enthält besondere Vorschriften für Brücken;

EN 1998-3 enthält Vorschriften für die Beurteilung und Verbesserung der Erdbebensicherheit bestehender Hochbauten;

EN 1998-4 enthält besondere Vorschriften für Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen;

EN 1998-5 enthält besondere Vorschriften betreffend Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte;

EN 1998-6 enthält besondere Vorschriften für Türme, Masten und Schornsteine.

## **1.2 Normative Verweisungen**

(1)P 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).

### **1.2.1 Allgemeine Bezugsnormen**

EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeines — Gemeinsame Regeln für Hochbauten und Bauwerke des Konstruktiven Ingenieurbaus*

EN 1993-1-1, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeines — Allgemeine Regeln*

EN 1994-1-1, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-1: Allgemeines — Gemeinsame Regeln und Regeln für Hochbauten*

EN 1995-1-1, *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauwerken — Teil 1-1: Allgemeines — Gemeinsame Regeln und Regeln für Hochbauten*

EN 1996-1-1, *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten — Teil 1-1: Allgemeines — Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*

EN 1997-1, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln*

## 1.2.2 Bezugsnormen und Richtlinien

(1)P Bei der Anwendung der Reihe EN 1998 muss der Bezug zu EN 1990 bis EN 1997 und zu EN 1999 beachtet werden.

(2) Die Reihe EN 1998 beinhaltet andere normative Referenztexte, die an den einschlägigen Stellen im Text zitiert werden. Sie werden anschließend zusammengestellt:

ISO 1000, *The international systems of units (SI) and its application*

AC EN 1090-2, *Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken — Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken* AC

AC EN 1993-1-8, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen* AC

AC EN 1993-1-10, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-10: „Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung* AC

prEN 12512, *Holzbauwerke — Prüfverfahren — Zyklische Prüfungen von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln*

## 1.3 Annahmen

(1) Zusätzlich zu den allgemeinen Annahmen in EN 1990:2002, 1.3, gilt folgende Annahme.

(2)P Es wird angenommen, dass das Tragwerk weder in der Bauphase noch während seiner Lebensdauer geändert wird, es sei denn, es wird eine geeignete Begründung und ein ebensolcher Nachweis geliefert. Wegen der besonderen Art der Erdbebenantwort gilt dies sogar im Fall von Änderungen, die eine Erhöhung des Tragwiderstands bewirken.

## 1.4 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln

(1) Es gelten die Regeln von EN 1990:2002, 1.4.

## 1.5 Begriffe

### 1.5.1 Allen Eurocodes gemeinsame Begriffe

(1) Es gelten die Begriffe nach EN 1990:2002, 1.5.

### 1.5.2 AC Weitere Begriffe, die in EN 1998-1 verwendet werden AC

(1) Die folgenden Begriffe werden in der Normenreihe EN 1998 mit der folgenden Bedeutung verwendet:

#### Verhaltensbeiwert

Beiwert, der bei der Bemessung zur Reduzierung der durch lineare Berechnung ermittelten Kräfte verwendet wird, um der nichtlinearen Antwort eines Tragwerks in Abhängigkeit von Baustoff, Tragsystem und dem verwendeten Bemessungsverfahren Rechnung zu tragen

#### AC Kapazitätsbemessung AC

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

**dissipatives Tragwerk**

Tragwerk, das in der Lage ist, durch duktiles hysteretisches Verhalten und/oder auf andere Art und Weise Energie zu dissipieren

**dissipative Bereiche**

vorher festgelegte Teile eines dissipativen Tragwerks, in denen sich die Fähigkeit zur Energiedissipation vorwiegend konzentriert

ANMERKUNG 1 Diese werden auch kritische Bereiche genannt.

**dynamisch unabhängige Einheit**

Tragwerk oder Teil eines Tragwerks, das direkt der Bodenbewegung unterworfen ist und dessen Antwort nicht durch die Antwort der angrenzenden Einheiten oder Tragwerke beeinflusst wird

**Bedeutungsbeiwert**

Beiwert, der die Folgen eines Tragwerksversagens widerspiegelt

**nichtdissipatives Tragwerk**

Tragwerk, das für eine bestimmte Erdbeben-Bemessungssituation ohne Berücksichtigung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens bemessen ist

**nichttragendes Bauteil**

architektonisches, mechanisches oder elektrisches Bauteil, System und Komponente, welches bei der Erdbebenauslegung entweder aufgrund fehlender Festigkeit oder wegen der Art und Weise seiner Verbindung mit dem Bauwerk nicht als lastabtragendes Bauteil betrachtet wird

**primäre seismische Bauteile**

Bauteile, die als Teil der Tragstruktur, die der Erdbebeneinwirkung widersteht, betrachtet werden, bei der Berechnung für die Erdbeben-Bemessungssituation modellmäßig erfasst und nach den Regeln von EN 1998 für Erdbebenwiderstand vollständig bemessen und durchkonstruiert werden

**sekundäre seismische Bauteile**

Bauteile, die nicht als Teil der Tragstruktur, die der Erdbebeneinwirkung widersteht, betrachtet werden und deren Festigkeit und Steifigkeit gegenüber Erdbebeneinwirkungen vernachlässigt werden

ANMERKUNG 2 Sie brauchen nicht allen Anforderungen der Reihe EN 1998 zu genügen, ihre Auslegung und konstruktive Durchbildung muss jedoch die Aufnahme der Beanspruchung aus Gewichtslasten beim Auftreten der Verschiebungen in der Erdbeben-Bemessungssituation sicherstellen.

## 1.6 Formelzeichen

### 1.6.1 Allgemeines

(1) Es gelten die Formelzeichen nach EN 1990:2002, **1.6**. Für die werkstoffabhängigen Zeichen und auch für Zeichen, die nicht erdbebenspezifisch sind, gelten die Festlegungen der einschlägigen Eurocodes.

(2) Weitere Zeichen, die in Verbindung mit Erdbebeneinwirkungen verwendet werden, werden zur leichteren Anwendung in dem Text definiert, in dem sie auftreten. Die in EN 1998-1 am häufigsten vorkommenden Zeichen sind jedoch zusätzlich in **1.6.2** und **1.6.3** zusammengestellt und definiert.

### 1.6.2 Weitere in den Abschnitten 2 und 3 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1

$A_{Ed}$	Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung ( $= \gamma \cdot A_{Ek}$ );
$A_{Ek}$	charakteristischer Wert der Erdbebeneinwirkung für die Referenz-Wiederkehrperiode;
$E_d$	Bemessungswert der Beanspruchung;
$N_{SPT}$	Schlagzahl beim Standard Penetration Test;

$P_{NCR}$	Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren der Referenz-Erdbebeneinwirkung für die Standsicherheitsbedingung;
$Q$	veränderliche Einwirkung;
$S_e(T)$	elastisches horizontales Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum, auch „elastisches Antwortspektrum“ genannt. Für $T = 0$ entspricht die angegebene Spektralbeschleunigung der Be- messungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A multipliziert mit dem Bodenparameter $S$ ;
$S_{ve}(T)$	elastisches vertikales Antwortspektrum der Bodenbeschleunigung;
$S_{De}(T)$	elastisches Verschiebungsantwortspektrum;
$S_d(T)$	<b>[AC]</b> Bemessungsspektrum (für lineare Berechnungen). <b>[AC]</b>
$S$	Bodenparameter;
$T$	Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers;
$T_s$	Dauer des stationären Teils der seismischen Bewegung;
$T_{NCR}$	Referenz-Wiederkehrperiode der Referenz-Erdbebeneinwirkung für die Standsicherheitsbedin- gung;
$a_{gR}$	Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A;
$a_g$	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A;
$a_{vg}$	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung in vertikaler Richtung;
$c_u$	undränierte Scherfestigkeit des Bodens;
$d_g$	Bemessungswert der Bodenverschiebung;
$g$	Erdbeschleunigung;
$q$	Verhaltensbeiwert;
$v_{s,30}$	durchschnittlicher Wert der Scherwellengeschwindigkeit in den oberen 30 m des Bodenprofils bei Schubverzerrungen von höchstens $10^{-5}$ ;
$\gamma_1$	Bedeutungsbeiwert;
$\eta$	Dämpfungs-Korrekturbeiwert;
$\xi$	viskoses Dämpfungsverhältnis (in Prozent);
$\psi_{2,i}$	Kombinationsbeiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung $i$ ;
$\psi_{E,i}$	Kombinationsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung $i$ , der bei der Bestimmung der Be- anspruchungsgrößen für die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung zu verwenden ist.

### 1.6.3 Weitere im Abschnitt 4 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1

$E_E$	Auswirkungen infolge der Erdbebeneinwirkung;
$E_{Edx}, E_{Edy}$	Bemessungswerte der Auswirkungen infolge der Horizontalalkomponenten ( $x$ und $y$ ) der Erdbeben- einwirkung;
$E_{Edz}$	Bemessungswerte der Auswirkungen infolge der Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung;
$F_i$	horizontale Erdbebenkraft am Stockwerk $i$ ;
$F_a$	horizontale Erdbebenkraft auf ein nichttragendes Bauteil;
$F_b$	Gesamterdbebenkraft;
$H$	Gebäudehöhe ab Fundament oder ab Oberkante eines starren Kellergeschosses;
$L_{\max}, L_{\min}$	größere und kleinere der rechtwinklig zueinander gemessenen Grundrissabmessungen eines Gebäudes;

**DIN EN 1998-1:2010-12**  
**EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)**

$R_d$	Bemessungswert des Widerstands;
$S_a$	Erdbebenbeiwert für nichttragende Bauteile;
$T_1$	Grundschwingungsdauer eines Bauwerks;
$T_a$	Grundschwingungsdauer eines nichttragenden Bauteils;
$W_a$	Gewicht eines nichttragenden Bauteils;
$d$	Verschiebung;
$d_r$	Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung;
$e_a$	zufällige Ausmittigkeit des Massenmittelpunkts eines Stockwerks bezogen auf seine planmäßige Lage;
$h$	Geschoss Höhe;
$m_i$	Masse des Stockwerks $i$ ;
$n$	Anzahl der Geschosse über der Gründungsebene oder der Oberkante eines starren Kellergeschosses;
$q_a$	Verhaltensbeiwert eines nichttragenden Bauteils;
$q_d$	Verschiebungs-Verhaltensbeiwert;
$s_i$	Verschiebung der Masse $m_i$ in der Grundeigenform eines Bauwerks;
$z_i$	Höhenlage der Masse $m_i$ über der Angriffsebene der Erdbebeneinwirkung;
$\alpha$	Verhältnis des Bemessungswertes der Bodenbeschleunigung zur Erdbeschleunigung;
$\gamma_a$	Bedeutungsbeiwert eines nichttragenden Bauteils;
$\gamma_d$	Überfestigkeitsbeiwert für Deckenscheiben;
$\theta$	Empfindlichkeitsbeiwert für gegenseitige Stockwerksverschiebungen.

#### 1.6.4 Weitere im Abschnitt 5 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1

$A_c$	Querschnittsfläche des Betonbauteils;
$A_{sh}$	Gesamtquerschnittsfläche der Umschnürungsbügel in einem Balken-Stützen-Knoten;
$A_{si}$	Gesamtquerschnittsfläche der Bewehrung in jeder Diagonalrichtung eines Koppelbalkens;
$A_{st}$	Fläche eines Schenkels der Querbewehrung;
$A_{sv}$	Gesamtquerschnittsfläche der vertikalen Netzbewehrung einer Wand;
$A_{sv,i}$	Gesamtquerschnittsfläche der vertikalen Bewehrungsstäbe zwischen den Eckstäben in einer Richtung eines Stützenquerschnitts;
$A_w$	gesamte horizontale Querschnittsfläche einer Wand;
$\Sigma A_{si}$	Summe der Querschnittsflächen aller Schrägstäbe in beiden Richtungen in Wänden, die mit Schrägstäben gegen Schubgleiten bewehrt sind;
$\Sigma A_{sj}$	Summe der Querschnittsflächen von senkrechten Stäben im Steg einer Wand oder von zusätzlichen Stäben, die in den Randelementen der Wand speziell gegen Schubgleiten vorgesehen sind;
$\Sigma M_{Rb}$	Summe der Bemessungswerte der aufnehmbaren Momente der Balken, die in der betrachteten Richtung mit einem Knoten biegesteif verbunden sind;
$\Sigma M_{Rc}$	Summe der Bemessungswerte der aufnehmbaren Momente der Stützen, die in der betrachteten Richtung mit einem Knoten biegesteif verbunden sind;
$D_o$	Durchmesser des umschnürten Kerns einer kreisrunden Stütze;

$M_{i,d}$	Endmoment eines Trägers oder einer Stütze zur Ermittlung der Querkraft nach der Methode der Kapazitätsbemessung;
$M_{Rb,i}$	Bemessungswert des aufnehmbaren Moments des Riegels am Ende $i$ ;
$M_{Rc,i}$	Bemessungswert des aufnehmbaren Moments der Stütze am Ende $i$ ;
$N_{Ed}$	Längskraft aus der Berechnung für die Erdbeben-Bemessungssituation;
$T_1$	Grundschwingungsdauer des Gebäudes in der betrachteten Horizontalrichtung;
$T_C$	Eckwert der Periode am oberen Ende des Bereichs konstanter Beschleunigung des elastischen Antwortspektrums;
$V'_{Ed}$	Querkraft in einer Wand in der Erdbeben-Bemessungssituation;
$V_{dd}$	Dübelbeanspruchbarkeit senkrechter Bewehrungsstäbe einer Wand;
$V_{Ed}$	Bemessungsquerkraft in einer Wand;
$V_{Ed,max}$	größte einwirkende Querkraft am Endquerschnitt eines Balkens nach der Kapazitätsbemessung;
$V_{Ed,min}$	kleinste einwirkende Querkraft am Endquerschnitt eines Balkens nach der Kapazitätsbemessung;
$V_{fd}$	Anteil der Reibung zur Beanspruchbarkeit einer Wand gegen Schubgleiten;
$V_{id}$	Anteil der Schrägstäbe zur Beanspruchbarkeit einer Wand gegen Schubgleiten;
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit für Bauteile ohne Schubbewehrung nach EN 1992-1-1:2004;
$V_{Rd,S}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit gegen Schubgleiten;
$b$	Breite des unteren Flansches eines Balkens;
$b_c$	Querschnittsabmessung einer Stütze;
$b_{eff}$	mitwirkende Gurtbreite eines Balkens im Zugbereich über einer Stütze;
$b_i$	Abstand zwischen benachbarten Bewehrungsstäben, die durch eine Bügelecke oder durch Querhaken in einer Stütze gehalten werden;
$b_o$	Breite des umschnürten Kerns einer Stütze oder eines Randelements einer Wand (bezogen auf die Bügelachsen);
$b_w$	Breite der umschnürten Teile eines Wandquerschnitts oder Stegbreite eines Balkens;
$b_{wo}$	Stegbreite einer Wand;
$d$	Nutzhöhe eines Querschnitts;
$d_{bL}$	Durchmesser eines Stabs der Längsbewehrung;
$d_{bw}$	Durchmesser der Umschnürungsbügel;
$f_{cd}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons;
$f_{ctm}$	Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons;
$f_{yd}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Stahls;
$f_{yd,h}$	Bemessungswert der Streckgrenze der horizontalen Stegbewehrung;
$f_{yd,v}$	Bemessungswert der Streckgrenze der vertikalen Stegbewehrung;
$f_{yld}$	Bemessungswert der Streckgrenze der Längsbewehrung;
$f_{ywd}$	Bemessungswert der Streckgrenze der Querbewehrung;
$h$	Gesamthöhe eines Querschnitts;
$h_c$	Höhe des Stützenquerschnitts in der betrachteten Richtung;

$h_f$	Flansch-, Gurtdicke;
$h_{jc}$	Abstand zwischen den äußersten Lagen der Stützenbewehrung in einem Balken-Stützen-Knoten
$h_{jw}$	Abstand zwischen oberster und unterster Bewehrungslage in einem Balken;
$h_o$	Höhe des umschnürten Kerns einer Stütze (bis zur Achse der Umschnürungsbügel);
$h_s$	lichte Geschoss Höhe;
$h_w$	Wandhöhe oder Querschnittshöhe bei einem Balken;
$k_D$	Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilitätsklasse bei der Berechnung der erforderlichen Stützenhöhe zur Verankerung der Balkenbewehrung in einem Knoten, gleich 1 für DCH und 2/3 für DCM;
$k_w$	Beiwert zur Berücksichtigung der Hauptversagensart in Tragsystemen mit Wänden;
$l_{cl}$	freie Länge eines Balkens oder einer Stütze;
$l_{cr}$	Länge eines kritischen Bereichs;
$l_i$	Abstand der Mittellinien von Schrägstabgruppen im Fußbereich von Wänden mit Schrägstabbewehrung gegen Schubgleiten;
$l_w$	Länge einer Wand;
$n$	Gesamtanzahl der Längsstäbe, die entlang des Umfangs eines Stützenquerschnitts horizontal durch Bügel oder Querhaken gehalten werden;
$q_0$	Grundwert des Verhaltensbeiwerts;
$s$	Abstand der Querbewehrung;
$x_u$	Höhe der Druckzone;
$z$	Hebelarm der inneren Kräfte;
$\alpha$	Wirksamkeitsbeiwert für die Umschnürung, Winkel zwischen den Diagonalstäben und der Achse eines Koppelbalkens;
$\alpha_0$	vorherrschendes Maßverhältnis der Wände des Tragsystems;
$\alpha_1$	multiplikativer Faktor der horizontalen Bemessungs-Erdbebeneinwirkung bei der Entstehung des ersten Fließgelenks im Tragwerk;
$\alpha_u$	multiplikativer Faktor der horizontalen Bemessungs-Erdbebeneinwirkung bei der Entstehung des globalen plastischen Mechanismus;
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Beton;
$\gamma_{Rd}$	Beiwert zur Erfassung von Unsicherheiten des Bemessungswerts von Beanspruchbarkeiten (Widerständen) bei der Abschätzung von Zustandsgrößen nach der Kapazitätsbemessung, zur Berücksichtigung von Überfestigkeiten unterschiedlichen Ursprungs;
$\gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert für Stahl;
$\varepsilon_{cu2}$	Bruchstauchung des nicht umschnürten Betons;
$\varepsilon_{cu2,c}$	Bruchstauchung des umschnürten Betons;
$\varepsilon_{su,k}$	charakteristischer Wert der Bruchdehnung des Bewehrungsstahls;
$\varepsilon_{sy,d}$	Bemessungswert der Dehnung bei der Stahlstreckgrenze;
$\eta$	Abminderungsbeiwert der Betondruckfestigkeit infolge Zugdehnungen in der Querrichtung;
$\zeta$	Verhältniswert, $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ , zwischen dem Kleinst- und dem Größtwert der wirkenden Querkräfte am Balkenendquerschnitt;
$\mu_f$	Reibungskoeffizient Beton-Beton unter zyklischer Beanspruchung;

$\mu_\phi$	Krümmungsduktilität;
$\mu_\delta$	Verschiebungsduktilität;
$v$	Längskraft in der Erdbeben-Bemessungssituation, bezogen auf $A_c f_{cd}$ ;
$\xi$	auf die statische Höhe bezogene Druckzonenhöhe;
$\rho$	Bewehrungsgrad der Zugbewehrung;
$\rho'$	Bewehrungsgrad der Druckbewehrung in Balken;
$\sigma_{cm}$	Mittelwert der Betonnormalspannung;
$\rho_h$	Bewehrungsgrad der horizontalen Stegbewehrungsstäbe in einer Wand;
$\rho_l$	geometrischer (Gesamt-)Bewehrungsgrad der Längsbewehrung;
$\rho_{max}$	maximal zulässiger Bewehrungsgrad der Zugbewehrung im kritischen Bereich primärer seismischer Balken;
$\rho_v$	Bewehrungsgrad vertikaler Stegbewehrungsstäbe in einer Wand;
$\rho_w$	Querkraftbewehrungsgrad;
$\omega_v$	mechanischer Bewehrungsgrad der vertikalen Stegbewehrung;
$\omega_{wd}$	mechanischer volumetrischer Bewehrungsgrad der Umschnürungsbewehrung

### 1.6.5 Weitere im Abschnitt 6 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1

$L$	Spannweite
$M_{Ed}$	Bemessungswert der Biegemomentenbeanspruchung in der Erbeben-Bemessungssituation
$M_{pl,RdA}$	Bemessungswert der plastischen Biegetragfähigkeit am Ende „A“ eines Bauteils
$M_{pl,RdB}$	Bemessungswert der plastischen Biegetragfähigkeit am Ende „B“ eines Bauteils
$N_{Ed}$	Bemessungswert der Normalkraftbeanspruchung in der Erdbeben-Bemessungssituation
$N_{Ed,E}$	allein aus der Einwirkung des Bemessungsbabens ermittelter Wert der Normalkraftbeanspruchung
$N_{Ed,G}$	Normalkraftbeanspruchung infolge nichtseismischer Einwirkungen, die in der Kombination von Einwirkungen in der Erdbeben-Bemessungssituation enthalten sind
$N_{pl,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Zugkrafttragfähigkeit, ermittelt am Bruttoquerschnitt eines Bauteils entsprechend [AC] EN 1993-1-1:2005 [AC]
$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit von Stützen oder Diagonalen nach [AC] EN 1993-1-1:2005 [AC], in dem die Interaktion mit Biege- und Querkraftbelastung, $M_{Ed}$ und $V_{Ed}$ , aus dem Erdbebennachweis berücksichtigt ist
$R_d$	Tragfähigkeit der Verbindung nach [AC] EN 1993-1-1:2005 [AC]
$R_{fy}$	vollplastische Tragfähigkeit des angeschlossenen dissipativen Bauteils, ermittelt mit den Bemessungswerten der Fließgrenze nach [AC] EN 1993-1-1:2005 [AC]
$V_{Ed}$	Bemessungswert der Querkraft für den Erdbebennachweis
$V_{Ed,G}$	Querkraft infolge nichtseismischer Einwirkungen, die in der Einwirkungskombination beim Erdbebennachweis enthalten sind
$V_{Ed,M}$	Querkraft aus dem Ansatz der plastischen Biegetragfähigkeiten an beiden Trägerenden
$V_{pl,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit eines Bauteils entsprechend [AC] EN 1993-1-1:2005 [AC]
$V_{wp,Ed}$	Bemessungsquerkraft im Schubfeld infolge seismischer Einwirkungen
$V_{wp,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Schubfeldes nach [AC] EN 1993-1-1:2005 [AC]

**DIN EN 1998-1:2010-12**  
**EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)**

$e$	Länge eines Verbindungsglieds für Erdbebenbeanspruchungen
$f_y$	Nennwert der Streckgrenze von Stahl
$f_{y,max}$	Maximalwert der Streckgrenze von Stahl <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">AC</span>
$q$	Verhaltensbeiwert
$t_w$	Stegdicke eines Verbindungsglieds für Erdbebenbeanspruchungen
$t_f$	Flanschdicke eines Verbindungsglieds für Erdbebenbeanspruchungen
$\Omega$	multiplikativer Faktor für Normalkräfte $N_{Ed,E}$ , ermittelt aus seismischer Bemessungseinwirkung, für die Bemessung nichtdissipativer Bauteile in konzentrischen oder exzentrischen Verbänden nach <b>6.7.4</b> bzw. <b>6.8.3</b>
$\alpha$	Verhältnis des betragmäßig kleineren Biegemomentes $M_{Ed,A}$ an einem Ende des Verbinders zu dem betragmäßig größeren Biegemoment $M_{Ed,B}$ an der Stelle der Fließgelenkbildung
$\alpha_1$	Multiplikator der horizontal wirkenden seismischen Bemessungslasten, der zum Erreichen des ersten Fließgelenkes im Tragwerk führt
$\alpha_u$	Multiplikator der horizontal wirkenden seismischen Bemessungslasten, der zum Erreichen des plastischen Grenzzustandes (kinematische Kette) für das Gesamtsystem führt
$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffeigenschaften
$\gamma_{ov}$	Überfestigkeitsbeiwert für Werkstoffe
$\delta$	Durchbiegung in Trägermitte, bezogen auf die Tangente an die Trägerachse am Trägerende (siehe Bild 6.11)
$\gamma_{pb}$	Beiwert, mit dem der Bemessungswert der plastischen Zugtragfähigkeit $N_{Rd}$ von Druckdiagonalen in V-Verbänden multipliziert wird, verwendet zur Abschätzung der Schnittgröße aus der Differenz der Diagonalkräfte, die nach Erreichen des überkritischen Zustandes in der Druckdiagonalen entstehen
$\gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert für Stahl
$\theta_p$	Rotationskapazität in Bereichen plastischer Gelenke
$\bar{\lambda}$	bezogener Schlankheitsgrad von Bauteilen nach <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">AC</span> EN 1993-1-1:2005 <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">AC</span>

#### 1.6.6 Weitere im Abschnitt 7 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1

$A_{pl}$	horizontale Querschnittsfläche einer Platte
$E_a$	Elastizitätsmodul von Stahl
$E_{cm}$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Beton gemäß EN 1992-1-1:2004
$I_a$	Flächenmoment 2. Grades des Stahlteils des Verbundquerschnittes, bezogen auf die Schwerachse des Verbundquerschnittes
$I_c$	Flächenmoment 2. Grades des Betonteils des Verbundquerschnittes, bezogen auf die Schwerachse des Verbundquerschnittes
$I_{eq}$	äquivalentes Flächenmoment 2. Grades des Verbundquerschnittes
$I_s$	Flächenmoment 2. Grades der Bewehrung des Verbundquerschnittes, bezogen auf die Schwerachse des Verbundquerschnittes
$M_{pl,Rd,c}$	unterer Grenzwert des Bemessungswertes der plastischen Biegetragfähigkeit von Stützen, ermittelt unter Berücksichtigung des Betons und ausschließlich der duktilen Stahlquerschnittsteile
$M_{U,Rd,b}$	oberer Grenzwert des Bemessungswertes der plastischen Biegetragfähigkeit von Trägern, ermittelt unter Berücksichtigung des Betons und aller duktilen und nicht duktilen Stahlquerschnittsteile

$V_{wp,Ed}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit eines Schubfeldes, ermittelt mit den plastischen Tragfähigkeiten angrenzender dissipativer Zonen von Trägern oder Anschläßen
$V_{wp,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit von Verbundschubfeldern nach EN 1994-1-1:2004
$b$	Flanschbreite
$b_b$	Breite eines Verbundträgers (siehe Bild 7.3a) oder Breite der Auflagerfläche der Betonplatte an eine Stütze (siehe Bild 7.7)
$b_e$	anteilige mittragende Breite von Gurten an jeder Seite der Stegachse
$b_{eff}$	gesamte mittragende Breite des Betongurts
$b_o$	Breite (kleinste Abmessung) des umschnürten Betonkerns (bezogen auf die Achse der Bügel)
$d_{bL}$	Durchmesser der Längsbewehrung
$d_{bw}$	Durchmesser der Umschnürungsbügel
$f_{yd}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Stahls
$f_{ydf}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Stahls im Flansch
$f_{ydw}$	Bemessungswert der Festigkeit der Stegbewehrung
$h_b$	Höhe eines Verbundträgers
$h_c$	Breite einer Verbundstütze
$k_r$	Effektivitätsbeiwert für Profilbleche in Abhängigkeit von der Rippenform
$k_t$	für die Bemessung der Verdübelung in EN 1994-1-1:2004 angegebener Abminderungsbeiwert
$l_{cl}$	freie Stützenlänge
$l_{cr}$	Länge des kritischen Bereiches
$n$	Verhältnis des Elastizitätsmoduls des Stahls zum Elastizitätsmodul für Beton für kurzzeitige Belastung
$q$	Verhaltensbeiwert
$r$	Abminderungsbeiwert für die Betonsteifigkeit zur Berechnung der Stützensteifigkeit
$t_f$	Flanschdicke
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffeigenschaften
$\gamma_{ov}$	Überfestigkeitsbeiwert für Werkstoffe
$\gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert für Stahl
$\varepsilon_a$	Gesamtdehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$\varepsilon_{cu2}$	Grenzstauchung von nicht umschnürtem Beton
$\eta$	Mindestverdübelungsgrad wie in 6.6.1.2 der EN 1994-1-1:2004 festgelegt

### 1.6.7 Weitere im Abschnitt 8 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1

$E_0$	Elastizitätsmodul für Holz unter sehr kurzer Belastung
$b$	Breite eines Holzquerschnittes
$d$	Durchmesser des Befestigungsmittels
$h$	Höhe eines Holzbalkens
$k_{mod}$	Anpassungsbeiwert für die Holzfestigkeit nach EN 1995-1-1:2004 unter sehr kurzer Belastung

$q$	Verhaltensbeiwert
$\gamma_m$	Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffeigenschaften

### 1.6.8 Weitere im Abschnitt 9 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1

$a_{g,urm}$	oberer Wert der Bemessungs-Bodenbeschleunigung am Standort zur Verwendung von unbewehrtem Mauerwerk, das den Vorschriften von Eurocode 8 genügt
$A_{min}$	Gesamt-Querschnittsfläche der in jeder Horizontalrichtung benötigten Mauerwerkswände, damit die Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ Anwendung finden
$f_{b,min}$	bezogene Druckfestigkeit von Mauersteinen senkrecht zur Lagerfuge $\langle AC \rangle$
$f_{bh,min}$	bezogene Druckfestigkeit von Mauersteinen parallel zur Lagerfuge in der Wandebene $\langle AC \rangle$
$f_{m,min}$	Mindestfestigkeit des Mörtels
$h$	Größtwert der lichten Höhe von Öffnungen in Wandnähe
$h_{ef}$	Knicklänge der Wand
$l$	Wandlänge
$n$	Anzahl der Geschosse über Grund
$p_{A,min}$	Mindestwert der Summe der Querschnittsflächen von Schubwänden in jeder Richtung, als Prozentsatz der gesamten Grundrissfläche des Geschosses
$p_{max}$	Prozentsatz der gesamten Grundrissfläche oberhalb der Deckenebene
$q$	Verhaltensbeiwert
$t_{ef}$	effektive Wanddicke
$\Delta_{A,max}$	maximaler Unterschied bezüglich der horizontalen Querschnittsflächen von Schubwänden benachbarter Geschosse in „einfachen Mauerwerksbauten“
$\Delta_{m,max}$	maximaler Unterschied bezüglich der Massen benachbarter Geschosse in „einfachen Mauerwerksbauten“
$\gamma_m$	Teilsicherheitsbeiwerte für Mauerwerkseigenschaften
$\gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert für Bewehrungsstahl
$\lambda_{min}$	Verhältnis der Längen der kurzen und der langen Seiten im Grundriss

### 1.6.9 Weitere im Abschnitt 10 verwendete Formelzeichen der EN 1998-1

$K_{eff}$	effektive Steifigkeit des Isolierungssystems in der betrachteten horizontalen Hauptrichtung, für eine Verschiebung gleich der Bemessungsverschiebung $d_{dc}$
$K_V$	Gesamtsteifigkeit des Isolierungssystems in vertikaler Richtung
$K_{xi}$	effektive Steifigkeit der Einheit $i$ in $x$ -Richtung
$K_{yi}$	effektive Steifigkeit der Einheit $i$ in $y$ -Richtung
$T_{eff}$	effektive Grundschatzschwingungsdauer des Oberbaus, ermittelt unter der Annahme einer horizontalen Starrkörperverschiebung
$T_f$	effektive Grundschatzschwingungsdauer des Oberbaus, ermittelt unter der Annahme einer starren Befestigung am Fußpunkt
$T_V$	effektive Grundschatzschwingungsdauer des Oberbaus, ermittelt unter der Annahme einer vertikalen Starrkörperverschiebung
$M$	Masse des Oberbaus

$M_s$	Magnitude
$d_{dc}$	Bemessungsverschiebung des effektiven Steifigkeitsmittelpunktes in der betrachteten Richtung
$d_{db}$	gesamte Bemessungsverschiebung einer Isolierungseinheit
$e_{tot,y}$	Gesamtexzentrität in $y$ -Richtung
$f_j$	Horizontalkräfte in jeder Ebene $j$
$r_y$	Torsionsradius des Isolierungssystems
$(x_i, y_i)$	Koordinaten der Isolierungseinheit $i$ , bezogen auf den effektiven Steifigkeitsmittelpunkt
$\delta_i$	Vergrößerungsbeiwert
$\xi_{\text{eff}}$	„effektive Dämpfung“

## 1.7 SI-Einheiten

(1)P Es müssen SI-Einheiten in Übereinstimmung mit ISO 1000 verwendet werden.

(2) Für Berechnungen werden die folgenden Einheiten empfohlen:

- Kräfte und Lasten: kN, kN/m, kN/m<sup>2</sup>
- Dichte: kg/m<sup>3</sup>, t/m<sup>3</sup>
- Masse: kg, t
- Wichte: kN/m<sup>3</sup>
- Spannungen und Festigkeiten: N/mm<sup>2</sup> (= MN/m<sup>2</sup> oder MPa), kN/m<sup>2</sup> (= kPa)
- Momente (Biegemoment usw.): kNm
- Beschleunigung: m/s<sup>2</sup>, ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

## 2 Funktionsanforderungen und Übereinstimmungskriterien

### 2.1 Grundlegende Anforderungen

(1)P Tragwerke in Erdbebengebieten müssen so ausgelegt und errichtet sein, dass sie die folgenden Anforderungen mit jeweils ausreichender Zuverlässigkeit erfüllen:

- Anforderungen an die Standsicherheit:

Das Tragwerk muss so bemessen und ausgebildet sein, dass es ohne örtliches oder globales Versagen dem Bemessungserdbeben, das in Abschnitt 3 definiert wird, widersteht, ohne dabei seinen inneren Zusammenhalt und eine Resttragfähigkeit nach dem Erdbeben zu verlieren. Die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung wird definiert mit Hilfe von a) der Referenz-Erdbebeneinwirkung mit einer Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit,  $P_{NCR}$ , in 50 Jahren oder einer Referenz-Wiederkehrperiode,  $T_{NCR}$ , und b) des Bedeutungsbeiwerts  $\gamma_1$  (siehe EN 1990:2002 und (2)P und (3)P in diesem Abschnitt), um hinsichtlich der erforderlichen Zuverlässigkeit differenzieren zu können.

ANMERKUNG 1 Die  $P_{NCR}$  oder  $T_{NCR}$  zur Verwendung in einem Land zugewiesenen Werte können in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Die empfohlenen Werte sind  $P_{NCR} = 10\%$  und  $T_{NCR} = 475$  Jahre.

ANMERKUNG 2 Der Wert der Überschreitungswahrscheinlichkeit,  $P_R$ , in  $T_L$  Jahren eines bestimmten Niveaus der Erdbebeneinwirkung hängt mit der mittleren Wiederkehrperiode,  $T_R$ , dieses Niveaus der Erdbebeneinwirkung entsprechend  $T_R = -T_L/\ln(1 - P_R)$  zusammen. So darf für ein vorgegebenes  $T_L$  die Erdbebeneinwirkung in gleichwertiger Weise entweder durch ihre mittlere Wiederkehrperiode,  $T_R$ , oder durch ihre Überschreitungswahrscheinlichkeit,  $P_R$  in  $T_L$  Jahren, beschrieben werden.

- Anforderungen an die Schadensbegrenzung:

Das Bauwerk muss so bemessen und ausgebildet sein, dass es einer Erdbebeneinwirkung widersteht, die eine höhere Auftretenswahrscheinlichkeit hat als das Bemessungserdbeben, ohne dass Schäden oder damit verbundene Nutzungsbeschränkungen auftreten, deren Kosten im Vergleich zu den Baukosten selbst unverhältnismäßig hoch wären. Die Erdbebeneinwirkung, die bezüglich der „Anforderungen an die Schadensbegrenzung“ berücksichtigt werden muss, besitzt eine Überschreitungswahrscheinlichkeit,  $P_{DLR}$ , in 10 Jahren und eine Wiederkehrperiode,  $T_{DLR}$ . Falls keine genaueren Angaben vorliegen darf der Abminderungsbeiwert, der auf die Erdbebeneinwirkung nach 4.4.3.2(2) angewendet wird, dazu verwendet werden, um die Erdbebeneinwirkung für den Nachweis der „Anforderungen an die Schadensbegrenzung“ zu erhalten.

ANMERKUNG 3 Die  $P_{DLR}$  oder  $T_{DLR}$  zur Verwendung in einem Land zugewiesenen Werte können in seinem nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Die empfohlenen Werte sind  $P_{DLR} = 10\%$  und  $T_{DLR} = 95$  Jahre.

(2)P Die angestrebte Zuverlässigkeit hinsichtlich Standsicherheit und Schadensbegrenzung wird von den zuständigen nationalen Behörden für die unterschiedlichen Arten von Hochbauten oder Ingenieurkonstruktionen auf Basis der möglichen Schadensfolgen festgelegt.

(3)P Eine Differenzierung der Zuverlässigkeit wird durch die Einteilung der Bauwerke in unterschiedliche Bedeutungskategorien erreicht. Jeder Bedeutungskategorie ist ein Bedeutungsbeiwert  $\gamma_1$  zugeordnet. Wenn möglich, sollte dieser Beiwert derart ermittelt werden, dass er einem höheren oder niedrigeren Wert der Wiederkehrperiode der Erdbebeneinwirkung entspricht (bezüglich der Referenz-Wiederkehrperiode), jeweils so, wie es für die Auslegung der jeweiligen Bauwerkskategorie angemessen ist (siehe 3.2.1(3)).

(4) Die unterschiedlich hohen Zuverlässigkeitsstufen erhält man durch Multiplikation der Referenz-Erdbebeneinwirkung oder (bei linearer Berechnung) der entsprechenden Auswirkungen mit diesem Bedeutungsbeiwert. Ausführliche Hinweise auf die Bedeutungskategorien und die entsprechenden Bedeutungsbeiwerte sind in den einschlägigen Teilen von EN 1998 enthalten.

**ANMERKUNG** Für die meisten Standorte darf angenommen werden, dass die jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit,  $H(a_{gR})$ , des Referenz-Spitzenwertes der Bodenbeschleunigung mit  $a_{gR}$  entsprechend  $H(a_{gR}) \sim k_0 a_{gR}^{-k}$  zusammenhängt, wobei der Wert des Exponenten  $k$  von der Seismizität abhängt, jedoch im Allgemeinen in der Größenordnung von 3 liegt. Wenn, in diesem Fall, die Erdbebeneinwirkung als Funktion des Referenz-Spitzenwerts der Bodenbeschleunigung  $a_{gR}$  definiert wird, darf der Wert des Bedeutungsbeiwerts  $\gamma_1$  mit dem die Referenz-Erdbebeneinwirkung multipliziert werden muss, um die gleiche Überschreitungswahrscheinlichkeit für  $T_L$  Jahre zu erhalten, wie für  $T_{LR}$  Jahre, für die die Referenz-Erdbebeneinwirkung definiert ist, als  $\gamma_1 \sim (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$  berechnet werden. Alternativ darf der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_1$  zur Multiplikation mit der Referenz-Erdbebeneinwirkung, um eine Überschreitungswahrscheinlichkeit der Erdbebeneinwirkung,  $P_L$ , in  $T_L$  Jahren zu erhalten, bei unterschiedlicher Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit  $P_{LR}$  über ebenfalls  $T_L$  Jahren wie folgt überschlägig bestimmt werden:  $\gamma_1 \sim (P_L/P_{LR})^{-1/k}$ .

## 2.2 Übereinstimmungskriterien

### 2.2.1 Allgemeines

(1)P Um die grundlegenden Anforderungen nach 2.1 zu erfüllen, müssen die folgenden Grenzzustände überprüft werden (siehe 2.2.2 und 2.2.3):

- Grenzzustände der Tragfähigkeit;
- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.

Grenzzustände der Tragfähigkeit sind solche, die mit Einsturz oder anderen Formen des Tragwerksversagens verbunden sind, wobei eine Gefährdung der Sicherheit von Menschen auftreten kann.

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind solche, die mit dem Auftreten von Schäden verbunden sind, bei deren Überschreitung bestimmte Anforderungen für die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erfüllt sind.

(2)P Um die Unsicherheiten unter Erdbebeneinwirkungen zu beschränken und ein gutmütiges Verhalten der Bauwerke unter stärkeren als der Erdbeben-Bemessungseinwirkung zu fördern, muss eine Reihe geeigneter besonderer Maßnahmen ergriffen werden (siehe 2.2.4).

(3) Für genau festgelegte Tragwerkskategorien dürfen bei Vorliegen geringer Seismizität (siehe 3.2.1(4)) die grundlegenden Anforderungen durch die Anwendung von Regeln erfüllt werden, die einfacher sind als diejenigen, die in den einschlägigen Teilen der Reihe EN 1998 enthalten sind.

(4) In Fällen sehr geringer Seismizität brauchen die Vorschriften der Reihe EN 1998 nicht beachtet zu werden (siehe 3.2.1(5) und darin enthaltene Anmerkungen zur Definition von Fällen sehr geringer Seismizität).

(5) Besondere Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ sind in Abschnitt 9 aufgeführt. Durch Einhaltung dieser Regeln werden die grundlegenden Anforderungen von EN 1998-1 als erfüllt betrachtet, ohne dass rechnerische Sicherheitsnachweise erforderlich sind.

### 2.2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass das Tragsystem die in den einschlägigen Teilen der Reihe EN 1998 festgelegten Werte der Beanspruchbarkeit und des Energiedissipationsvermögens besitzt.

(2) Die Beanspruchbarkeit und das Energiedissipationsvermögen, die dem Tragwerk zugeordnet werden, sind vom Umfang der Ausnutzung seiner nichtlinearen Antwort abhängig. Die Ausgewogenheit zwischen Beanspruchbarkeit und Energiedissipationsvermögen wird in der praktischen Anwendung durch die Werte des Verhaltensbeiwerts  $q$  und die zugehörigen Duktilitätsklassifikationen gekennzeichnet, die in den einschlägigen Teilen der Reihe EN 1998 angegeben sind. Als Grenzfall wird im Fall der Bemessung niedrig-dissipativ eingestufter Tragwerke keine hysteretische Energiedissipation berücksichtigt, und der Verhaltensbeiwert darf hierbei im Allgemeinen nicht größer als 1,5 angenommen werden, wodurch Überfestigkeiten berücksichtigt werden. Für Stahl- oder Stahlverbundbauten darf dieser Grenzwert des Verhaltensbeiwerts  $q$  zwischen 1,5 und 2 angenommen werden (siehe Anmerkung 1 in Tabelle 6.1 beziehungsweise Anmerkung 1 in Tabelle 7.1).

Für dissipative Tragwerke wird der Verhaltensbeiwert zur Berücksichtigung der hysteretischen Energiedissipation größer als diese Grenzwerte angenommen. Die hysteretische Energiedissipation tritt hauptsächlich in besonders bemessenen Bereichen auf, welche als dissipative Bereiche oder kritische Bereiche bezeichnet werden.

**ANMERKUNG** Der Wert des Verhaltensbeiwerts  $q$  sollte durch den Grenzzustand der Standsicherheit des Tragwerks unter dynamischen Lasten und durch die Schäden infolge des Versagens von Konstruktionsteilen (insbesondere Anschlüsse) nach nur wenigen Beanspruchungszyklen beschränkt bleiben. Bei der Festlegung des Verhaltensbeiwerts  $q$  **[AC]** sollte der ungünstigste Grenzzustand zugrunde gelegt werden **[AC]**. Es wird davon ausgegangen, dass die in den verschiedenen Teilen der Reihe EN 1998 angegebenen Werte des Verhaltensbeiwerts  $q$  diese Forderung erfüllen.

(3)P Die Standsicherheit des Gesamtbauwerks muss für das Bemessungserdbeben nachgewiesen werden. Sowohl die Sicherheit gegen Kippen als auch die Sicherheit gegen Gleiten müssen untersucht werden. Besondere Regeln für die Kontrolle des Kippens von Bauwerken werden in den einschlägigen Teilen von EN 1998 angegeben.

(4)P Es muss nachgewiesen werden, dass sowohl die Gründungselemente als auch der anstehende Baugrund im Stande sind, die aus der Antwort des aufgehenden Bauwerks resultierenden Lasten ohne wesentliche bleibende Verformungen aufzunehmen. Bei der Berechnung der Auflagerreaktionen muss der tatsächliche Widerstand des Bauteils, das die Einwirkungen überträgt, gebührend berücksichtigt werden.

(5)P Bei der Berechnung müssen mögliche Einflüsse von Effekten nach Theorie 2. Ordnung auf die Größe der Einwirkungen berücksichtigt werden.

(6)P Es muss nachgewiesen werden, dass das Verhalten von nichttragenden Bauteilen unter der Bemessungs-Erdbebaneinwirkung kein Risiko für Personen darstellt und keine nachteiligen Auswirkungen auf das Verhalten der tragenden Bauteile hat. Für Hochbauten werden besondere Regeln in **4.3.5** und **4.3.6** angegeben.

## 2.2.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1)P Eine ausreichende Zuverlässigkeit gegen unzulässige Schäden muss sichergestellt werden, indem die Verformungsgrenzen oder andere einschlägige Grenzen, die in den betreffenden Teilen der Reihe EN 1998 definiert sind, eingehalten werden.

(2)P In Bauwerken, die für den Schutz der Bevölkerung wichtig sind, muss für das Tragsystem nachgewiesen werden, dass es ausreichende Beanspruchbarkeit und Steifigkeit besitzt, um die Funktionsfähigkeit wichtiger Dienste im Falle eines Erdbebens mit angemessener Wiederkehrperiode aufrechterhalten zu können.

## 2.2.4 Besondere Maßnahmen

### 2.2.4.1 Entwurf und Bemessung

(1) Tragwerke sollten nach Möglichkeit sowohl im Grundriss als auch im Aufriss einfache und regelmäßige Formen haben (siehe **4.2.3**). Falls erforderlich, kann dies durch Unterteilung des Bauwerks durch Fugen in dynamisch unabhängige Einheiten erreicht werden.

(2)P Um ein insgesamt energiedissipierendes und duktile Verhalten sicherzustellen, müssen Sprödbrüche oder die vorzeitige Bildung von kinematischen Ketten vermieden werden. Zu diesem Zweck muss, wenn es in den einschlägigen Teilen der Reihe EN 1998 verlangt wird, auf das Kapazitätsbemessungsverfahren zurückgegriffen werden, welches dazu dient, die Hierarchie der Beanspruchbarkeiten der verschiedenen tragenden Bauteile und der Versagensformen zu bestimmen, damit ein geeigneter plastischer Mechanismus sichergestellt wird und spröde Versagensformen vermieden werden.

(3)P Da das Erdbebenverhalten eines Bauwerks weitgehend vom Verhalten seiner kritischen Bereiche oder Bauteile abhängt, muss die konstruktive Durchbildung des Bauwerks im Ganzen und dieser Bereiche oder Bauteile im Einzelnen derart erfolgen, dass das Vermögen zur Übertragung der erforderlichen Kräfte und zur

Energiedissipation unter zyklischen Beanspruchungsbedingungen erhalten bleibt. Zu diesem Zweck muss der konstruktiven Durchbildung von Anschlüssen zwischen tragenden Bauteilen und von Bereichen, wo nicht-lineares Verhalten vorauszusehen ist, besondere Sorgfalt bei der Bemessung gewidmet werden.

(4)P Der Berechnung muss ein geeignetes Tragwerksmodell zugrunde gelegt werden, das, soweit erforderlich, den Einfluss der Bodenverformbarkeit und der nichttragenden Bauteile sowie weitere Aspekte, wie z. B. das Vorhandensein benachbarter Bauwerke, berücksichtigen muss.

## 2.2.4.2 Gründungen

(1)P Die Steifigkeit von Gründungen muss ausreichend sein, damit die Beanspruchungen, die vom Überbau kommen, so gleichmäßig wie möglich in den Baugrund geleitet werden können.

(2) Mit Ausnahme von Brücken sollte im Allgemeinen nur eine Gründungsart für ein und dasselbe Bauwerk verwendet werden, es sei denn, das Bauwerk besteht aus dynamisch unabhängigen Einheiten.

## 2.2.4.3 Qualitätssicherungssysteme

(1)P Die Bauunterlagen müssen die Abmessungen, die Einzelheiten und die Eigenschaften der für tragende Bauteile verwendeten Werkstoffe enthalten. Gegebenenfalls müssen die Bauunterlagen auch die Eigenschaften zur Anwendung kommender besonderer Vorrichtungen und die Abstände zwischen tragenden und nichttragenden Bauteilen enthalten. Die für die Güteüberwachung erforderlichen Vorschriften müssen ebenfalls angegeben werden.

(2)P Bauteile von besonderer Bedeutung für das Tragverhalten, bei denen eine besondere Überprüfung während der Bauausführung notwendig ist, müssen auf den Bauzeichnungen ausgewiesen werden. In diesem Fall müssen auch die anzuwendenden Kontrollverfahren angegeben werden.

(3) In Gebieten starker Seismizität und bei Bauwerken von besonderer Bedeutung sollten, zusätzlich zu den in anderen einschlägigen Eurocodes vorgeschriebenen Kontrollverfahren, formale Qualitätssicherungssysteme für die Auslegung, die Bauausführung und die Nutzung verwendet werden.

# 3 Baugrundbeschaffenheit und Erdbebeneinwirkung

## 3.1 Baugrundbeschaffenheit

### 3.1.1 Allgemeines

(1)P Für die Einteilung des Baugrunds nach den in **3.1.2** aufgeführten Klassen müssen geeignete Untersuchungen durchgeführt werden.

(2) Weitere Hinweise bezüglich der Bodenuntersuchung und Klassifizierung sind in EN 1998-5:2004, **4.2** angegeben.

(3) Der Standort und die Art des anstehenden Baugrunds sollten im Allgemeinen frei von Risiken hinsichtlich Grundbruch, Hangrutschung und bleibender Bodensenkungen infolge erdbebeninduzierter Verflüssigung oder Verdichtung sein. Die Möglichkeit des Auftretens solcher Phänomene muss nach EN 1998-5:2004, Abschnitt **4** untersucht werden.

(4) In Abhängigkeit von der Bedeutungskategorie des Tragwerks und den besonderen Bedingungen des Projekts sollten Baugrunduntersuchungen und/oder geologische Untersuchungen zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkung durchgeführt werden.

**ANMERKUNG** Bedingungen, unter denen weitere Baugrunduntersuchungen, zusätzlich zu denjenigen, die im Rahmen der Bemessung für nichtseismische Einwirkungen notwendig sind, entfallen können und eine standardisierte Baugrundklassifizierung zugrunde gelegt werden darf, können im Nationalen Anhang festgelegt sein.

### 3.1.2 Feststellung der Baugrundklassen

(1) Die Baugrundklassen A, B, C, D und E, die durch die in Tabelle 3.1 gegebenen stratigraphischen Profile und Parameter beschrieben und im Folgenden erläutert werden, dürfen dazu verwendet werden, um den Einfluss der örtlichen Baugrundbeschaffenheit auf die Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen. Dies darf auch durch die zusätzliche Berücksichtigung des Einflusses des geologischen Untergrundes auf die Erdbebeneinwirkung geschehen.

ANMERKUNG Das für ein Land zu verwendende Baugrundklassifikationsschema unter Berücksichtigung des geologischen Untergrundes darf in seinem nationalen Anhang festgelegt werden, wobei auch die Werte der Parameter  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$ , welche die horizontalen und vertikalen elastischen Antwortspektren nach 3.2.2.2 und 3.2.2.3 definieren, angegeben werden.

**Tabelle 3.1 — Baugrundklassen**

<b>Baugrund-klasse</b>	<b>Beschreibung des stratigraphischen Profils</b>	<b>Parameter</b>		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (Schläge/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche	> 800	—	—
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	360–800	> 50	> 250
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	180–360	15–50	70–250
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden	< 180	< 15	< 70
E	Ein Bodenprofil, bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit $v_s$ -Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Ablagerungen, bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10 m dicke(n) Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex ( $PI > 40$ ) und hohem Wassergehalt	< 100 (indikativ)	—	10–20
$S_2$	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes anderen Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder $S_1$ enthalten ist			

(2) Der örtliche Baugrund sollte nach dem Wert der durchschnittlichen Scherwellengeschwindigkeit,  $v_{s,30}$ , einer Klasse zugeordnet werden, sofern dieser Wert bekannt ist, sonst sollte der  $N_{SPT}$ -Wert verwendet werden.

(3) Die durchschnittliche Scherwellengeschwindigkeit  $v_{s,30}$  sollte mit Hilfe folgender Formel berechnet werden:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.1)$$

Darin bedeuten  $h_i$  und  $v_i$  die Dicke (in m) und die Scherwellengeschwindigkeit (bei Schubverzerrungen von höchstens 10–5) der  $i$ -ten von insgesamt  $N$  Formationen oder Schichten in den oberen 30 Metern.

(4)P Entspricht die örtliche Baugrundbeschaffenheit den beiden besonderen Baugrundklassen  $S_1$  und  $S_2$ , so müssen besondere Untersuchungen zur Festlegung der Erdbebeneinwirkung durchgeführt werden. Für diese Baugrundklassen, und besonders für  $S_2$ , muss die Möglichkeit des Baugrundversagens infolge Erdbeben-einwirkung berücksichtigt werden.

**ANMERKUNG** Bei Ablagerungen der Baugrundklasse  $S_1$  ist besondere Vorsicht geboten. Solche Böden haben im Normalfall sehr niedrige  $v_s$ -Werte, niedrige Materialdämpfung und einen außergewöhnlich breiten Bereich des linearen Verhaltens, weshalb sie in der Lage sind, abweichendes Verhalten hinsichtlich der örtlichen seismischen Amplifikation und der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung zu zeigen; siehe EN 1998-5:2004, Abschnitt 6. In diesem Fall sollte eine besondere Untersuchung zur Festlegung der Erdbebeneinwirkung durchgeführt werden, um die Abhängigkeit des Antwortspektrums von der Dicke und dem  $v_s$ -Wert der weichen Ton/Schluff-Schicht und dem Steifigkeitsunterschied zwischen dieser Schicht und dem darunter liegenden Boden zu bestimmen.

## 3.2 Erdbebeneinwirkung

### 3.2.1 Erdbebenzonen

(1)P Für die Zwecke der Reihe EN 1998 müssen die nationalen Territorien von den nationalen Behörden je nach örtlicher seismischer Gefährdung in Erdbebenzonen unterteilt werden. Definitionsgemäß wird die Gefährdung innerhalb jeder Zone als konstant angenommen.

(2) Für die meisten Anwendungsfälle der Reihe EN 1998 wird die Gefährdung als Funktion eines einzigen Parameters beschrieben, d. h. des Werts  $a_{gR}$  der Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung für Baugrundklasse A. Zusätzliche Parameter, die für besondere Bauwerkstypen benötigt werden, sind in den einschlägigen Teilen der Reihe EN 1998 aufgeführt.

**ANMERKUNG** Die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung für Baugrundklasse A,  $a_{gR}$ , die in einem Land oder in Teilen davon verwendet werden muss, kann in Erdbebenzonenkarten festgelegt sein, die in seinem Nationalen Anhang zu finden sind.

(3) Die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung, die von den nationalen Behörden für jede Erdbebenzone gewählt wird, entspricht der Referenz-Wiederkehrperiode  $T_{NCR}$  der Erdbebeneinwirkung für die Standsicherheitsbedingung (oder, in gleichwertiger Weise, der Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren,  $P_{NCR}$ ) (siehe 2.1(1)P). Dieser Referenz-Wiederkehrperiode wird ein Bedeutungsbeiwert  $\gamma_1$  gleich 1,0 zugesiesen. Für andere Wiederkehrperioden als die Referenz-Wiederkehrperiode (siehe Bedeutungskategorien in 2.1(3)P und (4)) ist die Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A,  $a_g$  gleich  $a_{gR}$  multipliziert mit dem Bedeutungsbeiwert  $\gamma_1$  ( $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ ). (Siehe Anmerkung zu 2.1(4).)

(4) In Fällen geringer Seismizität dürfen reduzierte oder vereinfachte Erdbebenauslegungsverfahren für bestimmte Bauwerkstypen oder -kategorien verwendet werden.

**ANMERKUNG** Die gewählten Bauwerkskategorien, Baugrundklassen und Erdbebenzonen eines Landes, für welche die Vorschriften für geringe Seismizität gelten, können in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Es wird empfohlen, als Fälle geringer Seismizität solche zu betrachten, in denen entweder die Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A,  $a_g$ , nicht größer ist als 0,08 g (0,78 m/s<sup>2</sup>), oder solche, in denen das Produkt  $a_g \cdot S$  nicht größer ist als

0,1 g (0,98 m/s<sup>2</sup>). Die getroffene Entscheidung, ob der Wert von  $a_g$  oder derjenige des Produkts  $a_g \cdot S$  in einem Land zur Definition des Schwellenwerts für geringe Seismizität verwendet wird, kann in seinem nationalen Anhang festgelegt sein.

(5)P In Fällen sehr geringer Seismizität brauchen die Vorschriften der Reihe EN 1998 nicht berücksichtigt zu werden.

**ANMERKUNG** Die gewählten Bauwerkskategorien, Baugrundklassen und Erdbebenzonen eines Landes, für welche die Vorschriften von EN 1998 nicht berücksichtigt zu werden brauchen (Fälle sehr geringer Seismizität), dürfen seinem nationalen Anhang entnommen werden. Es wird empfohlen, als Fälle sehr geringer Seismizität solche zu betrachten, in denen entweder die Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A,  $a_g$ , nicht größer ist als 0,04 g (0,39 m/s<sup>2</sup>), oder solche, in denen das Produkt  $a_g \cdot S$  nicht größer ist als 0,05 g (0,49 m/s<sup>2</sup>). Die getroffene Entscheidung, ob der Wert von  $a_g$  oder derjenige des Produkts  $a_g \cdot S$  in einem Land zur Definition des Schwellenwerts für sehr geringe Seismizität verwendet wird, kann in seinem nationalen Anhang festgelegt sein.

### 3.2.2 Grundlegende Darstellung der Erdbebeneinwirkung

#### 3.2.2.1 Allgemeines

(1)P Im Anwendungsbereich der Normenreihe EN 1998 wird die Erdbebenbewegung an einem bestimmten Punkt der Erdoberfläche durch ein elastisches Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum dargestellt, im Folgenden „elastisches Antwortspektrum“ genannt.

(2) Die Form des elastischen Antwortspektrums wird für beide Stufen der Erdbebeneinwirkung, die in **2.1(1)P** und **2.2.1(1)P** eingeführt wurden, nämlich für die Standsicherheitsbedingung (Grenzzustand der Tragfähigkeit – Auslegungs-Erdbebeneinwirkung) und für die Schadensbegrenzungsbedingung, als gleich angenommen.

(3)P Die horizontale Erdbebeneinwirkung wird durch zwei orthogonale Komponenten beschrieben, die als voneinander unabhängig und zum gleichen Antwortspektrum gehörig betrachtet werden.

(4) Abhängig von den Erdbebenherden und den davon ausgehenden Magnituden dürfen für die drei Komponenten der Erdbebeneinwirkung alternative Formen von Antwortspektren angenommen werden.

**ANMERKUNG 1** Die getroffene Wahl der Form des in einem Land oder in einem Teil davon zu verwendenden elastischen Antwortspektrums kann in seinem nationalen Anhang festgelegt sein.

**ANMERKUNG 2** Bei der Wahl der geeigneten Form des Spektrums sollten, anstelle von konservativen Obergrenzen (z. B. größtmögliche Erdbeben), vor allem diejenigen Magnituden von Erdbeben berücksichtigt werden, die bei einer probabilistischen Gefährdungsanalyse am meisten zur seismischen Gefährdung beitragen.

(5) Wenn die einen Standort beeinflussenden Erdbeben von stark unterschiedlichen Herden ausgehen, sollte die Möglichkeit bedacht werden, mehr als eine Spektralform zu verwenden, um die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung angemessen beschreiben zu können. Unter solchen Umständen werden im Normalfall verschiedene Werte von  $a_g$  für jeden Spektrumstyp und jedes Erdbeben benötigt.

(6) Für wichtige Bauwerke ( $\gamma_1 > 1,0$ ) sollten topographische Verstärkungseffekte berücksichtigt werden.

**ANMERKUNG** Der informative Anhang A von EN 1998-5:2004 liefert Informationen zu topographischen Verstärkungseffekten.

(7) Es dürfen Zeitverlaufsdarstellungen der Erdbebenbewegung verwendet werden (siehe **3.2.3**).

(8) Es kann für bestimmte Tragwerksarten erforderlich sein, sowohl die räumliche als auch die zeitliche Veränderlichkeit der Bodenbewegung zu berücksichtigen (siehe EN 1998-2, EN 1998-4 und EN 1998-6).

### 3.2.2.2 Horizontales elastisches Antwortspektrum

(1)P Für die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung wird das elastische Antwortspektrum  $S_e(T)$  durch folgende Ausdrücke definiert (siehe Bild 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

mit

- $S_e(T)$  als Ordinate des elastischen Antwortspektrums;
- $T$  als Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers;
- $a_g$  als Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A ( $a_g = \gamma \cdot a_{gR}$ );
- $T_B$  als untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung;
- $T_C$  als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung;
- $T_D$  als Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert;
- $S$  als Bodenparameter;
- $\eta$  als Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert  $\eta = 1$  für 5 % viskose Dämpfung, siehe (3) in diesem Unterabschnitt.

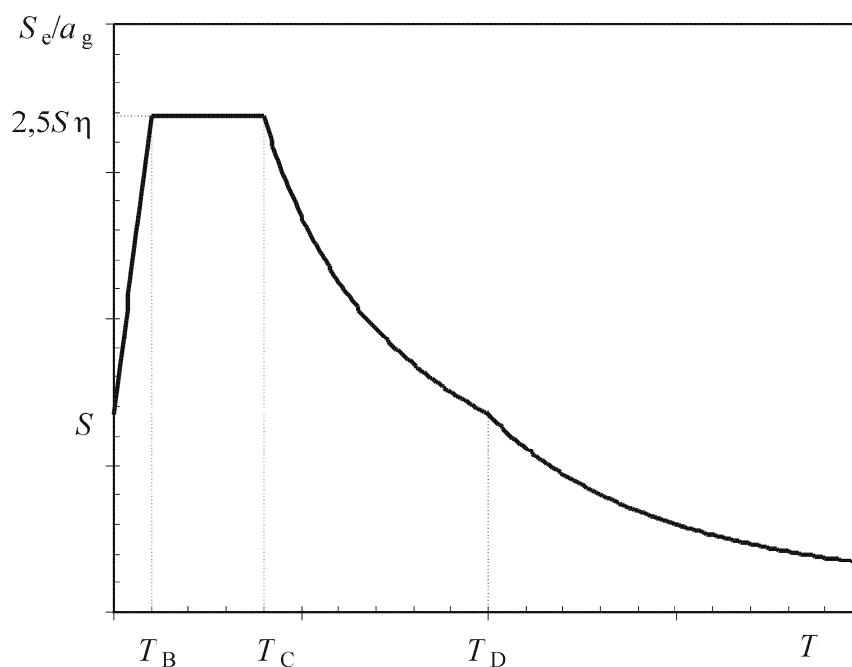


Bild 3.1 — Form des elastischen Antwortspektrums

(2)P Die Werte der Schwingungsdauer  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$  und des Bodenparameters  $S$  zur Beschreibung der Form des elastischen Antwortspektrums hängen von der Baugrundklasse ab.

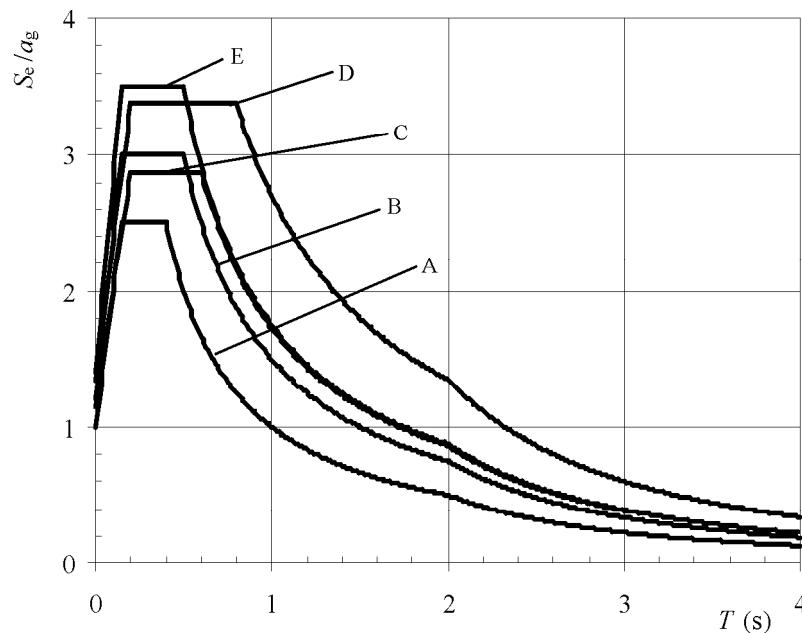
ANMERKUNG 1 Die  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  und  $S$  zugewiesenen Werte für jede Baugrundklasse und Spektralform zur Verwendung in einem Land können in seinem nationalen Anhang festgelegt sein. Falls der Einfluss des geologischen Untergrunds nicht berücksichtigt wird (siehe 3.1.2(1)), werden zwei Spektralformen Typ 1 und Typ 2 zur Verwendung empfohlen. Wenn die Erdbeben, die am meisten zu der zum Zweck einer probabilistischen Gefährdungsuntersuchung für den Standort definierten seismischen Gefährdung beitragen, Oberflächenwellenmagnituden  $M_s$  haben, die nicht größer als 5,5 sind, so wird die Wahl des Spektrums Typ 2 empfohlen. Für die fünf Baugrundklassen A, B, C, D und E werden die empfohlenen Werte der Parameter  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$  in Tabelle 3.2 für das Spektrum vom Typ 1 und in Tabelle 3.3 für das Spektrum vom Typ 2 gegeben. Bild 3.2 und Bild 3.3 zeigen jeweils die für 5 % Dämpfung und auf  $a_g$  bezogenen Formen der empfohlenen Spektren vom Typ 1 und Typ 2. Wird der geologische Untergrund berücksichtigt, dürfen im Nationalen Anhang andere Spektren definiert werden.

**Tabelle 3.2 — Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1**

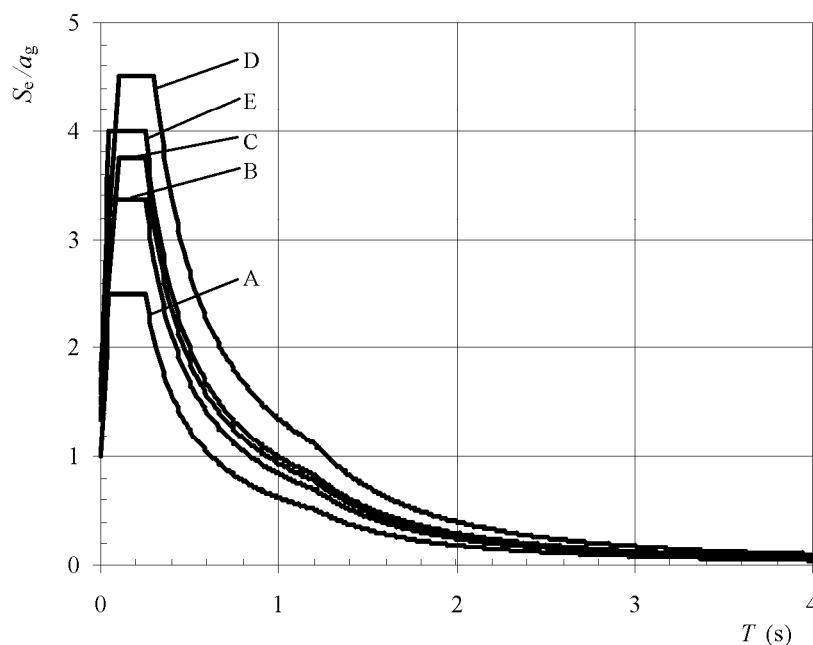
Baugrundklasse	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

**Tabelle 3.3 — Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 2**

Baugrundklasse	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2



**Bild 3.2 — Empfohlene elastische Antwortspektren vom Typ 1 für Baugrundklassen A bis E (5 % Dämpfung)**



**Bild 3.3 — Empfohlene elastische Antwortspektren vom Typ 2 für Baugrundklassen A bis E (5 % Dämpfung)**

**ANMERKUNG 2** Für die Baugrundklassen  $S_1$  und  $S_2$  sollten besondere Untersuchungen die entsprechenden Werte für  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$  liefern.

(3) Der Wert des Dämpfungs-Korrekturbeiwerts  $\eta$  darf durch folgende Formel bestimmt werden:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.6)$$

mit  $\xi$  als viskoses Dämpfungsverhältnis des Bauwerks in Prozent.

(4) Muss in besonderen Fällen eine von 5 % abweichende viskose Dämpfung verwendet werden, wird dieser Wert im einschlägigen Teil von EN 1998 angegeben.

(5)P Das elastische Verschiebungantwortspektrum  $S_{De}(T)$  muss durch direkte Transformation des elastischen Beschleunigungantwortspektrums  $S_e(T)$  unter Verwendung des folgenden Ausdrucks bestimmt werden:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.7)$$

(6) Gleichung (3.7) sollte üblicherweise für Perioden Verwendung finden, die 4,0 s nicht überschreiten. Für Bauwerke mit Perioden über 4,0 s ist eine vollständigere Definition des elastischen Verschiebungsspektrums möglich.

**ANMERKUNG** Für das elastische Antwortspektrum vom Typ 1 nach Anmerkung 1 zu **3.2.2.2(2)P** wird im informativen Anhang A eine solche Definition für das Verschiebungantwortspektrum angegeben. Für Perioden größer als 4,0 s darf das elastische Beschleunigungantwortspektrum aus dem elastischen Verschiebungantwortspektrum durch Invertierung der Gleichung (3.7) gewonnen werden.

### 3.2.2.3 Vertikales elastisches Antwortspektrum

(1)P Die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung muss durch ein elastisches Antwortspektrum,  $S_{ve}(T)$ , beschrieben werden, das mit Hilfe der Formeln (3.8) bis (3.11) definiert wird.

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.11)$$

**ANMERKUNG** Die  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  und  $a_{vg}$  zugewiesenen Werte für jeden Typ (Form) des Vertikalspektrums zur Verwendung in einem Land können in seinem nationalen Anhang festgelegt sein. Empfohlen werden zwei Arten von Vertikalspektren, Typ 1 und Typ 2. Wie bei den Spektren zur Beschreibung der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung wird die Verwendung eines Typ 2-Spektrums empfohlen, wenn die Erdbeben, die am meisten zur für den Standort definierten seismischen Gefährdung zum Zweck einer probabilistischen Gefährdungsuntersuchung beitragen, Oberflächenwellenmagnituden  $M_s$  haben, die nicht größer als 5,5 sind. Für die fünf Baugrundklassen A, B, C, D und E werden die empfohlenen Werte der Parameter zur Beschreibung der Vertikalspektren in Tabelle 3.4 gegeben. Diese empfohlenen Werte gelten nicht für die besonderen Baugrundklassen  $S_1$  und  $S_2$ .

**Tabelle 3.4 — Empfohlene Parameterwerte zur Beschreibung der vertikalen elastischen Antwortspektren**

Spektrum	$a_{vg}/a_g$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
Typ 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Typ 2	0,45	0,05	0,15	1,0

### 3.2.2.4 Bemessungs-Bodenverschiebung

(1) Falls besondere Untersuchungen auf Basis der vorliegenden Informationen keine gegenteiligen Hinweise liefern, darf der Bemessungswert  $d_g$  der maximalen Bodenverschiebung, der der Bemessungs-Bodenbeschleunigung entspricht, mit Hilfe folgender Gleichung ermittelt werden:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.12)$$

mit  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$  und  $T_D$  wie in 3.2.2.2 definiert.

### 3.2.2.5 Bemessungsspektrum für lineare Berechnung

(1) Die Fähigkeit von Tragwerken, seismische Einwirkungen durch nichtlineare Reaktion zu reduzieren, gestattet im Allgemeinen, ihre Bemessung für Kräfte durchzuführen, die kleiner sind als diejenigen, die bei einer linear-elastischen Antwort auftreten würden.

(2) Um detaillierte nichtlineare Berechnungen für Bemessungszwecke zu vermeiden, wird der Fähigkeit eines Bauwerks, Energie durch hauptsächlich duktile Verhalten seiner Bauteile und/oder anderer Mechanismen zu dissipieren, dadurch Rechnung getragen, dass eine lineare Berechnung auf der Grundlage eines im Vergleich zum elastischen Spektrum abgeminderten Antwortspektrums, im Folgenden „Bemessungsspektrum“ genannt, durchgeführt wird. Diese Abminderung wird durch die Einführung des Verhaltensbeiwerts  $q$  erzielt.

(3)P Der Verhaltensbeiwert  $q$  ist ein Näherungswert des Verhältnisses derjenigen Erdbebenkräfte, die das Bauwerk beanspruchen würden, wenn seine Antwort bei 5 % viskoser Dämpfung vollkommen elastisch wäre, zu den Erdbebenkräften, die zur Bemessung mit einem konventionellen linearen Modell verwendet werden dürfen, um gerade noch eine zufrieden stellende Antwort des Bauwerks sicherzustellen. Die Werte des Verhaltensbeiwerts  $q$ , die auch den Einfluss einer von 5 % abweichenden Dämpfung berücksichtigen, sind für verschiedene Werkstoffe und Bauwerksarten in Abhängigkeit von den einschlägigen Duktilitätsklassen in verschiedenen Teilen der Reihe EN 1998 angegeben. Der Wert des Verhaltensbeiwerts  $q$  darf in verschiedenen horizontalen Richtungen des Bauwerks unterschiedliche Werte annehmen, obwohl die Duktilitätsklassifizierung in allen Richtungen dieselbe sein muss.

(4)P Für die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung ist das Bemessungsspektrum  $S_d(T)$  durch folgende Gleichungen definiert:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

mit  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$  und  $T_D$  wie in 3.2.2.2 definiert;

$S_d(T)$  als Ordinate des Bemessungsspektrums;

- $q$  als Verhaltensbeiwert;
- $\beta$  als Beiwert für den unteren Grenzwert für das horizontale Bemessungsspektrum.

**ANMERKUNG** Der dem Beiwert  $\beta$  zur Verwendung in einem Land zugewiesene Wert kann in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Der empfohlene Wert für  $\beta$  ist 0,2.

(5) Für die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung wird das Bemessungsspektrum durch die Gleichungen (3.13) bis (3.16) beschrieben, wobei die Bemessungsbodenbeschleunigung  $a_{vg}$  in vertikaler Richtung  $a_g$  ersetzt.  $S$  wird gleich 1,0 gesetzt und die anderen Parameter sind wie in **3.2.2.3** definiert.

(6) Für die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung sollte im Normalfall für alle Werkstoffe und Bauwerksarten der Verhaltensbeiwert  $q$  nicht größer als 1,5 angenommen werden.

(7) Die Annahme von  $q$ -Werten größer als 1,5 in der Vertikalrichtung sollte durch geeignete Nachweise belegt werden.

(8)P Das oben definierte Bemessungsspektrum reicht zur Bemessung von Tragwerken mit Schwingungsisolierung oder Energiedissipationssystemen nicht aus.

### **3.2.3 Alternative Darstellungen der Erdbebeneinwirkung**

#### **3.2.3.1 Zeitverlaufsdarstellung**

##### **3.2.3.1.1 Allgemeines**

(1)P Die Erdbebeneinwirkung darf auch mit Hilfe von Zeitverläufen der Bodenbeschleunigung und verwandter Größen (Geschwindigkeit und Verschiebung) dargestellt werden.

(2)P Wenn ein räumliches Modell des Tragwerks benötigt wird, muss die Erdbebenbewegung aus drei gleichzeitig wirkenden Beschleunigungszeitverläufen bestehen. Ein und derselbe Beschleunigungszeitverlauf darf nicht gleichzeitig entlang beider Horizontalrichtungen verwendet werden. Vereinfachungen sind nach den einschlägigen Teilen der Reihe EN 1998 möglich.

(3) In Abhängigkeit von der Art der Anwendung und den tatsächlich zur Verfügung stehenden Angaben darf die Beschreibung der Erdbebenbewegung durch die Verwendung künstlicher Beschleunigungszeitverläufe (siehe **3.2.3.1.2**) und aufgezeichneter oder simulierter Beschleunigungszeitverläufe (siehe **3.2.3.1.3**) erfolgen.

##### **3.2.3.1.2 Künstliche Beschleunigungszeitverläufe**

(1)P Künstliche Beschleunigungszeitverläufe müssen so erzeugt werden, dass ihre Antwortspektren dem elastischen Antwortspektrum in **3.2.2.2** und **3.2.2.3** für 5 % viskoser Dämpfung ( $\xi = 5\%$ ) entsprechen.

(2)P Die Dauer der Beschleunigungszeitverläufe muss zur Magnitude und den anderen einschlägigen Merkmalen des Erdbebens, die der Festlegung von  $a_g$  zugrunde lagen, konsistent sein.

(3) Wenn standortspezifische Angaben nicht zur Verfügung stehen, sollte die Mindestdauer  $T_s$  des statio-nären Teils des Beschleunigungszeitverlaufs gleich 10 s sein.

- (4) Die Serie der künstlichen Beschleunigungszeitverläufe sollte folgenden Regeln genügen:
  - a) Es sollten mindestens 3 Beschleunigungszeitverläufe verwendet werden.
  - b) Das Mittel der Beschleunigungs-Spektralwerte für die Nullperiode (berechnet aus den einzelnen Zeitverläufen) sollte nicht kleiner sein als der Wert von  $a_g S$  für den betrachteten Standort.

- c) Im Periodenbereich zwischen  $0,2T_1$  und  $2T_1$ , wobei  $T_1$  die Eigenschwingungsdauer des Tragwerks in Richtung der Einwirkung des Beschleunigungszeitverlaufs ist, sollte keine Ordinate des mittleren, mit 5 % gedämpften elastischen Spektrums, aus allen Zeitverläufen berechnet, kleiner sein als 90 % des zugehörigen Werts des mit 5 % gedämpften elastischen Antwortspektrums.

### 3.2.3.1.3 Aufgezeichnete oder simulierte Beschleunigungszeitverläufe

(1)P Aufgezeichnete Beschleunigungszeitverläufe oder Beschleunigungszeitverläufe, die  $\text{AC}$  durch eine der numerischen Simulation  $\text{AC}$  der Herd- und Fortpflanzungsmechanismen generiert wurden, dürfen verwendet werden, vorausgesetzt, dass die verwendeten Musterfunktionen im Hinblick auf die seismogenetischen Merkmale der Herde und der Bodenbeschaffenheit des Standorts ausreichend aussagekräftig sind und dass ihre Werte auf den Wert von  $a_g S$  für die betrachtete Zone skaliert werden.

(2)P Für Berechnungen der Bodenverstärkung der Erdbebeneinwirkung und für Nachweise der dynamischen Böschungsstabilität siehe EN 1998-5:2004, 2.2.

(3) Die Serie der zu verwendenden aufgezeichneten oder simulierten Beschleunigungszeitverläufe sollte den Bedingungen von 3.2.3.1.2(4) genügen.

### 3.2.3.2 Räumliches Modell der Erdbebeneinwirkung

(1)P Für Bauwerke mit besonderen Eigenschaften, die eine Annahme gleicher seismischer Anregung aller Fußpunkte vernünftigerweise ausschließen, müssen räumliche Modelle der Erdbebeneinwirkung verwendet werden (siehe 3.2.2.1(8)).

(2)P Solche räumlichen Modelle müssen mit den elastischen Antwortspektren, die für die grundlegende Definition der Erdbebeneinwirkung nach 3.2.2.2 und 3.2.2.3 verwendet wurden, konsistent sein.

### 3.2.4 Kombinationen der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen

(1)P Der Bemessungswert  $E_d$  der Beanspruchungsgrößen in der Erdbeben-Bemessungssituation muss nach EN 1990:2002, 6.4.3.4 berechnet werden.

(2)P Die Trägheitseffekte der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung müssen unter Berücksichtigung der Massen entsprechend aller Gewichtskräfte, die in der folgenden Kombination von Einwirkungen auftreten, berechnet werden:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

mit

$\psi_{E,i}$  als Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung  $i$  (siehe 4.2.4).

(3) Die Kombinationsbeiwerte  $\psi_{E,i}$  berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit, dass die Lasten  $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$  während des Erdbebens nicht überall im Bauwerk vorhanden sind. Diese Beiwerte können auch eine verminderte Mitwirkung von Massen bei der Bewegung des Bauwerks infolge von nicht starren gegenseitigen Verbindungen berücksichtigen.

(4) Werte für  $\psi_{2,i}$  werden in EN 1990:2002 angegeben und Werte für  $\psi_{E,i}$  für Hochbauten oder andere Bauwerksarten werden in den einschlägigen Teilen der Reihe EN 1998 angegeben.

## 4 Auslegung von Hochbauten

### 4.1 Allgemeines

#### 4.1.1 Anwendungsbereich

(1)P Abschnitt **4** enthält allgemeine Regeln für die erdbebengerechte Auslegung von Hochbauten und muss zusammen mit den Abschnitten **2**, **3** und **5** bis **9** verwendet werden.

(2) Die Abschnitte **5** bis **9** betreffen besondere Regeln für verschiedene Werkstoffe und Bauteile, die bei Hochbauten Verwendung finden.

(3) Hinweise für schwingungsisolierte Hochbauten finden sich in Abschnitt **10**.

### 4.2 Eigenschaften erdbebensicherer Hochbauten

#### 4.2.1 Grundlegende Prinzipien des Entwurfskonzepts

(1)P In erdbebengefährdeten Regionen muss der Aspekt der Erdbebengefährdung bereits frühzeitig beim Entwurfskonzept eines Hochbaus berücksichtigt werden, so dass ein konstruktives System erreicht wird, das die in **2.1** enthaltenen Anforderungen mit annehmbaren Kosten erfüllen kann.

(2) Die Leitprinzipien dieses Entwurfskonzepts sind:

- konstruktive Einfachheit;
- Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz;
- bidirektionale Beanspruchbarkeit (Widerstand) und Steifigkeit;
- Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit;
- Scheibenwirkung der Decken auf Geschossebene;
- ausreichende Gründung.

Diese Prinzipien werden in den folgenden Unterabschnitten näher erläutert.

##### 4.2.1.1 Konstruktive Einfachheit

(1) Die konstruktive Einfachheit, gekennzeichnet durch das Vorhandensein klarer und direkter Wege zur Weiterleitung der erdbebeninduzierten Kräfte, ist ein wichtiges anzustrebendes Ziel, denn die Modellabbildung, Berechnung, Dimensionierung, konstruktive Durchbildung und die Errichtung von einfachen Bauwerken gehen in diesem Fall mit wesentlich geringeren Unsicherheiten einher und die Voraussage ihres seismischen Verhaltens ist damit wesentlich zuverlässiger.

##### 4.2.1.2 Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz

(1) Die Regelmäßigkeit im Grundriss wird durch eine gleichmäßige Verteilung der tragenden Bauteile gekennzeichnet, wodurch eine kurze und direkte Weiterleitung der Trägheitskräfte, die in den verteilten Massen des Bauwerks entstehen, ermöglicht wird. Wenn nötig, kann Regelmäßigkeit dadurch erreicht werden, dass das Gesamtgebäude durch Fugen in dynamisch unabhängige Einheiten unterteilt wird, vorausgesetzt, diese Fugen werden so bemessen, dass ein Aufeinanderschlagen der einzelnen Einheiten nach **4.4.2.7** vermieden wird.

(2) Die Regelmäßigkeit im Aufriss entlang der Höhe des Gebäudes ist ebenfalls wichtig, denn sie trägt zur Vermeidung des Auftretens von empfindlichen Bereichen bei, in denen Spannungskonzentrationen oder große Duktilitätsanforderungen Anlass zu vorzeitigem Versagen sein können.

(3) Eine gute Übereinstimmung zwischen der Verteilung der Massen und der Verteilung der Beanspruchbarkeit und der Steifigkeit vermeidet große Ausmittigkeiten zwischen Masse und Steifigkeit.

(4) Ist das Bauwerk von seiner Konzeption her symmetrisch oder fast symmetrisch, so stellt eine symmetrische Anordnung der tragenden Elemente, wohl verteilt im Grundriss, eine nahe liegende Lösung zur Erreichung von Regelmäßigkeit dar.

(5) Die Verwendung gleichmäßig verteilter tragender Bauteile erhöht die Redundanz, erlaubt eine günstigere Umlagerung von Beanspruchungsgrößen und sorgt für eine weit gestreute Energiedissipation im gesamten Tragwerk.

#### **4.2.1.3 Bidirektionale Beanspruchbarkeit und Steifigkeit**

(1)P Die horizontale Erdbebenbewegung ist eine bidirektionale Erscheinung, so dass das Tragwerk in der Lage sein muss, horizontalen Einwirkungen in jeder Richtung zu widerstehen.

(2) Um (1)P zu erfüllen, sollten die tragenden Bauteile längs eines im Grundriss rechtwinkligen Rasters angeordnet werden, so dass ähnliche Beanspruchbarkeits- und Steifigkeitseigenschaften in beiden Hauptrichtungen sichergestellt werden.

(3) Die Wahl der Steifigkeitseigenschaften des Bauwerks sollte versuchen, die Folgen der Erdbebeneinwirkung (unter Berücksichtigung der speziellen Bedingungen am Standort) zu minimieren und auch das Entstehen übermäßiger Verformungen begrenzen, die zur Instabilität infolge von Effekten nach Theorie 2. Ordnung oder zu großen Schäden führen könnten.

#### **4.2.1.4 Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit**

(1) Neben der Beanspruchbarkeit und der Steifigkeit in horizontaler Richtung sollten Bauwerke ausreichende Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit besitzen, um das Entstehen von Drehbewegungen zu begrenzen, die dazu führen, dass die verschiedenen tragenden Bauteile ungleichmäßig beansprucht werden. In dieser Hinsicht bieten Anordnungen, bei denen die Bauteile, die der Erdbebeneinwirkung hauptsächlich Widerstand leisten, in der Nähe des Gebäudeumfangs verteilt werden, klare Vorteile.

#### **4.2.1.5 Scheibenwirkung der Decken auf Geschossebene**

(1) In Gebäuden spielen Geschossdecken einschließlich des Daches eine sehr wichtige Rolle für das seismische Gesamtverhalten des Bauwerks. Sie verhalten sich wie horizontale Scheiben, die Trägheitskräfte sammeln und an die vertikalen tragenden Bauteile weiterleiten und dabei sicherstellen, dass diese Systeme bei der Aufnahme der horizontalen Erdbebenbeanspruchung zusammenwirken. Die Scheibenwirkung der Decken ist besonders wichtig bei komplizierten und unregelmäßigen Anordnungen vertikaler Tragsysteme oder dort, wo Systeme unterschiedlicher horizontaler Verformbarkeit zusammen verwendet werden (z. B. in Mischsystemen).

(2) Die Geschossdecken und das Dach sollten in ihrer Ebene steif und widerstandsfähig sein und wirksame Anschlüsse zu den vertikalen Tragstrukturen besitzen. Besondere Vorsicht ist geboten bei nichtkompakten oder im Grundriss sehr lang gestreckten Formen und in Fällen großer Deckenöffnungen, besonders wenn Letztere sich in der Nähe von vertikalen Haupttragstrukturen befinden und somit die Wirksamkeit der Verbindung zwischen dem vertikalen und dem horizontalen Bauteil beeinträchtigen.

(3) Die Deckenscheiben sollten in ihrer Ebene ausreichende Steifigkeit zur Verteilung der horizontalen Trägheitskräfte an die vertikalen Tragstrukturen besitzen, im Einklang mit den Berechnungsannahmen (z. B. starre Scheiben, siehe **4.3.1(4)**). Dies gilt besonders dann, wenn bedeutsame Steifigkeitsänderungen oder rückspringende vertikale Bauteile oberhalb und unterhalb der Scheibe vorkommen.

#### 4.2.1.6 Ausreichende Gründung

(1)P Für seismische Einwirkungen müssen Auslegung und Konstruktion der Gründung und ihrer Verbindungen zum Überbau sicherstellen, dass das Gesamtbauwerk einer gleichförmigen Erdbebenanregung ausgesetzt wird.

(2) Für Bauwerke, die aus einer bestimmten Anzahl tragender Wände bestehen, die aller Wahrscheinlichkeit nach unterschiedliche Längen und Steifigkeiten haben, sollte im Allgemeinen eine starre, kasten- oder zellenförmige Gründung gewählt werden, die eine Bodenplatte und eine Deckenplatte enthält.

(3) Für Gebäude mit einzelnen Gründungsteilen (Einzelfundamenten oder Pfählen) wird die Verwendung einer Bodenplatte oder von Zerbalken zwischen diesen Teilen in beiden Hauptrichtungen empfohlen, bei Beachtung der Kriterien und Regeln von EN 1998-5:2004, **5.4.1.2**.

#### 4.2.2 Primäre und sekundäre seismische Bauteile

(1)P Eine bestimmte Anzahl tragender Bauteile (z. B. Balken und/oder Stützen) dürfen als „sekundäre“ seismische Bauteile betrachtet werden, wenn diese keinen Teil des Systems bilden, das die seismische Einwirkung auf das Gebäude aufnehmen muss. Die Festigkeit und die Steifigkeit dieser Elemente für Erdbebeneinwirkungen dürfen nicht berücksichtigt werden. Diese Bauteile brauchen den Anforderungen der Abschnitte **5 bis 9** nicht zu genügen. Trotzdem müssen sie und ihre Anschlüsse derart bemessen und durchkonstruiert werden, dass sie in der Lage sind, die Trägheitslasten aufzunehmen unter Berücksichtigung der Verschiebungen, die von der ungünstigsten Erdbeben-Bemessungssituation herrühren. Bei der Auslegung dieser Bauteile sollte eine angemessene Berücksichtigung des Einflusses nach Theorie 2. Ordnung (P-Δ-Effekte) erfolgen.

(2) In den Abschnitten **5 bis 9** finden sich Regeln für die Auslegung und die konstruktive Durchbildung von sekundären seismischen Elementen, zusätzlich zu den Regeln in EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 und EN 1996.

(3) Alle Bauteile, die nicht als sekundäre seismische Bauteile betrachtet werden, stellen primäre seismische Bauteile dar. Sie werden als Teil des Systems betrachtet, das den horizontalen Kräften widersteht. Sie sollten für die Berechnung modellmäßig nach **4.3.1** abgebildet werden und nach den Regeln der Abschnitte **5 bis 9** zur Aufnahme der Erdbebenlasten ausgelegt und durchkonstruiert werden.

(4) Der Beitrag aller sekundärer seismischen Bauteile zur horizontalen Steifigkeit sollte 15 % des Beitrags aller primärer seismischer Bauteile nicht überschreiten.

(5) Die Betrachtung tragender Bauteile als sekundäre seismische Bauteile darf nicht zu einer Umklassifikation des Bauwerks nach **4.2.3** von unregelmäßig zu regelmäßig führen.

#### 4.2.3 Kriterien für konstruktive Regelmäßigkeit

##### 4.2.3.1 Allgemeines

(1)P Zu Zwecken der Erdbebenauslegung wird zwischen regelmäßigen und unregelmäßigen Bauwerken unterschieden.

**ANMERKUNG** In Bauwerken mit mehr als einer dynamisch unabhängigen Einheit beziehen sich die Einteilung und die einschlägigen Kriterien von **4.2.3** auf die einzelnen unabhängigen Einheiten. In solchen Tragwerken steht „einzelne dynamisch unabhängige Einheit“ für den Begriff „Bauwerk“ in **4.2.3**.

(2) Diese Unterscheidung wirkt sich auf folgende Aspekte der Erdbebenbemessung aus:

- das Rechenmodell, das entweder ein vereinfachtes ebenes oder ein räumliches sein kann;
- die Berechnungsmethode, die entweder ein vereinfachtes Antwortspektrumverfahren (Verfahren mit horizontalen Ersatzlasten) oder ein modales Verfahren sein kann;
- den Wert des Verhaltensbeiwerts  $q$ , der für Bauwerke, die im Aufriss nicht regelmäßig sind, abzumindern ist (siehe **4.2.3.3**).

(3)P In Anbetracht der Auswirkungen der Regelmäßigkeit der Konstruktion auf die Berechnung und Auslegung werden die Kennzeichen der Regelmäßigkeit des Bauwerks im Grundriss und im Aufriss getrennt betrachtet (Tabelle 4.1).

**Tabelle 4.1 — Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung und -auslegung**

Regelmäßig		Zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Modell	Linear-elastische Berechnung	(für lineare Berechnung)
Ja	Ja	Eben	Vereinfacht <sup>a</sup>	Referenzwert
Ja	Nein	Eben	Modal	Abgemindert
Nein	Ja	Räumlich <sup>b</sup>	Vereinfacht <sup>a</sup>	Referenzwert
Nein	Nein	Räumlich	Modal	Abgemindert

<sup>a</sup> Falls die Bedingung von 4.3.3.2.1(2)a ebenfalls erfüllt ist.

<sup>b</sup> Unter den besonderen Bedingungen von 4.3.3.1(8) darf ein eigenes ebenes Modell in jeder der beiden Horizontalrichtungen verwendet werden, nach 4.3.3.1(8).

(4) Kriterien zur Beschreibung der Regelmäßigkeit im Grundriss und im Aufriss stehen in 4.2.3.2 und 4.2.3.3; Regeln zur Modellabbildung und Berechnung werden in 4.3 angegeben.

(5)P Die Regelmäßigkeitskriterien von 4.2.3.2 und 4.2.3.3 sollten als notwendige Bedingungen betrachtet werden. Es muss nachgewiesen werden, dass die angenommene Regelmäßigkeit des Bauwerks nicht durch andere Eigenschaften beeinträchtigt wird, die in diesen Kriterien nicht enthalten sind.

(6) Die Referenzwerte der Verhaltensbeiwerte werden in den Abschnitten 5 bis 9 angegeben.

(7) Für im Aufriss unregelmäßige Bauwerke ergeben sich abgeminderte Werte der Verhaltensbeiwerte durch Multiplikation der Referenzwerte mit 0,8.

#### 4.2.3.2 Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss

(1)P Damit ein Gebäude als im Grundriss regelmäßig klassifiziert werden kann, muss es alle in den folgenden Absätzen aufgeführten Bedingungen erfüllen.

(2) Hinsichtlich der Verteilung der horizontalen Steifigkeit und der Masse muss das Bauwerk im Grundriss ungefähr symmetrisch bezüglich zweier rechtwinklig zueinander stehender Achsen sein.

(3) Die Grundrissform muss kompakt sein, d. h., jedes Stockwerk muss durch ein konkav-exkonkaves Polygon umrissen sein. Wenn es im Grundriss Rücksprünge gibt (rückspringende Ecken oder Ecken), darf trotzdem eine Regelmäßigkeit im Grundriss angenommen werden, vorausgesetzt, dass diese Rücksprünge die Steifigkeit der Decke in ihrer Ebene nicht beeinträchtigen und dass für jeden Rücksprung die Fläche zwischen dem Umriss des Stockwerks und einem konkav-exkonkaven Polygon als Umhüllende des Stockwerks 5 % der Stockwerksfläche nicht überschreitet.

(4) Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene muss im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der vertikalen tragenden Bauteile ausreichend groß sein, so dass die Verformung der Decke sich nur unwesentlich auf die Verteilung der Kräfte an die vertikalen tragenden Bauteile auswirkt. In dieser Beziehung sollten L-, C-, H-, I-, X-Grundrissformen sorgfältig untersucht werden, besonders in Bezug auf die Steifigkeit horizontal abstehender Teile, die derjenigen des Zentralteils vergleichbar sein muss, um die Bedingung der starren Scheibe zu erfüllen. Die Anwendung dieses Absatzes sollte bei der Beurteilung des globalen Verhaltens des Gebäudes stattfinden.

(5) Die Schlankheit  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$  des Gebäudes im Grundriss darf nicht größer als 4 sein, wobei  $L_{\max}$  und  $L_{\min}$  jeweils die senkrecht zueinander gemessene größte und kleinste Gebäudeabmessung im Grundriss darstellt.

(6) Für jedes Geschoss und in jeder Berechnungsrichtung  $x$  oder  $y$  müssen die tatsächliche Ausmittigkeit  $e_0$  und der Torsionsradius  $r$  die beiden unten stehenden Bedingungen erfüllen, die für die Berechnungsrichtung  $y$  angeschrieben wurden:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (4.1a)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.1b)$$

mit

$e_{0x}$  als Abstand zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt und dem Massenmittelpunkt, gemessen in  $x$ -Richtung, die senkrecht zur betrachteten Berechnungsrichtung verläuft;

$r_x$  als Quadratwurzel des Verhältnisses zwischen der Torsionssteifigkeit und der Horizontalsteifigkeit in  $y$ -Richtung („Torsionsradius“);

$l_s$  als Trägheitsradius der Geschossmasse im Grundriss (Quadratwurzel des Verhältnisses von (a) dem polaren Trägheitsmoment der Geschossmasse im Grundriss bezüglich des Massenmittelpunkts des Geschosses zu (b) der Masse des Geschosses).

Die Definitionen des Steifigkeitsmittelpunktes und des Torsionsradius  $r$  werden in den Abschnitten (7) bis (9) dieses Unterabschnitts gegeben.

(7) In eingeschossigen Gebäuden wird der Steifigkeitsmittelpunkt als der Mittelpunkt der horizontalen Steifigkeit aller primären seismischen Bauteile definiert. Der Torsionsradius  $r$  ist definiert als die Quadratwurzel des Verhältnisses der globalen Torsionssteifigkeit bezogen auf den Mittelpunkt der horizontalen Steifigkeit zur globalen Horizontalsteifigkeit in einer Richtung unter Berücksichtigung aller primären seismischen Bauteile in dieser Richtung.

(8) In mehrgeschossigen Gebäuden sind nur Näherungsdefinitionen von Steifigkeitsmittelpunkt und Torsionsradius möglich. Eine vereinfachte Definition zwecks Klassifizierung der konstruktiven Regelmäßigkeit im Grundriss und zur näherungsweisen Erfassung von Torsionseffekten ist möglich, wenn die beiden folgenden Bedingungen erfüllt werden:

- a) Alle Systeme zur Abtragung horizontaler Lasten, wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen, verlaufen ohne Unterbrechung von der Gründung bis zur Gebäudeoberkante.
- b) Die Biegelinien der einzelnen Aussteifungssysteme unter Horizontallasten unterscheiden sich nicht wesentlich. Diese Bedingung darf als erfüllt betrachtet werden bei Rahmensystemen und Wandsystemen. Im Allgemeinen ist diese Bedingung bei Mischsystemen nicht erfüllt.

**ANMERKUNG** Der Nationale Anhang kann Hinweise zu Dokumenten enthalten, die Definitionen des Steifigkeitsmittelpunkts und des Torsionsradius für mehrgeschossige Gebäude angeben, und zwar sowohl für solche, die die Bedingungen a) und b) von Absatz (8) erfüllen, als auch für solche, die diese nicht erfüllen.

(9) Bei Rahmen und bei Systemen aus schlanken Wänden mit überwiegend Biegeverformungen dürfen die Lage des Steifigkeitsmittelpunkts und der Torsionsradius aller Geschosse unter Verwendung der Trägheitsmomente der Querschnitte der Vertikalbauteile berechnet werden. Wenn zusätzlich zu den Biegeverformungen auch Schubverformungen eine nicht zu vernachlässigende Rolle spielen, dürfen sie durch die Verwendung von äquivalenten Querschnitts-Trägheitsmomenten berücksichtigt werden.

#### 4.2.3.3 Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss

(1)P Damit ein Gebäude als im Aufriss regelmäßig klassifiziert werden kann, muss es alle in den folgenden Absätzen aufgeführte Bedingungen erfüllen.

(2) Alle horizontalen Aussteifungssysteme wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen müssen ohne Unterbrechung von ihren Gründungen bis zur Oberkante des Gebäudes oder, wenn auf verschiedenen Höhen Rücksprünge vorhanden sind, bis zur Oberkante des entsprechenden Gebäudeteils verlaufen.

(3) Sowohl die Horizontalsteifigkeit als auch die Masse der einzelnen Geschosse müssen konstant sein oder allmählich ohne sprunghafte Änderungen vom Fundament bis zur Spitze eines Gebäudes abnehmen.

(4) In Rahmentragwerken sollte das Verhältnis der tatsächlichen Geschossbeanspruchbarkeit zu der laut Berechnung erforderlichen Beanspruchbarkeit nicht unverhältnismäßig stark zwischen benachbarten Geschossen variieren. In diesem Zusammenhang werden die besonderen Aspekte von mit Mauerwerk ausgefachten Rahmen in **4.3.6.3.2** behandelt.

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

- a) für allmähliche Rücksprünge unter Wahrung der axialen Symmetrie darf der Rücksprung in jedem Stockwerk nicht größer sein als 20 % der vorhergehenden Grundrissabmessung in Richtung des Rücksprungs (siehe Bild 4.1.a und Bild 4.1.b);
- b) für einen einzelnen Rücksprung innerhalb der unteren 15 % der Gesamthöhe des Haupttragssystems darf der Rücksprung nicht größer als 50 % der vorhergehenden Grundrissabmessung sein (siehe Bild 4.1.c). In diesem Fall sollte die Tragkonstruktion des unteren Bereichs innerhalb der Vertikalprojektion des Umrisses der oberen Stockwerke derart ausgelegt werden, dass sie mindestens 75 % der horizontalen Schubkräfte aufnehmen kann, die in diesem Bereich eines ähnlichen Gebäudes ohne Vergrößerung der Basis entstehen würden;
- c) wenn die Rücksprünge die Symmetrie verletzen, darf in jeder Seitenansicht die Summe der Rücksprünge von allen Geschossen nicht größer als 30 % der Grundrissabmessung des ersten Geschosses oberhalb der Gründung oder oberhalb eines starren Kellergeschosses sein, und die einzelnen Rücksprünge dürfen nicht größer als 10 % der vorhergehenden Grundrissabmessung sein (siehe Bild 4.1.d).

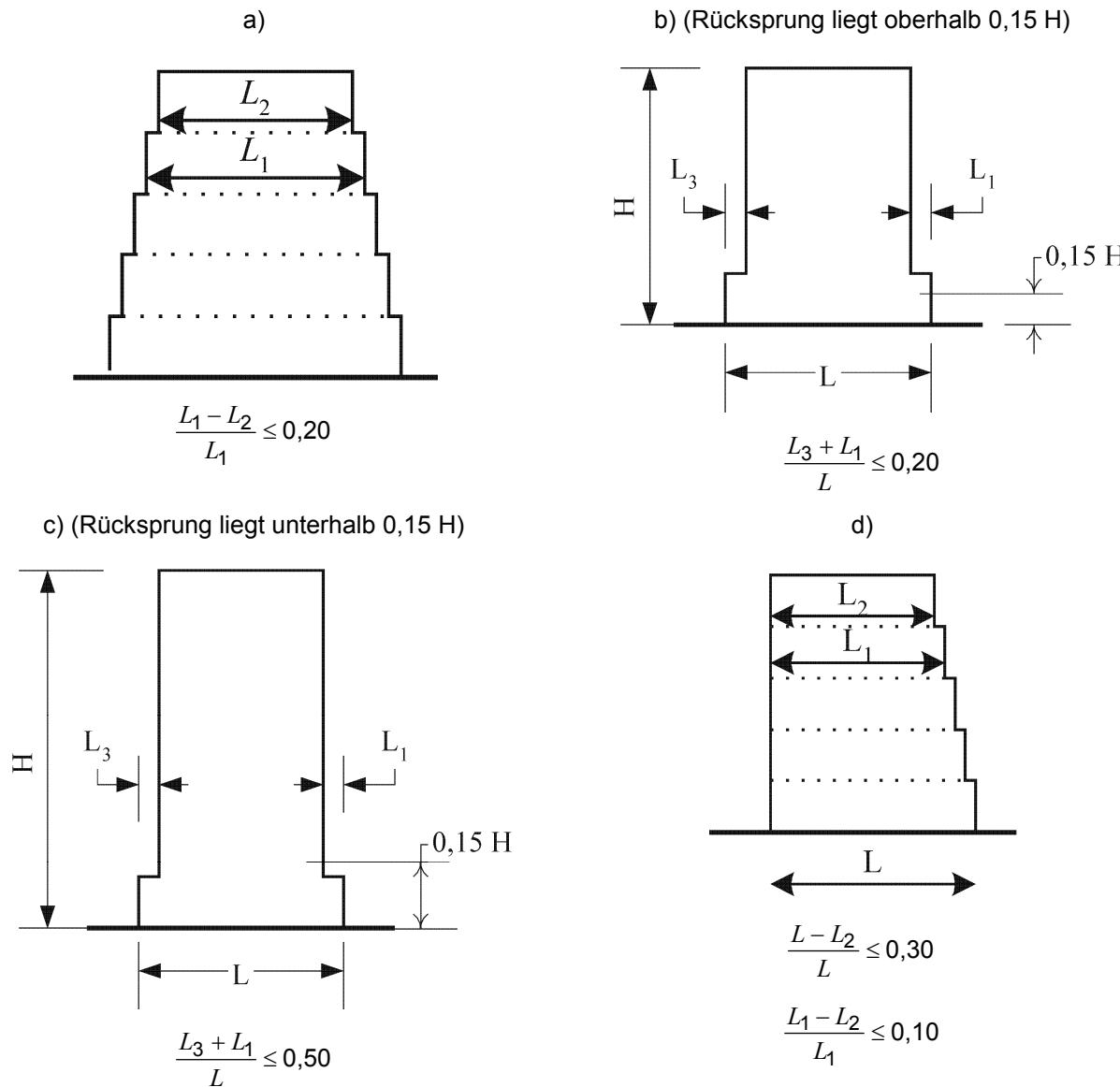


Bild 4.1 — Kriterien für die Regelmäßigkeit von Gebäuden mit Rücksprüngen

#### 4.2.4 Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen

(1)P Die Kombinationsbeiwerte  $\psi_{2i}$  (für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung  $q_i$ ) für die Auslegung von Hochbauten (siehe 3.2.4) müssen diejenigen sein, die in EN 1990:2002, Anhang A.1 angegeben sind.

(2)P Die in 3.2.4(2)P für die Berechnung der Beanspruchungsgrößen infolge Erdbebeneinwirkungen eingeführten Kombinationsbeiwerte  $\psi_{Ei}$  müssen nach folgender Formel berechnet werden:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (4.2)$$

**ANMERKUNG** Die  $\varphi$  zugewiesenen Werte zur Verwendung in einem Land können in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Die empfohlenen Werte für  $\varphi$  sind in Tabelle 4.2 aufgeführt.

**Tabelle 4.2 — Werte von  $\varphi$  zur Berechnung von  $\gamma_{Ei}$** 

<b>Art der veränderlichen Einwirkung</b>	<b>Geschoss</b>	<b><math>\varphi</math></b>
Kategorien A–C <sup>a</sup>	Dach	1,0
	Geschosse mit in Beziehung zueinander stehender Nutzung	0,8
	Unabhängig genutzte Geschosse	0,5
Kategorien D–F <sup>a</sup> und Archivräume		1,0

<sup>a</sup> Kategorien wie in EN 1991-1-1:2002 definiert.

#### 4.2.5 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte

(1)P Hochbauten werden 4 Bedeutungskategorien zugeordnet, in Abhängigkeit von den Folgen eines Einsturzes für menschliches Leben, von ihrer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit und den Schutz der Bevölkerung unmittelbar nach einem Erdbeben sowie von den sozialen und wirtschaftlichen Folgen eines Einsturzes.

(2)P Die Bedeutungskategorien werden durch verschiedene Bedeutungsbeiwerte  $\gamma_1$  charakterisiert, wie in **2.1(3)** beschrieben.

(3) Der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_1 = 1,0$  ist einem Erdbebenereignis mit der Referenz-Wiederkehrperiode nach **3.2.1(3)** zugeordnet.

(4) Die Definitionen der Bedeutungskategorien werden in Tabelle 4.3 angegeben.

**Tabelle 4.3 — Bedeutungskategorien für Hochbauten**

<b>Bedeutungs-kategorie</b>	<b>Bauwerke</b>
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z. B. landwirtschaftliche Bauten usw.
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z. B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.

ANMERKUNG Die Bedeutungskategorien I, II und III oder IV entsprechen jeweils grob den Schadensfolgeklassen CC1, CC2 und CC3, definiert in EN 1990:2002, Anhang B.

(5)P Der Wert von  $\gamma_1$  für die Bedeutungskategorie II muss definitionsgemäß gleich 1,0 sein.

ANMERKUNG Die  $\gamma_1$  zugewiesenen Werte zur Verwendung in einem Land können in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Die Werte von  $\gamma_1$  dürfen für die verschiedenen Erdbebenzonen des Landes unterschiedlich sein, in Abhängigkeit von der Erdbebengefährdung und von Überlegungen hinsichtlich der öffentlichen Sicherheit (siehe Anmerkung zu **2.1(4)**). Die empfohlenen Werte für  $\gamma_1$  für die Bedeutungskategorien I, III und IV sind gleich 0,8; 1,2 und 1,4.

(6) Für Hochbauten, die gefährliche Einbauten oder Materialien beherbergen, sollte der Bedeutungsbeiwert im Einklang mit den in EN 1998-4 festgelegten Kriterien bestimmt werden.

## 4.3 Tragwerksberechnung

### 4.3.1 Modellabbildung

(1)P Das Bauwerksmodell muss die Verteilung der Steifigkeit und Masse angemessen wiedergeben, so dass alle wesentlichen Verformungen und Trägheitskräfte für die betrachtete Erdbebeneinwirkung ordnungsgemäß erfasst werden. Bei nichtlinearen Berechnungen muss das Bauwerksmodell auch die Festigkeitsverteilung angemessen abbilden.

(2) Das Bauwerksmodell sollte auch den Beitrag der Anschlussbereiche zu der Verformbarkeit des Bauwerks berücksichtigen, z. B. die Endbereiche von Balken oder Stützen in Rahmentragwerken. Nichttragende Bauteile, die die Antwort des Haupttragsystems beeinflussen könnten, sollten ebenfalls berücksichtigt werden.

(3) Im Allgemeinen darf das Bauwerk als aus einer Anzahl von Lastabtragungssystemen für Vertikal- und Horizontallasten bestehend aufgefasst werden, die durch horizontale Scheiben miteinander verbunden sind.

(4) Falls die Deckenscheiben des Gebäudes als in ihrer Ebene starr aufgefasst werden können, dürfen die Massen und die Trägheitsmomente eines jeden Geschosses an seinem Schwerpunkt konzentriert gedacht werden.

**ANMERKUNG** Die Scheibe wird als starr betrachtet, wenn ihre Horizontalverschiebungen, berechnet mit einem Modell unter Berücksichtigung der tatsächlichen Nachgiebigkeit in ihrer Ebene, nirgendwo die unter Annahme einer starren Scheibe ermittelten absoluten Horizontalverschiebungen in der Erdbeben-Bemessungssituation um mehr als 10 % übersteigen.

(5) Bei Hochbauten, die den Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss (siehe 4.2.3.2) oder den in 4.3.3.1(8) aufgeführten Bedingungen genügen, darf die Berechnung anhand von zwei ebenen Modellen, jeweils für eine der beiden Hauptrichtungen, durchgeführt werden.

(6) In Betonbauten, Stahlbeton-Verbundbauwerken und in Mauerwerksbauten sollte die Steifigkeit der lastabtragenden Bauteile im Allgemeinen unter Berücksichtigung der Rissbildung berechnet werden. Die Steifigkeit sollte der beim anfänglichen Fließen der Bewehrung entsprechen.

(7) Wenn keine genauere rechnerische Untersuchung der gerissenen Bauteile durchgeführt wird, dürfen die elastischen Biege- und Schubsteifigkeitseigenschaften von Beton- und Mauerwerksbauteilen als die Hälfte der zugehörigen Steifigkeiten der ungerissenen Bauteile angenommen werden.

(8) Ausfachungen aus gemauerten Wänden, die wesentlich zur horizontalen Steifigkeit und Beanspruchbarkeit des Gebäudes beitragen, sollten berücksichtigt werden. Siehe 4.3.6 für Mauerwerksausfachungen von Beton-, Stahl- oder Verbundrahmen.

(9)P Die Verformbarkeit der Gründung muss im Modell berücksichtigt werden, wenn sie die Tragwerksantwort negativ beeinflussen kann.

**ANMERKUNG** Die Verformbarkeit der Gründung (einschließlich der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung) darf immer berücksichtigt werden, einschließlich der Fälle, in denen sie sich positiv auswirkt.

(10)P Die Massen müssen aus den Gewichtslasten berechnet werden, die sich aus der Kombination der Einwirkungen nach 3.2.4 ergeben. Die Kombinationsbeiwerte  $\gamma_{Ei}$  werden in 4.2.4(2)P angegeben.

### 4.3.2 Zufällige Torsionswirkungen

(1)P Um Unsicherheiten bezüglich der Lage von Massen und der räumlichen Veränderlichkeit der Erdbebenbewegung abzudecken, muss der berechnete Massenmittelpunkt von jedem Geschoss  $i$  um folgende zufällige Ausmittigkeit von seiner planmäßigen Lage in beiden Richtungen verschoben gedacht werden:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.3)$$

mit

$e_{ai}$  als zufällige Ausmittigkeit der Geschossmasse  $i$  von ihrer planmäßigen Lage, für alle Geschosse in gleicher Richtung anzusetzen;

$L_i$  als Geschossabmessung senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung.

### 4.3.3 Berechnungsmethoden

#### 4.3.3.1 Allgemeines

(1) Innerhalb des Anwendungsbereichs von Abschnitt 4 dürfen die Erdbeben-Bearbeitungen und die Beanspruchungen infolge anderer, bei der Erdbebenbemessung auftretenden Einwirkungen auf der Grundlage eines linear-elastischen Verhaltens des Tragwerks berechnet werden.

(2)P Die Referenzmethode für die Bestimmung der Beanspruchungsgrößen infolge Erdbeben ist auf der Grundlage eines linear-elastischen Modells des Bauwerks und des in 3.2.2.5 angegebenen Bemessungsspektrums das modale Antwortspektrumverfahren.

(3) In Abhängigkeit von den konstruktiven Eigenschaften des Bauwerks darf eine der beiden folgenden linear-elastischen Berechnungsmethoden verwendet werden:

- a) das „Vereinfachte Antwortspektrumverfahren“ für Hochbauten, die den Bedingungen von 4.3.3.2 genügen;
- b) das „Multimodale Antwortspektrumverfahren“, das für alle Arten von Hochbauten anwendbar ist (siehe 4.3.3.3).

(4) Als Alternative zu einer linearen Methode darf auch eine nichtlineare Methode verwendet werden, wie z. B.

- c) nichtlineare statische (pushover) Berechnung;
- d) nichtlineare Zeitverlaufsberechnung (dynamisch),

unter der Voraussetzung dass die in (5) und (6) dieses Unterabschnitts und in 4.3.3.4 aufgeführten Bedingungen erfüllt werden.

**ANMERKUNG** Für schwingungsisolierte Hochbauten werden die Bedingungen, unter denen die linearen Methoden a) und b) oder die nichtlinearen Methoden c) und d) verwendet werden dürfen, in Abschnitt 10 angegeben. Für Hochbauten ohne Basisisolierung dürfen die linearen Methoden nach 4.3.3.1(3) immer angewendet werden, wie in 4.3.3.2.1 beschrieben. Die Festlegung, ob die nichtlinearen Methoden nach 4.3.3.1(4) in einem Land auch für Bauwerke ohne Basisisolierung angewendet werden dürfen, steht in seinem Nationalen Anhang. Der Nationale Anhang darf auch Hinweise zu ergänzenden Informationen über Verformungskapazitäten von Bauteilen mit den zugehörigen Sicherheitsbeiwerten enthalten, die bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach 4.4.2.2(5) zu verwenden sind.

(5) Nichtlineare Berechnungen sollten bezüglich der Erdbeben-Eingangsdaten, des verwendeten konstitutiven Modells, der Methode zur Interpretation der Berechnungsergebnisse und der zu erfüllenden Anforderungen ordnungsgemäß begründet sein.

(6) Hochbauten ohne Schwingungsisolierung, die auf der Grundlage von nichtlinearen „pushover“-Berechnungen bemessen wurden, ohne den Verhaltensbeiwert  $q$  zu verwenden (siehe 4.3.3.4.2.1(1)d), sollten 4.4.2.2(5) und auch die Regeln für dissipative Bauwerke nach den Abschnitten 5 bis 9 erfüllen.

(7) Linear-elastische Berechnungen dürfen unter Verwendung von zwei ebenen Modellen, jeweils von einem für jede der beiden horizontalen Hauptrichtungen, durchgeführt werden, wenn die Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss erfüllt sind (siehe **4.2.3.2**).

(8) In Abhängigkeit von der Bedeutungskategorie des Bauwerks dürfen linear-elastische Berechnungen an zwei ebenen Modellen, jeweils eines für jede der beiden horizontalen Hauptrichtungen, durchgeführt werden, auch wenn die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss nach **4.2.3.2** nicht erfüllt sind, vorausgesetzt, alle nachfolgend aufgeführten besonderen Regelmäßigkeitsbedingungen werden erfüllt:

- Das Bauwerk muss gut verteilte und relativ starre Fassadenteile und Trennwände haben;
- die Höhe des Bauwerks darf 10 m nicht überschreiten;
- die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene muss im Vergleich zur horizontalen Steifigkeit der vertikalen tragenden Bauteile ausreichend groß sein, so dass eine starre Deckenwirkung angenommen werden kann;
- die Mittelpunkte der horizontalen Steifigkeit und der Masse müssen jeweils näherungsweise auf einer vertikalen Geraden liegen, und es werden in den beiden horizontalen Berechnungsrichtungen die Bedingungen  $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$ ,  $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$  erfüllt, wobei der Trägheitsradius  $l_s$ , die Torsionsradien  $r_x$  und  $r_y$  und die planmäßigen Ausmittigkeiten  $e_{ox}$  und  $e_{oy}$  wie in **4.2.3.2(6)** definiert werden.

ANMERKUNG Der Wert des Bedeutungsbeiwerts  $\gamma_1$ , bis zu dem die vereinfachte Berechnung nach **4.3.3.1(8)** in einem Land erlaubt ist, kann in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein.

(9) Auch für Hochbauten, die alle Bedingungen nach (8) in diesem Unterabschnitt mit Ausnahme von d) erfüllen, darf eine linear-elastische Berechnung unter Verwendung von zwei ebenen Modellen, jeweils eines für jede der beiden horizontalen Hauptrichtungen, durchgeführt werden, jedoch sind in diesem Fall alle berechneten Beanspruchungsgrößen infolge Erdbebeneinwirkung mit 1,25 zu multiplizieren.

(10)P Hochbauten, die den Kriterien nach (7) bis (9) dieses Unterabschnitts nicht genügen, müssen durch Verwendung eines räumlichen Modells berechnet werden.

(11)P Bei Verwendung eines räumlichen Modells muss die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung entlang aller maßgebenden horizontalen Richtungen (unter Berücksichtigung der Lage der Gebäudes) und in den jeweils dazu senkrechten horizontalen Richtungen angebracht werden. Für Hochbauten mit in zwei senkrecht zueinander stehenden Richtungen angeordneten tragenden Bauteilen werden diese beiden Richtungen als die maßgebenden Richtungen betrachtet.

#### 4.3.3.2 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

##### 4.3.3.2.1 Allgemeines

(1)P Diese Berechnungsmethode darf bei Hochbauten angewandt werden, deren Antwort nicht wesentlich durch Beiträge von höheren Schwingungsformen als die Grundeigenform in jeder Hauptrichtung beeinflusst wird.

(2) Die Anforderung von (1)P dieses Unterabschnitts wird als erfüllt angesehen bei Hochbauten, welche den beiden folgenden Bedingungen genügen:

- Sie haben eine Eigenschwingungsdauer  $T_1$  in den beiden Hauptrichtungen, die kleiner ist als folgende Werte

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.4)$$

mit  $T_C$  wie in **3.2.2.2** definiert;

- sie erfüllen die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss nach **4.2.3.3**.

#### 4.3.3.2.2 Gesamterdbebenkraft

(1)P Die Gesamterdbebenkraft  $F_b$  in jeder horizontaler Richtung, in der das Bauwerk rechnerisch untersucht wird, muss nach folgender Formel bestimmt werden:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.5)$$

mit

$S_d(T_1)$  als Ordinate des Bemessungsspektrums (siehe 3.2.2.5) bei der Periode  $T_1$ ;

$T_1$  als Eigenschwingungsdauer des Bauwerks für horizontale Bewegungen in der betrachteten Richtung;

$m$  als Gesamtmasse des Bauwerks, oberhalb der Gründung oder über der Oberkante eines starren Kellergeschosses, berechnet im Einklang mit 3.2.4(2);

$\lambda$  als Korrekturbeiwert, mit  $\lambda = 0,85$ , wenn  $T_1 \leq 2 \cdot T_C$  ist und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, sonst  $\lambda = 1,0$ .

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 kleiner ist, durchschnittlich um 15 %, als die gesamte Gebäudemasse.

(2) Für die Bestimmung der Eigenschwingungsdauer  $T_1$  des Bauwerks dürfen Ausdrücke auf der Grundlage baudynamischer Methoden (z. B. der Rayleigh-Methode) verwendet werden.

(3) Für Hochbauten mit einer Höhe bis zu 40 m darf der Wert von  $T_1$  (in s) durch folgenden Ausdruck näherungsweise bestimmt werden:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.6)$$

mit

$C_t$  gleich 0,085 für biegesteife räumliche Stahlrahmen, 0,075 für biegesteife räumliche Stahlbetonrahmen und für ausmittig ausgesteifte Stahlrahmen und 0,050 für alle anderen Tragwerke;

$H$  als Bauwerkshöhe, in m, ab Fundamentoberkante oder der Oberkante eines starren Kellergeschosses.

(4) Alternativ darf bei Hochbauten mit Schubwänden aus Beton oder Mauerwerk der Wert  $C_t$  in Gleichung (4.6) angenommen werden zu

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (4.7)$$

mit

$$\boxed{\text{AC}} \quad A_c = \sum \left[ A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H)^2) \right] \quad \boxed{\text{AC}} \quad (4.8)$$

und

$A_c$  als gesamte wirksame Fläche der Schubwände im Erdgeschoss des Gebäudes, in  $\text{m}^2$ ;

$A_i$  als wirksame Querschnittsfläche der Schubwand  $i$  in der betrachteten Richtung im Erdgeschoss des Gebäudes, in  $\text{m}^2$ ;

$H$  wie in (3) dieses Unterabschnitts;

$l_{wi}$  als Länge der zu den wirkenden Kräften parallelen Schubwand  $i$  im Erdgeschoss in m, mit der Einschränkung, dass  $l_{wi} / H$  den Wert 0,9 nicht überschreiten sollte.

(5) Alternativ darf die Abschätzung von  $T_1$  (in s) durch die Verwendung folgender Gleichung erfolgen:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (4.9)$$

mit

$d$  als horizontale elastische Verschiebung der Gebäudespitze, in m, infolge der in Horizontalrichtung angreifend gedachten Gewichtslasten.

#### 4.3.3.2.3 Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

(1) Die Grundmodalformen in den horizontalen Berechnungsrichtungen des Hochbaus dürfen mit Hilfe baudynamischer Methoden berechnet oder durch Horizontalverschiebungen angenähert werden, die mit der Höhe des Bauwerks linear zunehmen.

(2)P Die Beanspruchungsgrößen aus Erdbebeneinwirkung müssen bestimmt werden, indem an den beiden ebenen Modellen horizontale Kräfte  $F_i$  an allen Stockwerken angebracht werden.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (4.10)$$

mit

- $F_i$  als am Stockwerk  $i$  angreifende Horizontalkraft;
- $F_b$  als Gesamterdbebenkraft nach Gleichung (4.5);
- $s_i, s_j$  als Verschiebungen der Massen  $m_i, m_j$  in der Grundeigenform;
- $m_i, m_j$  als Stockwerksmassen, berechnet nach 3.2.4(2).

(3) Wenn die Grundeigenform durch mit der Höhe linear zunehmenden Horizontalverschiebungen angenähert wird, sollten die Horizontalkräfte  $F_i$  nach folgendem Ausdruck bestimmt werden:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (4.11)$$

mit

- $z_i, z_j$  als Höhe der Massen  $m_i, m_j$  über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift (Fundamentebene oder Oberkante eines starren Kellergeschosses).

(4)P Die horizontalen Kräfte  $F_i$ , die nach diesem Unterabschnitt bestimmt wurden, müssen unter der Annahme in ihrer Ebene starrer Deckenscheiben auf die Aussteifungssysteme für Horizontallasten verteilt werden.

#### 4.3.3.2.4 Torsionswirkungen

(1) Falls die horizontale Steifigkeit und die Masse im Grundriss symmetrisch verteilt sind und falls die zufällige Ausmittigkeit nach 4.3.2(1)P nicht mit einer genaueren Methode erfasst wird (z. B. derjenigen von 4.3.3.3(1)), dürfen die zufälligen Torsionswirkungen dadurch berücksichtigt werden, dass die Beanspruchungen in den einzelnen lastabtragenden Bauteilen, wie sie sich nach Anwendung von 4.3.3.2.3(4) ergeben, mit dem nachfolgend definierten Beiwert  $\delta$  multipliziert werden:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.12)$$

mit

- $x$  als Abstand des betrachteten Bauteils vom Massenmittelpunkt des Gebäudes im Grundriss, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebenwirkung;
- $L_e$  als Abstand zwischen den beiden äußersten Bauteilen, die horizontale Lasten abtragen, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebenwirkung.

(2) Wenn die Berechnung unter Verwendung von zwei ebenen Modellen durchgeführt wird, jeweils von einem für jede horizontale Hauptrichtung, dürfen Torsionswirkungen durch Verdopplung der zufälligen Ausmittigkeit  $e_{ai}$  nach Gleichung (4.3) und Anwendung von Absatz (1) dieses Unterabschnitts berechnet werden, bei Erhöhung des Faktors 0,6 in Gleichung (4.12) auf 1,2.

#### 4.3.3.3 Modales Antwortspektrumverfahren

##### 4.3.3.3.1 Allgemeines

(1)P Diese Art der Berechnung muss bei Hochbauten angewandt werden, welche die in 4.3.3.2.1(2) angegebenen Bedingungen zur Anwendung des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens nicht erfüllen.

(2)P Die Antwort aller Modalformen, die wesentlich zur Gesamtantwort beitragen, muss berücksichtigt werden.

(3) Die in Absatz (2)P angegebenen Bedingungen dürfen als erfüllt angesehen werden, wenn gezeigt werden kann, dass einer der folgenden Sätze erfüllt ist:

- die Summe der effektiven Modalmassen der berücksichtigten Modalbeiträge erreicht mindestens 90 % der Gesamtmasse des Bauwerks;
- alle Modalbeiträge, deren effektive Modalmassen größer sind als 5 % der Gesamtmasse, wurden berücksichtigt.

ANMERKUNG Die effektive modale Masse  $m_k$ , die zum Modalbeitrag  $k$  gehört, ist so definiert, dass die Gesamterdbebenkraft  $F_{bk}$ , die in Richtung der angebrachten Erdbebeneinwirkung wirkt, als  $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$  ausgedrückt werden darf. Es kann gezeigt werden, dass die Summe der effektiven Modalmassen (für alle Modalbeiträge und eine gegebene Richtung) gleich der Masse des Bauwerks ist.

(4) Wenn ein räumliches Modell verwendet wird, sollten die obigen Bedingungen für jede maßgebende Richtung überprüft werden.

(5) Wenn die in (3) angegebenen Bedingungen nicht erfüllt werden können (z. B. in Hochbauten mit einem wesentlichen Beitrag von Torsionsmodalformen), sollte die minimale Anzahl  $k$  von in einer räumlichen Berechnung zu berücksichtigenden Modalbeiträgen die beiden folgenden Bedingungen erfüllen:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (4.13)$$

und

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (4.14)$$

mit

- $k$  als Anzahl der berücksichtigten Modalbeiträge;

- $n$  als Anzahl der Geschosse über dem Fundament oder der Oberkante eines starren Kellergeschosses;  
 $T_k$  als Periode der Modalform  $k$ .

#### 4.3.3.3.2 Kombination der Modalbeiträge

(1) Die Antworten in zwei Modalformen  $i$  und  $j$  (sowohl bei Verschiebungs- als auch bei Verdrehungseigenformen) dürfen als voneinander unabhängig betrachtet werden, wenn ihre Perioden  $T_i$  und  $T_j$  (mit  $T_j \leq T_i$ ) folgende Bedingung erfüllen:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (4.15)$$

(2) Wenn alle maßgebenden Modalbeiträge (siehe 4.3.3.3.1(3) bis (5)) als voneinander unabhängig betrachtet werden dürfen, darf der Größtwert  $E_E$  einer seismischen Beanspruchungsgröße wie folgt berechnet werden:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.16)$$

mit

$E_E$  als betrachtete seismische Beanspruchungsgröße (Kraft, Verschiebung usw.);

$E_{Ei}$  als Wert dieser seismischen Beanspruchungsgröße im Modalbeitrag  $i$ .

(3)P Ist (1) nicht erfüllt, müssen genauere Verfahren für die Kombination der modalen Größtwerte, wie z. B. die „Vollständige quadratische Kombination“ verwendet werden.

#### 4.3.3.3.3 Torsionswirkungen

(1) Wird der Berechnung ein räumliches Modell zugrunde gelegt, dürfen die zufälligen Torsionswirkungen nach 4.3.2(1)P bestimmt werden als Umhüllende der Beanspruchungsgrößen, die aus statischen Belastungen stammen, bestehend aus Gruppen von Torsionsmomenten  $M_{ai}$  um die vertikale Achse eines jeden Geschosses  $i$ :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.17)$$

mit

$M_{ai}$  als Torsionsmoment, wirkend auf das Geschoss  $i$  um seine vertikale Achse;

$e_{ai}$  als zufällige Ausmittigkeit der Geschossmasse  $i$  nach Gleichung (4.3) für alle maßgebenden Richtungen;

$F_i$  als Horizontalkraft, wirkend auf das Geschoss  $i$ , wie in 4.3.3.2.3 für alle maßgebenden Richtungen hergeleitet.

(2) Die Beanspruchungen aus den Belastungen nach (1) sollten mit positiven und negativen Vorzeichen berücksichtigt werden (dasselbe Vorzeichen für alle Geschosse).

(3) Werden zwei getrennte ebene Modelle für die Berechnung verwendet, dürfen Torsionswirkungen durch Anwendung der Regeln 4.3.3.2.4(2) auf die nach 4.3.3.3.2 berechneten Beanspruchungsgrößen berücksichtigt werden.

#### 4.3.3.4 Nichtlineare Verfahren

##### 4.3.3.4.1 Allgemeines

(1)P Das für die linear-elastische Berechnung verwendete mathematische Modell muss um die Festigkeit und das Verhalten der tragenden Bauteile im nachlinearen Bereich erweitert werden.

(2) Es sollte mindestens eine bilineare Kraft-Verformungs-Beziehung auf Elementebene verwendet werden. Für Hochbauten aus Stahlbeton und Mauerwerk sollte die linear-elastische Steifigkeit der bilinearen Kraft-Verformungsbeziehung derjenigen gerissener Querschnitte entsprechen (siehe 4.3.1(7)). In duktilen Bauteilen, bei denen während der Systemantwort Beanspruchungen jenseits der Fließgrenze erwartet werden, sollte die Sekantensteifigkeit zum Fließpunkt in der bilinearen Beziehung verwendet werden. Trilineare Kraft-Verformungsbeziehungen, die Steifigkeiten vor und nach der Rissbildung berücksichtigen, sind zugelassen.

(3) Die tangentiale Steifigkeit nach Erreichen des Fließpunkts darf zu null angenommen werden. Falls ein Festigkeitsabfall erwartet wird, z. B. für Mauerwerkswände oder andere spröde Bauteile, muss sie bei der Kraft-Verformungsbeziehung dieser Bauteile berücksichtigt werden.

(4) Wenn nichts anderes festgelegt ist, sollten Bauteileigenschaften auf Mittelwerten der Werkstoffeigenschaften basieren. Für neuartige Konstruktionen dürfen Mittelwerte von Werkstoffeigenschaften auf Basis von in EN 1992 bis EN 1996 oder in anderen werkstoffbezogenen Europäischen Normen enthaltenen charakteristischen Werten abgeschätzt werden.

(5)P Gewichtslasten nach 3.2.4 müssen auf die entsprechenden Elemente des mathematischen Modells aufgebracht werden.

(6) Längskräfte infolge von Gewichtslasten sollten bei der Bestimmung von Kraft-Verformungsbeziehungen für Bauteile berücksichtigt werden. Biegemomente in vertikalen tragenden Bauteilen infolge von Gewichtslasten dürfen vernachlässigt werden, es sei denn, sie beeinflussen das Gesamttragwerksverhalten in maßgeblicher Weise.

(7)P Die Erdbebeneinwirkung muss sowohl in positiver als auch in negativer Richtung aufgebracht werden und es müssen die sich daraus ergebenden maximalen seismischen Beanspruchungsgrößen verwendet werden.

##### 4.3.3.4.2 Nichtlineare statische (pushover) Berechnung

###### 4.3.3.4.2.1 Allgemeines

(1) Die „pushover“-Berechnung ist eine nichtlineare statische Berechnung, die unter konstanten Gewichtslasten und monoton wachsenden Horizontalkräften durchgeführt wird. Sie darf sowohl bei der Auslegung neuer als auch bei bereits bestehenden Hochbauten für folgende Zwecke zur Überprüfung des Tragverhaltens angewendet werden:

- um die Werte des Überfestigkeitsverhältnisses  $\alpha_u/\alpha_1$  zu bestätigen oder zu korrigieren (siehe 5.2.2.2, 6.3.2, 7.3.2);
- um die erwarteten plastischen Mechanismen und die Schädigungsverteilung abzuschätzen;
- um das Tragverhalten bestehender oder ertüchtigter Hochbauten für die Zwecke von EN 1998-3 zu erfassen;
- als eine Alternative zur Auslegung auf der Grundlage linear-elastischer Berechnungen unter Verwendung des Verhaltensbeiwerts  $q$ . In diesem Fall sollte die in 4.3.3.4.2.6(1)P beschriebene Zielverschiebung Grundlage der Bemessung sein.

(2)P Hochbauten, die den Regelmäßigkeitskriterien von **4.2.3.2** oder den Kriterien von **4.3.3.1(8)a)** bis e) nicht genügen, müssen unter Verwendung eines räumlichen Modells berechnet werden. Es dürfen zwei unabhängige Berechnungen mit Horizontalkräften, die nur in einer Richtung wirken, durchgeführt werden.

(3) Bei Hochbauten, die den Regelmäßigkeitskriterien von **4.2.3.2** oder den Kriterien von **4.3.3.1(8)a)** bis d) genügen, darf die Berechnung unter Verwendung von zwei ebenen Modellen, jeweils von einem für jede der beiden horizontalen Hauptrichtungen, durchgeführt werden.

(4) Bei niedrigen Mauerwerksbauten, in denen die tragenden Wände hauptsächlich auf Schub beansprucht werden, darf jedes Geschoss für sich getrennt berechnet werden.

(5) Die Anforderungen in (4) dürfen als erfüllt gelten, wenn höchstens 3 Geschosse vorliegen und wenn die Mittelwerte der Verhältnisse Höhe zu Länge der tragenden Wände kleiner ist als 1,0.

#### **4.3.3.4.2.2 Horizontalkräfte**

- (1) Es sollten mindestens zwei vertikale Verteilungen der horizontalen Lasten verwendet werden:
- eine „gleichmäßige“ Verteilung, auf der Grundlage von Horizontalkräften, die den Massen proportional sind, unabhängig von der Höhenlage (gleichmäßige Beschleunigungsantwort);
  - eine „modale“ Verteilung, proportional den Horizontalkräften nach der Verteilung wie bei der linear-elastischen Berechnung in der betrachteten Richtung ermittelt (nach **4.3.3.2** oder **4.3.3.3**).

(2)P Die Horizontalkräfte müssen an den Massenpunkten des Modells angreifen. Die zufällige Ausmittigkeit nach **4.3.2(1)P** muss berücksichtigt werden.

#### **4.3.3.4.2.3 Kapazitätskurve**

(1) Die Beziehung zwischen der Gesamterdbebenkraft und der Kontrollverschiebung („Kapazitätskurve“) sollte, für Werte der Kontrollverschiebung zwischen null und 150 % der Zielverschiebung wie in **4.3.3.4.2.6** definiert, durch eine „pushover“-Berechnung ermittelt werden.

(2) Die Kontrollverschiebung darf am Massenmittelpunkt des Gebäudedaches angenommen werden. Die Decke über einem „Penthouse“ sollte nicht als dieses Dach betrachtet werden.

#### **4.3.3.4.2.4 Überfestigkeitsbeiwert**

(1) Wird der Überfestigkeitsbeiwert ( $\alpha_u/\alpha_1$ ) durch eine „pushover“-Berechnung ermittelt, sollte der niedrigere der für die zwei Verteilungen der Horizontallasten berechneten beiden Werte des Überfestigkeitsbeiwerts verwendet werden.

#### **4.3.3.4.2.5 Plastischer Mechanismus**

(1)P Der plastische Mechanismus muss für beide Horizontalkraftverteilungen bestimmt werden. Die plastischen Mechanismen müssen mit den Mechanismen konsistent sein, auf welchen der bei der Auslegung verwendete Verhaltensbeiwert  $q$  basiert.

#### **4.3.3.4.2.6 Zielverschiebung**

(1)P Die Zielverschiebung ist über die vom elastischen Antwortspektrum nach **3.2.2.2** bestimmte Verschiebung eines äquivalenten Einmassenschwingers definiert.

**ANMERKUNG** Der informative Anhang B gibt ein Verfahren zur Bestimmung der Zielverschiebung aus dem elastischen Antwortspektrum an.

#### 4.3.3.4.2.7 Verfahren zur Abschätzung der Torsionswirkungen

(1)P Eine mit den in **4.3.3.4.2.2** angegebenen Kräfteverteilungen durchgeführte „pushover“-Berechnung könnte Verformungen der steifen/starken Seite eines torsionsweichen Bauwerks, d. h. eines Bauwerks mit vorwiegenden Torsionsanteilen in der 1. Eigenform, wesentlich unterschätzen. Dies gilt auch für die Verschiebungen der steifen/starken Seite in einer Richtung bei einem Bauwerk mit vorwiegenden Torsionsanteilen in der zweiten Eigenform. Für solche Bauwerke müssen die Verschiebungen der steifen/starken Seite im Vergleich zu jenen eines entsprechenden, nicht torsionsbeanspruchten Bauwerks erhöht werden.

**ANMERKUNG** Die steife/starke Seite im Grundriss ist diejenige, die unter der Einwirkung von zu ihr parallelen statischen Horizontallasten kleinere horizontale Verschiebungen erfährt als die gegenüberliegende Seite. Für torsionsweiche Tragwerke könnten die dynamischen Verschiebungen an der steifen/starken Seite wesentlich höher liegen infolge des Einflusses der Eigenform mit vorwiegenden Torsionsanteilen.

(2) Die in (1) dieses Unterabschnitts dargelegte Anforderung kann als erfüllt angesehen werden, wenn der Vergrößerungsbeiwert, der auf die Verschiebungen der steifen/starken Seite angewendet wird, auf den Ergebnissen einer linear-elastischen modalen Analyse eines räumlichen Modells basiert.

(3) Wenn zwei ebene Modelle für die Berechnung von im Grundriss regelmäßigen Bauwerken verwendet werden, dürfen die Torsionswirkungen nach **4.3.3.2.4** oder **4.3.3.3.3** abgeschätzt werden.

#### 4.3.3.4.3 Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung

(1) Die zeitabhängige Bauwerksantwort darf mittels direkter numerischer Integration der Bewegungsdifferentialgleichungen unter Verwendung der in **3.2.3.1** definierten Beschleunigungszeitverläufe zur Beschreibung der Bodenbewegungen ermittelt werden.

(2) Die Modelle der tragenden Bauteile sollten **4.3.3.4.1(2)** bis **(4)** erfüllen und durch Regeln zur Beschreibung des Bauteilverhaltens unter Entlastungs- und Wiederbelastungszyklen jenseits der linear-elastischen Grenzbeanspruchung ergänzt werden. Diese Regeln sollten die Energiedissipation im Bauteil über den Bereich der in der seismischen Bemessungssituation erwarteten Verformungsamplituden realitätsnah wiedergeben.

(3) Werden Ergebnisse aus mindestens 7 nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen mit Beschleunigungszeitverläufen nach **3.2.3.1** gewonnen, sollte der Mittelwert der Antwortgrößen aus allen diesen Berechnungen als Bemessungswert der Beanspruchungsgröße  $E_d$  bei den einschlägigen Nachweisen nach **4.4.2.2** verwendet werden. Andernfalls sollte der ungünstigste Wert der Antwortgröße aus allen Berechnungen als  $E_d$  verwendet werden.

#### 4.3.3.5 Kombination der Beanspruchungsgrößen infolge der Komponenten der Erdbebeneinwirkung

##### 4.3.3.5.1 Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung

(1)P Im Allgemeinen müssen die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung (siehe **3.2.2.1(3)**) als gleichzeitig wirkend angenommen werden.

(2) Das Zusammenwirken der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung darf wie folgt berücksichtigt werden:

- Die Bauwerksantwort auf jede Komponente muss getrennt ermittelt werden, unter Verwendung der in **4.3.3.3.2** angegebenen Kombinationsregeln für Modalbeiträge.
- Der Größtwert jeder Beanspruchungsgröße des Bauwerks infolge beider Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung darf mittels der Quadratwurzel der Summe der quadrierten Werte der Beanspruchungsgrößen infolge jeder einzelnen Horizontalkomponente abgeschätzt werden.

c) Regel b) liefert im Allgemeinen eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der wahrscheinlichen Werte anderer Beanspruchungsgrößen, die gleichzeitig mit den Größtwerten, die wie in b) weiter oben ermittelt wurden, auftreten. Es dürfen auch genauere Modelle zur Abschätzung der wahrscheinlichen, gleichzeitig auftretenden Werte von mehr als einer Beanspruchungsgröße infolge der beiden Horizontalkomponenten der seismischen Einwirkung verwendet werden.

(3) Als eine Alternative zu b) und c) in (2) dieses Unterabschnitts dürfen die Beanspruchungsgrößen infolge des Zusammenwirkens der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung durch den Ansatz der beiden folgenden Kombinationen berechnet werden:

$$\text{a)} E_{Edx} " + " 0,30E_{Edy} \quad (4.18)$$

$$\text{b)} 0,30E_{Edx} " + " E_{Edy} \quad (4.19)$$

wobei

"+" „zu kombinieren mit“ bedeutet;

$E_{Edx}$  die Beanspruchungsgrößen infolge des Angriffs der Erdbebeneinwirkung in Richtung der gewählten horizontalen Achse  $x$  des Bauwerks darstellt;

$E_{Edy}$  die Beanspruchungsgrößen infolge des Angriffs derselben Erdbebeneinwirkung in Richtung der dazu senkrechten horizontalen Achse  $y$  des Bauwerks darstellt.

(4) Wenn in verschiedenen horizontalen Richtungen das Tragsystem oder die Regelmäßigkeitskategorie des Bauwerks im Aufriss unterschiedlich ist, darf der Wert des Verhaltensbeiwerts  $q$  auch verschieden sein.

(5)P Das Vorzeichen jeder Komponente in den obigen Kombinationen muss mit dem Ziel eines möglichst ungünstigen resultierenden Werts der betrachteten Beanspruchungsgröße gewählt werden.

(6) Bei nichtlinearen statischen (pushover) Berechnungen unter Verwendung eines räumlichen Modells sollten die Kombinationsregeln nach (2) und (3) in diesem Unterabschnitt verwendet werden, mit  $E_{Edx}$  als Kräfte und Verformungen infolge Aufbringung der Zielverschiebung in  $x$ -Richtung und  $E_{Edy}$  als Kräfte und Verformungen infolge Aufbringung der Zielverschiebung in  $y$ -Richtung. Die aus der Kombination resultierenden Schnittkräfte sollten die zugehörigen Kapazitätswerte nicht überschreiten.

(7)P Bei der Verwendung nichtlinearer Zeitverlausberechnungen und eines räumlichen Modells des Bauwerks müssen gleichzeitig wirkende Beschleunigungszeitverläufe in beiden horizontalen Richtungen angesetzt werden.

(8) Bei Gebäuden, welche die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss erfüllen, und in denen Wände oder unabhängige Aussteifungssysteme in den beiden horizontalen Hauptrichtungen die einzigen primären seismischen Bauteile sind (siehe 4.2.2), darf angenommen werden, dass die Erdbebeneinwirkung getrennt und ohne die Kombinationen nach (2) und (3) in diesem Unterabschnitt entlang der beiden senkrecht zueinander stehenden horizontalen Hauptachsen des Bauwerks angreift.

#### 4.3.3.5.2 Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung

(1) Ist  $a_{Vg}$  größer als  $0,25 g$  ( $2,5 \text{ m/s}^2$ ), so sollte die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung, wie in 3.2.2.3 definiert, in den nachfolgend aufgeführten Fällen berücksichtigt werden:

- Für horizontale oder fast horizontale tragende Bauteile mit Spannweiten von 20 m oder mehr;
- für horizontale oder fast horizontale auskragende Bauteile mit Längen über 5 m;
- für horizontale oder fast horizontale vorgespannte Bauteile;

- für Balken, die Stützen tragen;
- in schwingungsisolierten Bauwerken.

(2) Die Berechnung zur Bestimmung der Beanspruchungsgrößen infolge der Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung darf anhand eines Teilmodells des Bauwerks erfolgen, das diejenigen Bauteile enthält, auf welche die Vertikalkomponente angreifend gedacht wird (z. B. die im vorherigen Absatz aufgezählten), und die Steifigkeit der benachbarten Bauteile berücksichtigt.

(3) Die Beanspruchungsgrößen aus der Vertikalkomponente brauchen nur für die betrachteten Bauteile selbst (z. B. die in (1) dieses Unterabschnitts aufgeführten) und ihre unmittelbar angeschlossenen, stützenden Bauteile oder Unterstrukturen berücksichtigt zu werden.

(4) Sind die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung auch für diese Bauteile von Bedeutung, dürfen die Regeln in **4.3.3.5.1(2)** angewendet werden, erweitert auf drei Komponenten der Erdbebeneinwirkung. Alternativ dürfen alle drei der folgenden Kombinationen zur Berechnung der Beanspruchungsgrößen verwendet werden:

$$a) E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} + 0,30 E_{Edz} \quad (4.20)$$

$$b) 0,30 E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30 E_{Edz} \quad (4.21)$$

$$c) 0,30 E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} + E_{Edz} \quad (4.22)$$

wobei

"+" „zu kombinieren mit“ bedeutet;

$E_{Edx}$  und  $E_{Edy}$  wie in **4.3.3.5.1(3)** sind;

$E_{Edz}$  die Beanspruchungsgrößen infolge des Angriffs der Vertikalkomponente der Bemessungs-Erbbebeneinwirkung, wie in **3.2.2.5(5)** und **(6)** definiert, darstellt.

(5) Wenn eine nichtlineare statische (pushover) Berechnung durchgeführt wird, darf die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung vernachlässigt werden.

#### 4.3.4 Berechnung der Verschiebungen

(1)P Wird eine lineare Berechnung durchgeführt, müssen die durch die Erdbebeneinwirkung hervorgerufenen Verschiebungen auf der Grundlage der elastischen Verformungen des Tragwerks mit Hilfe der folgenden vereinfachten Gleichung bestimmt werden:

$$d_s = q_d d_e \quad (4.23)$$

mit

$d_s$  als Verschiebung eines Punkts des Tragwerks infolge der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung;

$q_d$  als Verschiebungsverhaltensbeiwert, der gleich  $q$  angenommen wird, wenn nichts anderes vorgeschrieben ist;

$d_e$  als Verschiebung des gleichen Punkts des Tragwerks, wie durch eine lineare Berechnung auf der Grundlage des Bemessungs-Antwortspektrums nach **3.2.2.5** ermittelt.

Der Wert von  $d_s$  braucht nicht größer zu sein als der Wert, der sich aus dem elastischen Spektrum ergibt.

**ANMERKUNG** Im Allgemeinen ist  $q_d$  größer als  $q$ , wenn die Grundperiode des Bauwerks kleiner ist als  $T_C$  (siehe Bild B.2).

(2)P Bei der Bestimmung der Verschiebungen  $d_e$  müssen die Torsionseffekte infolge der Erdbeben-einwirkung berücksichtigt werden.

(3) Sowohl bei statischen als auch bei dynamischen nichtlinearen Berechnungen ergeben sich die Verschiebungen ohne weitere Veränderungen direkt aus der Berechnung.

#### 4.3.5 Nichttragende Bauteile

##### 4.3.5.1 Allgemeines

(1)P Nichttragende Teile von Hochbauten (z. B. Brüstungen, Giebel, Antennen, mechanische Komponenten und Anlagen, Vorhangsfassaden, Trennwände, Geländer), die im Versagensfall eine Gefahr für Personen darstellen oder das Haupttragwerk des Bauwerks oder die Funktionsfähigkeit kritischer Einrichtungen beeinträchtigen könnten, müssen einschließlich ihrer Stützungen für die Aufnahme der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung nachgewiesen werden.

(2)P Bei sehr wichtigen nichttragenden Bauteilen oder solchen von besonderer Gefährlichkeit muss die Erdbebenberechnung auf einem realistischen Modell der entsprechenden Tragwerksteile und geeigneten Antwortspektren basieren, die aus der Antwort der unterstützenden tragenden Bauteile des die Erdbebenlasten hauptsächlich aufnehmenden Tragsystems hergeleitet wurden.

(3) In allen anderen Fällen sind ordnungsgemäß begründete Vereinfachungen dieser Vorgehensweise (z. B. wie in 4.3.5.2(2) angegeben) zulässig.

##### 4.3.5.2 Nachweis

(1)P Die nichttragenden Bauteile und auch ihre Verbindungen und Anschlüsse oder Verankerungen müssen für die Erdbeben-Bemessungssituation nachgewiesen werden (siehe 3.2.4).

**ANMERKUNG** Die örtliche Einleitung von Beanspruchungen in das Tragwerk durch die Befestigung nichttragender Bauteile und ihr Einfluss auf das Tragwerkverhalten sollten untersucht werden. Die Anforderungen für Befestigungen an Beton sind in EN 1992-1-1:2004, 2.7 angegeben.

(2) Die Beanspruchungsgrößen infolge der Erdbebeneinwirkung dürfen bestimmt werden, indem auf das nichttragende Bauteil eine Horizontalkraft  $F_a$  angesetzt wird, die wie folgt definiert wird:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a)/q_a \quad (4.24)$$

mit

$F_a$  als horizontale Erdbebenkraft, die im Massenmittelpunkt des nichttragenden Bauteils in ungünstiger Richtung wirkt;

$W_a$  als Gewicht des Bauteils;

$S_a$  als der Erdbebenbeiwert für nichttragende Bauteile, (siehe (3) in diesem Unterabschnitt);

$\gamma_a$  als Bedeutungsbeiwert des Bauteils, siehe 4.3.5.3;

$q_a$  als Verhaltensbeiwert des Bauteils, siehe Tabelle 4.4.

(3) Der Erdbebenbeiwert  $S_a$  darf mit Hilfe der folgenden Gleichung berechnet werden:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [3(1 + z/H)/(1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5] \quad (4.25)$$

mit

- $\alpha$  als Verhältnis der Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A,  $a_g$ , zur Erdbeschleunigung  $g$ ;
- $S$  als Bodenparameter;
- $T_a$  als Grundperiode des nichttragenden Bauteils;
- $T_1$  als Grundperiode des Bauwerks in der jeweiligen Richtung;
- $z$  als Höhenlage des nichttragenden Bauteils über der Angriffsebene der Erdbebeneinwirkung (Fundamentoberkante oder Oberkante eines starren Kellergeschosses);
- $H$  als Höhe des Hochbaus, ab Fundamentoberkante oder ab Oberkante eines starren Kellergeschosses.

Der Wert des Erdbebenbeiwerts  $S_a$  darf nicht kleiner sein als  $\alpha \cdot S$ .

#### 4.3.5.3 Bedeutungsbeiwerte

- (1)P Für folgende nichttragenden Bauteile darf der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_a$  nicht kleiner sein als 1,5:
  - 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.
- (2) In allen anderen Fällen darf der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_a$  nichttragender Bauteile zu  $\gamma_a = 1,0$  angenommen werden.

#### 4.3.5.4 Verhaltensbeiwerte

- (1) Höchstwerte der Verhaltenbeiwerte  $q_a$  für nichttragende Bauteile sind in Tabelle 4.4 angegeben.

**Tabelle 4.4 — Werte von  $q_a$  für nichttragende Bauteile**

Art des nichttragenden Bauteils	$q_a$
Auskragende Brüstungen oder Verzierungen	
Zeichen und Werbetafeln	1,0
Schornsteine, Masten und Tankbauwerke auf Stützen, die entlang einer Länge von mehr als der Hälfte ihrer Gesamthöhe als unversteifte Kragträger wirken	
Äußere und innere Wände	
Trennwände und Fassadenteile	
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 Massenmittelpunkts	2,0
Verankerungen für ständig vorhandene Schränke und Bücherstapel auf dem Fußboden	
Verankerungen für abgehängte Zwischendecken und Beleuchtungskörper	

#### **4.3.6 Zusätzliche Maßnahmen für Rahmen mit Ausfachungsmauerwerk**

##### **4.3.6.1 Allgemeines**

(1)P **4.3.6.1 bis 4.3.6.3** gelten für Rahmen oder Rahmen entsprechende Betonmischsysteme in DCH (siehe Abschnitt 5) und für biegesteife Stahl- oder Stahl-Beton-Verbundrahmen in DCH (siehe Abschnitte 6 und 7) mit damit zusammenwirkenden, nicht ingeniermäßig hergestellten Ausfachungen aus Mauerwerk, die alle nachfolgenden Bedingungen erfüllen:

- a) Sie wurden nach dem Erhärten der Betonrahmen oder der Montage des Stahlrahmens errichtet;
- b) sie stehen in Kontakt mit dem Rahmen (d. h. ohne besondere Trennfugen), aber ohne damit kraftschlüssig verbunden zu sein (durch Anker, Bänder, Pfosten oder Dübel);
- c) sie werden im Prinzip als nichttragende Bauteile betrachtet.

(2) Obwohl der Geltungsbereich von **4.3.6.1 bis 4.3.6.3** nach (1)P in diesem Unterabschnitt eingeschränkt wird, liefern diese Unterabschnitte Kriterien für bewährte praktische Lösungen, die mit Vorteil angewendet werden können für Bauwerke mit Mauerwerksausfachungen in DCM oder DCL aus Beton, Stahl oder in Verbundbauweise. Insbesondere bei Ausfachungen, die für Versagen aus ihrer Ebene heraus empfindlich sein könnten, kann das Anordnen von Verankerungen die Gefährdung durch herabfallende Mauerteile reduzieren.

(3)P Die mögliche zukünftige Änderungen des Bauwerks betreffenden Vorschriften in **1.3(2)** gelten auch für Ausfachungen.

(4) Für Wandsysteme oder ihnen entsprechende Mischtragwerke aus Beton und auch für diagonal ausgesteifte Stahltragwerke oder Stahl-Beton-Verbundtragwerke darf die Wechselwirkung mit den Mauerwerksausfachungen vernachlässigt werden.

(5) Falls ingeniermäßig hergestellte Mauerwerksausfachungen einen Teil der Erdbebeneinwirkung aufnehmenden Tragsystems bilden, sollten die Berechnung und die Bemessung nach den Kriterien und Regeln des Abschnitts 9 für eingefasstes Mauerwerk durchgeführt werden.

(6) Die Anforderungen und Kriterien in **4.3.6.2** werden als erfüllt angesehen, wenn die Regeln in **4.3.6.3** und **4.3.6.4** und die besonderen Regeln in den Abschnitten 5 bis 7 befolgt werden.

##### **4.3.6.2 Anforderungen und Kriterien**

(1)P Die Folgen der Unregelmäßigkeit im Grundriss infolge der Ausfachungen müssen berücksichtigt werden.

(2)P Die Folgen der Unregelmäßigkeit im Aufriss infolge der Ausfachungen müssen berücksichtigt werden.

(3)P Die mit dem Verhalten der Ausfachungen einhergehenden großen Unsicherheiten (nämlich die Schwankungen ihrer mechanischen Eigenschaften und ihrer Anschlüsse an den umgebenden Rahmen, ihre mögliche Veränderung während der Nutzungsdauer des Bauwerks und auch der während des Erdbebens selbst erlittene ungleichmäßige Schädigungsgrad) müssen berücksichtigt werden.

(4)P Die möglicherweise nachteiligen örtlichen Auswirkungen infolge der Wechselwirkung des Rahmens mit der Ausfachung (z. B. Schubversagen von schlanken Stützen unter Querkräften, die durch die Tragwirkung der Ausfachung als Diagonalstrebe entstehen) müssen berücksichtigt werden (siehe Abschnitte 5 bis 7).

### 4.3.6.3 Unregelmäßigkeiten infolge von Mauerwerksausfachungen

#### 4.3.6.3.1 Unregelmäßigkeiten im Grundriss

(1) Eine stark unregelmäßige, unsymmetrische oder nicht gleichförmige Anordnung der Ausfachungen im Grundriss sollte vermieden werden (unter Berücksichtigung des Ausmaßes von Öffnungen und Durchbrüchen in den ausgefachten Feldern).

(2) Im Fall starker Unregelmäßigkeiten im Grundriss infolge unsymmetrischer Anordnung von Ausfachungen (z. B. beim Vorhandensein von Ausfachungen hauptsächlich entlang zweier aneinander stoßender Seiten des Bauwerks) sollten räumliche Modelle für die rechnerische Untersuchung des Bauwerks verwendet werden. Die Ausfachungen sollten im Modell enthalten sein und es sollte eine Empfindlichkeitsuntersuchung betreffend die Lage und die Eigenschaften der Ausfachungen durchgeführt werden (z. B. durch Vernachlässigen jeweils von einer von drei oder vier Ausfachungen in einem ebenen Rahmen, besonders auf den weicheren Seiten). Besondere Aufmerksamkeit sollte dem Nachweis der tragenden Bauteile auf den weicheren Seiten des Grundrisses (d. h. denjenigen, die am weitesten von der Seite entfernt sind, wo die Ausfachungen konzentriert vorkommen) gewidmet werden bezüglich der Auswirkungen irgendwelcher von den Ausfachungen verursachter Torsionsbeanspruchungen.

(3) Ausfachungen mit mehr als einer größeren Öffnung oder einem Durchbruch (z. B. eine Tür und ein Fenster usw.) sollten in Berechnungsmodellen nach (2) in diesem Unterabschnitt vernachlässigt werden.

(4) Sind die Mauerwerksausfachungen nicht regelmäßig verteilt, jedoch nicht in der Weise, dass sie eine schwerwiegende Unregelmäßigkeit im Grundriss bewirken, so dürfen diese Unregelmäßigkeiten dadurch berücksichtigt werden, dass die nach 4.3.3.2.4 und 4.3.3.3 berechneten Beanspruchungsgrößen infolge zufälliger Ausmittigkeit mit einem Faktor 2,0 multipliziert werden.

#### 4.3.6.3.2 Unregelmäßigkeiten im Aufriss

(1)P Wenn es schwerwiegende Unregelmäßigkeiten im Aufriss gibt (z. B. drastische Verringerung der Ausfachungen in einem oder in mehreren Geschossen im Vergleich zu den übrigen), müssen die Beanspruchungsgrößen infolge Erdbeben in den vertikalen Bauteilen der entsprechenden Geschosse erhöht werden.

(2) Wenn kein genaueres Modell verwendet wird, darf (1)P als erfüllt betrachtet werden, wenn die berechneten Beanspruchungsgrößen infolge Erdbeben mit einem Vergrößerungsbeiwert  $\eta$  erhöht werden, der wie folgt definiert wird:

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q \quad (4.26)$$

mit

$\Delta V_{Rw}$  als Gesamtabnahme der Beanspruchbarkeit der Mauerwerkswände im betroffenen Geschoss, im Vergleich zum stärker mit Ausfachungen versehenen Geschoss unmittelbar darüber;

$\Sigma V_{Ed}$  als Summe der Erdbebenschubkräfte, die an allen vertikalen primären seismischen Bauteilen des betroffenen Geschosses angreifen.

(3) Falls Gleichung (4.26) zu einem Vergrößerungsbeiwert  $\eta$  kleiner als 1,1 führt, besteht keine Notwendigkeit, die Beanspruchungsgrößen zu verändern.

#### 4.3.6.4 Schadensbegrenzung der Ausfachungen

(1) Für die in 4.3.6.1(1)P erwähnten Tragsysteme in allen Duktilitätsklassen, DCL, DCM oder DCH, sollten mit Ausnahme von Fällen geringer Seismizität (siehe 3.2.1(4)) geeignete Maßnahmen ergriffen werden, um sprödes Versagen und vorzeitige Zerstörung der Ausfachungen zu vermeiden (besonders von Mauerwerksausfachungen mit Öffnungen oder aus bröckeligen Baustoffen), sowie das Versagen von schlanken Mauerwerksscheiben oder von Teilen daraus aus der Ebene heraus. Besondere Aufmerksamkeit sollte Mauerwerksscheiben mit Schlankheitsverhältnissen (Verhältnis der kleineren Abmessung, Länge oder Höhe, zur Dicke) größer als 15 gewidmet werden.

(2) Beispiele von Maßnahmen nach (1) dieses Unterabschnitts, um den Zusammenhalt und das Verhalten sowohl in der Ebene als auch senkrecht dazu zu verbessern, sind unter anderem leichte Drahtnetze, die auf einer Seite der Wand gut verankert sind, Wandanker, die an den Stützen befestigt sind und im Mörtelbett des Mauerwerks verlegt wurden, sowie Betonpfosten und -gurte in bzw. über den Wandtafeln, die in voller Wanddicke auszubilden sind.

(3) Wenn es große Öffnungen oder Durchbrüche in einer Ausfachungsscheibe aus Mauerwerk gibt, sollten deren Ränder mit Gurten und Pfosten versehen werden.

## 4.4 Sicherheitsnachweise

### 4.4.1 Allgemeines

(1)P Für die Sicherheitsnachweise müssen die zugehörigen Grenzzustände (siehe 4.4.2 und 4.4.3 weiter unten) und besondere Maßnahmen (siehe 2.2.4) betrachtet werden.

(2) Für Hochbauten, die nicht zur Bedeutungskategorie IV gehören (siehe Tabelle 4.3), dürfen die in 4.4.2 und 4.4.3 geforderten Nachweise als erfüllt betrachtet werden, wenn die beiden folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Die mit einem Verhaltensbeiwert, der dem für Tragwerke niedriger Dissipation anzuwendenden Wert (siehe 2.2.2(2)) entspricht, berechnete Gesamterdbebenkraft in der Erdbeben-Bemessungssituation ist kleiner als diejenige infolge der anderen einschlägigen Einwirkungskombinationen, für welche das Bauwerk mittels einer linear-elastischen Berechnung bemessen wurde. Diese Bedingung bezieht sich auf die Schubkraft des Gesamtbauwerks auf Höhe seiner Basis (Gründung oder Oberkante eines starren Kellergeschosses).
- Die in 2.2.4 beschriebenen besonderen Maßnahmen werden berücksichtigt, mit Ausnahme der Vorschriften in 2.2.4.1(2) bis (3).

### 4.4.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

#### 4.4.2.1 Allgemeines

(1)P Die Standsicherheitsanforderung (Grenzzustand der Tragfähigkeit) in der Erdbeben-Bemessungssituation darf als erfüllt betrachtet werden, wenn die nachfolgenden Bedingungen hinsichtlich der Beanspruchbarkeit, der Duktilität, des Gleichgewichts, der Standfestigkeit der Gründung und der seismischen Fugen erfüllt werden.

#### 4.4.2.2 Tragfähigkeitsbedingung

(1)P Folgende Beziehung muss für alle tragende Bauteile einschließlich ihrer Anschlüsse und für die einschlägigen nichttragenden Bauteile erfüllt sein:

$$E_d \leq R_d \quad (4.27)$$

mit

$E_d$  als dem Bemessungswert der Beanspruchungsgröße in der Erdbeben-Bemessungssituation (siehe EN 1990:2002, 6.4.3.4), einschließlich, wenn nötig, der Einflüsse nach Theorie 2. Ordnung (siehe (2) in diesem Unterabschnitt). Die Umlagerung von Biegemomenten nach EN 1992-1-1:2004, **[AC]** EN 1993-1-1:2005 **[AC]** und EN 1994-1:2004 ist erlaubt;

$R_d$  als dem zugehörigen Bemessungswert der Beanspruchbarkeit des Bauteils, berechnet im Einklang mit den besonderen Regeln für den jeweiligen Werkstoff (ausgedrückt durch die charakteristischen Werte der Werkstoffeigenschaften  $f_k$  und den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$ ) und nach den mechanischen Modellen, die der jeweiligen Tragwerksart entsprechen, wie in den Abschnitten 5 bis 9 in diesem Dokument und in anderen einschlägigen Eurocode-Dokumenten angegeben.

(2) Einflüsse nach Theorie 2. Ordnung ( $P\Delta$ -Effekte) brauchen nicht berücksichtigt zu werden, wenn folgende Bedingung in allen Geschossen erfüllt ist:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.28)$$

mit

$\theta$  als Empfindlichkeitsbeiwert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung;

$P_{\text{tot}}$  als Gesamtgewichtskraft am und oberhalb des in der Erdbeben-Bemessungssituation betrachteten Geschosses;

$d_r$  als Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung, ermittelt als Differenz der mittleren horizontalen Verschiebungen  $d_s$  oben und unten im betrachteten Geschoss, berechnet nach **4.3.4**;

$V_{\text{tot}}$  als Gesamterdbebenshub des Stockwerks;

$h$  als Geschoss Höhe.

(3) Wenn  $0,1 < \theta \leq 0,2$  gilt, dürfen die Einflüsse nach Theorie 2. Ordnung näherungsweise berücksichtigt werden, indem die entsprechenden seismischen Beanspruchungsgrößen mit einem Beiwert gleich  $1/(1 - \theta)$  multipliziert werden.

(4)P Der Wert des Beiwerts  $\theta$  darf 0,3 nicht überschreiten.

(5) Wenn Bemessungswerte der Beanspruchungsgrößen  $E_d$  durch eine nichtlineare Berechnungsmethode gewonnen wurden (siehe **4.3.3.4**), sollte (1)P in diesem Unterabschnitt nur bei spröden Bauteilen in Schnittkraftformulierung verwendet werden. Für dissipative Bereiche, die für Duktilität bemessen und durchkonstruiert wurden, sollte die Beanspruchbarkeitsbeziehung, Gleichung (4.27), für Bauteilverformungen erfüllt werden (z. B. für Verdrehungen in Fließgelenken oder für Sehnendrehwinkel), mit geeigneten Werkstoff-Teilsicherheitsbeiwerten, die auf die Verformungskapazitätswerte der Bauteile (siehe auch EN 1992-1-1:2004, **5.7(2)**, **5.7(4)P**) angewandt werden.

(6) Die Ermüdungs-Beanspruchbarkeit braucht in der Erdbeben-Bemessungssituation nicht nachgewiesen zu werden.

#### 4.4.2.3 Globale und örtliche Duktilitätsbedingung

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass sowohl die tragenden Bauteile als auch das Gesamtbauwerk unter Berücksichtigung der erwarteten Ausnutzung der Duktilitätsreserven, die vom gewählten System und vom Verhaltensbeiwert abhängen, ausreichende Duktilität besitzen.

(2)P Besondere werkstoffbezogene Anforderungen, wie in den Abschnitten **5** bis **9** definiert, müssen erfüllt werden, einschließlich von, wenn angezeigt, Kapazitätsbemessungsvorschriften, um die Hierarchie der Beanspruchbarkeiten der verschiedenen tragenden Bauteile zu erhalten, die notwendig ist, um die beabsichtigte Verteilung von Fließgelenken sicherzustellen und spröde Versagensformen zu vermeiden.

(3)P In mehrgeschossigen Gebäuden muss die Entstehung eines einem weichen Geschoss entsprechenden plastischen Mechanismus verhindert werden, da ein solcher Mechanismus übermäßige örtliche Duktilitätsanforderungen für die Stützen des weichen Geschosses nach sich ziehen könnte.

(4) Wenn in den Abschnitten **5** bis **8** nicht anders bestimmt, sollte folgende Bedingung an allen Verbindungsstellen von primären oder sekundären seismischen Balken mit primären seismischen Stützen erfüllt sein, um die Bedingung von (3)P in Bauwerken mit biegesteifen Rahmen, einschließlich äquivalenter Rahmen-Systeme wie in **5.1.2(1)** definiert, mit zwei oder mehr Geschossen, zu erfüllen:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (4.29)$$

mit

$\Sigma M_{Rc}$  als Summe der Bemessungswerte der aufnehmbaren Momente aller biegesteif angeschlossenen Stützen. In Gleichung (4.29) sollte der kleinste Wert der aufnehmbaren Momente der Stützen innerhalb des Bereichs der Stützenlängskräfte, die bei der Erdbebenbemessung auftreten, verwendet werden;

$\Sigma M_{Rb}$  als Summe der Bemessungswerte der aufnehmbaren Momente aller biegesteif angeschlossener Balken. Wenn Anschlüsse mit reduzierter Festigkeit verwendet werden, werden die aufnehmbaren Momente dieser Anschlüsse bei der Berechnung von  $\Sigma M_{R3b}$  berücksichtigt.

**ANMERKUNG** Eine strenge Interpretation von Gleichung (4.29) erfordert die Berechnung der Biegemomente im Mittelpunkt des Knotens. Diese Biegemomente entsprechen dem Entstehen der Bemessungswerte der aufnehmbaren Momente der Stützen oder Balken an den Knotenanschnitten, zuzüglich eines angemessenen Zuschlags für die Momente infolge der Querkräfte an den Knotenaußenseiten. Jedoch ist bei Vernachlässigung des Zuschlags infolge Querkraft der Genauigkeitsverlust von untergeordneter Bedeutung und die erzielte Vereinfachung wesentlich. Somit wird diese Vereinfachung als annehmbar betrachtet.

(5) Gleichung (4.29) sollte in zwei senkrecht zueinander stehenden vertikalen Biegeebenen erfüllt sein, die in Hochbauten mit in zwei orthogonalen Richtungen angeordneten Rahmen durch diese Richtungen definiert werden. Sie sollte für beide Drehrichtungen der Riegelanschlussmomente (positiv und negativ) erfüllt sein, wobei die Stützenmomente immer in entgegengesetztem Drehsinn wie die Riegelmomente angesetzt werden. Ist das Tragsystem ein Rahmen oder entspricht es einem Rahmen in nur einer der beiden horizontalen Hauptrichtungen des Tragwerks, dann sollte Gleichung (4.29) nur in der Vertikalebene durch diese Richtung erfüllt sein.

(6) Die Anforderungen von (4) und (5) dieses Unterabschnitts gelten nicht für das oberste Geschoss von mehrgeschossigen Hochbauten.

(7) Kapazitätsbemessungsregeln zur Vermeidung spröder Versagensformen werden in den Abschnitten 5 bis 7 angegeben.

(8) Die Anforderungen von (1)P und (2)P dieses Unterabschnitts werden als erfüllt betrachtet, wenn alle nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) die mit Hilfe von „pushover“-Berechnungen ermittelten plastischen Mechanismen sind zufriedenstellend;
- b) die Duktilitäts- und Verformungsnachfrage auf Gesamtstruktur-, Geschoss- und Bauteilebene aus „pushover“-Berechnungen (mit verschiedenen Verteilungen der Horizontallasten) übersteigt die zugehörigen Kapazitäten nicht;
- c) spröde Bauteile verbleiben im elastischen Bereich.

#### 4.4.2.4 Gleichgewichtsbedingung

(1)P Das Bauwerk muss in der Erdbeben-Bemessungssituation nach EN 1990:2002, 6.4.3.4 unter Berücksichtigung der Gefahr von Umkippen oder Gleiten standsicher bleiben.

(2) In besonderen Fällen darf das Gleichgewicht für die in 3.2.3.1 definierte Erdbebeneinwirkung durch Energiebilanzverfahren oder durch geometrisch nichtlineare Verfahren überprüft werden.

#### 4.4.2.5 Tragfähigkeit horizontaler Scheiben

(1)P Scheiben und Verbände in horizontalen Ebenen müssen in der Lage sein, die Beanspruchung aus der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung mit ausreichender Tragreserve an die verschiedenen Aussteifungssysteme zur Aufnahme von Horizontallasten, mit denen sie verbunden sind, weiterzuleiten.

(2) Die Forderung von Absatz (1)P in diesem Unterabschnitt wird als erfüllt betrachtet, wenn für die einschlägigen Beanspruchbarkeitsnachweise die aus der Berechnung für die Scheibe ermittelten Erdbebenbeanspruchungen mit einem Überfestigkeitsbeiwert  $\gamma_d$  größer als 1,0 multipliziert werden.

**ANMERKUNG** Die  $\gamma_d$  zugewiesenen Werte zur Verwendung in einem Land dürfen seinem nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,3 für spröde Versagensformen, wie in schubbeanspruchten Betonscheiben, und 1,1 für duktile Versagensformen.

(3) Bemessungsvorschriften für Betonscheiben werden in **5.10** angegeben.

#### 4.4.2.6 Tragfähigkeit der Gründungen

(1)P Das Gründungssystem muss EN 1998-5:2004, Abschnitt **5** und EN 1997-1:2004 genügen.

(2)P Die Beanspruchungsgrößen für die Gründungsbauteile müssen auf der Grundlage von Kapazitätsbemessungsüberlegungen unter Berücksichtigung des Auftretens möglicher Überfestigkeiten ermittelt werden, sie brauchen jedoch nicht größer zu sein als die Beanspruchungsgrößen, die der Tragwerksantwort für die Erdbebennahme linear-elastischen Verhaltens ( $q = 1,0$ ) entsprechen.

(3) Wenn die Beanspruchungsgrößen für die Gründung unter Verwendung eines Verhaltensbeiwerts  $q$  ermittelt wurden, der für niedrig-dissipative Tragwerke gilt (siehe **2.2.2(2)**), sind keine Überlegungen zur Kapazitätsbemessung nach (2)P erforderlich.

(4) Für die Gründungen einzelner vertikaler Bauteile (Wände oder Stützen) ist (2)P in diesem Unterabschnitt als erfüllt anzusehen, wenn die Bemessungswerte der Beanspruchungsgrößen  $E_{Fd}$  für die Gründung wie folgt hergeleitet werden:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \varOmega E_{F,E} \quad (4.30)$$

mit

$\gamma_{Rd}$  als Überfestigkeitsbeiwert, gleich 1,0 für  $q \leq 3$ , sonst gleich 1,2;

$E_{F,G}$  als Beanspruchungsgrößen infolge nichtseismischer Einwirkungen, die in der Zusammenstellung der Einwirkungen für die Erdbeben-Bemessungssituation enthalten sind (siehe EN 1990:2002, **6.4.3.4**);

$E_{F,E}$  als Beanspruchungsgrößen aus der Berechnung für die Erdbeben-Bemessungseinwirkung;

$\varOmega$  als Wert von  $(R_{di}/E_{di}) \leq q$  des dissipativen Bereiches oder Bauteils  $i$  des Tragwerks mit dem größten Einfluss auf die betrachtete Beanspruchungsgröße  $E_F$ ; mit

$R_{di}$  als Bemessungsbeanspruchbarkeit des Bereichs oder des Bauteils  $i$ ;

$E_{di}$  als Bemessungswert der Beanspruchungsgröße des Bereichs oder Bauteils  $i$  für die Erdbeben-Bemessungssituation.

(5) Für Gründungen tragender Wände oder Stützen biegesteifer Rahmen ist  $\varOmega$  der kleinste Wert des Verhältnisses  $M_{Rd}/M_{Ed}$  in den zwei senkrecht zueinander stehenden Hauptrichtungen am tiefstgelegenen Querschnitt, wo ein Fließgelenk im vertikalen Bauteil in der Erdbeben-Bemessungssituation entstehen kann.

(6) Für Gründungen der Stützen von Rahmen mit zentrisch angeschlossenen Stäben ist  $\Omega$  der kleinste Wert des Verhältnisses  $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$  über alle Zugdiagonalen des ausgesteiften Rahmens (siehe 6.7.4(1)).

(7) Für Gründungen der Stützen von Rahmen mit exzentrisch angeschlossenen Aussteifungsstäben ist  $\Omega$  der kleinste der folgende Werte: der kleinste des Verhältnisses  $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$  über alle kurzen Verbinder der Riegel oder der kleinste des Verhältnisses  $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$  über alle mittleren und langen Verbinder der Riegel (siehe 6.8.3(1)).

(8) Für gemeinsame Gründungen von mehr als einem Vertikalbauteil (Fundamentbalken, Streifenfundamente, Gründungsplatten usw.) darf (2)P als erfüllt betrachtet werden, wenn der in Gleichung (4.30) verwendete Wert für  $\Omega$  für das Vertikalbauteil mit der größten horizontalen Schubkraft in der Erdbeben-Bemessungssituation berechnet wurde, oder alternativ, wenn in Gleichung (4.30) der Wert  $\Omega = 1$  verwendet, und der Wert des Überfestigkeitsbeiwerts  $\gamma_{Rd}$  auf 1,4 erhöht wird.

#### 4.4.2.7 Bedingungen für seismische Fugen

(1)P Bauwerke dürfen infolge von Erdbeben nicht mit benachbarten Bauwerken oder konstruktiv unabhängigen Einheiten desselben Bauwerks aneinanderschlagen.

(2) (1)P darf als erfüllt angesehen werden:

- a) bei Gebäuden oder konstruktiv unabhängigen Einheiten, die nicht auf dem gleichen Grundstück stehen, wenn der Abstand von der Eigentumsgrenze bis zu den möglichen Stoßpunkten nicht kleiner ist als die maximale Horizontalverschiebung des Gebäudes auf Höhe der entsprechenden Ebene, berechnet nach Gleichung (4.23);
- b) bei Gebäuden oder konstruktiv unabhängigen Einheiten, die auf demselben Grundstück stehen, wenn der dazwischenliegende Abstand nicht kleiner ist als die Quadratwurzel der Summe der Quadrate (SRSS) der maximalen Horizontalverschiebungen der beiden Gebäude oder Einheiten auf Höhe der entsprechenden Ebene, berechnet nach Gleichung (4.23).

(3) Wenn die Höhenlagen der Geschossdecken des Gebäudes oder der unabhängigen Einheit die gleichen sind wie beim Nachbargebäude oder bei der Nachbarschaft, darf die weiter oben erwähnte Minimalentfernung mit einem Faktor von 0,7 abgemindert werden.

#### 4.4.3 Schadensbegrenzung

##### 4.4.3.1 Allgemeines

(1) Die „Schadensbegrenzungsbedingung“ wird als erfüllt betrachtet, wenn für eine Erdbebeneinwirkung mit einer größeren Auftretenswahrscheinlichkeit als die Erdbebeneinwirkung, die nach 2.1(1)(P) und 3.2.1(3) für den Nachweis der Standsicherheit verwendet wurde, die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen nach 4.4.3.2 beschränkt werden.

(2) Zusätzliche Nachweise zur Schadensbegrenzung könnten verlangt werden für Bauwerke, die für den Schutz der Bevölkerung wichtig sind oder die empfindliche Geräte enthalten.

##### 4.4.3.2 Beschränkung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

(1) Wenn in den Abschnitten 5 bis 9 nichts anderes festgelegt wird, müssen folgende Grenzen eingehalten werden:

- a) für Hochbauten, bei denen nichttragende Bauteile aus spröden Werkstoffen an der Konstruktion befestigt sind:

$$d_r \leq 0,005 h \quad (4.31)$$

- b) für Hochbauten mit duktilen nichttragenden Bauteilen:

$$d_r n \leq 0,007 \cdot 5 \cdot h \quad (4.32)$$

- c) für Hochbauten mit nichttragenden Bauteilen, die derart befestigt sind, dass sie die Verformungen der tragenden Teile nicht stören:

$$d_r n \leq 0,010 \cdot h \quad (4.33)$$

mit

- $d_r$  als Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung nach **4.4.2.2(2)**;
- $h$  als Stockwerkshöhe;
- $n$  als Abminderungsbeiwert, um die kleinere Wiederkehrperiode der Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen, die mit der Schadensbegrenzungsbedingung verknüpft ist.

(2) Der Wert des Abminderungsbeiwerts  $n$  darf auch von der Bedeutungskategorie des Bauwerks abhängen. Bei seiner Verwendung wird implizit angenommen, dass das elastische Antwortspektrum der Erdbebeneinwirkung, für welche die „Schadensbegrenzungsbedingung“ erfüllt werden soll (siehe **3.2.2.1(1)P**), dieselbe Form hat wie das elastische Antwortspektrum der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung für die **AC** „Anforderungen an die Standsicherheit“ **AC** nach **2.1(1)P** und **3.2.1(3)**.

ANMERKUNG Die  $n$  zugewiesenen Werte zur Verwendung in einem Land können in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Unterschiedliche Werte für  $n$  dürfen für verschiedene Erdbebenzonen eines Landes definiert werden, in Abhängigkeit von der Erdbebengefährdung und dem Ziel des Schutzes von Eigentum. Die empfohlenen Werte sind  $n = 0,5$  für die Bedeutungskategorien I und II und  $n = 0,4$  für die Bedeutungskategorien III und IV.

## 5 Besondere Regeln für Betonbauteile

### 5.1 Allgemeines

#### 5.1.1 Anwendungsbereich

(1)P Abschnitt **5** gilt für die Auslegung von Stahlbeton-Hochbauten in Erdbebengebieten, im Folgenden als Betonbauten bezeichnet. Es werden sowohl monolithisch insitu erstellte Gebäude als auch Fertigteilbauten angesprochen.

(2)P Betonbauten mit Rahmen aus Flachdecken und Stützen als primäre seismische Bauteile nach **4.2.2** werden durch diesen Abschnitt nicht vollständig erfasst.

(3)P Für die Auslegung von Betonbauten gilt EN 1992-1-1:2004. Die folgenden Regeln werden zusätzlich zu denjenigen in EN 1992-1-1:2004 angegeben.

#### 5.1.2 Begriffe

- (1) Die folgenden Begriffe werden in Abschnitt **5** mit den folgenden Bedeutungen verwendet:

##### Kritischer Bereich

Bereich eines primären seismischen Bauteils, in dem die ungünstigste Kombination von Schnittkräften ( $M$ ,  $N$ ,  $V$ ,  $T$ ) auftritt und in dem Fließgelenke entstehen können

ANMERKUNG In Betonbauten sind kritische Bereiche dissipative Zonen. Die Länge des kritischen Bereichs wird für jeden Typ primärer seismischer Bauteile im einschlägigen Teil dieses Abschnitts definiert.

**DIN EN 1998-1:2010-12****EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)****Balken**

Bauteil, das hauptsächlich Querlasten sowie eine Bemessungs-Längskraft mit dem bezogenen Wert  $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  nicht größer als 0,1 aufnimmt (Druck positiv)

ANMERKUNG Im Allgemeinen verlaufen Balken horizontal.

**Stütze**

Bauteil, das Gewichtskräfte über Längstauchung trägt oder eine Bemessungs-Längskraft mit dem bezogenen Wert  $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  größer als 0,1 aufnimmt

ANMERKUNG Im Allgemeinen verlaufen Stützen vertikal.

**Wand**

Bauteil, das andere Bauteile trägt und einen langgestreckten Querschnitt mit einem Verhältnis  $l_w/b_w$  zwischen Länge und Dicke größer als 4 hat

ANMERKUNG Im Allgemeinen ist die Ebene einer Wand vertikal.

**duktile Wand**

am Fuß eingespannte Wand, so dass keine gegenseitige Verdrehung zwischen dem Fußquerschnitt und dem Rest des Tragsystems auftritt, und die derart ausgelegt und durchkonstruiert ist, dass in ihr über Biegefließgelenke Energie in einem Bereich direkt über dem Wandfuß dissipiert wird, welcher frei ist von Öffnungen oder großen Durchbrüchen

**große leicht bewehrte Stahlbetonwand**

Wand mit großen Querschnittsabmessungen (horizontale Abmessung  $l_w$  mindestens gleich 4,0 m oder zwei Drittel der Höhe  $h_w$  der Wand, falls dieser Wert darunter liegt), von der erwartet wird, dass in ihr in der Erdbeben-Bemessungssituation nur in begrenztem Umfang Risse entstehen und inelastisches Verhalten stattfindet

ANMERKUNG Von einer solchen Wand wird erwartet, dass sie die seismische Energie in potentielle Energie (durch zeitweiliges Anheben der Bauteilmassen) und in Energie umwandelt, die im Boden durch Starrkörperkippbewegungen usw. dissipiert wird. Wegen ihrer Abmessungen oder der fehlenden Einspannung am Fuß oder ihrer Verbindung zu großen Querwänden, die plastische Gelenkverdrehungen am Wandfuß verhindern, kann sie praktisch nicht für Energiedissipation durch Bildung plastischer Gelenke am Fuß ausgelegt werden.

**gekoppelte Wand**

Bauteil, bestehend aus zwei oder mehreren Einzelwänden, die durch regelmäßig angeordnete, ausreichend duktile Balken („Koppelbalken“) miteinander verbunden sind. Es muss in der Lage sein, die Summe der Biegemomente am Fußquerschnitt der Einzelwände um mindestens 25 % zu reduzieren, im Vergleich zu den getrennt (ohne Koppelbalken) wirkenden Wänden

**Wandsystem**

Tragsystem, bei dem sowohl die Vertikal- als auch die Horizontallasten hauptsächlich durch gekoppelte oder ungekoppelte vertikale tragende Wände aufgenommen werden, deren Schubtragfähigkeit am Fuß des Bauwerks 65 % der Gesamt-Schubtragfähigkeit des ganzen Tragsystems überschreitet

ANMERKUNG 1 In dieser und in den folgenden Definitionen darf der Anteil der Schubtragfähigkeit durch den Anteil der Schubkräfte in der Erdbeben-Bemessungssituation ersetzt werden.

ANMERKUNG 2 Ist der überwiegende Teil des Gesamt-Schubwiderstands der im System enthaltenen Wände auf den Beitrag von gekoppelten Wände zurückzuführen, so darf das System als gekoppeltes Wandsystem betrachtet werden.

**Rahmensystem**

Tragsystem, bei dem sowohl die Vertikal- als auch die Horizontallasten hauptsächlich durch räumliche Rahmen aufgenommen werden, deren Schubtragfähigkeit am Fuß des Bauwerks 65 % der Gesamt-Schubtragfähigkeit des ganzen Tragsystems überschreitet

**Mischsystem**

Tragsystem, bei dem die Vertikallasten hauptsächlich durch räumliche Rahmen und die Horizontallasten teils durch das Rahmensystem und teils durch gekoppelte oder ungekoppelte tragende Wände aufgenommen werden

**Mischsystem, Rahmen überwiegen**

Mischsystem, bei dem die Schubtragfähigkeit des Rahmensystems am Fuß des Bauwerks höher ist als 50 % der Gesamt-Schubtragfähigkeit des ganzen Tragsystems

**Mischsystem, Wände überwiegen**

Mischsystem, bei dem die Schubtragfähigkeit der Wände am Fuß des Bauwerks höher ist als 50 % der Gesamt-Schubtragfähigkeit des ganzen Tragsystems

**torsionsweiches System (Kernsystem)**

Mischsystem oder Wandsystem ohne Mindest-Torsionssteifigkeit (siehe **5.2.2.1(4)P** und **(6)**)

**ANMERKUNG 1** Ein Beispiel dazu ist ein Tragsystem, bestehend aus elastischen Rahmen in Verbindung mit Wänden, die in der Nähe des Mittelpunkts des Gebäudegrundrisses konzentriert sind.

**ANMERKUNG 2** Diese Definition erstreckt sich nicht auf Systeme, die mehrere stark durchbrochene Wände um vertikale Funktionseinrichtungen und Anlagen enthalten. Für solche Systeme sollte die zutreffendste Definition der Gesamt-Tragstruktur jeweils für den Einzelfall bestimmt werden.

**umgekehrtes Pendel-System**

System, bei welchem 50 % oder mehr der Masse sich im oberen Drittel der Höhe des Bauwerks befindet, oder bei welchem die Energiedissipation hauptsächlich am Fuß eines einzelnen Bauteils stattfindet

**ANMERKUNG** Einstöckige Rahmen, deren Stützenköpfe entlang beider Hauptrichtungen des Gebäudes verbunden sind und bei denen der Wert der bezogenen Stützenlängskraft  $v_d$  nirgendwo 0,3 überschreitet, gehören nicht in diese Kategorie.

## 5.2 Auslegungskonzepte

### 5.2.1 Energiedissipationskapazität und Duktilitätsklassen

**(1)P** Die Auslegung von erdbebenwiderstandsfähigen Betonbauten muss dem Tragwerk eine ausreichende Energiedissipationsfähigkeit verleihen, ohne wesentliche Abminderung seiner Globaltragfähigkeit gegen horizontale und vertikale Lasten. Dazu werden die Anforderungen und Kriterien von Abschnitt 2 herangezogen. In der Erdbeben-Bemessungssituation muss eine ausreichende Tragfähigkeit aller Bauteile vorhanden sein, und die nichtlineare Verformungsanforderung in den kritischen Bereichen sollte der globalen Duktilität, die in den Berechnungen angenommen wurde, entsprechen.

**(2)P** Betonbauten dürfen alternativ für niedrige Dissipationsfähigkeit und niedrige Duktilität bemessen werden, indem lediglich die Regeln von EN 1992-1-1:2004 für die Erdbeben-Bemessungssituation angewendet und die besonderen Vorschriften dieses Abschnitts vernachlässigt werden, vorausgesetzt, die in **5.3** angeführten Anforderungen werden erfüllt. Für Gebäude ohne Basisisolierung (siehe Abschnitt 10) wird die Auslegung nach dieser Alternative, die als Duktilitätsklasse L (low) bezeichnet wird, nur in Fällen geringer Seismizität empfohlen (siehe **3.2.1(4)**).

**(3)P** Erdbebenwiderstandsfähige Bauwerke mit Ausnahme derjenigen, für die **(2)P** in diesem Unterabschnitt maßgebend ist, müssen derart bemessen werden, dass sie die Fähigkeit zur Energiedissipation und ein allgemein duktile Verhalten besitzen. Ein allgemein duktile Verhalten ist sichergestellt, wenn die Duktilitätsnachfrage sich global auf ein großes Volumen des Tragwerks erstreckt, das sich auf verschiedene Bauteile und Orte in allen seinen Stockwerken verteilt. Zu diesem Zweck sollten duktile Versagensformen (z. B. durch Biegung) mit ausreichender Zuverlässigkeit vor spröden Versagensformen (z. B. durch Schub) auftreten.

(4)P Betonbauten, die nach (3)P dieses Unterabschnitts ausgelegt werden, werden jeweils einer von zwei Duktilitätsklassen, nämlich DCM (mittlere Duktilität) und DCH (hohe Duktilität) zugeordnet, in Abhängigkeit von ihrer hysteretischen Energiedissipationskapazität. Beide Klassen entsprechen Tragwerken, deren Auslegung, Dimensionierung und konstruktive Durchbildung zur Erreichung der Erdbebenwiderstandsfähigkeit besonderen Regeln genügen, die das Tragwerk in die Lage versetzen, stabile Mechanismen mit einhergehender starker hysteretischer Energiedissipation unter wiederholter zyklischer Beanspruchung zu entwickeln, ohne spröde zu versagen.

(5)P Um in den Duktilitätsklassen M und H das dazu passende Duktilitätsniveau vorzusehen, müssen für alle Bauteile in jeder Klasse besondere Regeln erfüllt werden (siehe 5.4 bis 5.6). Entsprechend der unterschiedlichen vorhandenen Duktilität in den beiden Duktilitätsklassen werden verschiedene Werte des Verhaltensbeiwerts  $q$  in jeder Klasse verwendet (siehe 5.2.2.2).

**ANMERKUNG** Geographische Beschränkungen der Verwendung der Duktilitätsklassen M und H können in dem einschlägigen Nationalen Anhang festgelegt sein.

## 5.2.2 Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte

### 5.2.2.1 Tragwerkstypen

(1)P Betonbauten müssen in Abhängigkeit von ihrem Verhalten unter horizontalen Erdbebeneinwirkungen einem der folgenden Tragwerkstypen (siehe 5.1.2) zugeordnet werden:

- a) Rahmensystem;
- b) Mischsystem (Rahmen oder Wände überwiegen);
- c) duktile Wandsystem (gekoppelt oder ungekoppelt);
- d) System aus großen leicht bewehrten Wänden;
- e) umgekehrtes Pendel-System;
- f) torsionsweiches System (Kernsystem).

(2) Sofern sie nicht zu den Kernsystemen gehören, dürfen Betonbauten in beiden horizontalen Richtungen verschiedenen Tragwerkstypen zugeordnet werden.

(3)P Ein Wandsystem wird dem Tragwerkstyp „System aus großen leicht bewehrten Wänden“ zugeordnet, wenn es in der betreffenden Horizontalrichtung mindestens über zwei Wände verfügt, mit Horizontalabmessungen nicht unter 4,0 m oder  $2h_w/3$  (maßgebend ist der kleinere Wert), die zusammen mindestens 20 % der Gesamt-Gewichtskraft in der Erdbeben-Bemessungssituation aufnehmen, und das System bei angenommener Einspannung am Fußquerschnitt eine Grundperiode  $T_1$  kleiner oder höchstens gleich 0,5 s aufweist. Es reicht aus, wenn nur eine Wand diese Bedingungen in einer der beiden Richtungen erfüllt, vorausgesetzt, (a) der Grundwert des Verhaltensbeiwerts  $q_0$  für diese Richtung nach Tabelle 5.1 wird durch 1,5 dividiert und (b) es gibt mindestens zwei Wände, die obigen Bedingungen in der senkrecht dazu stehenden Richtung genügen.

(4)P Die ersten vier Tragwerkstypen (d. h. Rahmensysteme, Mischsysteme und beide Arten von Wandsystemen) müssen über eine Mindest-Torsionssteifigkeit verfügen, welche Gleichung (4.1b) in beiden Horizontalrichtungen erfüllt.

(5) Für Rahmen- oder Wandsysteme mit über den Grundriss gut verteilten vertikalen Bauteilen darf die in (4)P dieses Unterabschnitts angegebene Bedingung ohne rechnerische Überprüfung als erfüllt betrachtet werden.

(6) Rahmen-, Misch- oder Wandsysteme ohne Mindest-Torsionssteifigkeit nach (4)P dieses Unterabschnitts werden den Kernsystemen zugeordnet.

(7) Erfüllt ein Tragsystem die Voraussetzungen für den Tragwerkstyp „System aus großen leicht bewehrten Wänden“ gemäß (3)P dieses Unterabschnitts nicht, dann müssen alle seine Wände als duktile Wände ausgelegt und durchkonstruiert werden.

### 5.2.2.2 Verhaltensbeiwerte für horizontale Erdbebeneinwirkungen

(1)P Die in 3.2.2.5(3) zur Berücksichtigung der Energiedissipationsfähigkeit eingeführten Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte  $q$  sind für jede Bemessungsrichtung wie folgt zu bestimmen:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (5.1)$$

mit

$q_0$  als Grundwert des Verhaltensbeiwerts, abhängig vom Tragwerkstyp und von seiner Regelmäßigkeit im Aufriss (siehe (2) in diesem Unterabschnitt);

$k_w$  als Beiwert zur Berücksichtigung der vorherrschenden Versagensart bei Tragsystemen mit Wänden (siehe (11)P in diesem Unterabschnitt).

(2) Für im Aufriss regelmäßige Hochbauten nach 4.2.3.3 werden die Grundwerte  $q_0$  der verschiedenen Tragwerkstypen in Tabelle 5.1 angegeben.

**Tabelle 5.1 — Grundwert  $q_0$  des Verhaltensbeiwerts für im Aufriss regelmäßige Tragwerke**

Tragwerkstyp	DCM	DCH
Rahmensystem, Mischsystem, System mit gekoppelten Wänden	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Ungekoppeltes Wandsystem	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Torsionsweiches System (Kernsystem)	2,0	3,0
Umgekehrtes Pendel-System	1,5	2,0

(3) Für im Aufriss nicht regelmäßige Hochbauten sollte der Wert von  $q_0$  um 20 % reduziert werden (siehe 4.2.3.1(7) und Tabelle 4.1).

(4)  $\alpha_1$  und  $\alpha_u$  werden wie folgt definiert:

$\alpha_1$  Multiplikator der horizontalen Erdbebenbemessungseinwirkung beim erstmaligen Erreichen der Biegefestigkeit irgendwo im Tragwerk, während alle anderen Bemessungseinwirkungen konstant gehalten werden;

$\alpha_u$  Multiplikator der horizontalen Erdbebenbemessungseinwirkung bei der Entstehung von plastischen Gelenken an genügend vielen Querschnitten, um ein globales Tragwerksversagen herbeizuführen, wobei alle anderen Bemessungseinwirkungen konstant gehalten werden. Der Multiplikator  $\alpha_u$  darf mit Hilfe einer nichtlinearen statischen (pushover) Berechnung bestimmt werden.

(5) Wird der Beiwert  $\alpha_u / \alpha_1$  nicht durch explizite Berechnung bestimmt, dürfen für im Grundriss regelmäßige Hochbauten folgende Näherungswerte von  $\alpha_u / \alpha_1$  verwendet werden:

a) Rahmensysteme oder Mischsysteme, bei denen Rahmen überwiegen:

— Einstöckige Gebäude:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$

— Mehrstöckige, einschiffige Rahmen:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

— Mehrstöckige, mehrschiffige Rahmen oder Mischsysteme, bei denen Rahmen überwiegen:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

b) Wandsysteme oder Mischsysteme, bei denen Wände überwiegen:

- Wandsysteme mit nur zwei ungekoppelten Wänden je Horizontalrichtung:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- Andere ungekoppelte Wandsysteme:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- Mischsysteme, bei denen Wände überwiegen, oder gekoppelte Wandsysteme:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ .

(6) Für im Grundriss nicht regelmäßige Hochbauten (siehe 4.2.3.2) ist der Näherungswert von  $\alpha_u/\alpha_1$ , der verwendet werden darf, wenn zu seiner Bestimmung keine Berechnungen durchgeführt werden, gleich dem Mittelwert von 1,0 und dem in diesem Unterabschnitt unter (5) angegebenen Wert.

(7) Werte von  $\alpha_u/\alpha_1$ , die größer sind als die in diesem Unterabschnitt unter (5) und (6) angegebenen, sind zulässig, sofern sie durch eine nichtlineare statische (pushover) Berechnung auf Systemebene bestätigt werden.

(8) Der bei der Bemessung zu verwendende Maximalwert von  $\alpha_u/\alpha_1$  beträgt 1,5, auch wenn die unter (7) in diesem Unterabschnitt erwähnte Untersuchung höhere Werte liefert.

(9) Der angegebene Wert von  $q_0$  für umgekehrte Pendel-Systeme darf angehoben werden, wenn nachgewiesen wird, dass im kritischen Bereich des Tragwerks eine entsprechend höhere Energiedissipation sichergestellt ist.

(10) Wird zusätzlich zur normalen Qualitätskontrolle ein spezielles und formales Qualitätssicherungssystem bei der Bemessung, Beschaffung und Konstruktion angewendet, könnten erhöhte Werte für  $q_0$  zugelassen werden. Die erhöhten Werte dürfen nicht um mehr als 20 % über den in Tabelle 5.1 angegebenen Werten liegen.

ANMERKUNG Die  $q_0$  zur Verwendung in einem Land und möglicherweise in besonderen Projekten in diesem Land zugewiesenen Werte können in Abhängigkeit vom besonderen Qualitätssicherungssystem in seinem nationalen Anhang festgelegt sein.

(11)P Der Beiwert  $k_w$  zur Berücksichtigung der vorherrschenden Versagensart bei Tragsystemen mit Wänden muss wie folgt angenommen werden:

$$k_w = \begin{cases} 1,00 \text{ für Rahmensysteme und Mischsysteme, bei denen Rahmen überwiegen} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, \text{ aber nicht weniger als } 0,5, \text{ für Wandsysteme, Mischsysteme,} \\ \text{bei denen Wände überwiegen, und torsionsweiche Systeme (Kernsysteme)} \end{cases} \quad (5.2)$$

mit  $\alpha_0$  als dem vorherrschenden Maßverhältnis der Wände des Tragsystems.

(12) Wenn sich die Maßverhältnisse  $h_{wi}/l_{wi}$  aller Wände  $i$  eines Tragsystems nicht wesentlich unterscheiden, darf das vorherrschende Maßverhältnis  $\alpha_0$  aus folgender Gleichung bestimmt werden:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.3)$$

mit

$h_{wi}$  als Höhe der Wand  $i$ ; und

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

(13) Bei Systemen mit großen leicht bewehrten Wänden kann nicht von einer Energiedissipation in plastischen Gelenken ausgegangen werden. Deshalb sollten sie nach DCM bemessen werden.

## 5.2.3 Auslegungskriterien

### 5.2.3.1 Allgemeines

- (1) Die Auslegungskonzepte in **5.2.1** und in Abschnitt **2** müssen bei den zur Abtragung der Erdbeben-einwirkung herangezogenen Bauteilen von Betonbauten angewendet werden, wie in **5.2.3.2** bis **5.2.3.7** dargelegt.
- (2) Die Bemessungskriterien in **5.2.3.2** bis **5.2.3.7** werden als erfüllt angesehen, wenn die Vorschriften in **5.4** bis **5.7** eingehalten sind.

### 5.2.3.2 Kriterium der örtlichen Beanspruchbarkeit

- (1)P Alle kritischen Bereiche des Tragwerks müssen die Anforderungen von **4.4.2.2(1)** erfüllen.

### 5.2.3.3 Kapazitätsbemessungsregel

(1)P Sprödbrüche oder andere unerwünschte Versagensmechanismen (z. B. Konzentration von plastischen Gelenken in den Stützen eines einzigen Stockwerks eines mehrstöckigen Gebäudes, Schubversagen von tragenden Bauteilen, Versagen von Rahmenknoten, plastisches Nachgeben von Fundamenten oder von allen Bauteilen, die elastisch bleiben sollen) müssen verhindert werden, indem die Bemessungsschnittkräfte ausgewählter Bereiche aus Gleichgewichtsbedingungen bestimmt werden, unter der Annahme, dass sich plastische Gelenke mit ihren möglichen Überfestigkeiten in ihrer unmittelbaren Nähe ausgebildet haben.

(2) Die primären erdbebenbeanspruchten Stützen von Betonbauten als Rahmen oder Mischsysteme, bei denen Rahmen überwiegen, müssen die Kapazitätsbemessungsanforderungen von **4.4.2.3(4)** erfüllen, mit folgenden Ausnahmen:

- a) In ebenen Rahmen mit mindestens vier Stützen mit näherungsweise gleichem Querschnitt ist es nicht erforderlich, Gleichung (4.29) in allen vier Stützen zu erfüllen, sondern lediglich in jeweils drei von vier Stützen.
- b) Im Erdgeschoss von zweistöckigen Gebäuden, wenn der Wert der bezogenen Längskraft  $v_d$  in keiner Stütze 0,3 überschreitet.

(3) Der Beitrag der Deckenbewehrung parallel zum Balken und innerhalb der mitwirkenden Breite nach **5.4.3.1.1(3)** zu den Balken-Biegetragmomenten, wie sie in die Berechnung von  $\sum M_{Rb}$  in Gleichung (4.29) eingehen, muss berücksichtigt werden, wenn die Deckenbewehrung außerhalb des Balkenquerschnitts am Knotenanschnitt verankert ist.

### 5.2.3.4 Kriterium der örtlichen Duktilität

(1)P Um die erforderliche globale Duktilität des Tragwerks zu erzielen, müssen die möglichen Bereiche zur Entstehung plastischer Gelenke, wie sie später für jeden Bauteiltyp definiert werden, hohe plastische Rotationskapazitäten besitzen.

(2) Absatz (1)P wird als erfüllt angesehen, wenn folgende Bedingungen erfüllt werden:

- a) Es ist eine ausreichende Krümmungsduktilität in allen kritischen Bereichen primärer seismischer Bauteile vorhanden, einschließlich der Stützen-Endbereiche (in Abhängigkeit von der Möglichkeit der Bildung plastischer Gelenke in Stützen) (siehe (3) dieses Unterabschnittes).
- b) Das örtliche Knickversagen gedrückter Bewehrungsstäbe innerhalb von Bereichen möglicher plastischer Gelenke in primären seismischen Bauteilen wird verhindert. Entsprechende Anwendungsregeln werden in **5.4.3** und **5.5.3** angegeben.

c) Es werden geeignete Beton- und Stahlgüten vorgesehen, um die örtliche Duktilität wie folgt sicherzustellen:

- Der in kritischen Bereichen primärer seismischer Bauteile verwendete Stahl sollte eine hohe plastische Gleichmaßdehnung aufweisen (siehe **5.3.2(1)P**, **5.4.1.1(3)P**, **5.5.1.1(3)P**).
- Das Verhältnis der Zugfestigkeit zur Streckgrenze des Stahls, der in kritischen Bereichen primärer seismischer Bauteile verwendet wird, sollte wesentlich höher als eins sein. Bei Bewehrungsstählen, die den Anforderungen von **5.3.2(1)P**, **5.4.1.1(3)P** beziehungsweise **5.5.1.1(3)P** genügen, darf diese Bedingung als erfüllt angesehen werden.
- Der in primären seismischen Bauteilen verwendete Beton sollte über ausreichende Druckfestigkeit und eine Bruchdehnung verfügen, die um einen ausreichenden Sicherheitsabstand über der Dehnung beim Erreichen der Druckfestigkeit liegt. Bei Betonen, die den Anforderungen nach **5.4.1.1(1)P** beziehungsweise **5.5.1.1(1)P** genügen, darf diese Bedingung als erfüllt angesehen werden.

(3) Wenn keine genaueren Angaben vorhanden sind und mit Ausnahme des Falls, dass (4) in diesem Unterabschnitt Anwendung findet, wird (2)a) dieses Unterabschnitts als erfüllt angesehen, wenn die Krümmungsduktilität  $\mu_\phi$  dieser Bereiche (definiert als das Verhältnis der Krümmung entsprechend 85 % des Tragmoments auf dem absteigenden Ast des Momenten-Krümmungs-Diagramms zu der Krümmung beim ersten Fließen, unter der Voraussetzung, dass dabei die Grenzdehnungen  $\varepsilon_{cu}$  und  $\varepsilon_{su,k}$  des Betons und des Stahls nicht überschritten werden) mindestens folgende Werte erreicht:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{wenn } T_1 \geq T_C \quad (5.4)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \quad \text{wenn } T_1 < T_C \quad (5.5)$$

Dabei ist  $q_0$  der entsprechende Grundwert des Verhaltensbeiwerts aus Tabelle 5.1,  $T_1$  die Grundperiode des Gebäudes, beide gültig für die Vertikalebene, in der die Biegung stattfindet, und  $T_C$  ist die Periode an der oberen Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung des Spektrums nach **3.2.2.2(2)P**.

**ANMERKUNG** Die Gleichungen (5.4) und (5.5) basieren auf der Beziehung zwischen  $\mu_\phi$  und der Verschiebungsduktilität,  $\mu_\delta$ :  $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$ , üblicherweise eine konservative Näherung für Betonbauteile, und auf folgender Beziehung zwischen  $\mu_\delta$  und  $q$ :  $\mu_\delta = q$ , wenn  $T_1 \geq T_C$ ,  $\mu_\delta = 1 + (q - 1)T_C/T_1$ , wenn  $T_1 < T_C$  (siehe auch B.5 im informativen Anhang B). Es wird der Wert von  $q_0$  anstelle desjenigen von  $q$  verwendet, weil  $q$  in unregelmäßigen Hochbauten kleiner sein wird als  $q_0$  und solche Hochbauten zu ihrem Schutz eine höhere Horizontalbeanspruchbarkeit benötigen. Die örtlichen Werte der Duktilitätsnachfrage können jedoch in Wirklichkeit größer sein als diejenigen, die dem  $q$ -Wert entsprechen, so dass eine Reduzierung des Krümmungsduktilitätsangebotes nicht gerechtfertigt ist.

(4) In kritischen Bereichen primärer seismischer Bauteile mit Längsbewehrung aus Stahl der Klasse B nach Tabelle C.1 im normativen Anhang C von EN 1992-1-1:2004 sollte die Krümmungsduktilität  $\mu_\phi$  mindestens gleich 1,5-mal dem Wert nach Gleichung (5.4) beziehungsweise (5.5) sein.

### 5.2.3.5 Tragwerksredundanz

(1)P Es muss ein hohes Maß an Redundanz angestrebt werden, ergänzt durch die Fähigkeit zur Schnittkraftumlagerung, wodurch eine weiter gestreute Energiedissipation und ein höherer Wert der insgesamt dissipierten Energie ermöglicht werden. Dementsprechend müssen Tragsystemen mit geringerem Grad statischer Unbestimmtheit niedrigere Verhaltensbeiwerte zugewiesen werden (siehe Tabelle 5.1). Die erforderliche Fähigkeit zur Schnittkraftumlagerung muss durch die Anwendung der in **5.4** bis **5.6** angegebenen Regeln zur Sicherstellung der lokalen Duktilität erreicht werden.

### 5.2.3.6 Sekundäre seismische Bauteile und Widerstände (Beanspruchbarkeiten)

- (1)P Eine beschränkte Anzahl von tragenden Bauteilen darf als sekundäre seismische Bauteile nach 4.2.2 bezeichnet werden.
- (2) Regeln für die Auslegung und Konstruktion sekundärer seismischer Bauteile werden in 5.7 angegeben.
- (3) Widerstände oder stabilisierende Effekte, die bei der Berechnung nicht explizit berücksichtigt werden, können sowohl die Festigkeit als auch die Energiedissipation erhöhen (z. B. Membranverhalten von Platten infolge nach oben gerichteter Verformungen tragender Wände).
- (4) Nichttragende Bauteile können ebenfalls zur Energiedissipation beitragen, wenn sie gleichmäßig über das Tragwerk verteilt sind. Es sollten Maßnahmen gegen mögliche ungünstige lokale Effekte infolge der Interaktion zwischen tragenden und nichttragenden Bauteilen ergriffen werden (siehe 5.9).
- (5) Für Rahmen mit Mauerwerksausfachung (ein häufiger Fall nichttragender Bauteile) werden besondere Regeln in 4.3.6 und 5.9 angegeben.

### 5.2.3.7 Besondere zusätzliche Maßnahmen

- (1)P Wegen des Zufallscharakters der Erdbebeneinwirkung und der Unsicherheiten des zyklischen Verhaltens von Betonbauten nach Überschreitung der Elastizitätsgrenze liegt die allgemeine Unsicherheit wesentlich höher als unter nichtseismischen Einwirkungen. Es müssen deshalb Maßnahmen zur Reduzierung der mit der baulichen Durchbildung, der Berechnung, der Beanspruchbarkeit (Widerstand) und der Duktilität einhergehenden Unsicherheiten ergriffen werden.
- (2)P Bedeutende Unsicherheiten hinsichtlich der Beanspruchbarkeit können durch Maßabweichungen entstehen. Um diesen Typ von Unsicherheiten zu minimieren, müssen folgende Regeln angewendet werden:
- Gewisse Mindestabmessungen der tragenden Bauteile müssen eingehalten werden (siehe 5.4.1.2 und 5.5.1.2), um die Empfindlichkeit gegenüber Maßabweichungen zu verringern.
  - Das Verhältnis der größten zur kleinsten Abmessung von stabähnlichen Bauteilen muss beschränkt werden, um die Gefahr einer seitlichen Instabilität (Kippen) dieser Bauteile möglichst gering zu halten (siehe 5.4.1.2 und 5.5.1.2.1(2)P).
  - Die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen müssen beschränkt werden, um P-Δ-Phänomene (geometrische Nichtlinearität) in den Stützen klein zu halten (siehe 4.4.2.2(2) bis (4)).
  - Ein erheblicher Prozentsatz der oberen Balkenbewehrung im Bereich ihrer Endquerschnitte muss längs des gesamten Balkens durchgeführt werden (siehe 5.4.3.1.2(5)P und 5.5.3.1.3(5)P), um die Unsicherheit hinsichtlich der Lage des Wendepunkts zu berücksichtigen.
  - Eine mögliche, nicht durch die Berechnung vorausgesagte Momentenumkehr muss durch das Vorsehen einer Mindestbewehrung an der betroffenen Balkenseite berücksichtigt werden (siehe 5.5.3.1.3).

(3)P Um Unsicherheiten bezüglich der Duktilität zu minimieren, müssen folgende Regeln befolgt werden:

- Ein Mindestmaß an lokaler Duktilität muss in allen primären seismischen Bauteilen vorhanden sein, unabhängig von der bei der Auslegung angenommenen Duktilitätsklasse (siehe 5.4 und 5.5).
- Ein Mindestmaß an Zugbewehrung muss vorgesehen werden, um einen Sprödbruch beim Reißen des Betons zu vermeiden (siehe 5.4.3 und 5.5.5).
- Eine angemessene Begrenzung der bezogenen Längskraft muss eingehalten werden (siehe 5.4.3.2.1(3)P, 5.4.3.4.1(2), 5.5.3.2.1(3)P und 5.5.3.4.1(2)), um die Folgen des Abplatzens der Betondeckung zu verringern und die großen Unsicherheiten hinsichtlich der vorhandenen Duktilität bei höheren aufgebrachten Längskräften zu vermeiden.

## 5.2.4 Sicherheitsnachweise

(1)P Bei Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit müssen die Teilsicherheitsbeiwerte für Materialeigenschaften  $\gamma_c$  und  $\gamma_s$  einen möglichen Festigkeitsabfall der Baustoffe infolge zyklischer Verformungen berücksichtigen.

(2) Wenn genauere Angaben fehlen, sollten die für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c$  und  $\gamma_s$  verwendet werden, unter der Annahme, dass aufgrund der örtlichen Maßnahmen bezüglich des Duktilitätsangebots das Verhältnis zwischen der Restfestigkeit nach der Schädigung und der ursprünglichen Festigkeit näherungsweise dem Verhältnis zwischen den  $\gamma_M$ -Werten für außergewöhnliche Lastkombinationen und für Grundkombinationen entspricht.

(3) Wird der Festigkeitsabfall bei der Festlegung der Materialeigenschaften angemessen berücksichtigt, dürfen die  $\gamma_M$ -Werte für die außergewöhnliche Bemessungssituation verwendet werden.

**ANMERKUNG 1** Die den Material-Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_c$  und  $\gamma_s$  für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen und für außergewöhnliche Bemessungssituationen, die in einem Land verwendet werden, zugewiesenen Werte können in seinem Nationalen Anhang zu EN 1992-1-1:2004 festgelegt sein.

**ANMERKUNG 2** Der Nationale Anhang darf festlegen, ob die für erdbebensicheres Bauen zu verwendenden  $\gamma_M$ -Werte denjenigen für ständige und vorübergehende oder für außergewöhnliche Bemessungssituationen entsprechen. Auch Zwischenwerte dürfen im Nationalen Anhang gewählt werden, in Abhängigkeit davon, wie die Materialeigenschaften unter Erdbebenbeanspruchung bestimmt werden. Empfohlen wird das Vorgehen nach (2) in diesem Unterabschnitt, womit der gleiche Wert der Bemessungs-Beanspruchbarkeit für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen (z. B. Schwerelasten mit Wind) und für die Erdbeben-Bemessungssituation verwendet werden kann.

## 5.3 Auslegung nach EN 1992-1-1

### 5.3.1 Allgemeines

(1) Eine Erdbebenauslegung für niedrige Duktilität (Duktilitätsklasse L) nach EN 1992-1-1:2004 ohne jegliche weitere Anforderungen zusätzlich zu denjenigen in 5.3.2 wird nur für Fälle niedriger Erdbebengefährdung empfohlen (siehe 3.2.1(4)).

### 5.3.2 Baustoffe

(1)P In primären seismischen Bauteilen (siehe 4.2.2) muss Bewehrungsstahl der Klasse B oder C nach EN 1992-1-1:2004, Tabelle C.1 verwendet werden.

### 5.3.3 Verhaltensbeiwert

(1) Bei der Bestimmung der Erdbebeneinwirkungen darf ein Verhaltensbeiwert von bis zu  $q = 1,5$  unabhängig vom Tragsystem und der Regelmäßigkeit im Aufriss verwendet werden.

## 5.4 Auslegung für DCM

### 5.4.1 Geometrische Bedingungen und Baustoffe

#### 5.4.1.1 Baustoffanforderungen

(1)P Beton einer geringeren Festigkeitsklasse als C 16/20 darf in primären seismischen Bauteilen nicht verwendet werden.

(2)P Mit Ausnahme geschlossener Bügel und Querhaken dürfen in kritischen Zonen primärer seismischer Bauteile nur gerippte Stäbe als Bewehrungsstahl verwendet werden.

(3)P In den kritischen Zonen primärer seismischer Bauteile muss Bewehrungsstahl der Klasse B oder C nach EN 1992-1-1:2004, Tabelle C.1 verwendet werden.

(4)P Geschweißte Stahlmatten dürfen verwendet werden, wenn sie den Anforderungen in (2)P und (3)P dieses Unterabschnitts genügen.

#### 5.4.1.2 Geometrische Bedingungen

##### 5.4.1.2.1 Balken

(1)P Die Ausmittigkeit der Balkenachse bezüglich derjenigen der Stütze, in die der Balken einmündet, muss beschränkt werden, um eine wirksame Übertragung zyklischer Momente von einem primären seismischen Balken zu der Stütze zu erreichen.

(2) Um die in (1)P aufgestellte Forderung zu erfüllen, sollte der Abstand zwischen den Schwerpunktsachsen beider Bauteile kleiner sein als  $b_c/4$ , wobei  $b_c$  die größte Querschnittsabmessung der Stütze senkrecht zur Balkenlängsachse ist.

(3)P Um den günstigen Einfluss der Druckspannung in der Stütze auf den Verbund von horizontalen Bewehrungsstäben, die durch den Knoten gehen, auszunutzen, muss die Breite  $b_w$  eines primären seismischen Balkens die Gleichung erfüllen:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (5.6)$$

mit  $h_w$  als Querschnittshöhe des Balkens und  $b_c$  wie in (2) in diesem Unterabschnitt definiert.

##### 5.4.1.2.2 Stützen

(1) Bis auf den Fall, dass  $\theta \leq 0,1$  ist (siehe 4.4.2.2(2)), sollten die Querschnittsabmessungen primärer seismischer Stützen nicht kleiner sein als ein Zehntel des größeren Abstands zwischen dem Wendepunkt und den Stützenenden für Biegung in einer Ebene parallel zur betrachteten Stützenabmessung.

##### 5.4.1.2.3 Duktile Wände

(1) Die Dicke  $b_{wo}$  (in Meter) sollte folgende Gleichung erfüllen:

$$b_{wo} \geq \max \{0,15 \text{ m}, h_s/20\} \quad (5.7)$$

mit  $h_s$  als lichte Geschosshöhe.

(2) Zusätzliche Anforderungen sind zu erfüllen bezüglich der Dicke der umschnürten Randelemente von Wänden, wie in 5.4.3.4.2(10) angegeben.

##### 5.4.1.2.4 Große leicht bewehrte Wände

(1) Die Vorschrift in 5.4.1.2.3(1) gilt auch für große leicht bewehrte Wände.

##### 5.4.1.2.5 Besondere Regeln für Balken, die unterbrochene vertikale Bauteile tragen

(1)P Tragende Wände dürfen zu ihrer Stützung nicht auf Balken oder Platten angewiesen sein.

(2)P Für einen primären seismischen Balken, der Stützen trägt, die unterhalb des Balkens nicht fortgeführt werden, gelten die folgenden Regeln:

- a) Es darf keine Ausmittigkeit zwischen der Stützen- und der Balkenachse geben.
- b) Der Balken muss auf mindestens zwei unmittelbaren Lagern, wie z. B. Wänden oder Stützen, aufliegen.

## 5.4.2 Bemessungsschnittkräfte

### 5.4.2.1 Allgemeines

(1)P Mit Ausnahme duktiler primärer seismischer Wände, für welche die besonderen Vorschriften von **5.4.2.4** gelten, müssen die Bemessungswerte von Biegemomenten und Längskräften aus der rechnerischen Untersuchung des Bauwerks für die Erdbeben-Bemessungssituation nach EN 1990:2001, **6.4.3.4** gewonnen werden, unter Berücksichtigung der Theorie 2. Ordnung nach **4.4.2.2** und der Anforderungen der Kapazitätsbemessung nach **5.2.3.3(2)**. Die Umlagerung von Biegemomenten nach EN 1992-1-1 ist erlaubt. Die Bemessungswerte der Querkräfte von primären seismischen Balken, Stützen, duktilen Wänden und leicht bewehrten Wänden werden jeweils nach **5.4.2.2**, **5.4.2.3**, **5.4.2.4** und **5.4.2.5** bestimmt.

### 5.4.2.2 Balken

(1)P In primären seismischen Balken müssen die Bemessungsquerkräfte nach der Kapazitätsbemessungsregel bestimmt werden, unter Betrachtung des Balkengleichgewichts für a) die darauf wirkende Querbelastung in der Erdbeben-Bemessungssituation und b) Endmomente  $M_{i,d}$  (mit  $i = 1,2$  für die Endquerschnitte des Balkens), entsprechend der Bildung plastischer Gelenke für positive und negative Richtung der Erdbebeneinwirkung. Die plastischen Gelenke sollten an den Balkenenden angenommen werden oder, falls sie dort zuerst entstehen, in den vertikalen Bauteilen, die mit den Knoten verbunden sind, in die die Balkenenden elastisch eingespannt sind (siehe Bild 5.1).

(2) Der Absatz (1)P dieses Unterabschnitts sollte wie folgt angewendet werden:

- Am Endquerschnitt  $i$  sollten zwei Werte der wirkenden Querkraft berechnet werden, und zwar der Maximalwert  $V_{Ed,max,i}$  und der Minimalwert  $V_{Ed,min,i}$  entsprechend den größten positiven und den größten negativen Endmomenten  $M_{i,d}$ , die an den Enden 1 und 2 des Balkens entstehen können.
- Die Endmomente  $M_{i,d}$  in (1)P und in (2)a) dieses Unterabschnitts dürfen wie folgt berechnet werden:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (5.8)$$

mit

$\gamma_{Rd}$  als Beiwert zur Berücksichtigung der möglichen Überfestigkeit infolge Stahlverfestigung, der im Fall von DCM-Balken zu 1,0 angenommen werden darf;

$M_{Rb,i}$  als der Bemessungswert des aufnehmbaren Balkenbiegemoments am Ende  $i$  im Sinn des erdbebeninduzierten Biegemoments für die angenommene Richtung der Erdbebeneinwirkung;

$\Sigma M_{Rc}$  und  $\Sigma M_{Rb}$  als jeweils die Summe der Bemessungswerte der aufnehmbaren Momente der Stützen und die Summe der Bemessungswerte der aufnehmbaren Momente der Balken, die in den Knoten einmünden (siehe **4.4.2.3(4)**). Der Wert von  $\Sigma M_{Rc}$  sollte der Stützenlängskraft bzw. den Stützenlängskräften in der Erdbeben-Bemessungssituation für die angenommene Richtung der Erdbebeneinwirkung entsprechen.

- An einem Balkenende, an dem der Balken indirekt von einem anderen Balken gestützt wird, anstatt mit einem vertikalen Bauteil biegefest verbunden zu sein, darf das Biegemoment  $M_{i,d}$  gleich dem Biegemoment angenommen werden, das am Balkenendquerschnitt in der Erdbeben-Bemessungssituation wirkt.

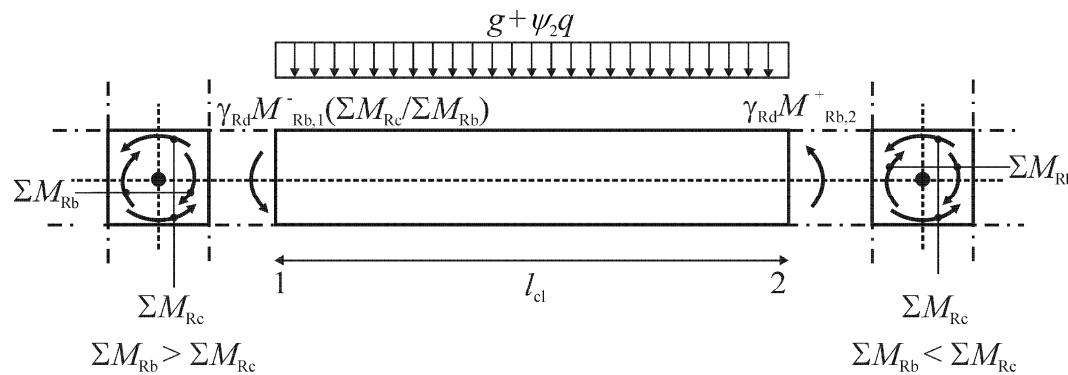


Bild 5.1 — Kapazitätsbemessungswerte der Querkräfte in Balken

#### 5.4.2.3 Stützen

(1)P In primären seismischen Stützen müssen die Bemessungsquerkräfte nach der Kapazitätsbemessungsregel bestimmt werden, unter Betrachtung des Stützengleichgewichts für Endmomente  $M_{i,d}$  (mit  $i = 1,2$  für die Endquerschnitte der Stütze), entsprechend der Bildung plastischer Gelenke für positive und negative Richtung der Erdbebeneinwirkung. Die plastischen Gelenke sollten an den Endquerschnitten der Balken angenommen werden, die in die Knoten einmünden, mit denen das Stützenende biegefest verbunden ist, oder, wenn sie dort zuerst entstehen, in den Endquerschnitten der Stützen selbst (siehe Bild 5.2).

(2) Die Endmomente  $M_{i,d}$  in (1)P dieses Unterabschnitts dürfen wie folgt berechnet werden:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (5.9)$$

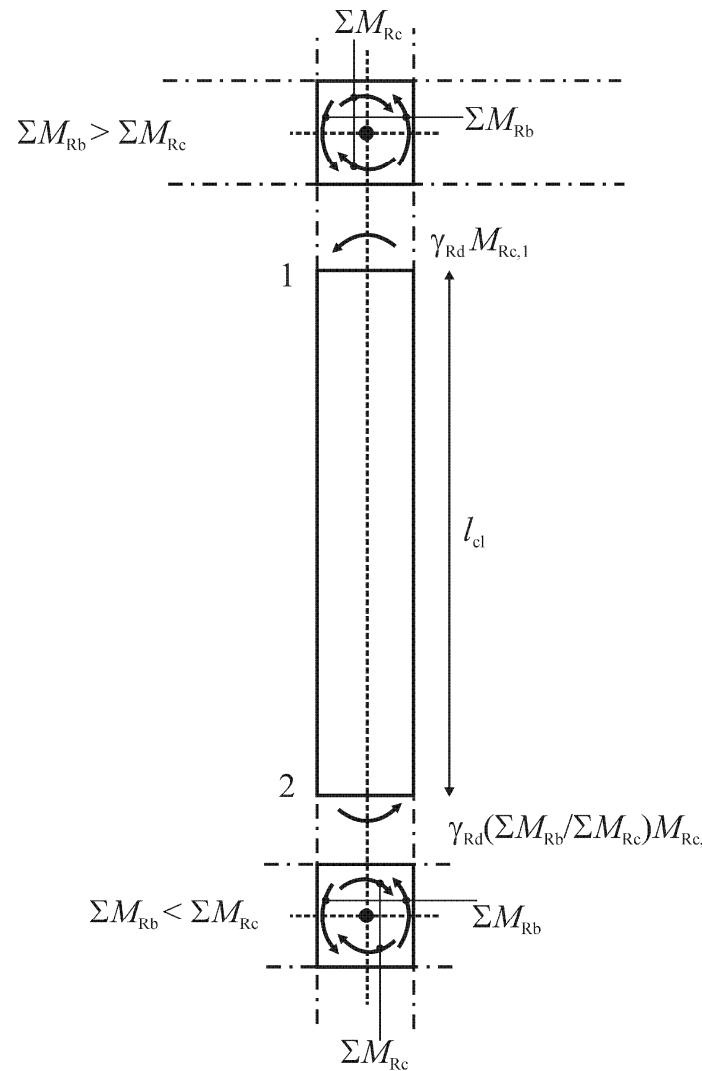
mit

$\gamma_{Rd}$  als Beiwert zur Berücksichtigung der Überfestigkeit infolge Stahlverfestigung und der Umschnürung der Betondruckzone des Querschnitts, der gleich 1,1 angenommen wird;

$M_{Rc,i}$  als Bemessungswert des aufnehmbaren Moments der Stütze am Ende  $i$  im Sinne des erdbebeninduzierten Biegemoments für die angenommene Richtung der Erdbebeneinwirkung;

$\Sigma M_{Rc}$  und  $\Sigma M_{Rb}$  wurden in 5.4.2.2(2) definiert.

(3) Die Werte von  $M_{Rc,i}$  und  $\Sigma M_{Rc}$  sollten der Stützenlängskraft bzw. den Stützenlängskräften in der Erdbeben-Bemessungssituation für die angenommene Richtung der Erdbebeneinwirkung entsprechen.



**Bild 5.2 — Stützenquerkräfte nach der Kapazitätsberechnung**

#### 5.4.2.4 Besondere Vorschriften für duktile Wände

(1)P Unsicherheiten in der Berechnung und hinsichtlich nichtlinearer dynamischer Effekte nach Verlassen des elastischen Bereichs müssen berücksichtigt werden, zumindest durch ein geeignetes Näherungsverfahren. In Ermangelung einer genaueren Methode dürfen die Einhüllenden der Bemessungsbiegemomente und auch die Vergrößerungsbeiwerte für Querkräfte nach den Regeln in den folgenden Abschnitten ermittelt werden.

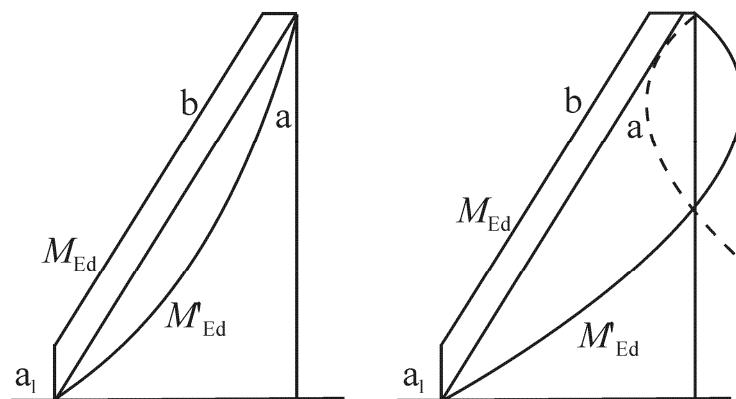
(2) Die Umlagerung von erdbebeninduzierten Schnittkräften zwischen primären seismischen Wänden bis zu 30 % ist erlaubt, unter der Voraussetzung, dass das gesamte Beanspruchbarkeitsangebot nicht verringert wird. Querkräfte sollten zusammen mit den Biegemomenten umgelagert werden, so dass das Verhältnis der Biegemomente zu den Querkräften in den einzelnen Wänden nicht merklich beeinflusst wird. In Wänden mit großen Schwankungen der Längskraft, wie z. B. in gekoppelten Wänden, sollten Momente und Querkräfte von der Wand, bzw. den Wänden, die unter geringer Druckbeanspruchung oder unter resultierender Zugbeanspruchung stehen, hin zu Wänden unter hoher axialem Druckbeanspruchung umgelagert werden.

(3) In gekoppelten Wänden ist eine Umlagerung von erdbebeninduzierten Schnittkräften zwischen Koppelbalken verschiedener Geschosse bis zu 20 % erlaubt, vorausgesetzt, die erdbebeninduzierte Längskraft am Fuß jeder einzelnen Wand (die Resultierende der Querkräfte in den Koppelbalken) wird davon nicht beeinflusst.

(4) P Die Unsicherheiten betreffend die Momentenverteilung entlang der Höhe von schlanken primären seismischen Wänden (mit einem Verhältnis Höhe zu Länge  $h_w/l_w$  größer als 2,0) müssen abgedeckt werden.

(5) Die in (4)P dieses Unterabschnitts formulierte Forderung kann erfüllt werden, indem unabhängig von der Art der verwendeten Berechnung vereinfachend wie folgt vorgegangen wird:

Das Diagramm der Bemessungsbiegemomente entlang der Wandhöhe sollte als eine vertikal versetzte (Versatz der Zugkraftlinie) Umhüllende des berechneten Biegemomentendiagramms angegeben werden. Die Umhüllende darf als linear angenommen werden, wenn das Tragwerk keine bedeutenden Unstetigkeiten in seiner Massen-, Steifigkeits- oder Beanspruchbarkeitsverteilung entlang seiner Höhe aufweist (siehe Bild 5.3). Der Versatz der Zugkraftlinie sollte der beim Querkraftnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit betrachteten Neigung der Strebe entsprechen, mit möglicherweise einem fächerartigen Muster von Streben in Unterkantennähe und den Decken als Gurte.



#### Legende

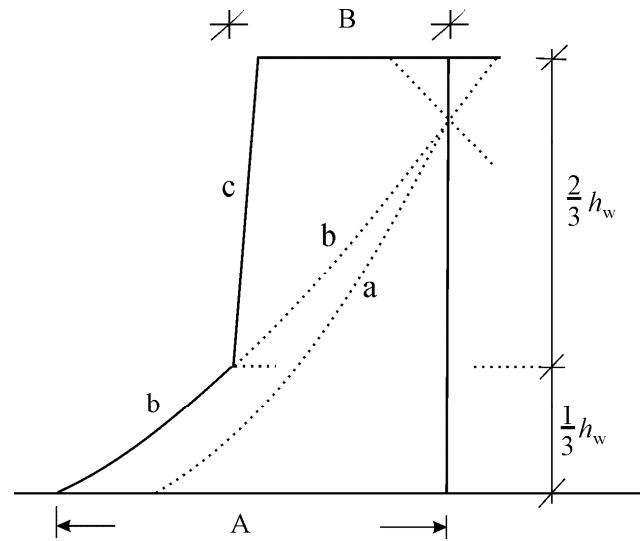
- a Berechnetes Momentendiagramm;
- b Bemessungseinhüllende;
- $a_l$  = Versatz der Zugkraftlinie

**Bild 5.3 — Bemessungseinhüllende für Biegemomente in schlanken Wänden  
(links: Wandsysteme; rechts: Mischsysteme)**

(6)P Die mögliche Zunahme von Querkräften nach Eintritt des Fließens an der Unterkante einer primären seismischen Wand muss berücksichtigt werden.

(7) Die in (6)P dieses Unterabschnitts aufgestellte Forderung darf als erfüllt gelten, wenn die Bemessungsquerkräfte um 50 % höher angenommen werden als die berechneten Querkräfte.

(8) In Mischsystemen, die schlanke Wände enthalten, sollte die Bemessungseinhüllende der Querkräfte nach Bild 5.4 verwendet werden, um Unsicherheiten bezüglich des Einflusses höherer Eigenformen zu berücksichtigen.

**Legende**

- a Berechnetes Querkraftdiagramm;
- b Diagramm der erhöhten Querkräfte;
- c Bemessungseinhüllende;
- A  $V_{\text{wall},\text{base}}$ ;
- B  $V_{\text{wall},\text{top}} \geq V_{\text{wall},\text{base}}/2$

**Bild 5.4 — Bemessungseinhüllende für Querkräfte in Wänden von Mischsystemen****5.4.2.5 Besondere Vorschriften für große leicht bewehrte Wände**

(1)P Um sicherzustellen, dass das Biegefließen vor Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit für Querkraftschub eintritt, muss die aus der Berechnung stammende Querkraft  $V'_{\text{Ed}}$  erhöht werden.

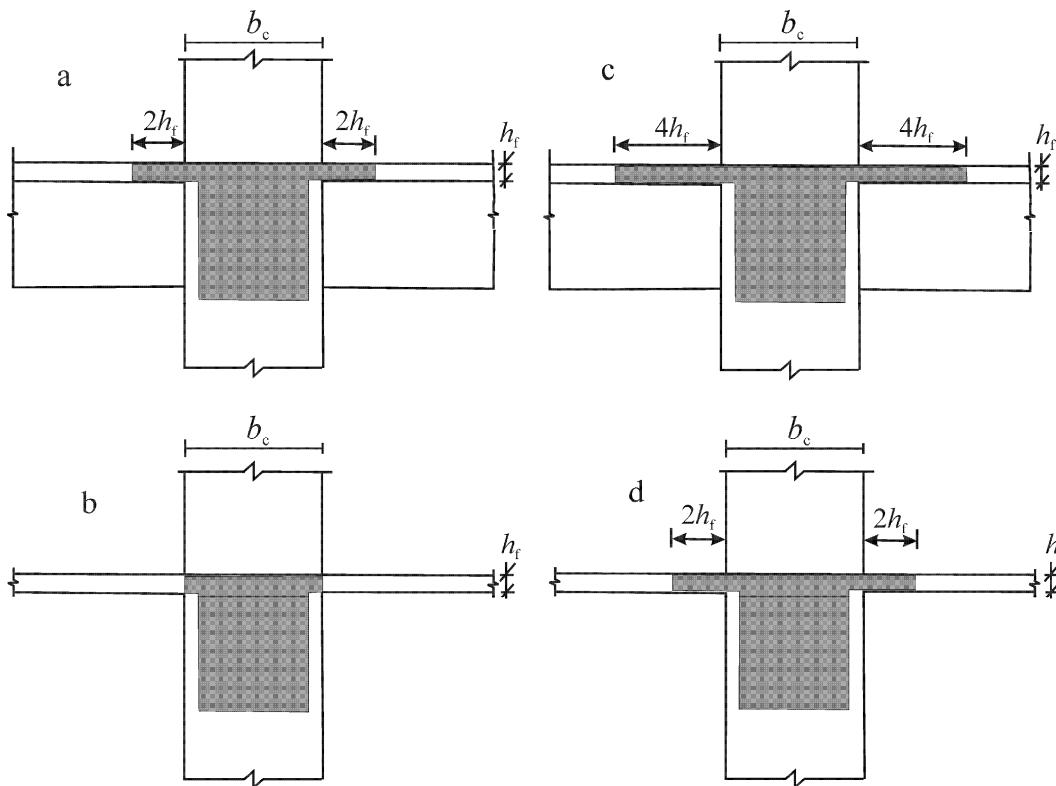
(2) Die Forderung in (1)P dieses Unterabschnitts wird als erfüllt angesehen, wenn für jedes Stockwerk der Wand die Bemessungsquerkraft  $V_{\text{Ed}}$  wie folgt aus der berechneten Querkraft  $V'_{\text{Ed}}$  gewonnen wird:

$$V_{\text{Ed}} = V'_{\text{Ed}} \frac{q+1}{2} \quad (5.10)$$

(3)P Die zusätzlichen dynamischen Längskräfte, die in großen Wänden infolge des Abhebens vom Boden oder durch das Öffnen und Schließen horizontaler Risse entstehen, müssen im Rahmen des Nachweises der Wand im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft berücksichtigt werden.

(4) In Ermangelung von Ergebnissen einer genaueren Berechnung darf die dynamische Komponente der Wandlängskraft entsprechend (3)P dieses Unterabschnitts zu 50 % der Längskraft in der Wand infolge der Gewichtslasten, die in der Erdbeben-Bemessungssituation vorhanden sind, angenommen werden. Das Vorzeichen dieser Kraft sollte positiv oder negativ sein, je nachdem, was ungünstiger ist.

(5) Wenn der Verhaltensbeiwert  $q$  den Wert 2,0 nicht übersteigt, darf der Einfluss der dynamischen Längskraft nach (3)P und (4) dieses Unterabschnitts vernachlässigt werden.

**Bild 5.5 — Mitwirkende Plattenbreite  $b_{\text{eff}}$  für biegesteif mit Stützen verbundene Balken**

### 5.4.3 Nachweise und Konstruktionsregeln im Grenzzustand der Tragfähigkeit

#### 5.4.3.1 Balken

##### 5.4.3.1.1 Beanspruchbarkeit auf Biegung und Schub

- (1) Die aufnehmbaren Schnittkräfte (Beanspruchbarkeiten, Widerstände) bei Biegung und Schub werden nach EN 1992-1-1:2004 berechnet.
- (2) Die obere Bewehrung der Endquerschnitte primärer seismischer Balken mit T- oder L-Querschnitten sollte hauptsächlich innerhalb des Steges liegen. Nur ein Teil dieser Bewehrung darf außerhalb des Steges verlegt werden, jedoch innerhalb der mitwirkenden Plattenbreite  $b_{\text{eff}}$ .
- (3) Die mitwirkende Plattenbreite  $b_{\text{eff}}$  darf wie folgt angenommen werden:
  - a) Für primäre seismische Balken, die biegesteif mit Außenstützen verbunden sind, wird die mitwirkende Plattenbreite  $b_{\text{eff}}$  gleich der Breite  $b_c$  der Stütze angenommen, wenn kein Querträger vorhanden ist (Bild 5.5b), oder gleich dieser Breite zuzüglich  $2h_f$  auf jeder Seite des Balkens, wenn ein Querträger ähnlicher Höhe vorhanden ist (Bild 5.5a).
  - b) Für primäre seismische Balken, die mit Innenstützen biegesteif verbunden sind, dürfen obige Maße um  $2h_f$  auf jeder Seite des Balkens erhöht werden (Bild 5.5c und d).

##### 5.4.3.1.2 Konstruktionsregeln für örtliche Duktilität

- (1)P Die Bereiche eines primären seismischen Balkens bis zu einer Entfernung von  $l_{\text{cr}} = h_w$  (mit  $h_w$  als Balkenhöhe) sowohl vom Endquerschnitt, an dem der Balken biegesteif mit einem Rahmenknoten verbunden ist, als auch zu beiden Seiten jedes anderen Querschnitts, an dem sich möglicherweise in der Erdbeben-Bemessungssituation ein Fließgelenk bilden könnte, müssen als kritische Bereiche betrachtet werden.

(2) In primären seismischen Balken, die nicht weitergeführte (endende) vertikale Bauteile stützen, sollten die Bereiche bis zu einer Entfernung von  $2h_w$  auf beiden Seiten des unterstützten vertikalen Bauteils als kritische Bereiche betrachtet werden.

(3)P Um die örtliche Duktilitätsanforderung in den kritischen Bereichen primärer seismischer Balken zu erfüllen, muss der Wert der vorhandenen Krümmungsduktilität  $\mu_\phi$  mindestens gleich dem in **5.2.3.4(3)** angegebenen Wert sein.

(4) Die in Absatz (3)P dieses Unterabschnitts aufgestellte Forderung darf als erfüllt angesehen werden, wenn für beide Balkengurte folgende Bedingungen erfüllt sind:

- In der Druckzone wird Bewehrung von mindestens dem halben Betrag der auf der Zugseite vorhandenen Bewehrung eingelegt, zusätzlich zu der etwaigen Druckbewehrung, die für den Nachweis des Balkens in der Erdbeben-Bemessungssituation im Grenzzustand der Tragfähigkeit benötigt wird.
- Der Bewehrungsgrad  $\rho$  ist kleiner oder gleich dem Wert  $\rho_{\max}$ :

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.11)$$

Die Bewehrungsgrade der Zug- und Druckbewehrung,  $\rho$  und  $\rho'$ , werden auf  $bd$  bezogen, mit  $b$  als Breite des Druckgurtes des Balkens. Enthält die Zugseite eine Platte, wird die Plattenbewehrung parallel zum Balken innerhalb der in **5.4.3.1.1(3)** definierten mitwirkenden Plattenbreite bei der Berechnung von  $\rho$  berücksichtigt.

(5)P Entlang der gesamten Länge eines primären seismischen Balkens darf der Bewehrungsgrad  $\rho$  der Zugbewehrung nicht kleiner sein als folgender Mindestwert  $\rho_{\min}$ :

$$\rho_{\min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (5.12)$$

(6)P Innerhalb der kritischen Bereiche primärer seismischer Balken müssen Bügel vorhanden sein, die folgenden Bedingungen genügen:

Der Durchmesser  $d_{bw}$  der Bügel darf nicht kleiner sein als 6 mm.

Der Bügelabstand  $s$ , in mm, darf nicht größer sein als:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\} \quad (5.13)$$

mit  $d_{bL}$  als kleinstem Durchmesser der Längsbewehrung (in mm) und  $h_w$  als Balkenhöhe (in mm).

Der erste Bügel darf nicht weiter als 50 mm von dem Endquerschnitt des Balkens entfernt eingelegt werden (siehe Bild 5.6).

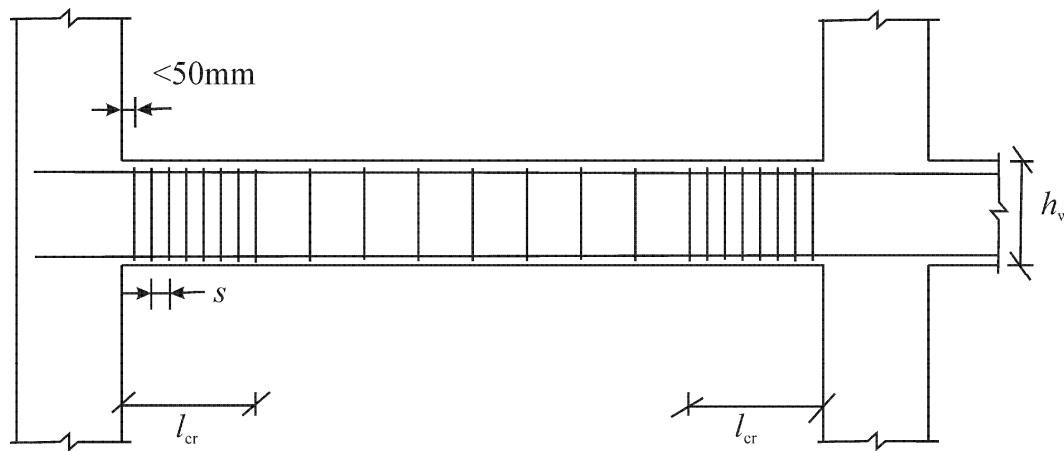


Bild 5.6 — Querbewehrung in den kritischen Bereichen von Balken

### 5.4.3.2 Stützen

#### 5.4.3.2.1 Beanspruchbarkeiten (Widerstände)

(1)P Die Beanspruchbarkeit auf Biegung und Schub muss nach EN 1992-1-1:2004 berechnet werden, unter Verwendung des Wertes der Längskraft aus der Berechnung in der Erdbeben-Bemessungssituation.

(2) Die zweiachsige Biegung darf vereinfacht berücksichtigt werden, indem der Nachweis in jeder Richtung getrennt mit dem um 30 % reduzierten einaxialen aufnehmbaren Moment durchgeführt wird.

(3)P In primären seismischen Stützen darf der Wert der bezogenen Längskraft  $\nu_d$  den Wert 0,65 nicht überschreiten.

#### 5.4.3.2.2 Konstruktive Durchbildung primärer seismischer Stützen für örtliche Duktilität

(1)P Der Gesamtbewehrungsgrad  $\rho$  der Längsbewehrung darf nicht kleiner als 0,01 und nicht größer als 0,04 sein. Symmetrische Querschnitte sollten symmetrisch bewehrt werden ( $\rho = \rho'$ ).

(2)P Es muss mindestens ein Zwischenstab zwischen den Eckstäben entlang jeder Stützenseite vorhanden sein, um den Zusammenhalt der Rahmenknoten (Balken-Stützen-Knoten) zu gewährleisten.

(3)P Die Bereiche innerhalb einer Entfernung  $l_{cr}$  von beiden Endquerschnitten einer primären seismischen Stütze müssen als kritische Bereiche betrachtet werden.

(4) In Ermangelung genauerer Angaben darf die Länge des kritischen Bereiches  $l_{cr}$  (in Meter) wie folgt berechnet werden:

$$l_{cr} \max \{h_c; l_{cl}/6; 0,45 \text{ m}\} \quad (5.14)$$

mit

$h_c$  als größte Querschnittsabmessung der Stütze, in m;

$l_{cl}$  als freie Stützenlänge, in m.

(5)P Ist  $l_c/h_c < 3$ , muss die Gesamthöhe der primären seismischen Stütze als kritischer Bereich betrachtet und entsprechend bewehrt werden.

(6)P Im kritischen Bereich am Fuß primärer seismischer Stützen sollte eine Krümmungsduktilität  $\mu_\phi$  mindestens gleich der in **5.2.3.4(3)** angegebenen vorhanden sein.

(7)P Wenn zum Erreichen des angegebenen Wertes von  $\mu_\phi$  eine größere Betondehnung als  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$  an beliebiger Stelle im Querschnitt erforderlich wird, muss eine Kompensation des Beanspruchbarkeitsverlusts infolge Abplatzens der Betondeckung über eine ausreichende Umschnürung des Betonkerns erreicht werden, auf der Grundlage der Eigenschaften des umschnürten Betons nach EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**.

(8) Die in (6)P und (7)P in diesem Unterabschnitt angegebenen Bedingungen können als erfüllt angesehen werden, falls

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (5.15)$$

mit

$\omega_{wd}$  als auf das Volumen bezogener mechanischer Bewehrungsgrad der umschnürenden Bügel innerhalb der kritischen Bereiche

$$\left[ \omega_{wd} = \frac{\text{Volumen der umschnürenden Bügel}}{\text{Volumen des Betonkerns}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right];$$

$\mu_\phi$  als erforderlicher Wert der Krümmungsduktilität;

$v_d$  als bezogene Bemessungslängskraft ( $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ );

$\varepsilon_{sy,d}$  als Bemessungswert der Dehnung der Zugbewehrung an der Streckgrenze;

$h_c$  als Brutto-Querschnittshöhe (parallel zu der Horizontalrichtung, für die der in (6)P in diesem Unterabschnitt verwendete Wert von  $\mu_\phi$  gilt);

$h_o$  als Höhe des umschnürten Kerns (bis zur Achse der Bügel);

$b_c$  als Brutto-Querschnittsbreite;

$b_o$  als Breite des umschnürten Kerns (bis zur Achse der Bügel);

$\alpha$  als Beiwert für die Wirksamkeit der Umschnürung, gleich  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ , mit:

a) für Rechteckquerschnitte:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o) \quad (5.17a)$$

mit

$n$  als Gesamtzahl der Bewehrungslängsstäbe, die horizontal durch Bügel oder Querhaken gehalten werden;

$b_i$  als Abstand zwischen benachbarten gehaltenen Bewehrungsstäben (siehe Bild 5.7; auch für  $b_o$ ,  $h_o$ ,  $s$ );

b) für Kreisquerschnitte mit Umschnürungsbügeln und  $D_o$  als Durchmesser des umschnürten Kerns (bis zur Achse der Bügel):

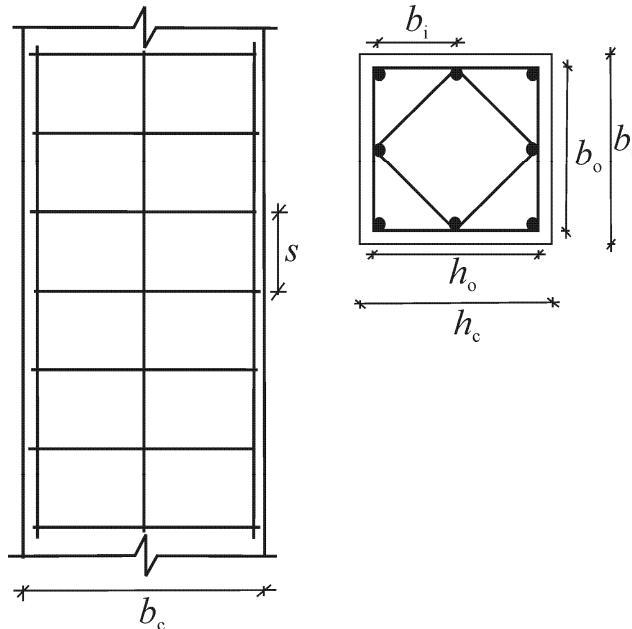
$$\alpha_n = 1 \quad (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2 \quad (5.17b)$$

c) für Kreisquerschnitte mit Wendelbewehrung:

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_0) \quad (5.17c)$$



**Bild 5.7 — Umschnürung des Betonkerns**

(9) Innerhalb des kritischen Bereichs am Fuß primärer seismischer Stützen sollte ein Mindestwert von  $\omega_{wd} = 0,08$  vorgesehen werden.

(10)P Innerhalb der kritischen Bereiche von primären seismischen Stützen müssen Bügel und Querhaken von mindestens 6 mm Durchmesser vorgesehen werden, in solchen Abständen, dass eine Mindestduktilität gewährleistet ist und das örtliche Ausknicken der Längsstäbe verhindert wird. Die Verbügelung ist so zu gestalten, dass die Vorteile der durch die Verbügelung entstehenden dreiaxialen Spannungszustände die Querschnittstragfähigkeit verbessern.

(11) Die Mindestanforderungen nach (10)P dieses Unterabschnitts können als erfüllt angesehen werden, wenn folgende Maßnahmen getroffen werden:

a) Der Bügelabstand  $s$  (in mm) ist höchstens gleich

$$s = \min \{b_o/2; 175; 8d_{bl}\} \quad (5.18)$$

mit  $b_o$  (in mm) als Mindestabmessung des Betonkerns (bis zur Achse der Bügel) und  $d_{bl}$  als Mindestdurchmesser der Längsstäbe, in mm.

b) Der Abstand zwischen benachbarten Längsstäben, die durch Bügel oder Querhaken gehalten sind, ist nicht größer als 200 mm, unter Berücksichtigung von EN 1992-1-1:2004, **9.5.3(6)**.

(12)P Die Querbewehrung innerhalb des kritischen Bereichs am Fuß von primären seismischen Stützen darf nach den Vorgaben in EN 1992-1-1:2004 bestimmt werden, vorausgesetzt, dass der Wert der bezogenen Längskraft in der Erdbeben-Bemessungssituation kleiner als 0,2 ist und der in der Bemessung verwendete Verhaltensbeiwert  $q$  den Wert 2,0 nicht überschreitet.

### 5.4.3.3 Balken-Stützen-Verbindungsnoten

(1) Die horizontale Umschnürungsbewehrung in Knoten von primären seismischen Balken mit Stützen sollte nicht kleiner sein als der in 5.4.3.2.2(8) bis (11) für die kritischen Bereiche von Stützen angegebene Wert, mit Ausnahme des im folgenden Absatz erwähnten Falls.

(2) Münden Balken von allen vier Seiten in den Knoten ein und beträgt deren Breite mindestens drei Viertel der parallelen Querschnittsabmessung der Stütze, so darf der Abstand der horizontalen Umschnürungsbewehrung im Knoten auf den doppelten Wert entsprechend (1) in diesem Unterabschnitt erhöht werden, darf jedoch 150 mm nicht überschreiten.

(3)P Es muss mindestens ein vertikaler Zwischenstab (zwischen den Eckbewehrungsstäben der Stütze) auf jeder Seite eines Knotens von primären seismischen Balken und Stützen vorgesehen werden.

### 5.4.3.4 Duktile Wände

#### 5.4.3.4.1 Beanspruchbarkeit auf Biegung und Schub

(1)P Beanspruchbarkeitswerte für Biegung und Schub müssen nach EN 1992-1-1:2004 berechnet werden, unter Verwendung des Wertes der Längskraft, der sich aus der Berechnung in der Erdbeben-Bemessungssituation ergibt, es sei denn, in den folgenden Absätzen wird anders verfügt.

(2) In primären seismischen Wänden sollte die bezogene Längskraft  $\nu_d$  den Wert 0,4 nicht überschreiten.

(3)P Die vertikale Bewehrung muss bei der Berechnung der Biegetragfähigkeit von Wandquerschnitten berücksichtigt werden.

(4) Zusammengesetzte Wandquerschnitte bestehend aus miteinander verbundenen oder sich kreuzenden rechteckigen Segmenten (L-, T-, U-, I- oder ähnliche Querschnitte) sollten als monolithische Einheiten betrachtet werden, bestehend aus einem Steg oder Stegen parallel oder näherungsweise parallel zur Richtung der wirkenden Erdbebenquerkraft und einem Gurt (Flansch) oder Gurten senkrecht oder näherungsweise senkrecht dazu. Für die Berechnung der Biegetragfähigkeit sollte die mitwirkende Plattenbreite auf jeder Seite eines Stegs so angenommen werden, dass sie, von der Stegaußenseite aus gemessen, den kleinsten der folgenden Werte annimmt:

- a) die tatsächliche Gurtbreite;
- b) die Hälfte des Abstands zu einem benachbarten Steg der Wand und
- c) 25 % der Gesamthöhe der Wand oberhalb der betrachteten Ebene.

#### 5.4.3.4.2 Konstruktionsregeln für örtliche Duktilität

(1) Die Höhe des kritischen Bereichs  $h_{cr}$  über dem Wandfuß darf näherungsweise angenommen werden zu:

$$h_{cr} = \max [l_w, h_w/6] \quad (5.19a)$$

aber

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{für } n \leq 6 \text{ Geschosse} \\ 2 \cdot h_s & \text{für } n \geq 7 \text{ Geschosse} \end{cases} \quad (5.19b)$$

mit  $h_s$  als lichte Geschossgröße. Der Wandfuß wird definiert als die Gründungsebene oder die Oberkante eines Kellergeschosses mit starren Decken und Umfangswänden.

(2) In den kritischen Bereichen von Wänden sollte eine Krümmungsduktilität  $\mu_\phi$  vorgesehen werden, die mindestens gleich derjenigen ist, die sich aus den Gleichungen (5.4), (5.5) in **5.2.3.4(3)** ergibt, wobei der Grundwert des Verhaltensbeiwerts  $q_0$  in diesen Gleichungen durch das Produkt von  $q_0$  multipliziert mit dem Größtwert des Verhältnisses  $M_{Ed}/M_{Rd}$  am Wandfuß in der Erdbeben-Bemessungssituation ersetzt wird, mit  $M_{Ed}$  als berechnetem Bemessungswert des Biegemoments und  $M_{Rd}$  als Bemessungswert des aufnehmbaren Biegemoments.

(3) Wird keine genauere Methode angewendet, darf der in (2) in diesem Unterabschnitt angegebene Wert von  $\mu_\phi$  mit Hilfe von Umschnürungsbewehrung innerhalb der Randbereiche des Querschnitts erzielt werden, die als Randelemente bezeichnet werden, und deren Ausdehnung nach (6) in diesem Unterabschnitt bestimmt werden sollte. Die Menge der Umschnürungsbewehrung sollte nach (4) und (5) in diesem Unterabschnitt bestimmt werden.

(4) Für Wände mit Rechteckquerschnitt sollte der mechanische, auf das Volumen bezogene Bewehrungsgrad der erforderlichen Umschnürungsbewehrung  $\omega_{wd}$  in Randelementen folgende Gleichung erfüllen, mit den  $\mu_\phi$ -Werten wie in (2) dieses Unterabschnitts angegeben:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi(v_d + \omega_v) \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.20)$$

Die Parameter sind in **5.4.3.2.2(8)** definiert, mit Ausnahme von  $\omega_v$ , des mechanischen Bewehrungsgrads der vertikalen Stegbewehrung ( $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$ ).

(5) Für Wände mit verstärkten Randbereichen oder Flanschen oder mit einem aus mehreren rechteckigen Teilen bestehenden Querschnitt (Querschnitte in T-, L-, I-, U-Form etc.) darf der volumenbezogene mechanische Bewehrungsgrad der Umschnürungsbewehrung in den Randelementen wie folgt bestimmt werden:

- a) Die Längskraft,  $N_{Ed}$ , und die Gesamtquerschnittsfläche der vertikalen Stegbewehrung,  $A_{sv}$ , werden auf  $h_c b_c f_{cd}$  bezogen, mit der Breite des verstärkten Randbereichs oder des Flansches im Druckbereich als Querschnittsbreite  $b_c$  ( $v_d = N_{Ed}/h_c b_c f_{cd}$ ,  $\omega_v = (A_{sv}/h_c b_c) f_{yd}/f_{cd}$ ). Der Nulllinienabstand  $x_u$  bei der Grenzkrümmung nach Abplatzen der Betondeckung außerhalb des umschnürten Kerns der Randelemente darf wie folgt näherungsweise bestimmt werden:

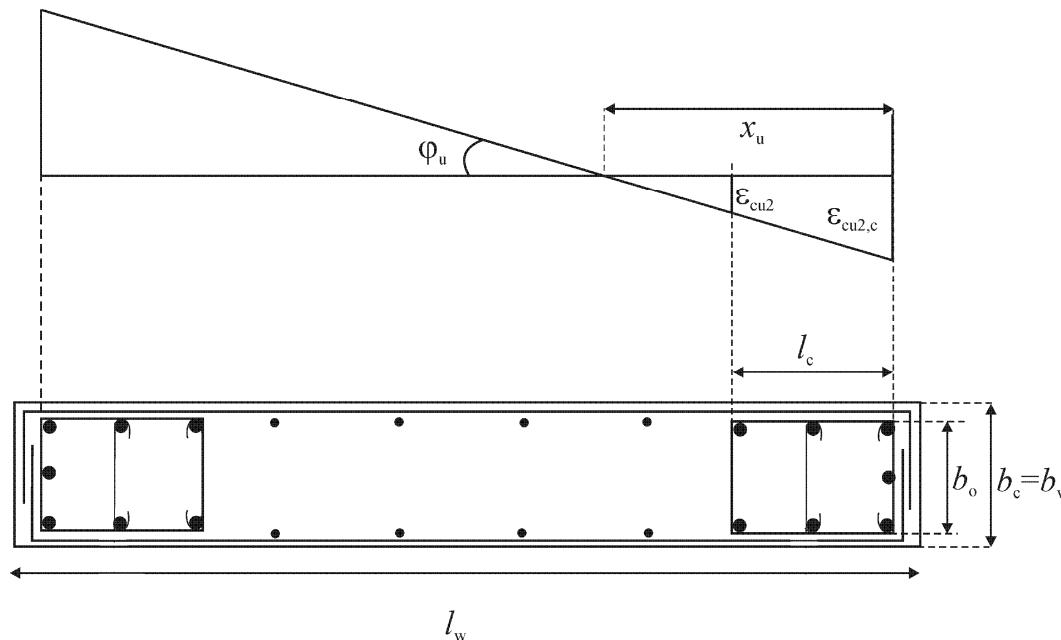
$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (5.21)$$

Darin ist  $b_o$  die Breite des umschnürten Kerns im verstärkten Randbereich oder im Flansch. Wenn der Wert von  $x_u$  aus Gleichung (5.21) die Höhe des verstärkten Randbereichs oder des Flansches nach Abplatzen der Betondeckung nicht überschreitet, wird der mechanische volumenbezogene Bewehrungsgrad der Umschnürungsbewehrung im verstärkten Randbereich oder im Flansch wie unter **5.4.3.4.2(4)** angegeben berechnet (d. h. aus Gleichung (5.20), wobei sich  $v_d$ ,  $\omega_v$ ,  $b_c$  und  $b_o$  auf die Breite des verstärkten Randbereichs oder des Flansches beziehen).

- b) Ist der Wert von  $x_u$  größer als die Höhe des verstärkten Randbereichs oder des Flansches nach Abplatzen der Betondeckung, darf die allgemeine Methode zur Anwendung kommen, die auf folgenden Grundlagen fußt:
- 1) Definition der Krümmungsduktilität als  $\mu_\phi = \phi_u/\phi_y$ ,
  - 2) Bestimmung von  $\phi_u = \epsilon_{cu2,c}/x_u$  und von  $\phi_y = \epsilon_{sy}/(d - x_y)$ ,
  - 3) Gleichgewicht im Querschnitt für die Bestimmung der Nulllinienabstände  $x_u$  und  $x_y$  und
  - 4) Festigkeit und Grenzdehnung des umschnürten Betons,  $f_{ck,c}$  und  $\epsilon_{cu2,c}$ , als Funktion der Umschnürungsbewehrung  $\omega_{wd}$  nach EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**.

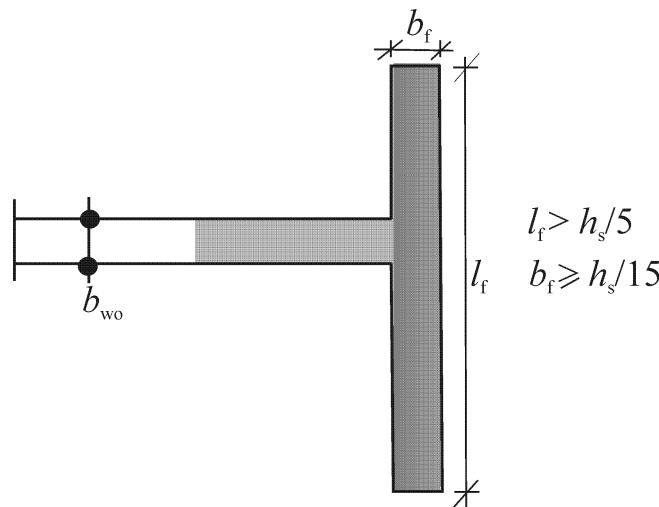
Die erforderliche Umschnürungsbewehrung, soweit benötigt, und die Umschnürungslängen der Wände sollten entsprechend berechnet werden.

(6) Die Umschnürung nach (3) bis (5) dieses Unterabschnitts sollte sich in vertikaler Richtung über die Höhe  $h_{cr}$  des kritischen Bereichs, wie in **5.4.3.4.2(1)** definiert, erstrecken und in horizontaler Richtung über eine Länge  $l_c$ , die von der äußersten gedrückten Faser der Wand bis zum Punkt gemessen wird, an dem der nicht umschnürte Beton infolge großer Stauchungen abplatzen kann. Wenn keine genaueren Angaben vorliegen, darf die Stauchung, bei der Abplatzen erwartet werden kann, gleich  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$  gesetzt werden. Es darf angenommen werden, dass sich das umschnürte Randelement bis zu einem Abstand von  $x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$  von der Bügelmittellinie in unmittelbarer Nähe der äußersten gedrückten Faser erstreckt, wobei die Höhe der umschnürten Druckzone  $x_u$  beim Erreichen der Grenzkrümmung aus Gleichgewichtsbedingungen bestimmt wird (vgl. Gleichung (5.21) für konstante Breite  $b_o$  des umschnürten Druckbereichs), und die Grenzdehnung  $\varepsilon_{cu2,c}$  des umschnürten Betons auf der Grundlage von EN 1992-1-1:2004, **3.1.9** als  $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$  (Bild 5.8) berechnet wird. Als Minimum sollte die Länge  $l_c$  des umschnürten Randelements nicht kleiner als  $0,15 \cdot l_w$  oder  $1,50 b_w$  angenommen werden.

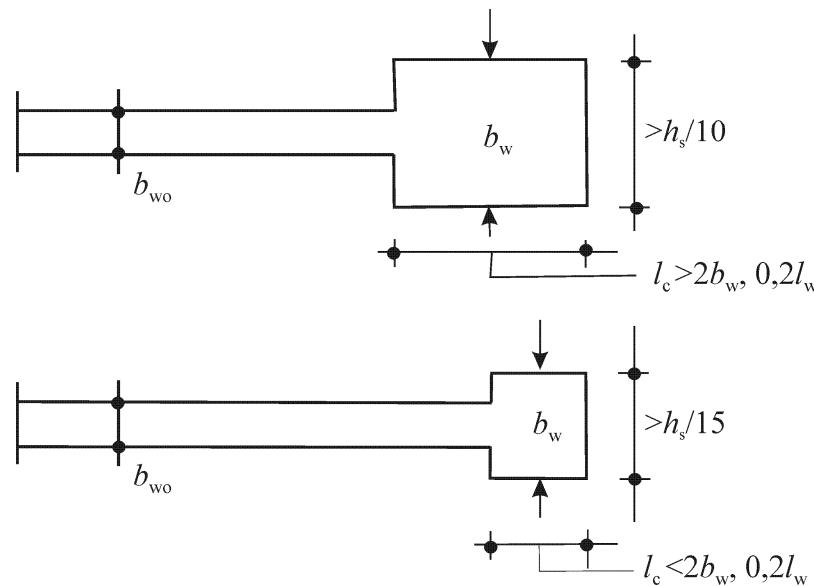


**Bild 5.8 — Umschnürtes Randelement am freien Rand einer Wand  
(oben: Dehnungen bei der Grenzkrümmung; unten: Wandquerschnitt)**

(7) Bei Wandflanschen mit Dicken  $b_f > h_s/15$  und Breiten  $l_f > h_s/5$ , wobei  $h_s$  die lichte Geschossgröße bedeutet (Bild 5.9), wird kein umschnürtes Randelement benötigt. Aufgrund der Biegebelastung der Wand aus der Wandebene heraus könnten umschnürte Randelemente am Ende solcher Flansche jedoch erforderlich sein.

**Bild 5.9 — Nicht benötigtes umschnürtes Randelement an Wandrändern mit großem Querflansch**

(8) Der Bewehrungsgrad für die Längsbewehrung in den Randelementen sollte nicht kleiner sein als 0,005.

**Bild 5.10 — Mindestdicke umschnürter Randelemente**

(9) Für Wand-Randelemente gelten die Vorschriften von **5.4.3.2.2(9)** und **(11)**. Es sollten überlappende Bügel verwendet werden, so dass jeder zweite Stab der Längsbewehrung durch einen Bügel oder einen Querhaken gehalten wird.

(10) Die Dicke b<sub>w</sub> der umschnürten Teile des Wandquerschnitts (Randelemente) sollte nicht kleiner sein als 200 mm. Darüber hinaus sollte für den Fall, dass die Länge des umschnürten Teils den Größtwert von 2b<sub>w</sub> und 0,2l<sub>w</sub> nicht überschreitet, b<sub>w</sub> nicht kleiner sein als h<sub>s</sub>/15, mit h<sub>s</sub> als Geschosshöhe; anderenfalls sollte b<sub>w</sub> nicht kleiner sein als h<sub>s</sub>/10 (Bild 5.10).

(11) Entlang der Höhe der Wand oberhalb des kritischen Bereichs gelten nur die einschlägigen Regeln von EN 1992-1-1:2004 betreffend die vertikale, horizontale und Querbewehrung. Es sollte jedoch in denjenigen Querschnittsteilen, in denen in der Erdbeben-Bemessungssituation die Stauchung  $\varepsilon_c$  den Wert 0,002 übersteigt, ein vertikaler Bewehrungsgrad von mindestens 0,005 vorgesehen werden.

(12) Die Querbewehrung der Randelemente nach (4) bis (10) in diesem Unterabschnitt darf allein nach Maßgabe von EN 1992-1-1:2004 bestimmt werden, wenn eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:

- Der Wert der bezogenen Bemessungslängskraft  $\nu_d$  ist nicht größer als 0,15, oder
- der Wert von  $\nu_d$  ist nicht größer als 0,20, und der in der Berechnung verwendete Beiwert  $q$  wird um 15 % vermindert.

#### 5.4.3.5 Große leicht bewehrte Wände

##### 5.4.3.5.1 Beanspruchbarkeit auf Biegung

(1)P Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft müssen unter der Annahme horizontaler Rissbildung durchgeführt werden, nach den einschlägigen Vorschriften von EN 1992-1-1:2004, einschließlich der Annahme eben bleibender Querschnitte.

(2)P Normalspannungen im Beton müssen beschränkt werden, um Instabilität der Wand aus ihrer Ebene heraus zu vermeiden.

(3) Die Forderung in (2)P dieses Unterabschnitts darf auf der Grundlage der Regeln von EN 1992-1-1:2004 für Effekte nach Theorie 2. Ordnung erfüllt werden, falls notwendig ergänzt durch andere Regeln für die Normalspannungen im Beton.

(4) Wenn die dynamische Längskraft nach 5.4.2.5(3)P und (4) beim Nachweis für Biegung mit Längskraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigt wird, darf die Grenzstauchung  $\varepsilon_{cu2}$  für nicht umschnürten Beton auf 0,005 erhöht werden. Ein höherer Wert darf für umschnürten Beton nach EN 1992-1-1:2004, 3.1.9 in Erwägung gezogen werden, unter der Voraussetzung, dass das Abplatzen der nicht umschnürten Betondeckung beim Nachweis berücksichtigt wird.

##### 5.4.3.5.2 Beanspruchbarkeit auf Schub

(1) Wegen des durch die Erhöhung der Bemessungsquerkräfte in 5.4.2.5(1)P und (2) vorhandenen Sicherheitsabstands und weil die Antwort (einschließlich möglicher geneigter Risse) verformungsgesteuert abläuft, wenn der Wert von  $V_{Ed}$  aus 5.4.2.5(2) kleiner ist als der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit auf Schub  $V_{Rd,c}$  nach EN 1992-1-1:2004, 6.2.2, wird ein Mindest-Schubbewehrungsgrad  $\rho_{w,min}$  nicht gefordert.

ANMERKUNG Der  $\rho_{w,min}$  zum Gebrauch in einem Land zugewiesene Wert kann in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Empfohlen wird der kleinere der beiden Werte für Wände aus EN 1992-1-1:2004 und dem nationalen Anhang.

(2) Ist die Bedingung  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  nicht erfüllt, sollte die Schubbewehrung nach EN 1992-1-1:2004 berechnet werden, auf der Grundlage eines Fachwerksmodells veränderlicher Neigung oder eines Diagonalstrebenmodells, je nachdem, welches für die spezifische Wandgeometrie am besten geeignet ist.

(3) Wird ein Diagonalstrebenmodell verwendet, sollte die Breite der Diagonalstrebe das Vorhandensein von Öffnungen berücksichtigen und nicht größer sein als der kleinere der beiden Werte  $0,25l_w$  oder  $4b_{wo}$ .

(4) Der Nachweis gegen Schubgleiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit an horizontalen Fugen sollte nach EN 1992-1-1:2004, 6.2.5 geführt werden, mit einer Erhöhung der Verankerungslänge der durchgehenden Haltestäbe um 50 % über den von EN 1992-1-1:2004 geforderten Wert.

##### 5.4.3.5.3 Konstruktionsregeln für örtliche Duktilität

(1) Vertikalstäbe, die für den Nachweis der Biegung mit Längskraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit oder zur Erfüllung etwaiger Mindestbewehrungsvorschriften notwendig sind, sollten durch einen Bügel oder Querhaken mit einem Durchmesser von nicht unter 6 mm oder einem Drittel des Durchmessers  $d_{bl}$  des Vertikalstabs gehalten werden. Bügel und Querhaken sollten einen Vertikalabstand entsprechend dem kleineren der beiden Werte 100 mm und  $8d_{bl}$  haben.

(2) Vertikalstäbe, die für den Nachweis der Biegung mit Längskraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit notwendig sind und in horizontaler Richtung durch Bügel und Querhaken entsprechend (1) in diesem Unterabschnitt gehalten werden, sollten in Randelementen an den Querschnittsenden konzentriert werden. Diese Elemente sollten sich in Richtung der Wandlänge  $l_w$  über eine Länge erstrecken, die größer oder gleich ist dem größeren der beiden Werte  $b_w$  und  $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$ , mit  $\sigma_{cm}$  als durchschnittliche Betonspannung in der Druckzone beim Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft. Der Durchmesser der Vertikalstäbe sollte nicht kleiner sein als 12 mm. Das gilt für das Erdgeschoss des Gebäudes und für jedes Geschoss, in dem die Wandlänge  $l_w$  um mehr als ein Drittel der Geschosshöhe  $h_s$  im Vergleich zum darunter liegenden Geschoss reduziert wurde. In allen anderen Geschossen sollte der Durchmesser der Vertikalstäbe 10 mm nicht unterschreiten.

(3) Um eine Änderung des Versagensverhaltens vom biegekontrollierten zum schubkontrollierten zu vermeiden, sollte die im Wandquerschnitt eingelegte Vertikalbewehrung die für den Nachweis für Biegung mit Längskraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Zusammenhalt des Betons erforderliche Menge nicht unnötig überschreiten.

(4) Es sollten durchgehende horizontale oder vertikale Stahlanker vorgesehen werden: a) entlang aller Wandverschneidungen oder Verbindungen mit Flanschen; b) an allen Geschossdecken und c) um Wandöffnungen herum. Als Mindestanforderungen sollten diese EN 1992-1-1:2004, 9.10 entsprechen.

## 5.5 Auslegung für DCH

### 5.5.1 Geometrische Bedingungen und Baustoffe

#### 5.5.1.1 Baustoffanforderungen

(1)P Die Verwendung einer geringeren Festigkeitsklasse als C 20/25 ist in primären seismischen Bauteilen nicht erlaubt.

(2)P Die in 5.4.1.1(2)P aufgestellte Forderung gilt auch für diesen Unterabschnitt.

(3)P In kritischen Bereichen von primären seismischen Bauteilen muss Bewehrungsstahl der Klasse C in Tabelle C.1 von EN 1992-1-1:2004 verwendet werden. Darüber hinaus darf der obere charakteristische (95 %-Quantil) Wert der tatsächlichen Streckgrenze,  $f_{yk,0,95}$ , den Nominalwert um nicht mehr als 25 % überschreiten.

#### 5.5.1.2 Geometrische Bedingungen

##### 5.5.1.2.1 Balken

(1)P Die Breite primärer seismischer Balken darf nicht kleiner sein als 200 mm.

(2)P Das Verhältnis von Höhe zur Breite des Steges von primären seismischen Balken muss Gleichung (5.40b) in EN 1992-1-1:2004 erfüllen.

(3)P 5.4.1.2.1(1)P gilt.

(4) 5.4.1.2.1(2) gilt.

(5)P 5.4.1.2.1(3)P gilt.

##### 5.5.1.2.2 Stützen

(1)P Die Mindest-Querschnittsabmessung von primären seismischen Stützen darf nicht kleiner sein als 250 mm.

(2) 5.4.1.2.2(1) gilt.

**DIN EN 1998-1:2010-12****EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)****5.5.1.2.3 Duktile Wände**

(1)P Die Regeln erstrecken sich auf einzelne primäre seismische Wände und auch auf einzelne Komponenten gekoppelter primärer seismischer Wände bei Beanspruchung in ihrer eigenen Ebene, mit voller Einspannung und Verankerung ihrer Unterkanten in ausreichende Untergeschosse oder Gründungen, so dass sich die Wand nicht verdrehen kann. Diesbezüglich sind Wände, die auf Platten oder Balken gelagert sind, nicht erlaubt (siehe auch **5.4.1.2.5**).

(2) Es gilt **5.4.1.2.3(1)**.

(3) Es gelten zusätzliche Anforderungen bezüglich der Dicke der umschnürten Randelemente von primären seismischen Wänden, wie in **5.5.3.4.5(8)** und **(9)** angegeben.

(4) Zufällig verteilte Öffnungen, die nicht regelmäßig angeordnet sind, um gekoppelte Wände zu bilden, sollten in primären seismischen Wänden vermieden werden, es sei denn, ihr Einfluss ist entweder vernachlässigbar oder er wird bei der Berechnung, der Dimensionierung und der konstruktiven Gestaltung berücksichtigt.

**5.5.1.2.4 Besondere Regeln für Balken, die nicht fortgeführte vertikale Bauteile stützen**

(1)P Es gilt **5.4.1.2.5(1)P**.

(2)P Es gilt **5.4.1.2.5(2)P**.

**5.5.2 Bemessungsschnittkräfte****5.5.2.1 Balken**

(1)P **5.4.2.1(1)P** gilt für die Bemessungswerte der Biegemomente und Längskräfte.

(2)P Es gilt **5.4.2.2(1)P**.

(3) Es gilt **5.4.2.2(2)** mit einem Wert  $\gamma_{Rd} = 1,2$  in Gleichung (5.8).

**5.5.2.2 Stützen**

(1) Es gilt **5.4.2.1(1)P** (der sich auch auf die Kapazitätsbemessungsanforderungen in **5.2.3.3(2)** bezieht) für die Bemessungswerte der Biegemomente und Längskräfte.

(2)P Es gilt **5.4.2.3(1)P**.

(3) Es gilt **5.4.2.3(2)** mit einem Wert  $\gamma_{Rd} = 1,3$  in Gleichung (5.9).

(4) Es gilt **5.4.2.3(3)**.

**5.5.2.3 Balken-Stützen-Verbindungsknoten**

(1)P Der Horizontalschub, der auf den Kern eines Knotens zwischen primären seismischen Balken und Stützen wirkt, muss unter Berücksichtigung der ungünstigsten Bedingungen unter Erdbebeneinwirkung bestimmt werden, d. h. Kapazitätsbemessungsbedingungen für die Balken, die mit dem Knoten biegefest verbunden sind, und der niedrigsten dazu passenden Werte der Querkräfte in den anderen Rahmenbauteilen.

(2) Für die horizontale Querkraft, die auf den Betonkern der Knoten wirkt, dürfen vereinfachte Gleichungen wie folgt verwendet werden:

- a) für innere Balken-Stützen-Verbindungsknoten:

$$V_{jdh} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \quad (5.22)$$

- b) für äußere Balken-Stützen-Verbindungsknoten:

$$V_{jdh} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \quad (5.23)$$

mit

$A_{s1}$  als Fläche der oberen Balkenbewehrung;

$A_{s2}$  als Fläche der unteren Balkenbewehrung;

$V_C$  als sich aus der Berechnung ergebende Querkraft der Stütze oberhalb des Knotens in der Erdbeben-Bemessungssituation;

$\gamma_{Rd}$  als Beiwert zur Berücksichtigung der Überfestigkeit infolge Verfestigung des Stahls, der nicht kleiner als 1,2 sein sollte.

(3) Die an den Knoten wirkenden Querkräfte müssen der ungünstigsten Richtung der Erdbebeneinwirkung entsprechen, wie sie sich auf die in den Gleichungen (5.22) und (5.23) zu verwendenden Werte für  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$  und  $V_C$  auswirkt.

#### 5.5.2.4 Duktile Wände

##### 5.5.2.4.1 Besondere Anforderungen für schlanke Wände in ihrer Ebene

(1)P Es gilt 5.4.2.4(1)P.

(2) Es gilt 5.4.2.4(2).

(3) Es gilt 5.4.2.4(3).

(4)P Es gilt 5.4.2.4(4)P.

(5) Es gilt 5.4.2.4(5).

(6)P Es gilt 5.4.2.4(6)P.

(7) Die Anforderung in (6)P darf als erfüllt angesehen werden, wenn folgende vereinfachte Vorgehensweise angewendet wird, welche die Kapazitätsbemessungsregel beinhaltet:

Die Bemessungsquerkräfte  $V_{Ed}$  sollten mit Hilfe der Gleichung

$$V'_{Ed} = \varepsilon \cdot V_{Ed} \quad (5.24)$$

berechnet werden, mit

$V'_{Ed}$  als berechnete Querkraft;

$\varepsilon$  als Vergrößerungsbeiwert, berechnet nach Gleichung (5.25), jedoch nicht kleiner als 1,5:

**DIN EN 1998-1:2010-12****EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)**

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left( \frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0,1 \left( \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2} \leq q \quad (5.25)$$

mit

- $q$  als der bei der Auslegung verwendete Verhaltensbeiwert;
- $M_{Ed}$  als Bemessungsbiegemoment am Wandfuß;
- $M_{Rd}$  als Bemessungs-Biegebeanspruchbarkeit (aufnehmbares Moment) am Wandfuß;
- $\gamma_{Rd}$  als Beiwert zur Berücksichtigung der Überfestigkeit infolge Stahlverfestigung; in Ermangelung genauerer Angaben darf  $\gamma_{Rd} = 1,2$  angenommen werden;
- $T_1$  als Grundperiode der Schwingung des Gebäudes in Richtung der Querkräfte  $V'_{Ed}$ ;
- $T_C$  als obere Grundperiode des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung des Spektrums (siehe 3.2.2);
- $S_e(T)$  als Ordinate des elastischen Antwortspektrums (siehe 3.2.2).

(8) Die Regeln von 5.4.2.4(8) gelten für schlante Wände in DCH.

#### 5.5.2.4.2 Besondere Vorschriften für gedrungene Wände

(1)P In primären seismischen Wänden mit einem Verhältnis Höhe zu Länge  $h_w/l_w$  nicht größer als 2,0 gibt es keinen Grund, die berechneten Biegemomente zu verändern. Die Erhöhung der Querkraft infolge dynamischer Auswirkungen darf ebenfalls vernachlässigt werden.

(2) Die berechnete Querkraft  $V'_{Ed}$  sollte wie folgt erhöht werden:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left( \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \cdot V'_{Ed} \leq q \cdot V'_{Ed} \quad (5.26)$$

(siehe 5.5.2.4.1(7) für die Definitionen und die Werte der Variablen).

### 5.5.3 Nachweise und konstruktive Durchbildung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

#### 5.5.3.1 Balken

##### 5.5.3.1.1 Beanspruchbarkeit für Biegung

- (1) Die Beanspruchbarkeit für Biegung muss nach EN 1992-1-1:2004 berechnet werden.
- (2) Es gilt 5.4.3.1.1(2).
- (3) Es gilt 5.4.3.1.1(3).

##### 5.5.3.1.2 Beanspruchbarkeit für Schub

(1)P Die Berechnungen und Nachweise der Beanspruchbarkeit für Schub müssen nach EN 1992-1-1:2004 durchgeführt werden, wenn in den folgenden Absätzen nichts anderes angegeben ist.

(2)P In den kritischen Bereichen von primären seismischen Balken muss die Neigung  $\theta$  der Druckstrebe im Fachwerkmodell zu  $45^\circ$  angenommen werden.

(3) Im Hinblick auf die Anordnung von Schubbewehrung innerhalb des kritischen Bereichs an dem Ende eines primären seismischen Balkens, wo er biegesteif mit einer Stütze verbunden ist, sollten folgende Fälle unterschieden werden, in Abhängigkeit vom algebraischen Wert des Verhältnisses  $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$  zwischen der kleinsten und der größten wirkenden Querkraft, wie nach **5.5.2.1(3)** hergeleitet.

- a) Ist  $\zeta \geq -0,5$ , muss die durch die Bewehrung erzielte Schub-Beanspruchbarkeit nach EN 1992-1-1:2004 berechnet werden.
- b) Ist  $\zeta < -0,5$ , d. h., wenn eine fast vollständige Umkehr der Schubkräfte erwartet wird, so gilt:

i) Ist  $|V_E|_{max} \leq (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$  (5.27)

mit  $f_{ctd}$  als Bemessungswert der Betonzugfestigkeit aus EN 1992-1-1:2004, so gilt die gleiche Regel wie unter a) in diesem Absatz.

- ii) Ist  $|V_E|_{max}$  größer als der Grenzwert in Gleichung (5.27), sollten Schrägstäbe in zwei Richtungen vorgesehen werden, entweder unter  $\pm 45^\circ$  zur Balkenachse oder entlang der beiden Balkendiagonalen im Aufriss, und jeweils die Hälfte von  $|V_E|_{max}$  sollte durch Bügel und durch Schrägbewehrung aufgenommen werden.

In einem solchen Fall wird der Nachweis durchgeführt mit Hilfe der Bedingung:

$$0,5 V_{Emax} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos \alpha \quad (5.28)$$

mit

$A_s$  als Fläche der Schrägbewehrung in einer Richtung, die die mögliche Gleitebene (d. h. den Balkenendquerschnitt) durchkreuzt;

$\alpha$  als Winkel zwischen der Schrägbewehrung und der Balkenachse (üblicherweise  $\alpha = 45^\circ$ , oder  $\tan \alpha \approx (d - d')/l_b$ ).

### 5.5.3.1.3 Konstruktive Durchbildung für örtliche Duktilität

(1)P Die Bereiche eines primären seismischen Balkens bis zu einem Abstand von  $l_{cr} = 1,5h_w$  (mit  $h_w$  als Balkenhöhe) von dem Balkenendquerschnitt, wo der Balken biegesteif mit einem Balken-Stützen-Knoten verbunden ist, und auch beiderseits von jedem anderen Querschnitt, wo sich in der Erdbeben-Bemessungssituation wahrscheinlich ein Fließgelenk bilden wird, müssen als kritische Bereiche betrachtet werden.

(2) Es gilt **5.4.3.1.2(2)**.

(3)P Es gilt **5.4.3.1.2(3)P**.

(4) Es gilt **5.4.3.1.2(4)**.

(5)P Um die erforderlichen Duktilitätsbedingungen entlang der Gesamtlänge eines primären seismischen Balkens zu erfüllen, müssen folgende Anforderungen erfüllt sein:

- a) **5.4.3.1.2(5)P** muss erfüllt sein.
- b) Es müssen mindestens zwei Bewehrungsstäbe mit hohem Verbund und  $d_b = 14$  mm jeweils als obere und als untere Bewehrung entlang der gesamten Balkenlänge vorgesehen werden.
- c) Ein Viertel der größten oberen Bewehrungsmenge an den Stützen muss entlang der gesamten Balkenlänge durchlaufen.

(6)P Es gilt **5.4.3.1.2(6)P** mit der wie folgt modifizierten Gleichung (5.13):

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 175 \text{ mm}; 6d_{bl}\}. \quad (5.29)$$

### 5.5.3.2 Stützen

#### 5.5.3.2.1 Beanspruchbarkeiten

(1)P Es gilt **5.4.3.2.1(1)P**.

(2) Es gilt **5.4.3.2.1(2)**.

(3)P In primären seismischen Stützen darf die bezogene Längskraft  $\nu_d$  nicht den Wert 0,55 überschreiten.

#### 5.5.3.2.2 Konstruktive Durchbildung für die örtliche Duktilität

(1)P Es gilt **5.4.3.2.2(1)P**.

(2)P Es gilt **5.4.3.2.2(2)P**.

(3)P Es gilt **5.4.3.2.2(3)P**.

(4) In Ermangelung genauerer Angaben darf die Länge des kritischen Bereichs  $l_{cr}$  wie folgt berechnet werden (in m):

$$l_{cr} = \max\{1,5h_c; l_{cl}/6; 0,6\} \quad (5.30)$$

mit

$h_c$  als größte Querschnittsabmessung der Stütze und

$l_{cl}$  als ihre freie Länge.

(5)P Es gilt **5.4.3.2.2(5)P**.

(6)P Es gilt **5.4.3.2.2(6)P**.

(7) Die konstruktive Durchbildung der kritischen Bereiche oberhalb des Fußes der Stütze sollte auf einem Mindestwert der Krümmungsduktilität  $\mu_\phi$  basieren (siehe **5.2.3.4**), der aus **5.2.3.4(3)** gewonnen wird. Wenn eine Stütze durch die Kapazitätsbemessungsvorgehensweise nach **4.4.2.3(4)** gegen Bildung plastischer Gelenke geschützt ist (d. h., wenn Gleichung (4.29) erfüllt ist), darf der Wert  $q_o$  in den Gleichungen (5.4) und (5.5) ersetzt werden durch 2/3 des Wertes von  $q_o$ , der für die Richtung parallel zu der Querschnittshöhe  $h_c$  der Stütze gilt.

(8)P Es gilt **5.4.3.2.2(7)P**.

(9) Die Bedingungen **(6)P**, **(7)** und **(8)P** in diesem Unterabschnitt sind erfüllt, wenn **5.4.3.2.2(8)** mit den Werten von  $\mu_\phi$  nach **(6)P** und **(7)** dieses Unterabschnitts erfüllt ist.

(10) Der Mindestwert von  $\omega_{wd}$  innerhalb der kritischen Länge am Fuß der Stütze beträgt 0,12, bzw. 0,08 in allen kritischen Bereichen der Stütze oberhalb des Fußes.

(11)P Es gilt **5.4.3.2.2(10)P**.

(12) Die Mindestbedingungen von (11)P in diesem Unterabschnitt sind erfüllt, wenn alle nachfolgenden Bedingungen erfüllt werden:

- a) Der Durchmesser  $d_{bw}$  der Bügel beträgt mindestens

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydl} / f_{ydw}} \quad (5.31)$$

- b) Der Abstand  $s$  der Bügel (in mm) ist nicht größer als

$$s = \min \{b_0/3; 125; 6d_{bL}\} \quad (5.32)$$

mit

$b_0$  (in mm) als Mindestabmessung der Betonkerns (auf der Innenseite der Bügel) und

$d_{bL}$  als Mindestdurchmesser der Längsbewehrung (in mm).

- c) Der Abstand zwischen benachbarten Längsstäben, die durch Bügel oder Querhaken gehalten werden, ist nicht größer als 150 mm.

(13)P In den zwei unteren Geschossen von Gebäuden müssen Bügel nach (11)P und (12) dieses Unterabschnitts jenseits der kritischen Bereiche für eine zusätzliche Länge gleich der Hälfte dieser Bereiche vorgesehen werden.

(14) Die am Fuß von Stützen des untersten Geschosses (d. h. an der Verbindung der Stütze zum Gründungskörper) vorgesehene Menge der Längsbewehrung sollte nicht kleiner sein als diejenige an den Stützenköpfen dieses Geschosses.

### 5.5.3.3 Balken-Stützen-Verbindungsknoten

(1)P Der Diagonaldruck, der durch den Diagonalstrebenmechanismus in den Knoten eingeführt wird, darf die Druckfestigkeit des Betons bei vorhandenen Querzugsspannungen nicht übersteigen.

(2) In Ermangelung eines genaueren Modells darf die Anforderung von (1)P in diesem Unterabschnitt mit Hilfe folgender Regeln erfüllt werden:

- a) An inneren Balken-Stützen-Verbindungsknoten sollte folgende Beziehung erfüllt werden:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc} \quad (5.33)$$

mit

$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250);$$

$v_d$  als bezogene Längskraft in der Stütze oberhalb des Knotens;

$h_{jc}$  Abstand zwischen den äußersten Bewehrungslagen der Stütze;

$b_j$  wie in dem Ausdruck (5.34) definiert und

$f_{ck}$  in MPa.

- b) An äußeren Balken-Stützen-Verbindungsnoten:

$V_{jhd}$  sollte weniger als 80 % des Werts auf der rechten Seite des Ausdrucks (5.33) betragen, wobei

$V_{jhd}$  jeweils durch die Ausdrücke (5.22) und (5.23) gegeben wird;

und die mitwirkende Knotenbreite  $b_j$  wie folgt angenommen werden kann:

$$\text{a) wenn } b_c > b_w: b_j = \min\{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\} \quad (5.34\text{a})$$

$$\text{b) wenn } b_c < b_w: b_j = \min\{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\} \quad (5.34\text{b})$$

- (3) Es sollte eine ausreichende Umschnürung (sowohl horizontal als auch vertikal) des Knotens vorhanden sein, um die maximale Diagonalzugspannung des Betons  $\max \sigma_{ct}$  auf  $f_{ctd}$  zu begrenzen. In Ermangelung eines genaueren Modells darf diese Bedingung erfüllt werden durch das Einlegen horizontaler Bügel mit einem Durchmesser nicht unter 6 mm innerhalb des Knotens, so dass:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left( \frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (5.35)$$

mit

$A_{sh}$  als Gesamtfläche der horizontalen Bügel;

$V_{jhd}$  wie in den Ausdrücken (5.22) und (5.23) definiert;

$h_{jw}$  Abstand zwischen oberster und unterster Bewehrungslage des Balkens;

$h_{jc}$  Abstand zwischen den äußersten Bewehrungslagen der Stütze;

$b_j$  wie in dem Ausdruck (5.34) definiert;

$v_d$  bezogene Bemessungslängskraft der Stütze oberhalb des Knotens ( $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ );

$f_{ctd}$  Bemessungswert der Betonzugfestigkeit nach EN 1992-1-1:2004.

- (4) Alternativ zu der in (3) dieses Unterabschnitts angegebenen Regel darf zur Gewährleistung des Zusammenhaltes des Knotens nach der Bildung von Diagonalrissen horizontale Bügelbewehrung angeordnet werden. Zu diesem Zweck sollte folgende Gesamt-Bewehrungsmenge horizontaler Bügel im Knoten vorgesehen werden:

- a) In innen liegenden Knoten:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (5.36\text{a})$$

- b) In außen liegenden Knoten:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} \cdot f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (5.36\text{b})$$

Dabei ist  $\gamma_{Rd} = 1,2$  (vgl. 5.5.2.3(2)), und die bezogene Längskraft  $v_d$  bezieht sich auf die Stütze oberhalb des Knotens in Gleichung (5.36a) oder auf die Stütze unterhalb des Knotens in Gleichung (5.36b).

(5) Die nach (3) und (4) dieses Unterabschnitts berechneten Horizontalbügel sollten innerhalb der Höhe  $h_{jw}$  zwischen der oberen und unteren Balkenbewehrung gleichmäßig verteilt sein. In außen liegenden Knoten sollten sie die Enden der Balkenbewehrungsstäbe umfassen, die zum Knoten hin gebogen sind.

(6) Es sollte eine ausreichende Vertikalbewehrung der Stütze durch den Knoten vorgesehen sein, so dass gilt:

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc}/h_{jw}) \quad (5.37)$$

mit  $A_{sh}$  als erforderliche Gesamtfläche der Horizontalbügel nach (3) und (4) in diesem Unterabschnitt und  $A_{sv,i}$  als Gesamtfläche der Zwischenbewehrungsstäbe, die in den jeweiligen Stützenseiten zwischen den Eckbewehrungsstäben angeordnet wurden (einschließlich der Stäbe, die zur Längsbewehrung der Stützen beitragen).

(7) Es gilt 5.4.3.3(1).

(8) Es gilt 5.4.3.3(2).

(9)P Es gilt 5.4.3.3(3)P.

#### 5.5.3.4 Duktile Wände

##### 5.5.3.4.1 Beanspruchbarkeit auf Biegung

(1)P Die Biegebeanspruchbarkeit muss wie für Stützen ermittelt und nachgewiesen werden, unter der ungünstigsten Längskraft für die Erdbeben-Bemessungssituation.

(2) In primären seismischen Wänden sollte die bezogene Längskraft  $v_d$  nicht den Wert 0,35 übersteigen.

##### 5.5.3.4.2 Diagonales Druckversagen infolge Schub

(1) Der Wert von  $V_{Rd,max}$  darf wie folgt berechnet werden:

a) außerhalb des kritischen Bereichs:

wie in EN 1992-1-1:2004, mit der Länge des inneren Hebelarms  $z = 0,8l_w$  und der Neigung der Druckstrebe gegenüber der Vertikalen  $\tan \theta = 1,0$ ;

b) im kritischen Bereich:

40 % des Wertes außerhalb des kritischen Bereichs.

##### 5.5.3.4.3 Diagonales Zugversagen infolge Schub

(1)P Die Ermittlung der Bewehrung für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss den Wert der Schubschlankheit  $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} l_w)$  in Betracht ziehen. Für den Schubnachweis eines Geschosses im Grenzzustand der Tragfähigkeit sollte der Größtwert von  $\alpha_s$  dieses Geschosses verwendet werden.

(2) Ist das Verhältnis  $\alpha_s > 2,0$ , so gelten die Vorschriften in EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(1) bis (7), mit den Werten für  $z$  und  $\tan \theta$ , wie in 5.5.3.4.2(1)a) angenommen.

(3) Ist  $\alpha_s < 2,0$ , so gelten die folgenden Vorschriften:

a) Die horizontale Bewehrung sollte folgende Beziehung erfüllen (siehe EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(8)):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad (5.38)$$

mit

- $\rho_h$  als Bewehrungsgrad der horizontalen Bewehrungsstäbe ( $\rho_h = A_h / (b_{wo} \cdot s_h)$ );
- $f_{yd,h}$  als Bemessungswert der Streckgrenze der horizontalen Bewehrung;
- $V_{Rd,c}$  als Bemessungswert der Schubbeanspruchbarkeit für Bauteile ohne Schubbewehrung, nach EN 1992-1-1:2004.

Im kritischen Bereich der Wand sollte  $V_{Rd,c}$  gleich 0 sein, wenn die Längskraft  $N_{Ed}$  eine Zugkraft ist.

- b) Es sollten vertikale Bewehrungsstäbe vorhanden sein, entlang der Wandhöhe nach EN 1992-1-1:2004 verankert und verbunden, um folgende Bedingung zu erfüllen:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed} \quad (5.39)$$

mit

- $\rho_v$  als Bewehrungsgrad der vertikalen Bewehrungsstäbe ( $\rho_v = A_v / (b_{wo} \cdot s_v)$ );

- $f_{yd,v}$  als Bemessungswert der Streckgrenze der vertikalen Bewehrung,

wobei die Längskraft  $N_{Ed}$  als Druckkraft positiv genommen wird.

(4) Horizontale Bewehrungsstäbe sollten an den Enden des Wandquerschnitts voll verankert werden, z. B. durch 90°- oder 135°-Haken.

(5) Horizontale Bewehrungsstäbe in Form verlängerter geschlossener oder voll verankerter Bügel dürfen ebenfalls als voll zur Umschnürung der Randelemente der Wand beitragend angenommen werden.

#### 5.5.3.4.4 Versagen durch Gleitschub

(1)P An möglichen Gleitschubebenen (z. B. an Arbeitsfugen) innerhalb von kritischen Bereichen muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

mit  $V_{Rd,S}$  als Bemessungswert der dem Gleiten entgegenwirkenden Schubbeanspruchbarkeit.

(2) Der Wert von  $V_{Rd,S}$  darf wie folgt ermittelt werden:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (5.40)$$

mit

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases} \quad (5.41)$$

$$V_{id} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi \quad (5.42)$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \cdot [(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed} / z] \\ 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases} \quad (5.43)$$

mit

- $V_{dd}$  als Dübelwiderstand der vertikalen Bewehrungsstäbe;
- $V_{id}$  als Schubbeanspruchbarkeit geneigter Bewehrungsstäbe (im Winkel  $\varphi$  zur möglichen Gleitebene, z. B. der Fuge);
- $V_{fd}$  als Reibungswiderstand;
- $\mu_f$  als der Reibungsbeiwert Beton-zu-Beton unter zyklischen Einwirkungen, der für glatte Flächen zu 0,6 und für raue zu 0,7 angenommen werden darf, wie in EN 1992-1-1:2004, **6.2.5(2)** definiert;
- $z$  als Länge des inneren Hebelarms;
- $\xi$  als bezogener Nulllinienabstand;
- $\Sigma A_{si}$  als Summe der Flächen der vertikalen Bewehrungsstäbe und von zusätzlichen Bewehrungsstäben, die in den Randelementen speziell für den Widerstand gegen Gleiten vorgesehen wurden;
- $\Sigma A_{si}$  als Summe der Flächen aller geneigten Bewehrungsstäbe in beiden Richtungen; zu diesem Zweck werden Stäbe mit großem Durchmesser empfohlen;

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}(\text{MPa})/250) \quad (5.44)$$

$N_{Ed}$  ist als Druck positiv einzusetzen.

(3) Für gedrungene Wände sollte Folgendes erfüllt sein:

- a) Am Wandfuß sollte  $V_{id}$  größer sein als  $V_{Ed}/2$ .
- b) In höheren Ebenen sollte  $V_{id}$  größer sein als  $V_{Ed}/4$ .

(4) Schräge Bewehrungsstäbe sollten auf beiden Seiten möglicher Gleitebenen voll verankert sein und durch alle Wandquerschnitte innerhalb einer Entfernung von  $0,5 \cdot l_w$  oder  $0,5 \cdot h_w$  (maßgebend ist der kleinere Wert) vom kritischen Wandfußquerschnitt hindurchgehen.

(5) Schräge Bewehrungsstäbe bewirken eine Erhöhung der Biegebeanspruchbarkeit am Wandfuß, die bei der Berechnung der wirkenden Querkraft  $V_{Ed}$  nach der Kapazitätsbemessungsregel (siehe **5.5.2.4.1(6)P** und **(7)** und **5.5.2.4.2(2)**) berücksichtigt werden sollte. Es dürfen zwei Alternativmethoden verwendet werden:

- a) Der Zuwachs an Biegebeanspruchbarkeit  $\Delta M_{Rd}$ , der bei der Berechnung von  $V_{Ed}$  verwendet wird, beträgt schätzungsweise:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \varphi \cdot l_i \quad (5.45)$$

mit

$l_i$  als Abstand zwischen den Mittellinien der zwei Gruppen von Schrägstäben, die mit der möglichen Gleitebene Winkel von  $\pm\varphi$  bilden, gemessen am Fußquerschnitt;

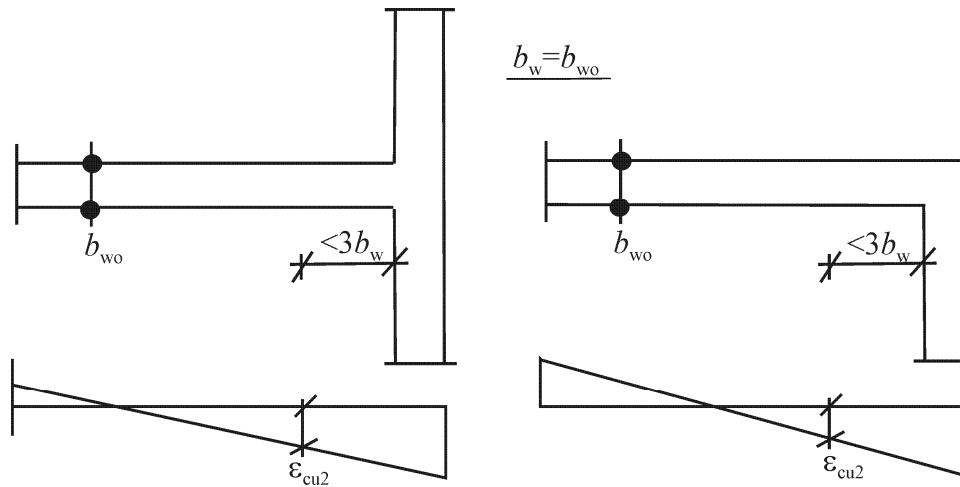
und den anderen Bezeichnungen wie in Gleichung (5.42).

- b) Es darf eine wirkende Querkraft  $V_{Ed}$  ohne Berücksichtigung der Schrägstäbe berechnet werden. In Gleichung (5.42) ist  $V_{id}$  die Netto-Schubbeanspruchbarkeit der Schrägstäbe (d. h. der tatsächliche Schubwiderstand minus dem Zuwachs der wirkenden Querkraft). Ein solcher Netto-Schubwiderstand der Schrägstäbe gegen Gleiten darf schätzungsweise angenommen werden zu:

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot [\cos \varphi - 0,5 \cdot l_i \cdot \sin \varphi / (\alpha_s \cdot l_w)] \quad (5.46)$$

### 5.5.3.4.5 Konstruktive Durchbildung für örtliche Duktilität

- (1) Es gilt **5.4.3.4.2(1)**.
- (2) Es gilt **5.4.3.4.2(2)**.
- (3) Es gilt **5.4.3.4.2(3)**.
- (4) Es gilt **5.4.3.4.2(4)**.
- (5) Es gilt **5.4.3.4.2(5)**.
- (6) Es gilt **5.4.3.4.2(6)**.
- (7) Es gilt **5.4.3.4.2(8)**.
- (8) Es gilt **5.4.3.4.2(10)**.
- (9) Ist die Wand mit einem Querflansch verbunden, mit einer Dicke  $b_f > h_s/15$  und einer Breite  $l_f > h_s/5$  (wobei  $h_s$  die lichte Geschoss Höhe ist), und muss das umschnürte Randelement jenseits des Flansches für eine zusätzliche Länge von bis zu  $3b_{wo}$  in den Steg hineinragen, dann braucht die Dicke  $b_w$  des Randelements im Steg nur den Vorschriften in **5.4.1.2.3(1)** für  $b_{wo}$  zu genügen (Bild 5.11).



**Bild 5.11 — Mindestdicke umschnürter Randelemente in DCH-Wänden mit großen Flanschen**

(10) Innerhalb der Randelemente von Wänden gelten die Vorschriften in **5.5.3.2.2(12)**, und der Mindestwert für  $\omega_{wd}$  sollte gleich 0,12 sein. Es sollten übergreifende Umschnürungsbügel verwendet werden, so dass jeder zweite Stab der Längsbewehrung durch einen Bügel oder einen Querhaken gehalten wird.

(11) Oberhalb des kritischen Bereichs sollten Randelemente für ein weiteres Geschoss vorgesehen werden, mit mindestens der Hälfte der in dem kritischen Bereich nötigen Umschnürungsbewehrung.

(12) Es gilt **5.4.3.4.2(11)**.

(13)P Eine vorzeitige Schubrissbildung in den Wandstegen muss verhindert werden, indem ein Mindestmaß an Stegbewehrung vorgesehen wird:

$$\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$$

(14) Die Stegbewehrung sollte in Form zweier orthogonaler Matten von Stäben mit den gleichen Verbund-eigenschaften vorgesehen werden, mit jeweils einer auf jeder Wandseite. Die Matten sollten durch Querhaken im Abstand von etwa 500 mm miteinander verbunden werden.

(15) Die Stegbewehrungsstäbe sollten Durchmesser von nicht unter 8 mm, aber nicht größer als ein Achtel der Breite  $b_{wo}$  des Steges haben. Sie sollten im Abstand von maximal 250 mm oder dem 25-fachen Stabdurchmesser verlegt werden, wobei der kleinere Wert maßgebend ist.

(16) Um die ungünstigen Auswirkungen der Rissbildung entlang von Betonierfugen und die damit verbundenen Unsicherheiten auszugleichen, sollte eine Mindestmenge voll verankerter Vertikalfbewehrung quer durch solche Fugen vorgesehen sein. Der Mindestbewehrungsgrad  $\rho_{min}$  dieser Bewehrung, der zur Wiederherstellung der Schubbeanspruchbarkeit des ungerissenen Betons notwendig ist, beträgt:

$$\rho_{min} \geq \begin{cases} \left( 1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / \left( f_{yd} \cdot (1 + 1,5 \sqrt{f_{cd} / f_{yd}}) \right) \\ 0,0025 \end{cases} \quad (5.47)$$

wobei  $A_w$  die Gesamtfläche des horizontalen Wandquerschnitts ist und  $N_{Ed}$  als Druck positiv anzusetzen ist.

### 5.5.3.5 Koppelbauteile gekoppelter Wände

(1)P Das Aneinanderkoppeln von Wänden mittels Platten darf nicht berücksichtigt werden, weil es nicht wirksam ist.

(2) Die Vorschriften von **5.5.3.1** gelten für Koppelbalken, wenn mindestens eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:

a) Eine Rissbildung in beiden Diagonalrichtungen ist unwahrscheinlich. Eine annehmbare Anwendungsregel ist:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (5.48)$$

b) Es ist sichergestellt, dass im Wesentlichen ein Biegeversagensmodus vorliegt. Eine annehmbare Anwendungsregel ist:  $l/h \geq 3$ .

(3) Wenn keine der Bedingungen in (2) erfüllt ist, sollte der Widerstand für seismische Einwirkungen durch Bewehrung sichergestellt werden, die entlang beider Balkendiagonalen angeordnet wird, im Einklang mit folgenden Ausführungen (siehe Bild 5.12):

a) Es sollte sichergestellt werden, dass folgende Bedingung erfüllt ist:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (5.49)$$

mit

$V_{Ed}$  als Bemessungswert der Querkraft im Koppelbauteil ( $V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed}/l$ );

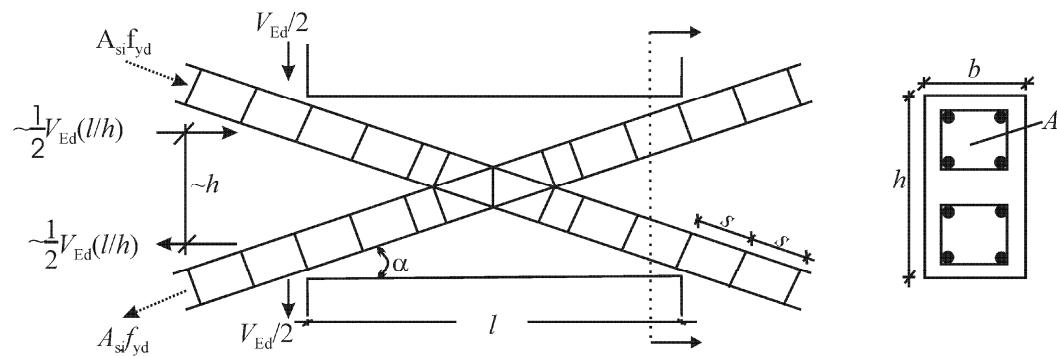
$A_{si}$  als Gesamtfläche der Bewehrung in jeder der beiden Diagonalrichtungen;

$\alpha$  als Winkel zwischen der Diagonalbewehrung und der Balkenachse.

- b) Die Diagonalbewehrung sollte in stützenähnlichen Bauteilen mit Seitenlängen mindestens gleich  $0,5b_w$  vorgesehen werden; ihre Verankerungslänge sollte um 50 % größer sein als in EN 1992-1-1:2004 gefordert.
- c) Es sollten Bügel um diese stützenähnlichen Bauteile vorgesehen werden, um das Ausknicken der Längsbewehrung zu verhindern. Es gelten die Vorschriften nach **5.5.3.2.2(12)**. Der Bügelabstand  $s$  sollte 100 mm nicht übersteigen.

**DIN EN 1998-1:2010-12****EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)**

- d) Längs- und Querbewehrung sollte an beiden Seitenflächen des Balkens vorhanden sein, entsprechend den Mindestanforderungen von EN 1992-1-1:2004 für wandartige Träger. Die Längsbewehrung sollte nicht in den gekoppelten Wänden verankert werden und nur etwa 150 mm in sie hineinreichen.



**Bild 5.12 — Koppelbalken mit Diagonalbewehrung**

## 5.6 Vorschriften für Verankerungen und Stöße

### 5.6.1 Allgemeines

(1)P Für die konstruktive Durchbildung der Bewehrung gilt EN 1992-1-1:2004, Abschnitt 8 mit den zusätzlichen Regeln der folgenden Unterabschnitte.

(2)P Bügel, die als Querbewehrung in Balken, Stützen oder Wänden verwendet werden, müssen mit 135°-Haken der Länge  $10d_{bw}$  geschlossen sein.

(3)P In DCH-Tragwerken muss die Verankerungslänge in Balken und Stützen innerhalb von Balken-Stützen-Verbindungsknoten ab einem Punkt des Bewehrungsstabs im Abstand  $5d_{BL}$  von der Außenfläche des Knotens gemessen werden, um die Fließ-Eindringtiefe infolge zyklischer Verformungen im plastischen Bereich zu berücksichtigen (siehe Bild 5.13a für ein Balkenbeispiel).

### 5.6.2 Verankerung der Bewehrung

#### 5.6.2.1 Stützen

(1)P Bei der Berechnung der Verankerungslänge oder Überlappungslänge von Bewehrungsstäben in Stützen, die zur Biegefesteitigkeit von Bauteilen in kritischen Bereichen beitragen, muss das Verhältnis der benötigten Bewehrungsfläche zur tatsächlichen Bewehrungsfläche  $A_{s,req}/A_{s,prov}$  gleich eins angenommen werden.

(2)P Wenn in der Erdbeben-Bemessungssituation die Längskraft in einer Stütze eine Zugkraft ist, müssen die Verankerungslängen um 50 % größer angenommen werden als in EN 1992-1-1:2004 vorgeschrieben.

#### 5.6.2.2 Balken

(1)P Der Teil der Balkenlängsbewehrung, der in Knoten zur Verankerung abgebogen wird, muss immer innerhalb der dazugehörigen Stützenbügel liegen.

(2)P Um Verbundversagen zu vermeiden, muss der Durchmesser  $d_{BL}$  der Balkenlängsbewehrungsstäbe, die durch Balken-Stützen-Knoten hindurchgehen, nach folgenden Ausdrücken begrenzt werden:

- a) Für Balken-Stützen-Innenknoten:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (5.50a)$$

- b) Für Balken-Stützen-Außenknoten:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (5.50b)$$

mit

$h_c$  als Stützenbreite parallel zu den Bewehrungsstäben;

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

$f_{yd}$  als Bemessungswert der Stahlstreckgrenze;

$v_d$  als Bemessungswert der bezogenen Längskraft in der Stütze, und zwar als Mindestwert in der Erdbeben-Bemessungssituation ( $v_d = N_{Ed}/(f_{cd} \cdot A_c)$ );

$k_D$  als Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilitätsklasse, gleich 1 für DCH und 2/3 für DCM;

$\rho'$  als Bewehrungsgrad der Druck-Längsbewehrungsstäbe, die durch den Knoten gehen;

$\rho_{max}$  als zulässiger Höchstwert des Bewehrungsgrades der Zugbewehrung (siehe **5.4.3.1.2(4)** und **5.5.3.1.3(4)**);

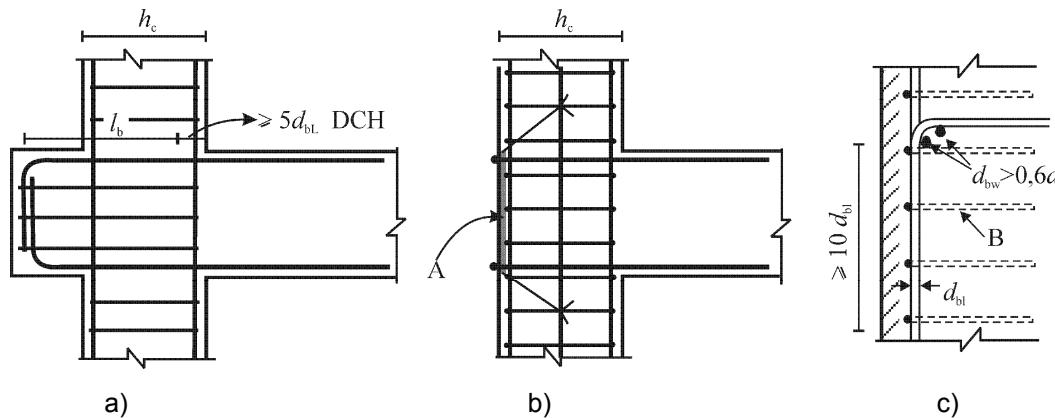
$\gamma_{Rd}$  als Modellierungs-Unsafeitsbeiwert für die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeiten, der zu 1,2 oder 1,0 jeweils für DCH oder DCM angenommen wird (infolge der Überfestigkeit wegen der Verfestigung der Balkenlängsbewehrung).

Obige Einschränkungen (Ausdrücke (5.50)) gelten nicht für Diagonalstäbe, die Knoten kreuzen.

(3) Kann die in (2)P in diesem Unterabschnitt formulierte Bedingung in Balken-Stützen-Außenknoten nicht erfüllt werden, weil die Höhe  $h_c$  der Stütze parallel zu den Bewehrungsstäben zu klein ist, so dürfen folgende Maßnahmen ergriffen werden, um die Verankerung der Balken-Längsbewehrung sicherzustellen:

- a) Der Balken oder die Platte darf horizontal weitergeführt werden als außen liegende kurze Balkenstücke (siehe Bild 5.13a).
- b) Es dürfen Bewehrungsstäbe mit Köpfen oder an die Stabenden geschweißte Ankerplatten verwendet werden (siehe Bild 5.13b).
- c) Es dürfen Winkelhaken mit einer Mindestlänge von  $10d_{bL}$  und Querbewehrung, die ohne Spiel innerhalb des Winkelhakens verlegt wird, hinzugefügt werden (siehe Bild 5.13c).

(4) Obere oder untere Stäbe, die durch Innenknoten gehen, müssen in den Trägern enden, die mit dem Knoten biegesteif verbunden sind, in einem Abstand von der Knoten-Endfläche von nicht unter  $l_{cr}$  (Länge des kritischen Bereichs des Bauteils, siehe **5.4.3.1.2(1)P** und **5.5.3.1.3(1)P**).

**Legende**

- A Ankerplatte;  
B Bügel um die Stützenbewehrung

**Bild 5.13 — Zusätzliche Verankerungsmaßnahmen in Balken-Stütze-Außenknoten****5.6.3 Stöße von Bewehrungsstäben**

(1)P Es dürfen keine geschweißten Überlappungsstöße innerhalb der kritischen Bereiche tragender Bauteile vorkommen.

(2)P Durch mechanische Verbindungselemente hergestellte Stöße sind in Stützen und Wänden erlaubt, wenn die Eignung dieser Verbindungselemente durch geeignete Prüfverfahren festgestellt wurde, unter Prüfbedingungen, die der gewählten Duktilitätsklasse entsprechen.

(3)P Die innerhalb der Überlappungslänge vorzusehende Querbewehrung muss nach EN 1992-1-1:2004 berechnet werden. Zusätzlich müssen folgende Bedingungen erfüllt werden:

- Liegen der verankerte und der fortgeführte Bewehrungsstab in einer Ebene parallel zur Querbewehrung, muss die Summe  $\Sigma A_{sL}$  aller gestoßenen Stäbe bei der Berechnung der Querbewehrung verwendet werden.
- Liegen der verankerte und der fortgeführte Stab in einer Ebene senkrecht zur Querbewehrung, muss die Fläche der Querbewehrung basierend auf der Querschnittsfläche des stärksten überlappenden Bewehrungsstabes  $A_{sL}$  berechnet werden.
- Der Abstand  $s$  der Querbewehrung im Überlappungsbereich (in mm) darf

$$s = \min \{h/4; 100\} \quad (5.51)$$

nicht überschreiten, mit

$h$  als kleinste Querschnittsabmessung (in mm).

(4) Die erforderliche Querbewehrungsfläche  $A_{st}$  innerhalb des Überlappungsbereichs der Längsbewehrung von Stützen, die an gleicher Stelle gestoßen werden (wie in EN 1992-1-1:2004 definiert), oder der Längsbewehrung von Randelementen in Wänden darf aus folgender Formel ermittelt werden:

$$A_{st} = s (d_{bl}/50) (f_{yld}/f_{ywd}) \quad (5.52)$$

mit

$A_{st}$  als Fläche eines Schenkels der Querbewehrung;

- $d_{BL}$  als Durchmesser des gestoßenen Stabes;
- $s$  als Abstand der Querbewehrungsstäbe;
- $f_{yld}$  als Bemessungswert der Streckgrenze der Längsbewehrung;
- $f_{ywd}$  als Bemessungswert der Streckgrenze der Querbewehrung.

## 5.7 Auslegung und konstruktive Durchbildung sekundärer seismischer Bauteile

(1)P Abschnitt 5.7 gilt für Bauteile, die als sekundäre seismische Bauteile bezeichnet wurden und in der Erdbeben-Bemessungssituation wesentliche Verformungen erleiden (so sind z. B. Plattenstege nicht den Vorschriften von 5.7 unterworfen). Solche Bauteile müssen derart bemessen und durchkonstruiert werden, dass sie ihre Fähigkeit, die in der Erdbeben-Bemessungssituation vorhandenen Gewichtslasten zu tragen, beibehalten, wenn sie den größten in der Erdbeben-Bemessungssituation auftretenden Verformungen unterworfen werden.

(2)P Die größten Verformungen in der Erdbeben-Bemessungssituation müssen nach 4.3.4 berechnet werden und Effekte nach Theorie 2. Ordnung ( $P-\Delta$ -Effekte) nach 4.4.2.2(2) und (3) berücksichtigen. Sie müssen einer Berechnung des Tragwerks für die Erdbeben-Bemessungssituation entnommen werden, in der der Beitrag der sekundären seismischen Bauteile zur Steifigkeit in Horizontalrichtung vernachlässigt wird und die primären seismischen Bauteile mit ihrer Biege- und Schubsteifigkeit im gerissenen Zustand abgebildet werden.

(3) Sekundäre seismische Bauteile erfüllen die Forderungen von (1)P dieses Unterabschnitts, wenn die Biegemomente und Querkräfte, die für sie basierend auf a) den Verformungen nach (2)P dieses Unterabschnitts und b) deren Biege- und Schubsteifigkeit im gerissenen Zustand berechnet wurden, ihre jeweiligen Bemessungs-Beanspruchbarkeitswerte  $M_{Rd}$  und  $V_{Rd}$ , diese auf der Grundlage von EN 1992-1-1:2004 berechnet, nicht überschreiten.

## 5.8 Gründungsbauteile aus Beton

### 5.8.1 Anwendungsbereich

(1)P Die folgenden Absätze gelten für die Auslegung von Gründungsbauteilen aus Beton, wie z. B. Streifenfundamente, Zerrbalken, Fundamentbalken, Fundamentplatten, Fundamentwände, Pfahlköpfe und Pfähle, und auch für die Verbindungen zwischen solchen Bauteilen oder zwischen diesen und vertikalen Betonbauteilen. Die Auslegung dieser Bauteile muss nach den Regeln von EN 1998-5:2004, 5.4 erfolgen.

(2)P Werden Bemessungsschnittkräfte zur Auslegung von Gründungsbauteilen dissipativer Bauwerke auf der Grundlage von Kapazitätsbemessungskonzepten nach 4.4.2.6(2)P berechnet, so wird in diesen Bauteilen keine Energiedissipation in der Erdbeben-Bemessungssituation erwartet. Diese Bauteile dürfen entsprechend 5.3.2(1)P ausgelegt werden.

(3)P Werden Bemessungsschnittkräfte für Gründungsbauteile dissipativer Bauwerke auf der Grundlage einer Berechnung für die Erdbeben-Bemessungssituation ohne Berücksichtigung der kapazitätsbemessungsbezogenen Regeln nach 4.4.2.6(2)P bestimmt, muss die Auslegung dieser Bauteile nach den einschlägigen Regeln für Bauteile des Oberbaus für die gewählte Duktilitätsklasse erfolgen. Für Zerrbalken und Gründungsbalken müssen die Bemessungsquerkräfte auf der Grundlage der Kapazitätsbemessung berechnet werden, nach 5.4.2.2 für Tragwerke in DCM oder nach 5.5.2.1(2)P und 5.5.2.1(3) für Tragwerke in DCH.

(4) Wurden Bemessungsschnittkräfte für Gründungsbauteile unter Verwendung eines Verhaltensbeiwertes  $q$  berechnet, der kleiner oder gleich dem oberen Grenzwert von  $q$  für das Verhalten bei geringer Energiedissipation ist (1,5 für Betonbauten, oder zwischen 1,5 und 2,0 in Stahlbauten oder Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, nach jeweils Anmerkung 1 von Tabelle 6.1 oder Anmerkung 1 von Tabelle 7.1), so darf die Auslegung dieser Bauteile nach den Regeln in 5.3.2(1)P erfolgen (siehe auch 4.4.2.6(3)).

**DIN EN 1998-1:2010-12****EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)**

(5) In kastenförmigen Kellergeschossoen dissipativer Bauwerke, die folgende Komponenten enthalten: a) eine Betondecke, die als starre Scheibe auf Höhe der Kellerdecke wirkt; b) eine Fundamentplatte oder einen Rost von Zerbalken oder Gründungsbalken auf Fundamentebene und c) Umfangswände und/oder innere Wände, die nach (2)P in diesem Unterabschnitt bemessen wurden, darf erwartet werden, dass die Stützen und Balken (einschließlich derjenigen der Decke über dem Kellergeschoss) in der Erdbeben-Bemessungssituation elastisch bleiben; sie dürfen nach **5.3.2(1)P** bemessen werden. Schubwände sollten unter Berücksichtigung der Bildung plastischer Gelenke auf Höhe der Kellergeschosdecke ausgelegt werden. Zu diesem Zweck sollte der kritische Bereich in Wänden, die mit unverändertem Querschnitt oberhalb der Kellergeschosdecke fortgeführt werden, unter der Kellergeschosdecke bis zu einem Abstand  $h_{cr}$  angenommen werden (siehe **5.4.3.4.2(1)** und **5.5.3.4.5(1)**). Darüber hinaus sollten solche Wände innerhalb des Kellergeschosses entlang ihrer gesamten lichten Höhe zur Aufnahme der Querkraft ausgelegt sein, unter der Annahme, dass sich in der Wand die Biege-Überfestigkeit  $\gamma_{Rd} M_{Rd}$  (mit  $\gamma_{Rd} = 1,1$  für DCM und  $\gamma_{Rd} = 1,2$  für DCH) auf Höhe der Kellerdecke bei verschwindendem Biegemoment auf Höhe der Gründung einstellen wird.

### **5.8.2 Zerbalken und Gründungsbalken**

(1)P Kurze Stützen zwischen der Oberkante eines Fundaments oder Pfahlkopfs und der Unterseite von Zerbalken oder Fundamentplatten müssen vermieden werden. Zu diesem Zweck muss die Unterseite von Zerbalken oder Fundamentplatten unterhalb der Oberkante des Fundaments oder des Pfahlkopfs liegen.

(2) Längskräfte in Zerbalken oder Verankerungen in entsprechenden Bereichen von Fundamentplatten nach **5.4.1.2(6)** und **(7)** von EN 1998-5:2004 sollten beim Nachweis als mit den Schnittkräften zusammenwirkend betrachtet werden, die nach **4.4.2.6(2)P** oder **4.4.2.6(3)** für die Erdbeben-Bemessungssituation berechnet wurden, unter Berücksichtigung der Einflüsse nach Theorie 2. Ordnung.

(3) Zerbalken und Fundamentbalken sollten eine Querschnittsbreite von mindestens  $b_{w,min}$  und eine Querschnittshöhe von mindestens  $h_{w,min}$  haben.

ANMERKUNG Die  $b_{w,min}$  und  $h_{w,min}$  zur Verwendung in einem Land zugewiesenen Werte können in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Empfohlen werden die Werte:  $b_{w,min} = 0,25$  m und  $h_{w,min} = 0,4$  m für Hochbauten mit bis zu drei Geschossen oder  $h_{w,min} = 0,5$  m für solche mit vier oder mehr Geschossen oberhalb des Kellergeschosses.

(4) Fundamentplatten, die nach EN 1998-5:2004, **5.4.1.2(2)** für die horizontale Verbindung einzelner Fundamente oder Pfahlköpfe vorgesehen sind, sollten eine Dicke von mindestens  $t_{min}$  und einen Bewehrungsgrad von mindestens  $\rho_{s,min}$  oben und unten haben.

ANMERKUNG Die  $t_{min}$  und  $\rho_{s,min}$  zur Verwendung in einem Land zugewiesenen Werte können in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Empfohlen werden die Werte:  $t_{min} = 0,2$  m und  $\rho_{s,min} = 0,2\%$ .

(5) Zerbalken und Fundamentbalken sollten entlang ihrer gesamten Länge einen Bewehrungsgrad der Längsbewehrung von mindestens  $\rho_{b,min}$  sowohl oben als auch unten haben.

ANMERKUNG Der  $\rho_{b,min}$  zur Verwendung in einem Land zugewiesene Wert kann in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Empfohlen wird der Wert  $\rho_{b,min} = 0,4\%$ .

### **5.8.3 Verbindungen vertikaler Bauteile mit Fundamentbalken oder -wänden**

(1) P Der gemeinsame Bereich (Knoten) eines Fundamentbalkens oder einer Fundamentwand und eines vertikalen Bauteils muss die Regeln nach **5.4.3.3** oder **5.5.3.3** als Balken-Stützen-Knotenbereich erfüllen.

(2) Wurde ein Fundamentbalken oder eine Fundamentwand eines DCH-Tragwerks für Schnittkräfte ausgelegt, die auf der Grundlage von Kapazitätsbemessungsüberlegungen nach **4.4.2.6(2)P** ermittelt wurden, wird die horizontale Querkraft  $V_{jhd}$  im Knotenbereich auf der Grundlage von Berechnungen nach **4.4.2.6(2)P**, **(4)**, **(5)** und **(6)** ermittelt.

(3) Wurde der Fundamentbalken oder die Fundamentwand eines DCH-Tragwerks nicht nach der Kapazitätsbemessungsvorgehensweise von **4.4.2.6(4)**, **(5)** und **(6)** (siehe **5.8.1(3)P**) ausgelegt, wird die horizontale Querkraft  $V_{jhd}$  im Knotenbereich nach **5.5.2.3(2)**, Gleichungen (5.22) und (5.23), für Balken-Stützen-Knoten ermittelt.

(4) In DCM-Tragwerken darf die Verbindung von Fundamentbalken oder Fundamentwänden mit vertikalen Bauteilen nach den Regeln von **5.4.3.3** erfolgen.

(5) Aufbiegungen oder Haken am Fuß von Längsbewehrungsstäben vertikaler Bauteile sollten so ausgerichtet werden, dass sie Druckspannungen in den Verbindungsreich eintragen.

#### 5.8.4 Pfähle in Ortbeton und Pfahlköpfe

(1)P Der obere Pfahlteil bis zu einem Abstand zur Unterkante des Pfahlkops von zweimal der Querschnittsabmessung  $d$  des Pfahls und auch die Bereiche bis zu einer Entfernung von  $2d$  auf beiden Seiten der Trennfläche zwischen zwei Bodenschichten mit stark unterschiedlichen Schubsteifigkeiten (Verhältnis der Schubmoduli größer als 6) müssen als Bereiche möglicher plastischer Gelenke durchkonstruiert werden. Zu diesem Zweck müssen sie mit Quer- und Umschnürungsbewehrung versehen werden, nach den Regeln für kritische Bereiche in Stützen der einschlägigen Duktilitätsklasse oder mindestens DCM.

(2)P Wird die in **5.8.1(3)P** angegebene Bedingung der Auslegung von Pfählen dissipativer Tragwerke zugrunde gelegt, müssen Pfähle für mögliche Bildung plastischer Gelenke am Pfahlkopf ausgelegt und durchkonstruiert werden. Zu diesem Zweck wird die Länge des Abschnitts, in dem erhöhte Quer- und Umschnürungsbewehrung nach **1(P)** dieses Unterabschnitts am Pfahlkopf erforderlich ist, um 50 % vergrößert. Darüber hinaus muss der Schubnachweis des Pfahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine Bemessungsquerkraft mindestens gleich der auf der Grundlage von **4.4.2.6(4)** bis **(8)** berechneten verwenden.

(3) Pfähle, die Zugkräfte aufnehmen müssen oder am Kopf als starr eingespannt angesehen werden, sollten mit Verankerungen am Pfahlkopf versehen sein, welche die Entstehung des Bemessungswiderstands gegen Herausziehen aus dem Boden oder der Bemessungszugfestigkeit der Pfahlbewehrung (maßgebend ist der kleinere Wert) ermöglichen. Wird der im Pfahlkopf eingebettete Teil solcher Pfähle vor dem Pfahlkopf selbst betoniert, sollten in der Grenzfläche, wo die Verbindung erfolgt, Dübel vorgesehen werden.

### 5.9 Örtliche Einflüsse infolge Ausfachungen aus Mauerwerk oder Beton

(1) Wegen der besonderen Verletzlichkeit ausgefachter Wände im Erdgeschoss ist dort eine erdbebeninduzierte Unregelmäßigkeit zu erwarten, und es sollten geeignete Maßnahmen ergriffen werden. Wird keine genauere Methode verwendet, sollte die Gesamtlänge der Stützen im Erdgeschoss als kritische Länge betrachtet und entsprechend umschnürt werden.

(2) Ist die Höhe der Ausfachung kleiner als die freie Länge der benachbarten Stützen, sollten folgende Maßnahmen ergriffen werden:

- Die Gesamtlänge der Stützen wird als kritischer Bereich betrachtet und sollte mit der Menge und der Anordnung von Bügeln wie für kritische Bereiche erforderlich bewehrt werden.
- Die Folgen der Abnahme der Schubschlankheit dieser Stützen sollten in angemessener Weise berücksichtigt werden. Zu diesem Zweck sollten **5.4.2.3** und **5.5.2.2** für die Berechnung der wirkenden Querkraft in Abhängigkeit von der Duktilitätsklasse angewendet werden. In der Berechnung sollte die freie Länge  $l_{cl}$  der Stütze als diejenige ohne Kontakt zur Ausfachung und das Moment  $M_{i,d}$  am Stützenquerschnitt in Höhe der Oberkante der ausfachenden Wand sollte gleich  $\gamma_{Rd} M_{Rc,i}$  angenommen werden, mit  $\gamma_{Rd} = 1,1$  für DCM und 1,3 für DCH und  $M_{Rc,i}$  als Bemessungswert des aufnehmbaren Moments der Stütze.
- Die Querbewehrung zur Aufnahme dieser Querkraft sollte entlang der Stützenlänge ohne Kontakt zur Ausfachung verlegt werden und entlang einer Entfernung  $h_c$  (Abmessung des Stützenquerschnitts in der Ausfachungsebene) in den Teil der Stütze mit Kontakt zur Ausfachung hineinreichen.
- Ist die Länge der Stütze ohne Kontakt zur Ausfachung kleiner als  $1,5h_c$ , so sollte die Querkraft durch Diagonalbewehrung aufgenommen werden.

(3) Erstreckt sich die Ausfachung über die gesamte freie Länge der benachbarten Stützen und gibt es Mauerwerkswände nur auf einer Seite der Stütze (z. B. Eckstützen), sollte die gesamte Stützenlänge als kritischer Bereich betrachtet und mit der Menge und Anordnung der für kritische Bereiche erforderlichen Bügel bewehrt werden.

(4) Der Abschnitt der Länge  $l_c$  der Stützen, über welche die Diagonalstrebenkraft der Ausfachung verteilt wird, sollte für Schub nachgewiesen werden für die kleinste der beiden folgenden Querkräfte: a) die Horizontalkomponente der Strebenkraft der Ausfachung, die gleich der horizontalen Schubfestigkeit des Ausfachungsfelds angenommen wird, wie auf der Grundlage der Scherfestigkeit der Lagerfugen berechnet; oder b) die, abhängig von der Duktilitätsklasse, nach **5.4.2.3** oder nach **5.5.2.2** berechnete Querkraft, unter der Annahme, dass sich die Überfestigkeits-Biegetragfähigkeit der Stütze  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$  an beiden Enden der Kontaktlänge  $l_c$  einstellt. Die Kontaktlänge sollte gleich der vollen Vertikalbreite der Diagonalstrebe der Ausfachung angenommen werden. In Ermangelung einer genaueren Abschätzung dieser Breite unter Berücksichtigung der elastischen Eigenschaften und der Geometrie der Ausfachung und der Stütze darf die Strebenbreite als ein fester Bruchteil der Länge der Diagonale des Ausfachungsfeldes angenommen werden.

## 5.10 Vorschriften für Beton-Deckenscheiben

(1) Eine Stahlbeton-Vollplatte darf als Deckenscheibe dienen, wenn sie eine Dicke von nicht unter 70 mm aufweist und in beiden Horizontalrichtungen mit mindestens der in EN 1992-1-1:2004 angegebenen Mindestbewehrung versehen ist.

(2) Eine Ort betondeckschicht auf einem Fertigteildecken- oder Dachsyst em darf als Deckenscheibe betrachtet werden, wenn sie: a) den Vorschriften unter (1) in diesem Unterabschnitt genügt; b) derart ausgelegt ist, dass sie allein die erforderliche Scheibensteifigkeit und Beanspruchbarkeit zu liefern im Stande ist; und c) auf eine saubere, rau e Unterlage betoniert ist oder mit dieser durch Schubdübel verbunden ist.

(3)P Die Erdbebenauslegung muss den Nachweis von Stahlbeton-Deckenscheiben im Grenzzustand der Tragfähigkeit für DCH-Tragwerke mit folgenden Eigenschaften einschließen:

- Unregelmäßige Geometrien oder im Grundriss unterteilte Formen, Deckenscheiben mit Aussparungen und einspringenden Ecken;
- unregelmäßige und große Öffnungen in der Deckenscheibe;
- unregelmäßige Verteilung von Massen und/oder Steifigkeiten (wie z. B. im Fall von Rücksprüngen oder Absätzen);
- Kellergeschosse mit Wänden, die nur auf einem Teil der Begrenzungslinie oder der Erdgeschossfläche vorhanden sind.

(4) Schnittkräfte in Stahlbeton-Deckenscheiben dürfen näherungsweise durch Modellabbildung der Scheibe als wandartiger Träger oder ebenes Fachwerk oder als Diagonalstrebenmodell auf elastischen Lagern ermittelt werden.

(5) Die Bemessungswerte der Schnittkräfte sollten unter Berücksichtigung von **4.4.2.5** berechnet werden.

(6) Die Bemessungs-Beanspruchbarkeiten (Widerstände) sollten nach EN 1992-1-1:2004 ermittelt werden.

(7) Für Kernsysteme oder Wandsysteme in DCH sollte der Nachweis erbracht werden, dass die Weiterleitung der Horizontalkräfte von der Deckenscheibe an die Kerne oder Wände garantiert ist. Diesbezüglich gelten folgende Vorschriften:

- a) Der Bemessungswert der Schubspannung in der Grenzfläche zwischen Deckenscheibe und einem Kern oder einer Wand sollte auf  $1,5 f_{ctd}$  beschränkt werden, um die Rissbildung zu beschränken;
- b) es sollte eine ausreichende Festigkeit gegen Versagen durch Schubgleiten sichergestellt sein, unter der Annahme, dass die Neigung der Streben  $45^\circ$  beträgt. Es sollten zusätzliche Bewehrungsstäbe vorgesehen werden, die zur Scherfestigkeit der Grenzfläche zwischen Deckenscheiben und Kernen oder Wänden beitragen; die Verankerung dieser Stäbe sollte den Vorschriften von **5.6** genügen.

## 5.11 Tragwerke aus Betonfertigteilen

### 5.11.1 Allgemeines

#### 5.11.1.1 Anwendungsbereich und Tragwerkstypen

(1)P 5.11 gilt für die Erdbebenauslegung von Betonbauten, die zum Teil oder ganz aus vorgefertigten Bauteilen erstellt wurden.

(2)P Wenn nichts anderes angegeben (siehe 5.11.1.3.2(4)), gelten alle Vorschriften von Abschnitt 5 dieses Eurocodes und von EN 1992-1-1:2004, Abschnitt 10.

(3) Folgende Tragwerkstypen, wie in 5.1.2 und 5.2.2.1 definiert, werden in 5.11 erfasst:

- Rahmensysteme;
- Wandsysteme;
- Mischsysteme (zusammengesetzt aus Fertigteilrahmen und vorgefertigten oder in Ortbeton hergestellten Wänden).

(4) Folgende Systeme werden ebenfalls erfasst:

- Wandtafelsysteme (Tragwerke in Schottenbauweise);
- Zellenbauten (vorgefertigte monolithische Raumzellensysteme).

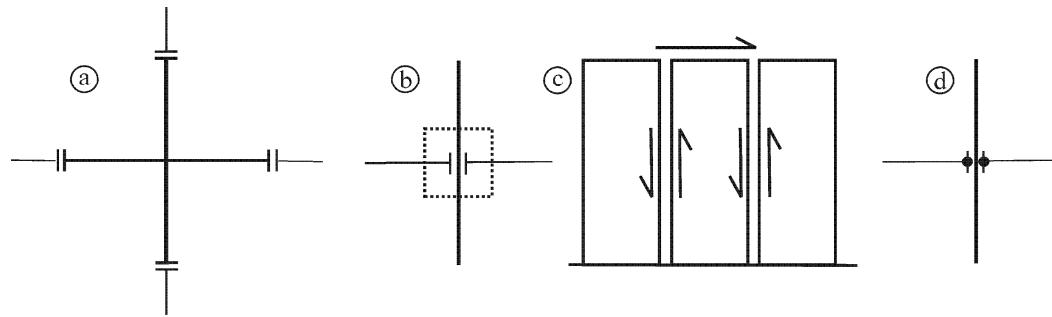
#### 5.11.1.2 Bewertung von Fertigteiltragwerken

(1) Bei der Modellabbildung von Fertigteiltragwerken sollten folgende Bewertungen durchgeführt werden:

- a) Beschreibung der unterschiedlichen Rollen der tragenden Bauteile nach einer der folgenden Kategorien:
  - solche, die nur Gewichtslasten aufnehmen, z. B. Pendelstützen um einen Stahlbetonkern herum;
  - solche, die sowohl Gewichtslasten als auch Erdbebenlasten aufnehmen, z. B. Rahmen oder Wände;
  - solche, die ausreichend tragfähige Verbindungen zwischen tragenden Bauteilen herstellen, z. B. Decken- oder Dachscheiben.
- b) Feststellung der Fähigkeit, die Vorschriften hinsichtlich Erdbeben-Bearbeitbarkeit nach 5.1 bis 5.10 zu erfüllen, wie folgt:
  - vorgefertigte Systeme, die im Stande sind, alle diese Vorschriften zu erfüllen;
  - vorgefertigte Systeme, die mit in Ortbeton hergestellten Stützen oder Wänden kombiniert werden, um alle diese Vorschriften zu erfüllen;
  - vorgefertigte Systeme, die von diesen Vorschriften abweichen und infolgedessen zusätzliche Auslegungskriterien benötigen und niedrigere Verhaltensbeiwerte zugewiesen bekommen sollten.
- c) Einteilung von nichttragenden Bauteilen als:
  - vom Tragwerk vollständig getrennt;
  - den Verformungen tragender Elemente teilweise widerstehend.

d) Beschreibung des Einflusses der Verbindungen auf die Energiedissipationskapazität des Tragwerks:

- Verbindungen, die weit außerhalb kritischer Bereiche (wie in 5.1.2(1) definiert) liegen und die Energiedissipationskapazität des Tragwerks nicht beeinflussen (siehe 5.11.2.1.1 und z. B. Bild 5.14.a);
- Verbindungen, die in kritischen Bereichen liegen, aber im Vergleich zum Resttragwerk ausreichend überbemessen sind, so dass sie in der Erdbeben-Bemessungssituation elastisch bleiben, während inelastisches Verhalten in anderen kritischen Bereichen stattfindet (siehe 5.11.2.1.2 und z. B. Bild 5.14b);
- **[AC]** Verbindungen in kritischen Bereichen mit beträchtlicher Duktilität (siehe 5.11.2.1.3 und z. B. Bild 5.14c) und Bild 5.14d)) **[AC]**.



**Bild 5.14 — a) Verbindung außerhalb kritischer Bereiche; b) Überbemessene Verbindung mit plastischen Gelenken außerhalb der Verbindung; c) duktile Schubverbindungen großer Wandtafeln innerhalb von kritischen Bereichen (z. B. im Erdgeschoss) und d) duktile durchlaufende Verbindungen innerhalb kritischer Bereiche von Rahmen**

### 5.11.1.3 Auslegungskriterien

#### 5.11.1.3.1 Örtliche Beanspruchbarkeit

(1) Bei vorgefertigten Bauteilen und ihren Verbindungen sollte die Möglichkeit des Abfalls von Festigkeit und Steifigkeit infolge zyklischer Verformungen im plastischen Bereich berücksichtigt werden. Im Normalfall wird dieser Festigkeits- und Steifigkeitsabfall durch die Baustoff-Sicherheitsbeiwerte für Stahl und Beton abgedeckt (siehe 5.2.4(1)P und 5.2.4(2)). Trifft das nicht zu, sollte die Bemessungs-Beanspruchbarkeit vorgefertigter Verbindungen unter monotoner Belastung für die Nachweise in der Erdbeben-Bemessungssituation angemessen reduziert werden.

#### 5.11.1.3.2 Energiedissipation

(1) In vorgefertigten Betonbauten sollte der hauptsächliche Energiedissipationsmechanismus auf plastischen Verdrehungen innerhalb der kritischen Bereiche basieren.

(2) Zusätzlich zur Energiedissipation durch plastische Verdrehungen in kritischen Bereichen können vorgefertigte Tragwerke Energie auch durch plastische Schubmechanismen entlang von Fugen dissipieren, unter der Voraussetzung, dass die beiden folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) Die Rückstellkraft sollte während der Erdbebeneinwirkung nicht wesentlich abnehmen und
- b) mögliche Instabilitäten werden in geeigneter Weise vermieden.

(3) Die in Abschnitt 5 für Ortbetontragwerke vorgesehenen drei Duktilitätsklassen gelten auch für vorgefertigte Systeme. Nur 5.2.1(2)P und 5.3 aus Abschnitt 5 sind für die Auslegung vorgefertigter Bauten der Duktilitätsklasse L gültig.

**ANMERKUNG** Die Wahl der Duktilitätsklasse zur Verwendung bei verschiedenen vorgefertigten Systemen aus Beton in einem Land oder in Teilen davon können in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Die Duktilitätsklasse L wird nur für den Fall geringer Seismizität empfohlen. Für  $\text{AC}$  Wandtafelement  $\text{AC}$  wird Duktilitätsklasse M empfohlen.

(4) Die Fähigkeit zur Energiedissipation durch Schub darf insbesondere bei vorgefertigten Wandsystemen in Betracht gezogen werden, indem die Werte der örtlichen Gleitduktilität  $\mu_s$  bei der Wahl des globalen Verhaltensbeiwerts  $q$  berücksichtigt werden.

#### 5.11.1.3.3 Besondere Zusatzmaßnahmen

(1) Nur regelmäßige vorgefertigte Tragwerke werden durch 5.11 abgedeckt (siehe 4.2.3). Trotzdem darf der Nachweis vorgefertigter Bauteile unregelmäßiger Tragwerke auf den Vorschriften dieses Unterabschnitts basieren.

(2) Alle vertikalen tragenden Bauteile sollten ohne Unterbrechung bis zur Fundamentebene durchgeführt werden.

(3) Unsicherheiten bezüglich der Beanspruchbarkeiten werden wie in 5.2.3.7(2)P behandelt.

(4) Unsicherheiten hinsichtlich der Duktilität werden wie in 5.2.3.7(3)P behandelt.

#### 5.11.1.4 Verhaltensbeiwerte

(1) Für vorgefertigte Tragwerke nach den Vorschriften von 5.11 darf der Verhaltensbeiwert  $q_p$  nach folgender Gleichung ermittelt werden, sofern besondere Untersuchungen nicht Abweichungen davon erlauben:

$$q_p = k_p \cdot q \quad (5.53)$$

mit

$q$  als Verhaltensbeiwert nach Gleichung (5.1);

$k_p$  als Abminderungsbeiwert in Abhängigkeit von der Fähigkeit des vorgefertigten Tragwerks zur Energiedissipation (siehe (2) in diesem Unterabschnitt).

**ANMERKUNG** Die  $k_p$  zur Anwendung in einem Land zugewiesenen Werte können in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Die empfohlenen Werte sind:

$$k_p \begin{cases} 1,0 & \text{für Tragwerke mit Verbindungen nach 5.11.2.1.1,} \\ & 5.11.2.1.2 oder 5.11.2.1.3 \\ 0,5 & \text{für Tragwerke mit anderen Typen von Verbindungen.} \end{cases}$$

(2) Für vorgefertigte Tragwerke, die die Auslegungskriterien von 5.11 nicht erfüllen, sollte der Verhaltensbeiwert  $q_p$  nicht größer als 1,5 angenommen werden.

#### 5.11.1.5 Untersuchung einer vorübergehenden Situation

(1) Während der Errichtung des Tragwerks, wobei zeitweilige Abstützungen vorgesehen sein sollten, brauchen Erdbebeneinwirkungen nicht als Bemessungssituation betrachtet zu werden. Jedoch sollten immer, wenn das Auftreten eines Erdbebens den Einsturz von Teilen des Tragwerks mit ernstlicher Gefährdung menschlichen Lebens hervorrufen kann, zeitweilige Abstützungen explizit für eine angemessen reduzierte Erdbebeneinwirkung bemessen werden.

(2) Sofern auf Grund besonderer Untersuchungen nicht anders belegt, darf diese Einwirkung gleich einem Bruchteil  $A_p$  der in Abschnitt 3 definierten Bemessungseinwirkung gesetzt werden.

ANMERKUNG Der  $A_p$  zur Verwendung in einem Land zugewiesene Wert kann in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Der empfohlene Wert von  $A_p$  beträgt 30 %.

## 5.11.2 Verbindungen vorgefertigter Bauteile

### 5.11.2.1 Allgemeine Vorschriften

#### 5.11.2.1.1 Verbindungen außerhalb kritischer Bereiche

(1) Verbindungen vorgefertigter Bauteile außerhalb kritischer Bereiche sollten in einer Entfernung von der Endfläche des nächstgelegenen kritischen Bereichs liegen, die mindestens gleich ist der größten Querschnittsabmessung des Bauteils, in dem dieser kritische Bereich liegt.

(2) Verbindungen diesen Typs sollten ausgelegt werden für: a) eine Querkraft, die nach der Kapazitätsbemessungsregel von 5.4.2.2 und 5.4.2.3 bestimmt wurde, mit einem Beiwert  $\gamma_{Rd}$  zur Berücksichtigung der Überfestigkeit infolge Stahlverfestigung gleich 1,1 für DCM oder 1,2 für DCH; und b) ein Biegemoment, das mindestens gleich ist dem wirkenden Biegemoment aus der Berechnung und 50 % des aufnehmbaren Moments  $M_{Rd}$  am Endquerschnitt des nächstgelegenen kritischen Bereichs, multipliziert mit  $\gamma_{Rd}$ .

#### 5.11.2.1.2 Überbemessene Verbindungen

(1) Die Bemessungsschnittkräfte überbemessener Verbindungen sollten auf der Basis der Kapazitätsbemessungsregeln in 5.5.2.1 und 5.5.2.2 berechnet werden, unter Berücksichtigung aufnehmbarer Biegemomente mit Überfestigkeiten  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$  in den Endquerschnitten kritischer Bereiche, mit  $\gamma_{Rd}$  gleich 1,20 für DCM und 1,35 für DCH.

(2) Endende Bewehrungsstäbe der überbemessenen Verbindung sollten vor dem Endquerschnitt/den Endquerschnitten des kritischen Bereichs voll verankert sein.

(3) Die Bewehrung des kritischen Bereichs sollte außerhalb der überbemessenen Verbindung voll verankert sein.

#### 5.11.2.1.3 Verbindungen mit Energiedissipation

(1) Solche Verbindungen sollten die in 5.2.3.4 und in den einschlägigen Absätzen von 5.4.3 und 5.5.3 angegebenen örtlichen Duktilitätskriterien erfüllen.

(2) Alternativ sollte durch zyklische inelastische Versuche mit einer angemessenen Anzahl von Versuchskörpern, die für die Verbindung repräsentativ sind, gezeigt werden, dass die Verbindung stabile zyklische Verformungs- und Energiedissipationsfähigkeit besitzt, die mindestens gleich derjenigen einer monolithischen Verbindung ist, welche dieselbe Beanspruchbarkeit hat und den örtlichen Duktilitätsvorschriften von 5.4.3 oder 5.5.3 genügt.

(3) Bei an repräsentativen Versuchskörpern durchzuführenden Versuchen sollte ein passender zyklischer Verformungsverlauf nachgefahren werden, einschließlich mindestens drei Vollzyklen mit der Amplitude, die  $q_p$  nach 5.2.3.4 (3) entspricht.

### 5.11.2.2 Ermittlung der Beanspruchbarkeit der Verbindungen

(1) Die Bemessungs-Beanspruchbarkeit der Verbindungen zwischen vorgefertigten Betonbauteilen sollte nach den Vorschriften von EN 1992-1-1:2004, **6.2.5** und von EN 1992-1-1:2004, Abschnitt **10**, berechnet werden, unter Verwendung der Materialteilsicherheitsbeiwerte von **5.2.4 (2)** und **(3)**. Wenn diese Vorschriften auf die betrachtete Verbindung nicht in zufrieden stellender Weise zutreffen, sollte ihre Beanspruchbarkeit mittels geeigneter experimenteller Untersuchungen ermittelt werden.

(2) Bei der Ermittlung der Beanspruchbarkeit einer Verbindung für Schubgleiten sollte der Reibungswiderstand infolge äußerer Druckspannungen (im Gegensatz zu inneren Spannungen infolge der Klemmwirkung von die Verbindung kreuzenden Bewehrungsstäben) vernachlässigt werden.

(3) Geschweißte Stahlstäbe in energiedissipierenden Verbindungen dürfen bei der Tragwirkung berücksichtigt werden, wenn die beiden nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) Es werden nur schweißbare Stähle verwendet.
- b) Die verwendeten Schweißwerkstoffe, Schweißverfahren und das Personal stellen sicher, dass ein Verlust an örtlicher Duktilität von unter 10 % der Duktilität auftritt, die erreicht worden wäre, wenn die Verbindung ohne Schweißen hergestellt worden wäre.

(4) Für Stahlbauteile (Profilstahl oder Stäbe), die an Betonbauteilen befestigt sind und zum Erdbebenwiderstand beitragen sollen, sollte analytisch und experimentell gezeigt werden, dass sie in der Lage sind, einer zyklischen Belastungsgeschichte aufgezwungener Verformungen, wie in **5.11.2.1.3(2)** angegeben, mit der Zielduktilität als Amplitude, zu widerstehen.

## 5.11.3 Bauteile

### 5.11.3.1 Balken

(1)P Es gelten die einschlägigen Vorschriften von EN 1992-1-1:2004, Abschnitt **10** und von **5.4.2.1**, **5.4.3.1**, **5.5.2.1**, **5.5.3.1** dieses Eurocodes, zusätzlich zu den in **5.11** angegebenen Regeln.

(2)P Fertigteilbalken müssen als Einfeldträger kraftschlüssig mit Stützen oder Wänden verbunden sein. Die Verbindung muss die Übertragung von Horizontalkräften in der Erdbeben-Bemessungssituation sicherstellen, ohne dass Reibung hierbei in Ansatz gebracht wird.

(3) Zusätzlich zu den einschlägigen Vorschriften von EN 1992-1-1:2004, Abschnitt **10** sollten die Toleranzen und der Spielraum für Abplatzten der Betondeckung der Lager auch für die erwartete Verformung des unterstützenden Bauteils ausreichen (siehe **4.3.4**).

### 5.11.3.2 Stützen

(1) Es gelten die einschlägigen Vorschriften von **5.4.3.2** und **5.5.3.2**, zusätzlich zu den in **5.11** angegebenen Regeln.

(2) Stütze-Stütze-Verbindungen innerhalb kritischer Bereiche sind nur in DCM zulässig.

(3) Für vorgefertigte Rahmensysteme mit gelenkigen Stütze-Balken-Verbindungen sollten die Stützen am Fuß eingespannt sein, mit voller Einbettung in nach **5.11.2.1.2** überbemessenen Köcherfundamenten.

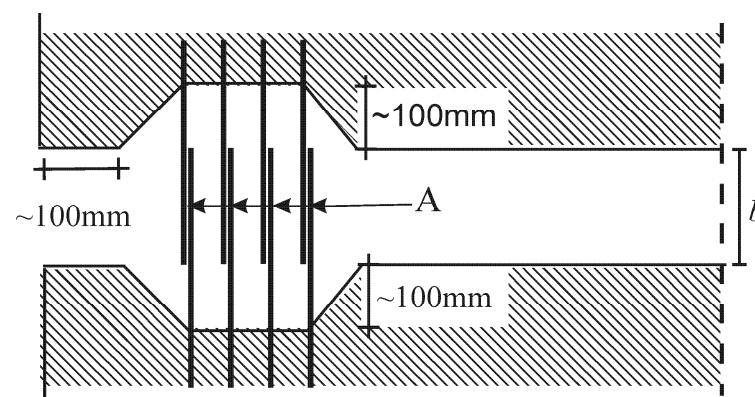
### 5.11.3.3 Balken-Stützen-Knoten

(1) Monolithische Balken-Stützen-Knoten (siehe Bild 5.14a) sollten den einschlägigen Vorschriften in **5.4.3.3** und **5.5.3.3** genügen.

(2) Verbindungen von Balkenenden mit Stützen **AC** (siehe Bild 5.14b) und d)) **AC** sollten gezielt bezüglich ihrer Beanspruchbarkeit und Duktilität überprüft werden, wie in **5.11.2.2.1** angegeben.

### 5.11.3.4 Vorgefertigte Wände in Großtafel-Bauweise

- (1) Es gilt EN 1992-1-1:2004, Abschnitt 10 mit folgenden Änderungen:
  - a) Der Gesamt-Mindestbewehrungsgrad der Vertikalbewehrung bezieht sich auf die tatsächliche Beton-Querschnittsfläche und sollte die Vertikalstäbe im Steg und in den Randelementen einschließen.
  - b) Eine einzelne Bewehrungsmatte ist nicht zulässig.
  - c) Es sollte eine Mindestumschnürung für den Beton in Randnähe aller vorgefertigten Tafeln vorgesehen werden, wie in 5.4.3.4.2 oder 5.5.3.4.5 für Stützen angegeben, in einem quadratischen Querschnitt mit der Seitenlänge  $b_w$ , wobei  $b_w$  die Dicke der Tafel ist.
- (2) Der Teil der Wandtafel zwischen einer vertikalen Stoßfuge und einer Öffnung, die näher als im Abstand von  $2,5b_w$  zur Stoßfuge liegt, sollte nach 5.4.3.4.2 oder 5.5.3.4.5 ausgelegt und durchkonstruiert werden, in Abhängigkeit von der Duktilitätsklasse.
- (3) Ein Abfall der Beanspruchbarkeit der Stoßfugen bei der Kraftaufnahme sollte vermieden werden.
- (4) Zu diesem Zweck sollten alle vertikalen Stoßfugen rau oder mit Verzahnungen ausgestattet und gegen Schubversagen nachgewiesen sein.
- (5) Horizontale Stoßfugen, die entlang ihrer Gesamtlänge unter Druck stehen, dürfen ohne Verzahnung ausgeführt werden. Wenn sie teils unter Druck und teils unter Zug stehen, sollten sie entlang der Gesamtlänge gezahnt ausgeführt werden.
- (6) Folgende zusätzliche Regeln gelten für den Nachweis der horizontalen Verbindungen von Wänden, die aus vorgefertigten Großtafeln bestehen:
  - a) Die gesamte Zugkraft infolge von (auf die Wand bezogenen) Längsschnittkräften sollte durch Vertikalbewehrung aufgenommen werden, die entlang des Zugbereichs der Wand angeordnet und in den darüber und darunter stehenden Platten voll verankert ist. Die Kontinuität dieser Bewehrung sollte sichergestellt sein durch duktile Schweißverbindungen innerhalb der horizontalen Stoßfuge oder, besser, innerhalb von zu diesem Zweck besonders vorgesehenen Aussparungen (Bild 5.15).
  - b) In horizontalen Verbindungen, die (in der Erdbeben-Bemessungssituation) teils unter Druck und teils unter Zug stehen, sollte der Nachweis der Schubbeanspruchbarkeit (siehe 5.11.2.2) nur längs des unter Druck stehenden Teils durchgeführt werden. In diesem Fall wird der Wert der Längskraft  $N_{Ed}$  durch den Wert der Gesamtdruckkraft  $F_c$  ersetzt, die im Druckbereich wirkt.



#### Legende

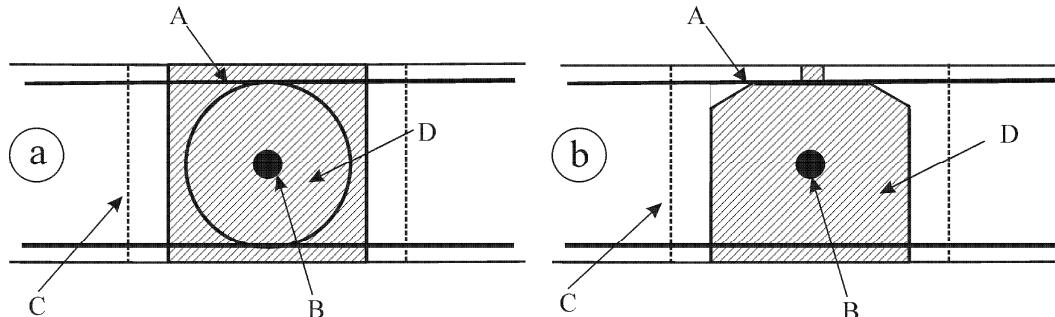
A Überlappungsschweißen von Stäben

Bild 5.15 — Möglicherweise an Wandrändern benötigte Zugbewehrung

(7) Folgende zusätzliche Auslegungsregeln sollten befolgt werden, um die örtliche Duktilität entlang vertikaler Verbindungen großer Wandtafeln zu erhöhen:

- Es sollte eine quer durch die Verbindung gehende Mindestbewehrung vorgesehen werden, gleich 0,10 % bei voll unter Druck stehenden Verbindungen und gleich 0,25 % bei Verbindungen, die teils unter Druck- und teils unter Zugspannungen stehen.
- Die Menge der quer durch die Verbindung gehenden Bewehrung sollte beschränkt werden, um einen plötzlichen Kraftabfall nach Erreichen des Spitzenwerts zu vermeiden. In Ermangelung genauerer Angaben sollte der Bewehrungsgrad 2 % nicht überschreiten.
- Diese Bewehrung sollte entlang der Gesamtlänge der Verbindung verteilt sein. In DCM darf diese Bewehrung in drei Streifen konzentriert sein (oberer, mittlerer und unterer Streifen).
- Es sollten Maßnahmen ergriffen werden, um die Kontinuität der Bewehrung quer zu den Verbindungen zwischen den Wandtafeln sicherzustellen. Zu diesem Zweck sollten die Bewehrungsstäbe in Vertikalverbindungen verankert werden, entweder in Form von Schlaufen oder (im Fall von Verbindungen mit wenigstens einer freien Seite) durch Aneinanderschweißen quer durch die Verbindung (siehe Bild 5.16).
- Um die Kontinuität entlang der Verbindung nach der Betonrissbildung sicherzustellen, sollte im Fugenmörtel, der die Verbindung füllt, Längsbewehrung mit einem Mindestbewehrungsgrad  $\rho_{c,min}$  vorgesehen werden (siehe Bild 5.16).

**ANMERKUNG** Der  $\rho_{c,min}$  zur Verwendung in einem Land zugewiesene Wert kann in seinem nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Der empfohlene Wert ist:  $\rho_{c,min} = 1\%$ .



#### Legende

- A Herausragende Bewehrung quer zur Verbindung;
- B Längsbewehrung der Verbindung;
- C Gezähnte Verbindung;
- D Fugenmörtel zwischen den Tafeln.

**Bild 5.16 — Querschnitt vertikaler Verbindungen vorgefertigter Großtafeln,**  
**a) Verbindung mit zwei freien Seiten; b) Verbindung mit einer freien Seite**

(8) Infolge der Fähigkeit zur Energiedissipation entlang der vertikalen (und zum Teil entlang der horizontalen) Verbindungen von Großtafeln sind Wände, die aus solchen vorgefertigten Tafeln bestehen, von den Anforderungen in **5.4.3.4.2** und **5.5.3.4.5** hinsichtlich der Umschnürung von Randelementen ausgenommen.

#### 5.11.3.5 Deckenscheiben

(1) Zusätzlich zu den Vorschriften in EN 1992-1-1:2004, Abschnitt **10** betreffend Decken und zu den Vorschriften in **5.10** gelten folgende Auslegungsregeln auch für Deckenscheiben aus vorgefertigten Bauteilen.

**DIN EN 1998-1:2010-12****EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)**

(2) Wenn die Bedingung für starre Scheiben nach **4.3.1(4)** nicht erfüllt ist, sollte die Nachgiebigkeit der Decke in ihrer Ebene und auch diejenige der Verbindungen zu den Vertikalbauteilen im Rechenmodell berücksichtigt werden.

(3) Das Starrkörperverhalten der Decke in ihrer Ebene wird begünstigt, wenn sich die Stoßfugen der Decke nur über ihren Auflagern befinden. Eine geeignete bewehrte Ortbetondeckschicht kann die Steifigkeit der Deckenscheibe in ihrer Ebene erheblich verbessern. Die Dicke dieser Deckschicht sollte nicht unter 40 mm liegen, wenn die Stützweite zwischen den Auflagern kleiner ist als 8 m, oder nicht unter 50 mm für größere Stützweiten; ihre Mattenbewehrung sollte mit den vertikalen tragenden Bauteilen darunter und darüber verbunden sein.

(4) Zugkräfte sollten durch Stahlanker aufgenommen werden, die zumindest entlang des Umfangs der Deckenscheibe sowie entlang einiger Stöße der vorgefertigten Plattenelemente verlaufen. Wird eine Ortbetondeckschicht verwendet, so sollte diese zusätzliche Bewehrung in dieser Deckschicht liegen.

(5) Diese Anker sollten auf jeden Fall ein zusammenhängendes Bewehrungssystem längs und quer durch die ganze Deckenscheibe bilden und in geeigneter Weise mit jedem Bauteil, das bei der Aufnahme von Horizontallasten mitwirkt, verbunden sein.

(6) In Deckenebene wirkende Schubkräfte entlang Platte-Platte- oder Platte-Balken-Verbindungen sollten mit einem Überbemessungsbeiwert gleich 1,30 berechnet werden. Die Bemessungsbeanspruchbarkeit sollte wie in **5.11.2.2** berechnet werden.

(7) Primäre seismische Bauteile, sowohl oberhalb als auch unterhalb der Deckenscheibe, sollten ausreichend mit der Deckenscheibe verbunden sein. Zu diesem Zweck sollten alle horizontalen Stoßfugen immer in geeigneter Weise bewehrt sein. Mit Reibungskräften infolge äußerer Druckkräfte darf nicht gerechnet werden.

## **6 Besondere Regeln für Stahlbauten**

### **6.1 Allgemeines**

#### **6.1.1 Anwendungsbereich**

(1)P Für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten gilt EN 1993. Die nachfolgenden Regeln ergänzen vorhandene Regeln der EN 1993.

(2)P Für Verbundbauwerke aus Stahl und Beton gilt Abschnitt 7.

#### **6.1.2 Auslegungskonzepte**

(1)P Stahlbauten, die für Erdbebeneinwirkungen bemessen werden, sind nach einem der nachfolgenden Konzepte auszulegen (siehe Tabelle 6.1):

- Konzept a) Niedrig-dissipatives Tragwerksverhalten;
- Konzept b) Dissipatives Tragwerksverhalten.

**Tabelle 6.1 — Auslegungskonzepte, Duktilitätsklassen der Tragwerke und Höchstbeträge für Referenzwerte der Verhaltensbeiwerte**

Auslegungskonzept	Duktilitätsklasse des Tragwerks	Bereich der Referenzwerte der Verhaltensbeiwerte $q$
Konzept a) Niedrig-dissipatives Tragwerksverhalten	DCL (Niedrig)	$\leq 1,5$ bis 2
Konzept b) Dissipatives Tragwerksverhalten	DCM (Mittel)	$\leq 4$ auch durch Werte in Tabelle 6.2 begrenzt
	DCH (Hoch)	nur durch Werte in Tabelle 6.2 begrenzt

**ANMERKUNG 1** Die Höchstwerte der Verhaltensbeiwerte  $q$  für niedrig-dissipatives Verhalten können national innerhalb des in Tabelle 6.1 vorgegebenen Wertebereichs durch den Nationalen Anhang definiert werden. Der empfohlene Höchstwert  $q$  für niedrig-dissipatives Verhalten ist 1,5.

**ANMERKUNG 2** Im Nationalen Anhang eines Landes darf die Wahl der Auslegungskonzepte, die in diesem Land zulässig sind, eingeschränkt werden.

(2)P Für Bauwerke, die nach dem Konzept a) ausgelegt werden, dürfen die Schnittgrößen am elastischen Gesamtsystem, ohne Berücksichtigung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens, ermittelt werden. Bei Anwendung des Bemessungsspektrums nach **3.2.2.5** darf der Höchstbetrag für den Referenzwert des Verhaltensbeiwerts  $q$  zwischen 1,5 und 2 gewählt werden (siehe Anmerkung 1 zu (1) dieses Unterabschnittes). Für Bauwerke, die im Aufriss nicht regelmäßig sind, ist der Verhaltensbeiwert  $q$  entsprechend **4.2.3.1(7)** abzumindern, wobei keine Abminderung auf Werte kleiner 1,5 nötig ist.

(3) In Bauwerken, die nach dem Konzept a) ausgelegt werden, sollten die primären seismischen Bauteile des Tragwerks zur Querschnittsklasse 1, 2 oder 3 gehören, wenn der gewählte Höchstbetrag des Referenzwertes von  $q$  größer ist als 1,5.

(4) Für Bauwerke, die nach dem Konzept a) ausgelegt werden, sollte die Tragfähigkeit der Bauteile und Anschlüsse ohne zusätzliche Anforderungen gemäß EN 1993 nachgewiesen werden. Für Bauwerke ohne seismische Isolation (siehe Abschnitt **10**) wird das Auslegungskonzept a) nur in Fällen geringer Seismizität (siehe **3.2.1(4)**) empfohlen.

(5)P Das Auslegungskonzept b) berücksichtigt die Fähigkeit von Tragwerksteilen (dissipative Bereiche), Erdbebenlasten durch inelastisches Verhalten aufzunehmen. Bei Anwendung des Bemessungsspektrums nach **3.2.2.5** darf ein Referenzwert des Verhaltensbeiwertes  $q$  gewählt werden, der größer ist als der in **Tabelle 6.1** und Anmerkung 1 für niedrig-dissipatives Verhalten angegebene Höchstwert. Der Höchstwert für  $q$  ist abhängig von der Duktilitätsklasse und vom Tragwerkstyp (siehe **6.3**). Bei Anwendung des Auslegungskonzeptes b) sind die in **6.2** bis **6.11** definierten Anforderungen zu erfüllen.

(6)P Bauwerke, die nach dem Konzept b) ausgelegt werden, müssen zur Duktilitätsklasse DCM oder DCH gehören. Diese Duktilitätsklassen entsprechen der erhöhten Tragwerksfähigkeit, in plastischen Mechanismen Energie zu dissipieren. In Abhängigkeit von der Duktilitätsklasse sind besondere Anforderungen zu erfüllen, z. B. Querschnittsklassen der Stahlprofile und Rotationskapazität von Anschlüssen.

### 6.1.3 Sicherheitsnachweise

(1)P Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss im Teilbeiwert  $\gamma_s = \gamma_M$  die mögliche Festigkeitsdegradation infolge zyklischer Verformungen berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 1 Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_s$  dürfen im Nationalen Anhang definiert werden.

ANMERKUNG 2 Unter der Annahme, dass bei Anwendung der Maßnahmen zur Gewährleistung lokaler Duktilität das Verhältnis zwischen der infolge Degradation abgeminderten Festigkeit und der Anfangsfestigkeit in etwa dem Verhältnis zwischen den  $\gamma_M$ -Werten für außergewöhnliche und Grundkombinationen der Lasten gleich ist, wird empfohlen, den für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation angenommenen Teilbeiwert  $\gamma_s$  auch für die Erdbebenbemessung anzuwenden.

(2) Nachweise im Rahmen der Kapazitätsbemessung, definiert in **6.5 bis 6.8**, müssen die Möglichkeit einer gegenüber dem Nennwert der Streckgrenze erhöhten tatsächlichen Streckgrenze durch die Anwendung des werkstofflichen Überfestigkeitsbeiwerts  $\gamma_{ov}$  (siehe **6.2(3)**) berücksichtigen.

## 6.2 Werkstoffe

(1)P Die verwendeten Baustähle müssen mit den Regeln, auf die in EN 1993 verwiesen wird, übereinstimmen.

(2)P Die Verteilung der Werkstoffeigenschaften, wie Streckgrenze und Zähigkeit, im Tragwerk muss so sein, dass sich die dissipativen Zonen in den dafür in der Bemessung vorgesehenen Tragwerksteilen ausbilden.

ANMERKUNG Es wird erwartet, dass während des Erdbebens die dissipativen Zonen plastizieren, bevor andere Tragwerksbereiche den elastischen Bereich verlassen.

(3) Die Forderung (2)P wird erfüllt, wenn die Streckgrenze des Stahlwerkstoffs in dissipativen Zonen und die Tragwerksbemessung mit einer der nachfolgenden Bedingungen a), b) oder c) übereinstimmen:

- a)  $\boxed{\text{AC}}$  der Maximalwert der Streckgrenze  $f_{y,max}$  des Stahlwerkstoffs  $\boxed{\text{AC}}$  in dissipativen Zonen die Bedingung  $f_{y,max} \leq 1,1\gamma_{ov}f_y$  erfüllt,

Dabei ist

$\gamma_{ov}$  der in der Bemessung verwendete Überfestigkeitsbeiwert;

$f_y$  der für die Stahlsorte festgelegte Nennwert der Streckgrenze;

ANMERKUNG 1 Für die Stahlsorte S235 mit  $\gamma_{ov} = 1,25$  liefert diese Methode den Maximalwert  $f_{y,max} = 323 \text{ N/mm}^2$ .

ANMERKUNG 2 Im Nationalen Anhang darf der Wert für  $\gamma_{ov}$  festgelegt werden, der bei Erfüllung der Bedingung a) zu verwenden ist. Der empfohlene Wert ist  $\gamma_{ov} = 1,25$ .

- b) die rechnerischen Nachweise des Tragwerks basieren auf einer Stahlsorte und einem Nennwert der Streckgrenze  $f_y$  für die Baustähle sowohl in dissipativen als auch in nicht-dissipativen Bereichen; für die dissipativen Bereiche wird ein oberer Grenzwert  $f_{y,max}$  festgelegt; in nicht-dissipativen Bereichen ist der festgelegte Nennwert  $f_y$  des Baustahls größer als der obere Grenzwert der Streckgrenze  $f_{y,max}$  des Baustahls in dissipativen Bereichen;

ANMERKUNG Diese Bedingung führt üblicherweise zur Verwendung der Stähle S355 in nicht-dissipativen Bereichen und nicht-dissipativen Verbindungen (bemessen mit  $f_y$  des Baustahls S235) und zur Verwendung von S235 in dissipativen Bauteilen oder Verbindungen, wobei der Maximalwert der Streckgrenze des Stahls S235 auf  $f_{y,max} = 355 \text{ N/mm}^2$  begrenzt ist.

- c) für jeden dissipativen Bereich wird der tatsächliche Wert der Streckgrenze  $f_{y,act}$  des Stahlwerkstoffs durch Messungen bestimmt, hiermit wird für jeden dissipativen Bereich der Überfestigkeitsbeiwert als  $\gamma_{ov,act} = f_{y,act}/f_y$  bestimmt, hierbei ist  $f_y$  der Nennwert der Streckgrenze des Werkstoffs in dissipativen Bereichen.

**ANMERKUNG** Diese Bedingung darf angewendet werden, wenn die ab Lager verwendeten Stähle eindeutig zugeordnet werden können oder wenn auf der sicheren Seite liegende Annahmen für die Streckgrenze in der Bemessung vor der Herstellung durch Messungen bestätigt werden.

(4) Wenn die Bedingungen in (3)b) dieses Unterabschnittes erfüllt werden, darf für die Nachweise der Tragwerksteile nach 6.5 bis 6.8 der Überfestigkeitsbeiwert  $\gamma_{ov}$  zu 1,00 angesetzt werden. Bei den Nachweisen für Anschlüsse nach Beziehung (6.1) gilt für  $\gamma_{ov}$  der gleiche Wert wie in (3)a).

(5) Wenn die Bedingungen in (3)c) dieses Unterabschnittes erfüllt werden, sollte für die Nachweise nach 6.4 bis 6.8 für den Überfestigkeitsbeiwert  $\gamma_{ov}$  der größte der ermittelten  $\gamma_{ov,act}$  Werte angesetzt werden.

(6)P Für dissipative Bereiche sind die Streckgrenzenwerte  $f_y,max$ , die bei der Prüfung der Bedingungen in (3) berücksichtigt wurden, in den Ausführungszeichnungen festzulegen und anzugeben.

(7) Zähigkeiten des Stahlwerkstoff und der Schweißnähte müssen die Anforderungen für seismische Einwirkungen bei quasi-ständiger Betriebstemperatur erfüllen **[AC]** (siehe EN 1993-1-10) **[AC]**.

**ANMERKUNG** Im nationalen Anhang darf festgelegt werden, wie **[AC]** EN 1993-1-10:2005 **[AC]** im Rahmen der Erdbebenbemessung angewendet werden darf.

(8) In der Projektspezifikation sind die Zähigkeitsanforderungen an den Stahlwerkstoff und Schweißnähte bei niedrigster Betriebstemperatur, die in Kombination mit seismischen Einwirkungen angenommen wurden, zu definieren.

(9) In geschraubten Verbindungen von primären seismischen Bauteilen sollten hochfeste Schrauben der Klassen 8.8 oder 10.9 verwendet werden.

(10)P Die Überwachung der Werkstoffeigenschaften ist nach 6.11 durchzuführen.

## 6.3 Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte

### 6.3.1 Tragwerkstypen

(1)P Stählerne Bauwerke sind, entsprechend dem Verhalten ihrer Haupttragstruktur unter seismischen Einwirkungen, einem der nachfolgenden Tragwerkstypen zuzuordnen (siehe Bilder 6.1 bis 6.8):

- a) Biegesteife Rahmen sind solche Tragwerke, bei denen die Horizontalkräfte hauptsächlich von Bauteilen aufgenommen werden, die im Wesentlichen auf Biegung beansprucht werden;
- b) Fachwerke und Rahmen mit zentrisch angeschlossenen Verbänden sind solche Tragwerke, bei denen die Horizontalkräfte hauptsächlich von Bauteilen aufgenommen werden, die auf Normalkraft beansprucht werden;
- c) Rahmen mit exzentrisch angeschlossenen Verbänden sind solche Tragwerke, bei denen die Horizontalkräfte hauptsächlich von Bauteilen aufgenommen werden, die auf Normalkraft beansprucht werden, wobei deren exzentrische Anordnung die Energiedissipation in seismischen Verbindern („Links“) durch zyklische Biegung oder zyklische Schubbelastung ermöglicht;
- d) umgekehrte Pendel-Systeme sind in 5.1.2 definiert; bei diesen Tragwerken befinden sich die dissipativen Zonen in den Stützenfußpunkten;
- e) in Tragwerken mit Betonkernen oder Betonwänden werden die Horizontalkräfte durch die Betonkerne oder Wände aufgenommen;
- f) biegesteife Rahmen kombiniert mit zentrischen Verbänden;
- g) ausgefachte biegesteife Rahmen.

(2) In biegesteifen Rahmen sollten die dissipativen Zonen in plastischen Gelenken der Riegel oder in den Riegel-Stützen-Verbindungen angeordnet werden, so dass eine Energiedissipation infolge zyklischer Biegung stattfindet. Darüber hinaus dürfen dissipative Zonen in den Stützen vorgesehen sein:

- an den Fußpunkten der Rahmen;
- an den Kopfenden der Stützen im obersten Geschoss;
- an den Fußpunkten und Kopfenden der Stützen in eingeschossigen Bauwerken, in denen  $N_{Ed}$  die Bedingung  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$  erfüllt.

(3) In Rahmen mit zentrisch angeschlossenen Verbänden sollten die dissipativen Zonen in den Zugdiagonalen angeordnet werden.

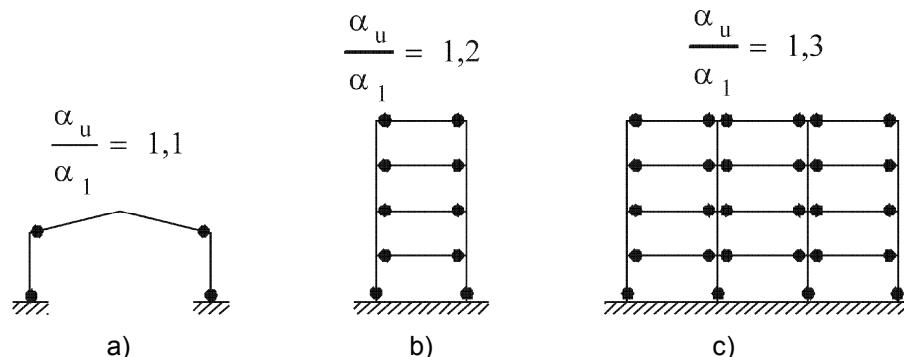
Die Verbände dürfen zu den folgenden Kategorien gehören:

- Diagonalverbände, in denen die Horizontalkräfte nur durch Zugdiagonalen übertragen werden und die Druckdiagonalen vernachlässigt werden;
- V-Verbände, in denen die Horizontalkräfte durch Zugdiagonalen und Druckdiagonalen übertragen werden und beide Diagonalen an biegesteifen Querriegeln angeschlossen sind.

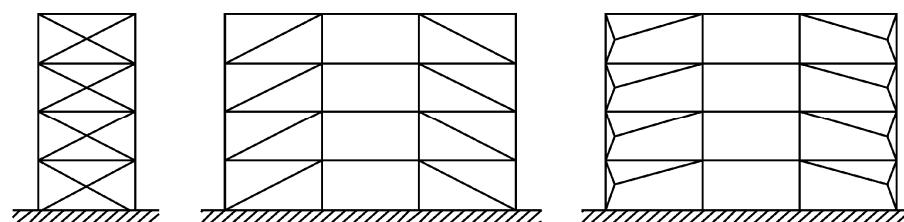
K-Verbände mit Anschlüssen der Diagonalen an den Stützen sind (siehe Bild 6.9) nicht zulässig.

(4) Tragwerke mit exzentrischen Verbänden sollten so ausgelegt werden, dass die Ausbildung plastischer Mechanismen in allen Verbindern gewährleistet ist, siehe Bild 6.4.

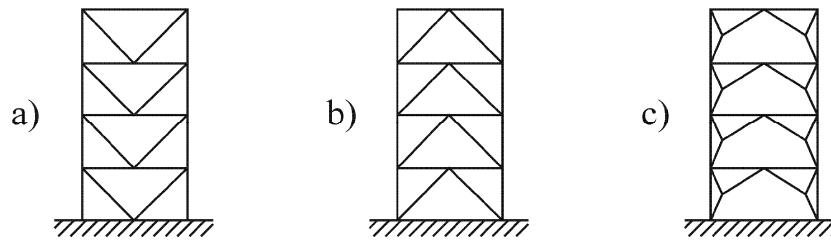
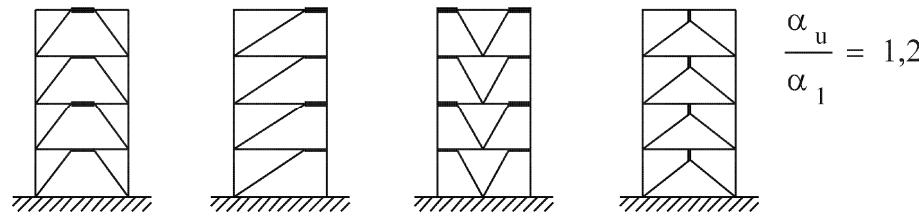
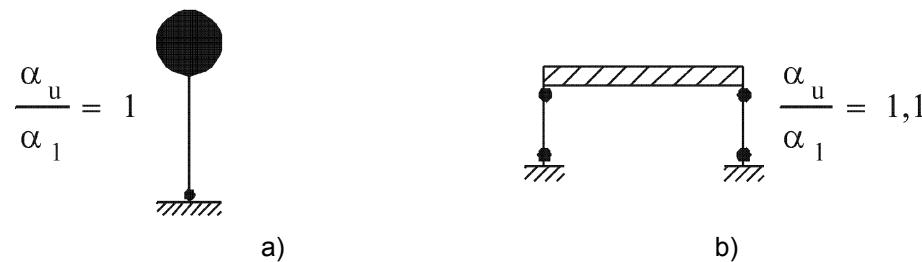
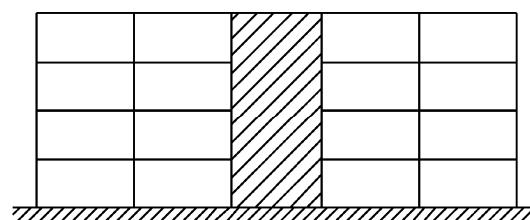
(5) Umgekehrte Pendel-Systeme dürfen als biegesteife Rahmen betrachtet werden, wenn das erdbebenssistente Tragwerk mehr als eine Stütze je Lastabtragungsebene enthält und die Begrenzung der Normalkräfte  $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$  in jeder Stütze eingehalten wird.

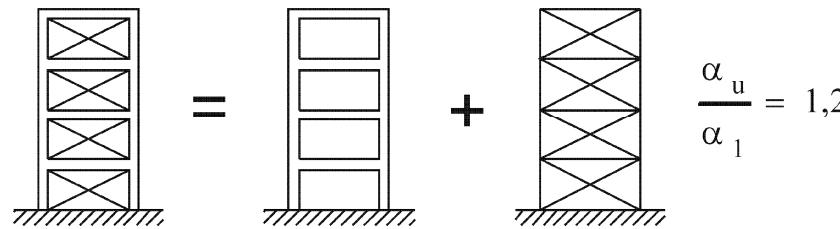


**Bild 6.1 — Biegesteife Rahmen (dissipative Bereiche in den Riegeln und den Stützenfußpunkten).**  
**Standardwert für  $\alpha_u/\alpha_1$  (siehe 6.3.2(3) und Tabelle 6.2)**

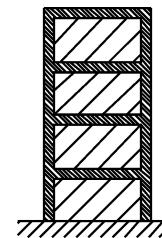


**Bild 6.2 — Diagonalverbände (dissipative Bereiche nur in den Zugdiagonalen)**

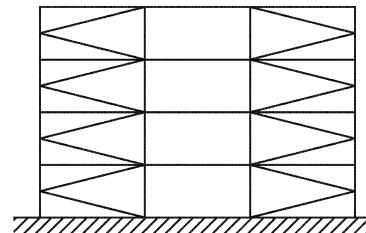
**Bild 6.3 — V-Verbände (dissipative Bereiche in Zug- und Druckstrebhen)****Bild 6.4 — Exzentrische Verbände (dissipative Bereiche in Biege- oder Schubverbinderen).**  
Standardwert für  $\alpha_u/\alpha_1$  (siehe 6.3.2(3) und Tabelle 6.2)**Bild 6.5 — Umgekehrte Pendel-Systeme: a) dissipativer Bereich am Stützenfußpunkt; b) dissipative Bereiche in den Stützen ( $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ ). Standardwert für  $\alpha_u/\alpha_1$  (siehe 6.3.2(3) und Tabelle 6.2)****Bild 6.6 — Tragwerke mit Betonkernen oder Betonwänden**



**Bild 6.7 — Biegesteife Rahmen kombiniert mit Diagonalverbänden (dissipative Bereiche in Rahmenecken und Zugdiagonalen). Standardwert für  $\alpha_u/\alpha_1$  (siehe 6.3.2(3) und Tabelle 6.2)**



**Bild 6.8 — Ausgefachte biegesteife Rahmen**



**Bild 6.9 — K-Verbände (nicht gestattet)**

### 6.3.2 Verhaltensbeiwerte

(1) Der Verhaltensbeiwert  $q$ , eingeführt in **3.2.2.5**, wird zur Berücksichtigung der Dissipationsfähigkeit eines Tragwerks angesetzt. Unter der Voraussetzung, dass die in **6.5** bis **6.11** angegebenen Regeln beachtet werden, sollten für regelmäßige Tragwerke die in Tabelle 6.2 angegebenen Höchstbeträge der Referenzwerte verwendet werden.

**Tabelle 6.2 — Höchstbeträge für Referenzwerte der Verhaltensbeiwerte für im Aufriss regelmäßige Tragwerke**

Tragwerkstyp	Duktilitätsklasse	
	DCM	DCH
a) Biegesteife Rahmen	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
b) Rahmen mit konzentrischen Verbänden Diagonalverbände V-Verbände	4	4
	2	2,5
c) Rahmen mit exzentrischen Verbänden	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
d) Umgekehrte Pendel-Systeme	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
e) Tragwerke mit Betonkernen oder Betonwänden	siehe Abschnitt 5	
f) Biegesteife Rahmen kombiniert mit Diagonalverbänden	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
g) Ausgefachte biegesteife Rahmen Ausfachung aus Stahlbeton oder Mauerwerk ohne Verbundwirkung, mit Kontakt zum Rahmen Ausfachung aus Stahlbeton mit Verbundwirkung Ausfachung mit konstruktiver Trennung von der Rahmenkonstruktion (siehe biegesteife Rahmen)	2	2
	siehe Abschnitt 7	
	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

(2) Für Bauwerke, die im Aufriss nicht regelmäßig sind (siehe 4.2.3.3), sollten die in Tabelle 6.2 aufgeführten Höchstwerte von  $q$  um 20 % abgemindert werden (siehe 4.2.3.1(7) und Tabelle 4.1).

(3) Wenn für im Grundriss regelmäßige Bauwerke keine Berechnung von  $\alpha_u/\alpha_1$  durchgeführt wird, dürfen die in Bildern 6.1 bis 6.8 angegebenen Näherungswerte für  $\alpha_u/\alpha_1$  verwendet werden. Die Parameter  $\alpha_u$  und  $\alpha_1$  sind wie folgt definiert:

$\alpha_1$  Multiplikator der horizontal wirkenden seismischen Bemessungslasten, der, wenn alle übrigen Bemessungslasten konstant gehalten werden, dem Erreichen der plastischen Tragfähigkeit eines Bauteils entspricht.

$\alpha_u$  Multiplikator der horizontal wirkenden seismischen Bemessungslasten, der, wenn alle übrigen Bemessungslasten konstant gehalten werden, durch die Ausbildung einer ausreichenden Anzahl von plastischen Mechanismen dem Erreichen der Instabilitätsgrenze des Gesamtsystems (Ausbildung einer kinematischen Kette) entspricht. Der Faktor  $\alpha_u$  darf mit Hilfe einer nichtlinearen Berechnung des Gesamtsystems (Pushover-Berechnung) ermittelt werden.

(4) Wenn für im Grundriss nicht regelmäßige Tragwerke (siehe 4.2.3.2) keine Berechnung von  $\alpha_u/\alpha_1$  durchgeführt wird, darf ein Mittelwert aus 1,0 und den in Bildern 6.1 bis 6.8 angegebenen Werten verwendet werden.

(5) Werte von  $\alpha_u/\alpha_1$ , die über die in (3) und (4) dieses Unterabschnittes festgelegten Werte  $\alpha_u/\alpha_1$  hinausgehen, sind zulässig, wenn sie durch eine nichtlineare statische Berechnung des Gesamtsystems (Pushover-Berechnung) bestätigt werden.

(6) Für die Bemessung sollten keine  $\alpha_u/\alpha_1$ -Werte verwendet werden, die größer als 1,6 sind, auch wenn die Berechnung nach (5) dieses Unterabschnittes größere Werte liefert.

## 6.4 Tragwerksberechnung

- (1) Die Bemessung von Deckenscheiben sollte mit **4.4.2.5** übereinstimmen.
- (2) Wenn in diesem Abschnitt nicht anders angegeben (z. B. Rahmen mit konzentrischen Verbänden, siehe **6.7.2(1)** und **(2)**), darf für die Tragwerksberechnung die Mitwirkung aller Bauteile des Erdbeben-tragsystems angenommen werden.

## 6.5 Gemeinsame Auslegungskriterien und Regeln für die bauliche Durchbildung von allen Tragwerkstypen mit dissipativem Verhalten

### 6.5.1 Allgemeines

- (1) Die in **6.5.2** angegebenen Auslegungskriterien sollten für die zur Aufnahme der Erdbebenlast vorgesehenen Tragwerksteile angewendet werden, die nach dem Konzept des dissipativen Verhaltens ausgelegt werden.
- (2) Die in **6.5.2** angegebenen Auslegungskriterien gelten als erfüllt, wenn die in **6.5.3** bis **6.5.5** angegebenen Regeln befolgt werden.

### 6.5.2 Auslegungskriterien für dissipative Tragwerke

(1)P Tragwerke mit dissipativen Bereichen sind so auszulegen, dass durch Plastizieren, örtliches Beulen oder sonstige Effekte infolge hysteretischen Verhaltens dieser Bereiche die Gesamtstabilität des Tragwerks nicht beeinträchtigt wird.

ANMERKUNG Für die in Tabelle 6.2 enthaltenen Verhaltensbeiwerte  $q$  wird angenommen, dass sie diese Anforderung erfüllen (siehe **2.2.2(2)**).

(2)P Dissipative Bereiche müssen eine ausreichende Zähigkeit und Tragfähigkeit aufweisen. Die Tragfähigkeit ist nach EN 1993 nachzuweisen.

(3) Dissipative Bereiche dürfen in den Tragwerksteilen oder in den Anschlüssen angeordnet werden.

(4)P Wenn die dissipativen Bereiche in Tragwerksteilen angeordnet werden, müssen die nicht dissipativen Teile und die Anschlüsse der dissipativen Tragwerksteile an das übrige Tragwerk eine ausreichende Überfestigkeit aufweisen, um die Ausbildung eines zyklischen plastischen Mechanismus zu ermöglichen.

(5)P Wenn die dissipativen Bereiche in den Anschlüssen angeordnet werden, müssen die angeschlossenen Tragwerksteile eine ausreichende Überfestigkeit aufweisen, um die Ausbildung eines zyklischen plastischen Mechanismus in den Anschlüssen zu ermöglichen.

### 6.5.3 Auslegungsregeln für auf Druck oder Biegung beanspruchte dissipative Bauteile

(1)P Eine ausreichende örtliche Duktilität von Bauteilen, die infolge zyklischer Biegung oder Druckbelastung Energie dissipieren, ist durch die Begrenzung der Breite-zu-Dicke( $b/t$ -)Verhältnisse entsprechend den in **AC** EN 1993-1-1:2005 **AC**, **5.5** angegebenen Querschnittsklassen sicherzustellen.

(2) Die Anforderungen hinsichtlich der Querschnittsklassen von energiedissipierenden Stahlbauteilen sind in Abhängigkeit von der Duktilitätsklasse und dem für die Bemessung verwendeten Verhaltensbeiwerts  $q$  in Tabelle 6.3 angegeben.

**Tabelle 6.3 — Querschnittsklassen-Anforderungen für dissipative Bauteile in Abhängigkeit von der Duktilitätsklasse und dem Referenzverhaltensbeiwert**

Duktilitätsklasse	Referenzwert des Verhaltensbeiwerts $q$	Geforderte Querschnittsklasse
DCM	$1,5 < q \leq 2$	Klasse 1, 2 oder 3
	$2 < q \leq 4$	Klasse 1 oder 2
DCH	$q > 4$	Klasse 1

#### 6.5.4 Auslegungsregeln für zugbeanspruchte Bauteile oder Bauteilbereiche

(1) Für zugbeanspruchte Bauteile oder Bauteilbereiche sollten die Duktilitätsanforderungen nach **[AC]** EN 1993-1-1:2005 **[AC]**, **6.2.3(3)** erfüllt werden.

#### 6.5.5 Auslegungsregeln für Verbindungen in dissipativen Bereichen

(1)P Die Verbindungen sind so auszulegen, dass eine Konzentration plastischer Dehnungen und hohe Eigenspannungen begrenzt sowie Herstellungsfehler verhindert werden.

(2) Bei nichtdissipativen Verbindungen von dissipativen Bauteilen mittels durchgeschweißter Stumpfnähte dürfen die Anforderungen hinsichtlich ausreichender Überfestigkeit als erfüllt betrachtet werden.

(3) Für Kehlnahtverbindungen oder nichtdissipative Schraubverbindungen sollte die folgende Bedingung eingehalten werden:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} \quad (6.1)$$

Dabei ist

$R_d$  die Tragfähigkeit der Verbindung nach EN 1993;

$R_{fy}$  die plastische Tragfähigkeit des angeschlossenen dissipativen Bauteils unter Verwendung der Bemessungsstreckgrenze des Werkstoffs gemäß EN 1993;

$\gamma_{ov}$  der Überfestigkeitsbeiwert (siehe **6.1.3(2)** und **6.2**).

(4) Es sollten Verbindungen der Kategorien B und C nach **[AC]** EN 1993-1-8:2005 **[AC]**, **3.4.1** für geschraubte Scher-/Lochleibungsverbindungen und der Kategorie E **[AC]** EN 1993-1-8:2005 **[AC]**, **3.4.2** für geschraubte Zugverbindungen verwendet werden. Scherverbindungen mit Passschrauben sind ebenfalls erlaubt. Die Gleitflächen sollten zur Klasse A oder B nach **[AC]** EN 1090-2 **[AC]** gehören.

(5) Bei geschraubten Scher-/Lochleibungsverbindungen sollte der Bemessungswert der Grenzabscherkraft der Schrauben mindestens 1,2-fach höher sein als der Bemessungswert der Grenzlochleibungskraft.

(6) Für voll- und teiltragfähige Verbindungen innerhalb oder in direkter Nachbarschaft von dissipativen Bereichen sollte die Eignung der Verbindung durch Versuche belegt werden. Hierbei sollte nachgewiesen werden, dass die Tragfähigkeit und Duktilität von Bauteilen und deren Verbindungen unter zyklischer Belastung die spezifischen Anforderungen für den jeweiligen Tragwerkstyp und Duktilitätsklasse (siehe **6.6** bis **6.9**) erfüllen.

(7) Der Nachweis durch Versuche darf auf bereits vorhandenen beruhen. Andernfalls sollten Versuche durchgeführt werden.

**ANMERKUNG** Im Nationalen Anhang darf auf ergänzende Regeln zu geeigneten Verbindungen verwiesen werden.

## 6.6 Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von biegesteifen Rahmen

### 6.6.1 Auslegungsregeln

(1)P Biegesteife Rahmen sind nach **4.4.2.3** so auszulegen, dass sich die plastischen Gelenke in den Riegeln oder Riegel-Stützenverbindungen und nicht in den Stützen ausbilden. Diese Anforderung gilt nicht an den Fußpunkten des Rahmens, im obersten Geschoss von mehrgeschossigen Bauten und für eingeschossige Bauten.

(2)P In Abhängigkeit von der Lage der dissipativen Bereiche gilt **6.5.2(4)P** oder **6.5.2(5)P**.

(3) Die geforderte Verteilung der Fließgelenkausbildung über das Tragwerk sollte durch die Einhaltung von **4.4.2.3**, **6.6.2**, **6.6.3** und **6.6.4** erreicht werden.

### 6.6.2 Träger

(1) Für Träger sollte, unter der Annahme eines plastischen Gelenkes an einem Ende des Trägers, die ausreichende Sicherheit gegen Drillknicken und Biegedrillknicken nachgewiesen werden. Hierbei ist das in der Erdbeben-Bemessungssituation am stärksten beanspruchte Ende des Trägers zu betrachten.

(2) Für plastische Gelenke in den Trägern sollte nachgewiesen werden, dass die volle plastische Bieptragfähigkeit und Rotationsfähigkeit nicht durch gleichzeitig wirkende Normalkräfte oder Querkräfte abgemindert werden. Hierzu sollten für Querschnitte der Klassen 1 und 2 und den Stellen, wo die Ausbildung plastischer Gelenke erwartet wird, folgende Bedingungen eingehalten werden:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.4)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}; \quad (6.5)$$

mit

$N_{Ed}$  als Bemessungsnormalkraft;

$M_{Ed}$  als Bemessungsbiegemoment;

$V_{Ed}$  als Bemessungsquerkraft;

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  als Bemessungswerte der Tragfähigkeit nach EN 1993;

$V_{Ed,G}$  als Bemessungswert der Querkraft aus nichtseismischen Einwirkungen;

$V_{Ed,M}$  als Bemessungswert der Querkraft infolge der an den Trägerenden A und B mit entgegengesetzten Vorzeichen angesetzten plastischen Momente  $M_{pl,Rd,A}$  und  $M_{pl,Rd,B}$ .

ANMERKUNG  $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$  ist die ungünstigste Bedingung, die einem Träger der Länge  $L$  mit dissipativen Zonen an beiden Enden entspricht.

(3) Für Querschnitte der Klasse 3 sollten die Ausdrücke (6.2) bis (6.5) nach Ersetzen von  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  durch  $N_{el,Rd}$ ,  $M_{el,Rd}$ ,  $V_{el,Rd}$  überprüft werden.

(4) Falls der Ausdruck (6.3) nicht erfüllt ist, darf die Anforderung nach (2) dieses Unterabschnittes als erfüllt betrachtet werden, wenn die Vorgaben der **[AC]** EN 1993-1-1:2005 **[AC]**, **6.2.9.1** befolgt werden.

### 6.6.3 Stützen

(1)P Stützen sind für die ungünstigste Kombination der Normalkraft und der Biegemomente nachzuweisen. Die Bemessungsschnittgrößen  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  sind wie folgt zu berechnen:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.6)$$

mit

$N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) als Normalkraft (beziehungsweise Biegemoment und Querkraft) in der Stütze infolge nichtseismischer Einwirkungen, in der für die Erdbeben-Bemessungssituation maßgebenden Einwirkungskombination;

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) als Normalkraft (beziehungsweise Biegemoment und Querkraft) in der Stütze infolge des Bemessungswertes der seismischen Einwirkungen;

$\gamma_{ov}$  als Überfestigkeitsbeiwert (siehe **6.1.3(2)** and **6.2(3)**);

$\Omega$  als kleinsten der Werte  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$  aller Träger mit dissipativen Bereichen;  $M_{Ed,i}$  ist das Bemessungsmoment  $i$  in der Erdbeben-Bemessungssituation und  $M_{pl,Rd,i}$  ist die zugehörige plastische Biegetragfähigkeit.

(2) Für Nachweise von Stützen, in denen sich nach **6.6.1(1)P** plastische Gelenke ausbilden, sollte in den plastischen Gelenken die Momentenbelastung durch  $M_{pl,Rd}$  berücksichtigt werden.

(3) Die Tragfähigkeitsnachweise für Stützen sind nach **[AC]** EN 1993-1-1:2005 **[AC]**, Abschnitt **6** zu führen.

(4) Die aus der Tragwerksberechnung resultierende Stützen-Querkraft  $V_{Ed}$  sollte wie folgt begrenzt werden:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5. \quad (6.7)$$

(5) Die Kraftübertragung von den Riegeln in die Stützen sollte gemäß den **[AC]** Bemessungsregeln nach EN 1993-1-8:2005, Abschnitt **6** **[AC]** erfolgen.

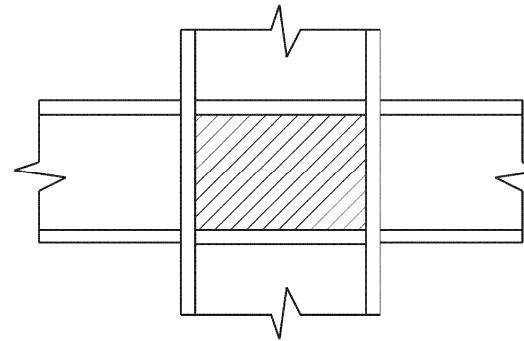
(6) Durch Flansche oder Steifen eingerahmte Stegfelder von Riegel-Stützen-Anschlüssen (siehe Bild 6.10) sollten die folgende Bedingung erfüllen:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.8)$$

mit

$V_{wp,Ed}$  als Bemessungsquerkraft im Stegfeld, ermittelt unter Berücksichtigung der plastischen Tragfähigkeit der dissipativen Zonen in den angeschlossenen Riegeln oder Verbindungen;

$V_{wp,Rd}$  als Schubtragfähigkeit des Stegfeldes nach **[AC]** EN 1993-1-8:2005, **6.2.6.1** **[AC]**. Eine Abminde rung der plastischen Schubtragfähigkeit durch Spannungen infolge Normalkräfte oder Biegung braucht nicht berücksichtigt zu werden.

**Bild 6.10 — Durch Flansche oder Steifen eingerahmtes Stegfeld**

(7) Es sollte nachgewiesen werden, dass das Stegfeld über ausreichenden Schubbeulwiderstand nach **AC** EN 1993-1-5:2006 **AC**, Abschnitt 5 verfügt:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd} \quad (6.9)$$

mit

$V_{wb,Rd}$  als Schubbeulwiderstand des Stegfeldes.

#### 6.6.4 Riegel-Stützen-Anschlüsse

(1) In Tragwerken, die Energie in Riegeln dissipieren, sollten die Riegel-Stützen-Anschlüsse für ausreichende Überfestigkeit ausgelegt werden (siehe 6.5.5). Hierbei sind die plastische Biegetragfähigkeit  $M_{pl,Rd}$  und die nach 6.2.2 ermittelte Querkraft ( $V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ ) zu berücksichtigen.

(2) Dissipative verformbare und/oder teiltragfähige Verbindungen sind zulässig, wenn alle nachfolgenden Anforderungen erfüllt sind:

- a) die Rotationskapazität der Verbindung stimmt mit der globalen Verformung überein;
- b) es wird nachgewiesen, dass die durch die Verbindung angeschlossenen Träger im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht instabilitätgefährdet sind;
- c) der Einfluss der Anschlussverformung auf die globale seitliche Verschiebung durch nichtlineare statische Berechnung (pushover) oder nichtlineare Zeitschrittberechnung wird berücksichtigt.

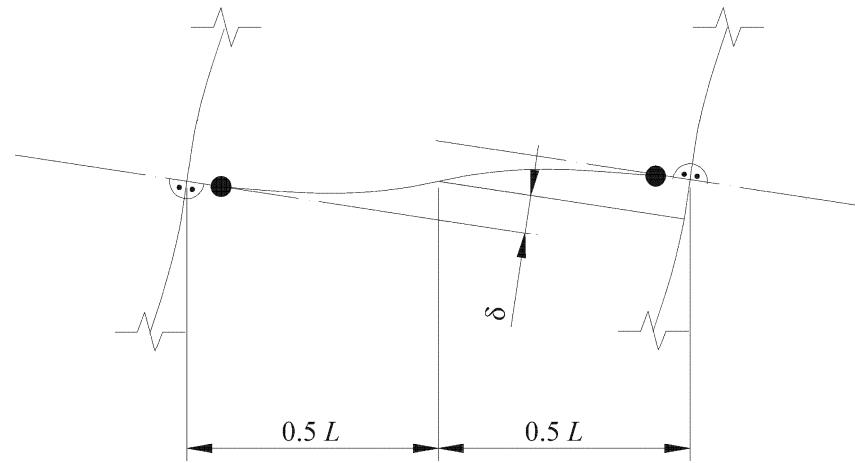
(3) Die Verbindung sollte so ausgelegt sein, dass die Rotationskapazität  $\theta_p$  im Bereich des Fließgelenkes für Tragwerke der Duktilitätsklasse DCH mindestens 35 mrad und für Duktilitätsklasse DCM mit  $q > 2$  mindestens 25 mrad beträgt. Die Rotationskapazität  $\theta_p$  ist wie folgt definiert:

$$\theta_p = \delta / 0,5L \quad (6.10)$$

Dabei ist (siehe Bild 6.11)

- $\delta$  die Durchbiegung in Trägermitte;
- $L$  die Spannweite des Trägers.

Die Rotationskapazität  $\theta_p$  im Bereich des Fließgelenkes sollte unter zyklischer Belastung erhalten bleiben; der Festigkeits- und Steifigkeitsabfall sollte nicht mehr als 20 % betragen. Diese Anforderung gilt unabhängig von der Lage des dissipativen Bereiches.

**Bild 6.11 — Trägerdurchbiegung zur Ermittlung von  $\theta_p$** 

- (4) Werden zur Ermittlung von  $\theta_p$  Versuche durchgeführt, sollte die Schubtragfähigkeit des Stützenstegfeldes den Ausdruck (6.8) erfüllen und der Anteil der Schubverformung des Stegfeldes an der Rotationskapazität  $\theta_p$  nicht mehr als 30 % betragen.
- (5) Der elastische Anteil der Stützenverformung sollte in der Ermittlung von  $\theta_p$  nicht enthalten sein.
- (6) Bei Anwendung von teiltragfähigen Verbindungen ist die plastische Tragfähigkeit der Verbindungen für die Kapazitätsbemessung der Stützen heranzuziehen.

## 6.7 Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von Rahmen mit konzentrischen Verbänden

### 6.7.1 Auslegungskriterien

- (1)P Rahmen mit konzentrischen Verbänden sind so auszulegen, dass die Plastizierung der Zugdiagonalen vor dem Versagen der Verbindungen und vor dem Plastizieren oder Stabilitätsversagen der Stützen eintritt.
- (2)P Diagonalstreben sind in den Verbänden so anzurichten, dass in allen Geschossen des Tragwerks ähnliches Verformungsverhalten für in der Verbandebene wirkende Lasten mit wechselnden Vorzeichen erreicht wird.
- (3) Hierzu sollte für jedes Geschoss die folgende Regel befolgt werden:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (6.11)$$

hierbei sind  $A^+$  und  $A^-$  die Horizontalprojektionen der Querschnitte der Zugdiagonalen für positive bzw. negative Richtungen der horizontalen Erdbebeneinwirkungen (siehe Bild 6.12).

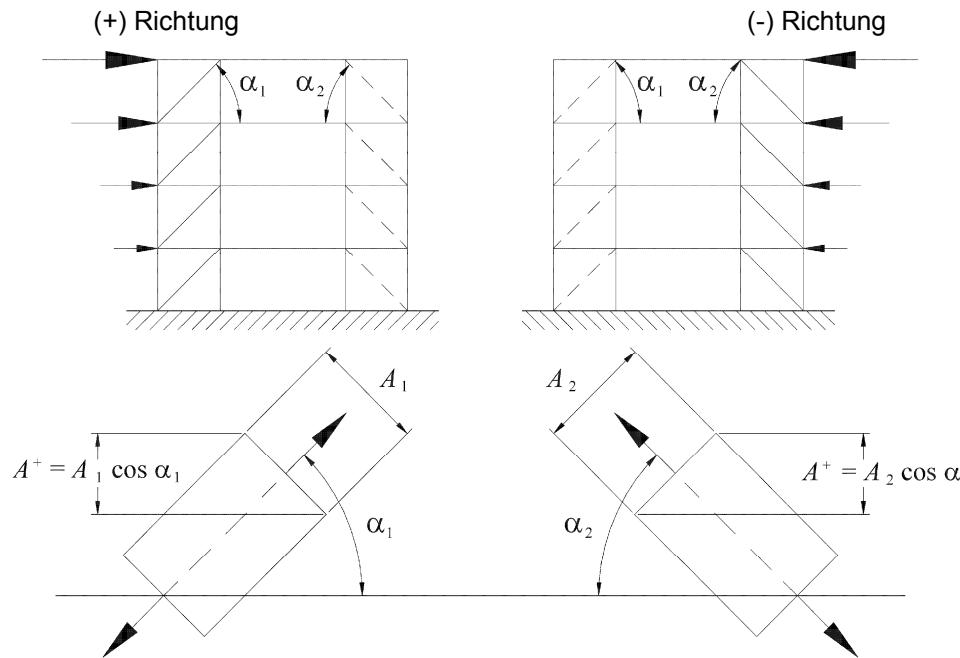


Bild 6.12 — Beispiel für die Anwendung der Regel 6.7.1(3)

### 6.7.2 Berechnung

(1)P In der Berechnung des Tragwerks unter Gewichtslasten sind nur Träger und Stützen zur Aufnahme dieser Lasten anzusetzen; die Mitwirkung der Streben ist zu vernachlässigen.

(2)P Bei der elastischen Berechnung des Tragwerks für Erdbebenlasten sind die Diagonalen wie folgt anzusetzen:

- in Diagonalverbänden sind nur die Zugdiagonalen zu berücksichtigen;
- in V-Verbänden sind sowohl die Zug- als auch die Druckdiagonalen zu berücksichtigen.

(3) In der Berechnung beliebiger konzentrischer Verbände dürfen die Zug- und Druckdiagonalen als gleichzeitig wirkend berücksichtigt werden, wenn alle nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) es wird eine nichtlineare statische Berechnung (Pushover) oder eine nichtlineare dynamische Zeitschrittberechnung durchgeführt;
- b) in der Modellierung des Verhaltens der Diagonale werden das unterkritische und das überkritische Knickverhalten erfasst;
- c) es stehen Hintergrundinformationen, die das Diagonalenverhalten belegen, zur Verfügung.

### 6.7.3 Diagonalstreben

(1) In Verbänden mit X-Diagonalen sollte der in **AC** EN 1993-1-1:2005 **AC** definierte bezogene Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  auf  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$  begrenzt werden.

**ANMERKUNG** Die Begrenzung auf 1,3 dient der Beschränkung der Stützenbelastung durch die gleichzeitige Wirkung der Druck- und Zugdiagonalen (vor dem Ausknicken der Druckdiagonalen) auf Werte unterhalb der Auswirkungen, die aus der Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (in der nur die Zugdiagonalen als wirkend angesetzt werden) resultieren.

- (2) In Diagonalverbänden, in denen die Diagonalen nicht X-förmig angeordnet sind (siehe zum Beispiel Bild 6.12), sollte der bezogene Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  auf  $\bar{\lambda} \leq 2,0$  begrenzt werden.
- (3) In V-Verbänden sollte der bezogene Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  der Streben auf  $\bar{\lambda} \leq 2,0$  begrenzt werden.
- (4) In Tragwerken mit maximal zwei Geschossen braucht  $\bar{\lambda}$  nicht begrenzt zu werden.
- (5) Die plastische Tragfähigkeit der Diagonalen  $N_{pl,Rd}$ , ermittelt mit deren Bruttoquerschnittsfläche, sollte die Bedingung  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$  erfüllen.
- (6) In V-Verbänden sollten Druckstreben auf deren Tragfähigkeit zur Aufnahme von Druckkräften hin nach EN 1993 bemessen werden.
- (7) Die Anschlüsse von Diagonalen zu anderen Bauteilen sollten die Regeln nach **6.5.5** erfüllen.
- (8) Zur Gewährleistung gleichmäßigen Dissipationsverhaltens der Diagonalen sollte geprüft werden, dass die Abweichung des in **6.7.4(1)** definierten Maximalwertes der Überfestigkeit  $\Omega_i$  von dem Minimalwert der Überfestigkeit kleiner ist als 25 %.
- (9) Dissipative verformbare oder teiltragfähige Verbindungen sind zulässig, wenn alle nachfolgenden Anforderungen erfüllt sind:
- die Dehnfähigkeit der Verbindung stimmt mit der globalen Verformung überein;
  - der Einfluss der Anschlussverformung auf die globale seitliche Verschiebung durch nichtlineare statische Berechnung (Pushover) oder nichtlineare Zeitschrittberechnung wird berücksichtigt.

#### 6.7.4 Riegel und Stützen

- (1) Durch Normalkräfte belastete Riegel und Stützen sollten die folgenden Mindesttragfähigkeitsbedingung erfüllen:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (6.12)$$

mit

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  als Bemessungswert der Knickbeanspruchbarkeit des Riegels oder der Stütze nach EN 1993, ermittelt unter Berücksichtigung der Interaktion mit der Biegebelastung  $M_{Ed}$  in der Erdbeben-Bemessungssituation;

$N_{Ed,G}$  als Normalkraft im Riegel oder in der Stütze infolge nichtseismischer Einwirkungen, die in der Kombination für die Erdbeben-Bemessungssituation enthalten sind;

$N_{Ed,E}$  als Normalkraft im Riegel oder in der Stütze infolge seismischer Bemessungseinwirkungen;

$\gamma_{ov}$  als Überfestigkeitsbeiwert (siehe **6.1.3(2)** und **6.2(3)**);

$\Omega$  als kleinster der Einzelwerte  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ , die für alle Diagonalen des Verbandes ermittelt wurden; hierbei sind

$N_{pl,Rd,i}$  Bemessungswert der Tragfähigkeit der Diagonalen  $i$ ;

$N_{Ed,i}$  Bemessungswert der Normalkraft in der Diagonalen  $i$  in der Erdbeben-Bemessungssituation.

- (2) In V-Verbänden sollten die Riegel für die folgenden Einwirkungen bemessen werden:
- alle nichtseismischen Einwirkungen, hierbei ist die Zwischenunterstützung durch die Diagonalen zu vernachlässigen;
  - Schnittgrößen infolge seismischer Einwirkungen, die aus der Differenz der Diagonalenkräfte nach Erreichen des überkritischen Zustandes in der Druckdiagonalen entstehen. Diese Schnittgrößen werden mit  $N_{pl,Rd}$  in den Zugdiagonalen und  $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$  in den Druckdiagonalen bestimmt.

ANMERKUNG 1 Der Beiwert  $\gamma_{pb}$  dient der Abschätzung der Resttragfähigkeit von ausgeknickten Druckdiagonalen.

ANMERKUNG 2 Im Nationalen Anhang darf der Wert  $\gamma_{pb}$ , der in diesem Land zu verwenden ist, festgelegt werden. Der empfohlene Wert ist 0,3.

(3)P In Diagonalverbänden mit nicht gekreuzten Diagonalstreben (z. B. Verband in Bild 6.12) müssen in der Bemessung der angrenzenden Stützen die Zug- und Druckkräfte in diesen Stützen berücksichtigt werden, die aus Ansatz der Bemessungsknicklast der Diagonalen für Druckbelastung resultieren.

## 6.8 Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von Rahmen mit exzentrischen Verbänden

### 6.8.1 Auslegungskriterien

(1)P Exzentrische Verbände sind so auszulegen, dass die Energiedissipation in spezifischen Bereichen (s. g. seismischen Verbindern) durch die Ausbildung plastischer Biege- und/oder Schubmechanismen stattfinden kann.

(2)P Das Tragsystem ist so auszulegen, dass ein homogenes dissipatives Verhalten aller seismischer Verbinder erreicht wird.

ANMERKUNG Die nachfolgenden Regeln sollen sicherstellen, dass die Ausbildung plastischer Biege- oder Schubmechanismen (Verfestigungseffekte eingeschlossen) in den Verbindern vor der Plastizierung oder Versagen anderer Tragwerksteile eintritt.

(3) Seismische Verbinder dürfen als horizontale oder vertikale Bauteile ausgeführt werden (siehe Bild 6.4).

### 6.8.2 Seismische Verbinder

(1) Die Stegdicke von seismischen Verbindern sollte konstant sein, das Stegblech sollte nicht durch Zusatzbleche verstärkt werden, in dem Stegblech sollten keine Stegöffnungen oder Durchdringungen vorhanden sein.

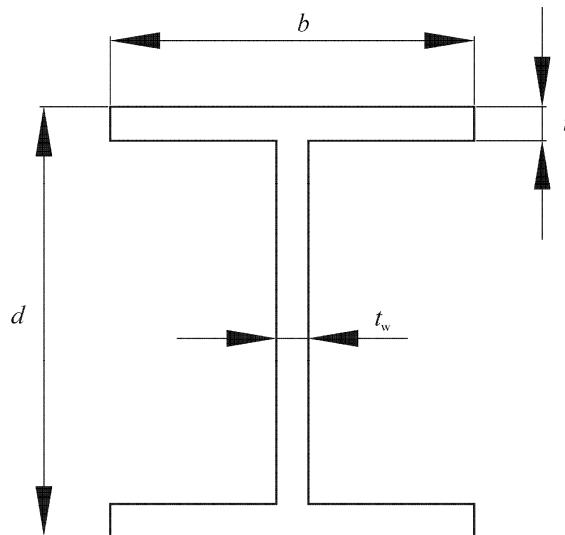
(2) In Abhängigkeit von dem sich formenden plastischen Mechanismus werden seismische Verbinder in 3 Kategorien unterteilt:

- kurze Verbinder, mit vorrangiger Bildung plastischer Schubmechanismen zur Energiedissipation;
- lange Verbinder, mit vorrangiger Bildung plastischer Biegemechanismen zur Energiedissipation;
- mittlere Verbinder; in denen die plastischen Mechanismen sowohl Schub- als auch Biegeanteile beinhalten.

(3) Für I-Träger sollten zur Bestimmung des Bemessungswiderstandes und der Verbinder-Kategorie folgende Parameter verwendet werden:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (6.13)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad (6.14)$$

**Bild 6.13 — Symboldefinition für Querschnitte von I-Verbindern**

(4) Für Verbinder, für die  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$  gilt, sollte der Bemessungswiderstand an beiden Enden des Verbinder die nachfolgenden Beziehungen erfüllen:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (6.15)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (6.16)$$

mit

$N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  als Bemessungswerte der Schnittgrößen Normalkraft, Biegemoment und Querkraft an beiden Enden des Verbinder.

(5) Für Verbinder, für die  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} > 0,15$  gilt, sollten die Beziehungen (6.15) und (6.16) mit den unten angegebenen reduzierten Werten  $V_{p,link,r}$  und  $M_{p,link,r}$  statt  $V_{p,link}$  und  $M_{p,link}$  erfüllt werden.

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5} \quad (6.17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right] \quad (6.18)$$

(6) Für Verbinder, für die  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} > 0,15$  gilt, sollte die Verbinderlänge  $e$  wie folgt begrenzt werden:

$$e \leq 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \text{ für } R < 0,3 \quad (6.19)$$

oder

$$e \leq (1,15 - 0,5 R) 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \text{ für } R \geq 0,3 \quad (6.20)$$

Dabei ist

$$R = (N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f)) / V_{Ed} \cdot A \text{ mit } A = \text{Bruttoquerschnitt des Verbinder}$$

(7) Zur Sicherstellung des dissipativen Verhaltens der gesamten Tragwerks sollte nachgewiesen werden, dass die Verhältniswerte  $\Omega_i$  der einzelnen Verbinder, definiert in 6.8.3(1), vom kleinsten Wert  $\Omega$ , ermittelt nach 6.8.3(1), um nicht mehr als 25 % abweichen.

(8) Verbinder mit I-Querschnitten, in denen sich gleiche Biegemomente an deren beiden Enden einstellen (siehe Bild 6.14 a), dürfen anhand ihrer Länge  $e$  wie folgt klassifiziert werden:

$$\text{kurze Verbinder} \quad e < e_s = 1,6 M_{p,\text{link}}/V_{p,\text{link}} \quad (6.21)$$

$$\text{lange Verbinder} \quad e > e_L = 3,0 M_{p,\text{link}}/V_{p,\text{link}} \quad (6.22)$$

$$\text{mittlere Verbinder} \quad e_s < e < e_L \quad (6.23)$$

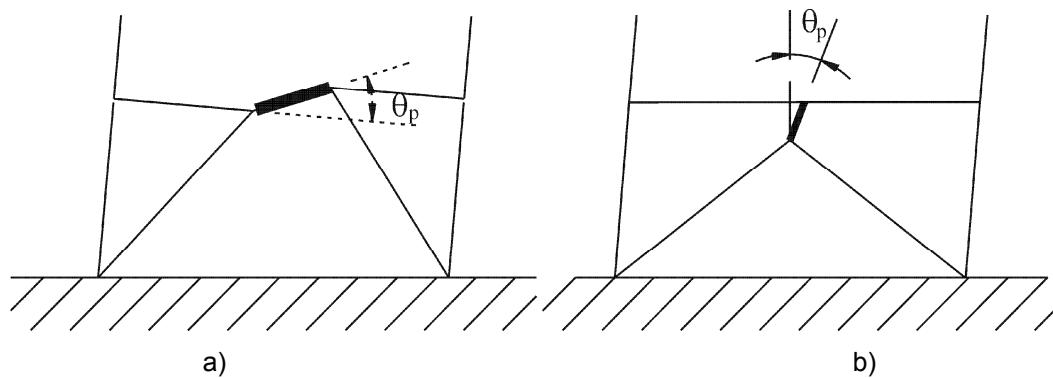
(9) Verbinder mit I-Querschnitten, in denen sich das plastische Fließgelenk nur an einem Ende einstellt (siehe Bild 6.14b), dürfen anhand ihrer Länge  $e$  wie folgt klassifiziert werden:

$$\text{kurze Verbinder} \quad e < e_s = 0,8 (1+\alpha) M_{p,\text{link}}/V_{p,\text{link}} \quad (6.24)$$

$$\text{lange Verbinder} \quad e > e_L = 1,5 (1+\alpha) M_{p,\text{link}}/V_{p,\text{link}} \quad (6.25)$$

$$\text{mittlere Verbinder} \quad e_s < e < e_L \quad (6.26)$$

hierbei ist  $\alpha$  das Verhältnis des betragmäßig kleineren Biegemomentes  $M_{Ed,A}$  an einem Ende des Verbinder zu dem betragmäßig größeren Biegemoment  $M_{Ed,B}$  an der Stelle der Fließgelenkbildung, ermittelt für die Erdbeben-Bemessungssituation.



**Bild 6.14 — a) gleiche Biegemomente an beiden Enden des Verbinder; b) ungleiche Biegemomente an den Enden des Verbinder**

(10) Der Rotationswinkel des Verbinder  $\theta_p$  zwischen dem Verbinder und den Bauteilen außerhalb des Verbinder, definiert in **6.6.4(3)**, sollte mit den globalen Tragwerksverformungen übereinstimmen. Folgende Werte sollten nicht überschritten werden:

$$\text{kurze Verbinder} \quad \theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08 \text{ rad} \quad (6.27)$$

$$\text{lange Verbinder} \quad \theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02 \text{ rad} \quad (6.28)$$

$$\text{mittlere Verbinder} \quad \theta_p \leq \theta_{pR} = \text{Mittelwert aus linearer Interpolation der oberen Werte} \quad (6.29)$$

(11) An den Anschlussstellen der Diagonalen sollten beidseitig des Steges Vollsteifen angeordnet werden. Die Gesamtbreite der Steifen sollte nicht kleiner als  $(b_f - 2t_w)$  sein und die Blechdicke sollte mindestens  $0,75t_w$  beziehungsweise 10 mm betragen; der größere Wert ist maßgebend.

(12) In den Verbindern sollten wie folgt Zwischensteifen angeordnet werden:

- In kurzen Verbindern sollte der Steg mit Zwischensteifen im Abstand von weniger als  $(30t_w - d/5)$  zum Erreichen der Rotationsfähigkeit  $\theta_p$  von 0,08 rad oder nicht weniger als  $(52t_w - d/5)$  zum Erreichen der Rotationsfähigkeit  $\theta_p$  von 0,02 rad angeordnet werden. Für Rotationen zwischen 0,08 und 0,02 rad sollten die Werte linear interpoliert werden.
- In langen Verbindern sollte je eine Stegsteife im Abstand von  $1,5b$  von den Verbindenden, an denen plastische Gelenke entstehen, angeordnet werden.
- In mittlere Verbindern sollten Zwischensteifen so angeordnet werden, dass die oben genannten Anforderungen aus a) und b) erfüllt sind.
- In Verbindern, deren Länge  $e$  größer ist als  $5 \cdot M_p/V_p$ , brauchen keine Zwischensteifen angeordnet zu werden.
- Zwischensteifen sind als Vollsteifen auszuführen. In Verbindern, deren Höhe  $d$  kleiner ist als 600 mm, dürfen einseitige Stegsteifen angeordnet werden. Die Blechdicke der einseitig angeordneten Zwischensteifen sollte nicht kleiner als  $t_w$  oder 10 mm sein, der größere Wert ist maßgebend. Deren Breite sollte mindestens  $(b/2) - t_w$  betragen. In Verbindern, deren Höhe gleich oder größer als 600 mm ist, sollten vergleichbare Zwischensteifen beidseitig des Steges angeordnet werden.

(13) Die Grenzkraft der Kehlnähte zum Anschluss der Stegsteifen an den Steg sollte mindestens  $\gamma_{ov} f_y A_{st}$  betragen, hierbei ist  $A_{st}$  die Fläche der Stegsteife. Die Grenzkraft der Kehlnähte zum Anschluss der Stegsteifen an die Flansche sollte mindestens  $\gamma_{ov} \cdot A_{st} f_y / 4$  betragen.

(14) An den Enden der Verbinder sollten seitliche Halterungen am Ober- und Unterflansch angeordnet werden. Diese Halterungen sollten für eine senkrecht zur Trägerachse wirkende Haltekraft bemessen werden, die 6 % der rechnerischen Beanspruchbarkeit des Gurtes, ermittelt mit  $f_y b t_f$ , beträgt.

(15) Für Träger mit integrierten seismischen Verbindern sollte ausreichende Schubbeulfestigkeit der Stege nach **[AC]** EN 1993-1-5:2006 **[AC]**, Abschnitt 5 nachgewiesen werden.

### 6.8.3 Tragwerksteile ohne integrierte Verbinder

(1) Tragwerksteile, in denen keine seismischen Verbinder integriert sind, wie Stützen und Diagonalen, für vertikale Verbinder auch Riegel, sollten für die ungünstigste Kombination aus Normalkräften und Biegemomenten auf ausreichende Druckfestigkeit hin überprüft werden:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (6.30)$$

mit

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$  als Bemessungswert der Streben- oder Stützentragfähigkeit nach EN 1993 unter Berücksichtigung der Interaktionsbeziehungen für Biegemomente  $M_{Ed}$  und Querkräfte  $V_{Ed}$ , ermittelt für die Erdbeben-Bemessungssituation;

$N_{Ed,G}$  als Streben- oder Stützendruckkraft infolge nichtseismischen Einwirkungen, die in der Einwirkungskombination für die Erdbeben-Bemessungssituation enthalten sind;

$N_{Ed,E}$  als Streben- oder Stützendruckkraft infolge der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung;

$\gamma_{ov}$  als Überfestigkeitsbeiwert (siehe **6.1.3(2)** und **6.2(3)**);

$\Omega$  als multiplikativer Faktor, für den der kleinste der folgende Werte genommen wird:  
der kleinste Wert  $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ , ermittelt für jeden kurzen Verbinder;  
der kleinste Wert  $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$ , ermittelt für jeden mittleren und langen Verbinder;

mit

$V_{Ed,i}, M_{Ed,i}$  als Bemessungswerte der Querkräfte und Momente im Verbinder  $i$ , ermittelt für die Erdbeben-Bemessungssituation;

$V_{p,link,i}, M_{p,link,i}$  als Bemessungswerte der plastischen Widerstände des Verbinder  $i$  für Querkraft- und Biegebelastung gemäß **6.8.2(3)**.

#### 6.8.4 Anschlüsse von seismischen Verbindern

(1) In Tragwerken, deren Energiedissipation durch seismische Verbinder erreicht werden soll, sollten die Anschlüsse der Verbinder oder der Tragwerksteile, in denen Verbinder integriert sind, wie folgt für die Schnittgrößen  $E_d$  bemessen werden:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega_i E_{d,E} \quad (6.31)$$

mit

$E_{d,G}$  als Schnittgröße in den Anschläüssen infolge nichtseismischer Einwirkungen, die in der Kombination für die Erdbeben-Bemessungssituation enthalten sind;

$E_{d,E}$  als Schnittgröße in den Anschläüssen infolge seismischer Einwirkungen;

$\gamma_{ov}$  als Überfestigkeitsbeiwert (siehe **6.1.3(2)** und **6.2(3)**);

$\Omega_i$  als Überfestigkeitsbeiwert ermittelt gemäß **6.8.3(1)** für den Verbinder.

(2) Für teiltragfähige und/oder nachgiebige Anschlüsse darf angenommen werden, dass die Energiedissipation ausschließlich in den Anschläüssen stattfindet. Diese Annahme ist unter den folgenden Bedingungen gestattet:

- a) die Anschlüsse verfügen über ausreichende Rotationskapazitäten, die mit den Anforderungen aus globalen Verformungen übereinstimmen;
- b) es wird nachgewiesen, dass die angeschlossenen Bauteile über ausreichende Stabilität im Grenzzustand der Tragfähigkeit verfügen;
- c) der Einfluss der Anschlussverformungen auf die seitliche Verschiebung des Gesamttragwerks wird berücksichtigt.

(3) Werden für seismische Verbinder teiltragfähige Anschlüsse verwendet, sollte für die Kapazitätsbemessung übriger Bauteile die plastische Tragfähigkeit dieser Anschlüsse zugrunde gelegt werden.

#### 6.9 Auslegungsregeln für umgekehrte Pendel-Systeme

(1) Für umgekehrte Pendel-Systeme (definiert in **6.3.1 d)** sollten die Stützen für die ungünstigste Kombination aus Normalkräften und Biegemomente auf ausreichende Druckfestigkeit hin überprüft werden:

- (2) In den Nachweisen sind  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  nach **6.6.3** zu ermitteln.
- (3) Der bezogene Schlankheitsgrad der Stützen sollte auf  $\bar{\lambda} \leq 1,5$  begrenzt werden.
- (4) Der in **4.4.2.2** definierte Empfindlichkeitsbeiwert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung  $\theta$  sollte auf  $\theta \leq 0,20$  begrenzt werden.

## 6.10 Auslegungskriterien für Stahltragwerke mit Betonkernen oder Betonwänden und für ausgefachte oder mit Diagonalverbänden kombinierte biegesteife Rahmen

### 6.10.1 Tragwerke mit Betonkernen oder Betonwänden

(1)P Tragwerksteile aus Stahl sind nach diesem Abschnitt und EN 1993 zu bemessen, Tragwerksteile aus Beton sind nach Abschnitt 5 zu bemessen.

(2)P Tragwerksteile, in denen zwischen Baustahl und Beton eine Wechselwirkung besteht, sind nach Abschnitt 7 zu bemessen.

### 6.10.2 Biegesteife Rahmen, kombiniert mit Diagonalverbänden

(1) Die Nachweise für Dualtragwerke, die aus biegesteifen Rahmen und Diagonalverbänden bestehen, sollten mit einem gemeinsamen Verhaltensbeiwert  $q$  geführt werden. Die Horizontalkräfte sollten entsprechend den elastischen Steifigkeiten auf die Teilsysteme aufgeteilt werden.

(2) Die Rahmentragwerke und die Verbände sollten nach 6.6, 6.7 und 6.8 ausgelegt werden.

### 6.10.3 Ausgefachte biegesteife Rahmen

(1)P Rahmen mit Verbundsicherung zwischen Beton und Baustahl sind nach Abschnitt 7 auszulegen.

(2)P Ausgefachte Rahmen mit konstruktiver Trennung zwischen Füllkörpern und der Stahlkonstruktion sind wie reine Stahlkonstruktionen zu behandeln.

(3) Ausgefachte Rahmen mit Füllkörpern, die durch Kontakt, aber ohne Verbundsicherung mit der Stahlkonstruktion verbunden sind, sollten so ausgelegt werden, dass:

- a) die Füllkörper gleichmäßig über die Höhe verteilt sind, damit keine erhöhten Duktilitätsanforderungen an Teile des Rahmentragwerks verursacht werden. Andernfalls sollte das Bauwerk als im Aufriss nicht regelmäßig behandelt werden;
- b) die Wechselwirkung zwischen Ausfachung und der Stahlkonstruktion berücksichtigt wird. Aus der Druckstrebewirkung der Ausfachung resultierende Stützen- und Trägerschnittrößen sollten beachtet werden. Hierzu dürfen die Regelungen aus 5.9 verwendet werden;
- c) die Stahlkonstruktion nach den Regelungen dieses Abschnittes, die Beton- oder Mauerwerksausfachungen nach EN 1992-1-1:2004 und den Abschnitten 5 oder 9 ausgelegt werden.

## 6.11 Prüfung des Entwurfs und Ausführungskontrolle

(1)P Durch die Prüfung des Entwurfs und die Ausführungskontrolle muss sichergestellt werden, dass das ausgeführte Bauwerk mit der Planung und Bemessung übereinstimmt.

(2) Zusätzlich zu den Vorgaben der EN 1993 sollten folgende Anforderungen beachtet werden:

- a) die Ausführungszeichnungen und Montagepläne sollten alle Details der Verbindungen, Abmessungen und Güten der Schrauben und Schweißnähte sowie die Werkstoffbezeichnungen der Bauteile, mit Angabe des zulässigen Höchstwertes der Streckgrenze  $f_y,\text{max}$  in den dissipativen Bereichen, enthalten;
- b) es sollte überprüft werden, dass die Werkstoffe in Übereinstimmung mit 6.2 sind;
- c) die Kontrolle des Vorspannens von Schrauben und der Schweißnahtgüte sollte nach den in AC EN 1090-2 AC angegebenen Regeln durchgeführt werden;

- d) bei der Bauausführung sollte sichergestellt werden, dass die Streckgrenze des in dissipativen Bereichen tatsächlich verwendeten Stahlwerkstoffs den auf den Zeichnungen vermerkten Maximalwert  $f_{y,max}$  um nicht mehr als 10 % überschreitet.

**[AC] (3)P [AC]** Falls eine der obigen Bedingungen nicht erfüllt ist, müssen Nachbesserungen oder erneute Berechnungen zum Nachweis der Einhaltung der Vorschriften dieser Norm EN 1998-1 und zur Gewährleistung ausreichender Sicherheit des Bauwerks durchgeführt werden.

## 7 Besondere Regeln für Verbundbauten aus Stahl und Beton

### 7.1 Allgemeines

#### 7.1.1 Anwendungsbereich

(1)P Für die Bemessung und Konstruktion von Verbundbauten aus Stahl und Beton gilt EN 1994-1-1:2004. Die nachfolgenden Regeln ergänzen vorhandene Regeln der EN 1994-1-1:2004.

(2) Es gelten die Vorschriften der Abschnitte 5 und 6, abgesehen von den Vorschriften, die durch diesen Abschnitt modifiziert wurden.

#### 7.1.2 Auslegungskonzepte

(1)P Verbundbauten, die für Erdbebeneinwirkungen bemessen werden, sind nach einem der nachfolgenden Konzepte auszulegen (siehe Tabelle 7.1):

- Konzept a) Niedrig-dissipatives Tragwerksverhalten;
- Konzept b) Dissipatives Tragwerksverhalten mit dissipativen Zonen in Verbundbauweise;
- Konzept c) Dissipatives Tragwerksverhalten mit dissipativen Zonen in Stahlbauweise.

**Tabelle 7.1 — Auslegungskonzepte, Duktilitätsklassen der Tragwerke und Höchstbeträge für Referenzwerte der Verhaltensbeiwerte**

Auslegungskonzept	Duktilitätsklasse des Tragwerks	Bereich der Referenzwerte der Verhaltensbeiwerte $q$
Konzept a) Niedrig-dissipatives Tragwerksverhalten	DCL (Niedrig)	$\leq 1,5$ bis 2
Konzept b) oder c) Dissipatives Tragwerksverhalten	DCM (Mittel)	$\leq 4$ auch durch Werte in Tabelle 7.2 begrenzt
	DCH (Hoch)	nur durch Werte in Tabelle 7.2 begrenzt

**ANMERKUNG 1** Die Höchstwerte der Verhaltensbeiwerte  $q$  für niedrig-dissipatives Verhalten können national innerhalb des in Tabelle 7.1 vorgegebenen Wertebereichs durch den Nationalen Anhang definiert werden. Der empfohlene Höchstwert  $q$  für niedrig-dissipatives Verhalten ist 1,5.

**ANMERKUNG 2** Im Nationalen Anhang eines Landes darf die Wahl der Auslegungskonzepte, die in diesem Land zulässig sind, eingeschränkt werden.

(2)P Für Bauwerke, die nach dem Konzept a) ausgelegt werden, dürfen die Schnittgrößen am elastischen Gesamtsystem, ohne Berücksichtigung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens, ermittelt werden. Der Einfluss der Rissbildung auf die Steifigkeitsreduzierung von Trägerabschnitten muss jedoch, entsprechend den allgemeinen Regeln in **7.4** und den tragwerksspezifischen Regeln in **7.7** bis **7.11**, berücksichtigt werden. Bei Anwendung des Bemessungsspektrums nach **3.2.2.5** ist der Höchstbetrag für den Referenzwert des Verhaltensbeiwerts  $q$  zwischen 1,5 und 2 zu wählen (siehe Anmerkung 1 zu **(1)** dieses Unterabschnittes). Für Bauwerke, die im Aufriss nicht regelmäßig sind, ist der Höchstbetrag des Verhaltensbeiwerts  $q$  nach **4.2.3.1(7)** abzumindern, wobei keine Abminderung auf Werte kleiner 1,5 nötig ist.

(3) Für Bauwerke, die nach dem Konzept a) ausgelegt werden, sollte die Tragfähigkeit der Bauteile und Anschlüsse ohne zusätzliche Anforderungen nach EN 1993 und EN 1994 nachgewiesen werden. Für Bauwerke ohne seismische Isolation (siehe Abschnitt **10**) wird das Auslegungskonzept a) nur in Fällen geringer Seismizität (siehe **3.2.1(4)**) empfohlen.

(4) Die Auslegungskonzepte b) und c) berücksichtigen die Fähigkeit von Tragwerksteilen (dissipative Bereiche), Erdbebenlasten durch inelastisches Verhalten aufzunehmen. Bei Anwendung des Bemessungsspektrums nach **3.2.2.5** wird ein Höchstbetrag für den Referenzwert des Verhaltensbeiwertes  $q$  gewählt, der größer ist als der in **Tabelle 7.1** und Anmerkung 1 für niedrig-dissipatives Verhalten angegebene Höchstwert. Der Höchstwert  $q$  ist abhängig von der Duktilitätsklasse und vom Tragwerkstyp (siehe **7.3**). Bei Anwendung des Auslegungskonzeptes b) oder c) sind die in **7.2** bis **7.12** definierten Anforderungen zu erfüllen.

(5)P Das Auslegungskonzept c) unterstellt, dass in dissipativen Zonen die Vorteile der Verbundwirkung nicht genutzt werden; die Anwendung dieses Konzeptes c) setzt voraus, dass die Maßnahmen zur Verhinderung der Mitwirkung von Beton in den dissipativen Zonen strikt befolgt werden. Die Bemessung des Tragwerks nach dem Konzept c) erfolgt nach EN 1994-1-1:2004 für nicht-seismische Einwirkungen und nach Abschnitt **6** zur Aufnahme der seismischen Einwirkungen. Regeln zur Verhinderung der Mitwirkung von Beton sind in **7.7.5** gegeben.

(6)P Durch die Anwendung der Auslegungskriterien für dissipative Verbundtragwerke (Konzept b)) soll erreicht werden, dass sich lokale plastische Mechanismen (dissipativer Zonen) zuverlässig ausbilden und der globale plastische Mechanismus in der Lage ist, für das Bemessungserdbeben möglichst viel Energie zuverlässig zu dissipieren. Für jedes in diesem Abschnitt behandelte Bauteil oder Tragwerkstyp werden in **7.5** bis **7.11** spezifische Regeln und Kriterien angegeben, die es ermöglichen, diese allgemeinen Bemessungsziele zu erreichen. Diese Kriterien zielen darauf ab, ein globales Tragwerksverhalten zu erhalten, für das Bemessungsregeln angegeben werden können.

(7)P Bauwerke, die nach dem Konzept b) ausgelegt werden, müssen zur Duktilitätsklasse DCM oder DCH gehören. Diese Duktilitätsklassen entsprechen der erhöhten Tragwerksfähigkeit, in plastischen Mechanismen Energie zu dissipieren. Tragwerke, die zu einer bestimmte Duktilitätsklasse gehören, müssen besondere Anforderungen erfüllen, hierunter fallen die Querschnittsklasse von Stahlprofilen, Rotationsfähigkeit von Anschlüssen und konstruktive Durchbildung.

### 7.1.3 Sicherheitsnachweise

- (1)P Es gelten **5.2.4(1)P** und **6.1.3(1)P** mit ihren Anmerkungen.
- (2) Es gilt **5.2.4(2)**.
- (3) Es gilt **5.2.4(3)**.
- (4) Für die Kapazitätsbemessung von Tragwerksteilen in Stahl gilt **6.2(3)** mit dessen Anmerkungen.

## 7.2 Werkstoffe

### 7.2.1 Beton

- (1) In dissipativen Bereichen sollte mindestens Beton der Festigkeitsklasse C 20/25 verwendet werden. Betonfestigkeitsklassen höher als C 40/50 gehören nicht zum Anwendungsbereich von EN 1998-1.

## 7.2.2 Bewehrungsstahl

(1)P In dissipativen Bereichen von Bauwerken der Duktilitätsklasse DCM muss der zur Ermittlung der plastischen Tragfähigkeit angesetzte Bewehrungsstahl der Klasse B oder C nach EN 1992-1-1:2004, Tabelle C 1, verwendet werden. In dissipativen Bereichen von Bauwerken der Duktilitätsklasse DCH muss der zur Ermittlung der plastischen Tragfähigkeit angesetzte Bewehrungsstahl der Klasse C nach der o. g. Tabelle verwendet werden.

(2)P In hochbeanspruchten Bereichen nichtdissipativer Tragwerke muss Bewehrungsstahl mindestens der Klasse B (EN 1992-1-1:2004, Tabelle C.1) verwendet werden. Diese Anforderung gilt sowohl für Bewehrungsstäbe als auch für Betonstahlmatten.

(3)P Mit Ausnahme geschlossener Bügel oder Querhaken dürfen in hochbeanspruchten Bereichen nur gerippte Stäbe als Bewehrung verwendet werden

(4) Betonstahlmatten, die die Duktilitätsanforderungen in (1)P dieses Unterabschnittes nicht erfüllen, sollten in dissipativen Bereichen nicht verwendet werden. Werden solche Betonstahlmatten dennoch verwendet, sollte durch Zulage duktiler Bewehrung der Bewehrungsanteil verdoppelt werden, in der Ermittlung der Tragfähigkeit sollte nur die duktile Bewehrung angerechnet werden.

## 7.2.3 Baustahl

(1)P Es gelten die Anforderungen nach **6.2**.

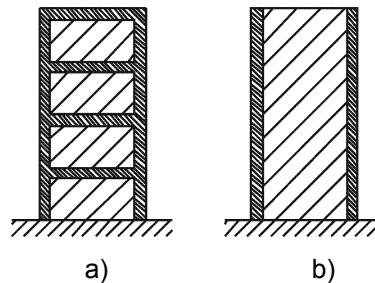
## 7.3 Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte

### 7.3.1 Tragwerkstypen

(1)P Verbundbauwerke sind, entsprechend dem Verhalten ihrer Haupttragstruktur unter seismischen Einwirkungen, einem der nachfolgenden Tragwerkstypen zuzuordnen:

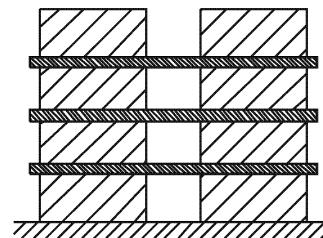
- Biegesteife Rahmen in Verbundbauweise sind Tragwerke, wie sie unter **6.3.1(1)a** definiert wurden, bei denen jedoch die Stützen und Riegel in Stahl- oder Stahl-Beton-Verbundbauweise ausgeführt werden dürfen (siehe Bild 6.1);
- Rahmen mit konzentrischen Verbänden in Verbundbauweise sind Tragwerke, wie sie unter **6.3.1(1)b** und in Bildern 6.2 und 6.3 definiert wurden, bei denen jedoch die Stützen und Riegel in Stahl- oder Verbundbauweise ausgeführt werden dürfen. Die Verbandstäbe sind aus Baustahl herzustellen;
- Rahmen mit exzentrischen Verbänden in Verbundbauweise sind Tragwerke, wie sie unter **6.3.1(1)c** und in Bild 6.4 definiert wurden. Alle Tragwerksteile, in denen keine seismischen Verbinder integriert sind, dürfen in Stahl- oder Verbundbauweise ausgeführt werden. Im Gegensatz zu den Decken müssen die Verbinder aus Baustahl hergestellt werden. Die Energiedissipation muss ausschließlich durch Bildung plastischer Biege- oder Schubmechanismen in diesen Verbünden erreicht werden;
- umgekehrte Pendel-Systeme sind Tragwerke, wie sie unter **6.3.1(1)d** und Bild 6.5 definiert wurden;
- Verbundtragsysteme reagieren im Wesentlichen als Stahlbetonwände. Verbundtragwerke in Mischbauweise gehören einem der folgenden Typen an:
  - Typ 1 entspricht biegesteifen Stahl- oder Verbundrahmen, die mit durch Verbundsicherungen angeschlossenen Betonaufschüttungen zusammenwirken (siehe Bild 7.1a);
  - Typ 2 sind Stahlbetonwände, die mit einbetonierten und mit der Wand verbundenen Stahlprofilen, die als vertikale Randeinfassungen eingesetzt werden, zusammenwirken (siehe Bild 7.1b);
  - Typ 3 sind zwei oder mehrere Stahlbeton- oder Verbundwände, die durch Stahl- oder Verbundträger gekoppelt sind (siehe Bild 7.2);

- f) Verbundtragwerke mit Schubfeldern aus Stahl bestehen aus einer über die Tragwerkshöhe durchgehenden Stahlplatte, die an der Vorder- und/oder Rückseite einbetoniert ist, und den einbetonierten Randelementen in Stahl- oder Verbundbauweise.



**Bild 7.1 — Verbundtragwerke. Verbundwände:**

- a) Typ 1 – biegesteifer Stahl- oder Verbundrahmen mit angeschlossenen Betonausfachungen;  
b) Typ 2 – durch vertikale einbetonierte Stahlprofile verstärkte Verbundwände



**Bild 7.2 — Verbundtragwerke.  
Typ 3 – durch Stahl- oder Verbundträger gekoppelte Stahlbetonwände**

(2) In allen Typen der Verbundtragsysteme findet die Energiedissipation in den vertikalen Stahlprofilen und in der vertikalen Bewehrung der Wände statt. In Verbundtragsystemen vom Typ 3 dürfen auch die Koppelträger zur Energiedissipation herangezogen werden.

(3) Für Verbundtragsysteme, in denen keine Verbundsicherung zwischen den Wänden und der Stahlstruktur vorhanden ist, gelten die Abschnitte 5 und 6.

### 7.3.2 Verhaltensbeiwerte

(1) Der Verhaltensbeiwert  $q$ , eingeführt in 3.2.2.5, wird zur Berücksichtigung der Dissipationsfähigkeit eines Tragwerks angesetzt. Unter der Voraussetzung, dass die in 7.5 bis 7.11 angegebenen Regeln beachtet werden, sollten für regelmäßige Tragwerke die in Tabellen 6.2 oder 7.2 angegebenen Höchstbeträge der Referenzwerte verwendet werden.

**Tabelle 7.2 — Höchstbeträge der Referenzwerte der Verhaltensbeiwerte für im Aufriss regelmäßige Tragwerke**

<b>Tragwerkstyp</b>	<b>Duktilitätsklasse</b>	
	<b>DCM</b>	<b>DCH</b>
a), b), c) und d)	siehe Tabelle 6.2	
e) Verbundtragsysteme	$3\alpha_u/\alpha_1$	$4\alpha_u/\alpha_1$
Verbundwände (Typ 1 und Typ 2)		
Durch Stahl- oder Verbundträger gekoppelte Stahlbeton- oder Verbundwände (Typ 3)	$3\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
f) Verbundtragwerke mit Schubfeldern aus Stahl	$3\alpha_u/\alpha_1$	$4\alpha_u/\alpha_1$

(2) Für Bauwerke, die im Aufriss nicht regelmäßig sind (siehe 4.2.3.3), sollten die in Tabellen 6.2 und 7.2 aufgeführten Werte von  $q$  um 20 % abgemindert werden (siehe 4.2.3.1(7) und Tabelle 4.1).

(3) Wenn für im Grundriss regelmäßige Bauwerke keine Berechnung von  $\alpha_u/\alpha_1$  durchgeführt wird (siehe 6.3.2(3)), dürfen die in Bildern 6.1 bis 6.8 angegebenen Näherungswerte für  $\alpha_u/\alpha_1$  verwendet werden. Für Verbundtragsysteme darf  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$  als Standardwert angenommen werden. Für Verbundtragwerke mit Schubfeldern aus Stahl darf der Standardwert  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$  verwendet werden.

(4) Wenn für im Grundriss nicht regelmäßige Tragwerke (siehe 4.2.3.2) keine Berechnung von  $\alpha_u/\alpha_1$  durchgeführt wird, darf ein Mittelwert aus 1,0 und den in (3) dieses Unterabschnittes angegebenen Werten verwendet werden.

(5) Werte von  $\alpha_u/\alpha_1$ , die über die in (3) und (4) dieses Unterabschnittes festgelegten Werte  $\alpha_u/\alpha_1$  hinausgehen, sind zulässig, wenn sie durch eine nichtlineare statische Berechnung des Gesamtsystems (Pushover-Berechnung) bestätigt werden.

(6) Für die Bemessung sollten keine  $\alpha_u/\alpha_1$ -Werte verwendet werden, die größer als 1,6 sind, auch wenn die Berechnung nach (5) dieses Unterabschnittes zu höheren Ergebnissen führt.

## 7.4 Tragwerksberechnung

### 7.4.1 Anwendungsbereich

(1) Die nachfolgenden Regeln gelten für Tragwerksberechnungen für Einwirkungen aus Erdbeben, die nach dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren oder nach dem modalen Antwortspektrumverfahren durchgeführt werden.

### 7.4.2 Querschnittssteifigkeiten

(1) Die Steifigkeiten von Verbundquerschnitten mit Beton in der Druckzone werden unter Verwendung der Verhältnisse der Elastizitätsmoduln  $n$ :

$$n = E_a/E_{cm} = 7 \quad (7.1)$$

(2) Für Verbundträger mit Betongurt in der Druckzone wird das Flächenmoment 2. Grades, nachfolgend  $I_1$  genannt, unter Ansatz der in 7.6.3 definierten mittragenden Breite ermittelt.

(3) Für Verbundquerschnitte mit Beton unter Zug wird deren Steifigkeit unter der Annahme gerissenen Betons nur mit den Stahlquerschnittsteilen ermittelt.

(4) Für Verbundträger mit Betongurt in der Zugzone wird das Flächenmoment 2. Grades, nachfolgend  $I_2$  genannt, unter Ansatz der in **7.6.3** definierten mittragenden Breite ermittelt.

(5) Die Tragwerksberechnung erfolgt unter Berücksichtigung des Betons in Druck- oder Zugzonen; die Verteilung dieser Zonen in unterschiedlichen Tragwerkstypen ist in **7.7** bis **7.11** angegeben.

## **7.5 Gemeinsame Auslegungskriterien und Regeln für die bauliche Durchbildung von allen Tragwerkstypen mit dissipativem Verhalten**

### **7.5.1 Allgemeines**

(1) Die in **7.5.2** angegebenen Auslegungskriterien sollten für die zur Aufnahme der Erdbebenlast vorgesehenen Tragwerksteile angewendet werden, die nach dem Konzept des dissipativen Verhaltens ausgelegt werden.

(2) Die in **7.5.2** angegebenen Auslegungskriterien gelten als erfüllt, wenn die in **7.5.3** und **7.5.4** sowie in **7.6** bis **7.11** angegebenen Regeln befolgt werden.

### **7.5.2 Auslegungskriterien für dissipative Tragwerke**

(1)P Tragwerke mit dissipativen Bereichen sind so auszulegen, dass durch Plastizieren, örtliches Beulen oder sonstige Effekte infolge hysteretischen Verhaltens dieser Bereiche die Gesamtstabilität des Tragwerks nicht beeinträchtigt wird.

ANMERKUNG Für die in Tabelle 7.2 enthaltenen Verhaltensbeiwerte  $q$  wird angenommen, dass sie diese Anforderung erfüllen (siehe **2.2.2(2)**).

(2)P Dissipative Bereiche müssen eine ausreichende Zähigkeit und Tragfähigkeit aufweisen. Die Tragfähigkeit ist nach EN 1993 und Abschnitt **6** für das Konzept c) und nach EN 1994-1-1:2004 und Abschnitt **7** für das Konzept b) nachzuweisen (siehe **7.1.2**). Duktilität wird durch die Befolgung der Regeln für bauliche Durchbildung erreicht.

(3) Dissipative Bereiche dürfen in den Tragwerksteilen oder in den Anschlüssen angeordnet werden.

(4)P Wenn die dissipativen Bereiche in Tragwerksteilen angeordnet werden, müssen die nichtdissipativen Teile und die Anschlüsse der dissipativen Tragwerksteile an das übrige Tragwerk eine ausreichende Überfestigkeit aufweisen, um die Ausbildung eines zyklischen plastischen Mechanismus zu ermöglichen.

(5)P Wenn die dissipativen Bereiche in den Anschlüssen angeordnet werden, müssen die angeschlossenen Tragwerksteile eine ausreichende Überfestigkeit aufweisen, um die Ausbildung eines zyklischen plastischen Mechanismus in den Anschlüssen zu ermöglichen.

### **7.5.3 Plastische Tragfähigkeit von dissipativen Bereichen**

(1)P In der Bemessung von Verbundtragwerken werden zwei Typen von plastischer Tragfähigkeit berücksichtigt: unterer Grenzwert der plastischen Tragfähigkeit (Index pl, Rd) und oberer Grenzwert der plastischen Tragfähigkeit (Index U, Rd).

(2)P Der untere Grenzwert der plastischen Tragfähigkeit wird bei den Querschnittsnachweisen der dissipativen Elemente, z. B.  $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$ , verwendet. Die Berechnung des unteren Grenzwertes der plastischen Tragfähigkeit erfolgt unter Berücksichtigung des Betonquerschnittsteils und nur der als duktil eingestuften Stahlquerschnittsteile.

(3)P Der obere Grenzwert der plastischen Querschnittstragfähigkeit wird für die Kapazitätsbemessung von Bauteilen verwendet, die an die dissipativen Bereichen angeschlossen sind: z. B. die Kapazitätsbemessung nach **4.4.2.3(4)**, die Bemessungswerte der Träger werden als obere Grenzwerte deren plastischer Tragfähigkeit  $M_{U,Rd,b}$  angesetzt, während die Bemessungswerte der Stützen als der untere Grenzwert  $M_{pl,Rd,c}$  angesetzt werden.

(4)P Der obere Grenzwert der plastischen Tragfähigkeit wird unter Berücksichtigung des Betons im Querschnitt und aller Stahlquerschnittsteile, auch wenn diese nicht als duktil eingestuft sind, ermittelt.

(5)P Zustandsgrößen (Schnittrößen), die in direkter Beziehung zu den plastischen Tragfähigkeiten dissipativer Bereiche stehen, sind mit den oberen Grenzwerten der dissipativen Verbundquerschnitte zu bestimmen; z. B. die Bemessungsquerkraft am Ende eines dissipativen Verbundträgers ist mit dem oberen Grenzwert der plastischen Momententrägfähigkeit des Verbundquerschnittes zu ermitteln.

#### 7.5.4 Auslegungsregeln für Verbund-Verbindungen in dissipativen Bereichen

(1)P Die Verbindungen sind so auszulegen, dass eine Konzentration plastischer Dehnungen und hohe Eigenspannungen begrenzt sowie Herstellungsfehler verhindert werden.

(2)P Die Integrität von Beton in Druckbereichen muss während des Erdbebens erhalten bleiben, Plastizierung ist auf Stahlquerschnitte einzuschränken.

(3) Plastizierung von Bewehrungsstäben in Betondecken sollte nur zugelassen werden, wenn die Träger nach **7.6.2(8)** ausgelegt sind.

(4) Für die Auslegung von Schweißnähten und Schrauben gilt **6.5**.

(5) Die lokale Bemessung der in Anschlussregionen benötigten Bewehrung sollte anhand von Modellen, die die Gleichgewichtsbedingung erfüllen, belegt werden (z. B. Anhang C für Betondecken).

(6) Es gelten **6.5.5(6)**, **6.5.5(7)** und die Anmerkung 1 zu **6.5.5**.

(7) In vollständig einbetonierten, durch Flansche und Steifen umrahmten Stegfeldern von Träger-Stützenverbindungen darf die Schubfeldtragfähigkeit als die Summe der Tragfähigkeiten des Beton- und des Stahlschubfeldes unter folgenden Bedingungen ermittelt werden:

a) das Seitenverhältnis  $h_b/h_c$  des Schubfeldes ist:

$$0,6 < h_b/h_c < 1,4 \quad (7.2)$$

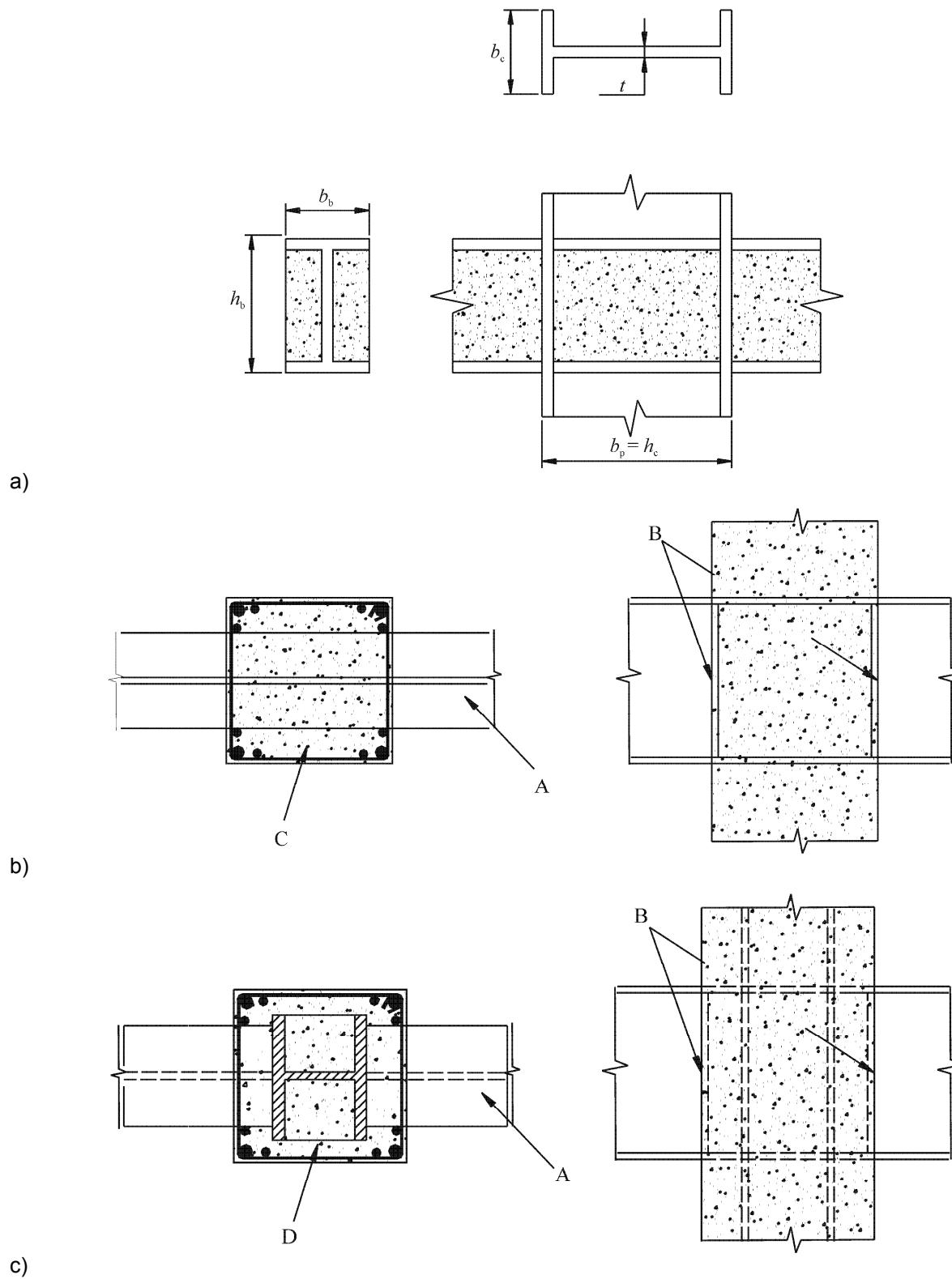
b)  $V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd}$  (7.3)

mit

$V_{wp,Ed}$  als Bemessungsquerkraft im Stegfeld, ermittelt unter Berücksichtigung der plastischen Tragfähigkeit der dissipativen Zonen in den angeschlossenen Riegeln oder Verbindungen;

$V_{wp,Rd}$  als Schubtragfähigkeit des Verbund-Stegfeldes nach EN 1994-1-1:2004;

$h_b, h_c$  wie in Bild 7.3a) definiert.

**Legende**

- |                |                               |
|----------------|-------------------------------|
| A Stahlträger; | C Stahlbetonstütze;           |
| B Kopfplatte;  | D einbetonierte Verbundstütze |

**Bild 7.3 — Träger-Stützen-Verbindung**

(8) In teilweise einbetonierten, durch Flansche und Steifen umrahmten Stegfeldern von Träger-Stützenverbindungen darf ein zu (7) ähnlicher Ansatz verwendet werden, wenn neben der Forderung in (9) mindestens eine der folgenden Bedingungen erfüllt wird:

- in dem teilweise einbetonierten Stegfeld wird die in 7.6.5(4) definierte und den Anforderungen 7.6.5(5) und (6) entsprechende Zusatzbewehrung in Abständen  $s_1 = c$  angeordnet; diese Zusatzbewehrung sollte senkrecht zur längeren Seite des Stützenstegfeldes angeordnet werden; darüber hinaus ist keine weitere Bewehrung erforderlich; oder
- es ist keine Bewehrung vorhanden, unter der Voraussetzung, dass  $h_b/b_b < 1,2$  und  $h_c/b_c < 1,2$ ;

hierbei sind  $h_b$ ,  $b_b$ ,  $b_c$  und  $h_c$  wie in Bild 7.3a) definiert.

(9) Bei biegesteifen Anschlüssen von dissipativen Stahl- oder Verbundträgern an Stahlbetonstützen, siehe Bild 7.3 b), sollte in der Nähe der Steife oder der Kopfplatte am dissipativen Bereich vertikale Stützenbewehrung angeordnet werden, deren Bemessungswert der Längstragfähigkeit gleich oder größer als die Querkrafttragfähigkeit des angeschlossenen Trägers ist. Vertikale Bewehrung, die zu anderen Zwecken angeordnet wurde, darf hierbei angerechnet werden. Es ist erforderlich, Kopfplatten anzutragen; sie sollten als Vollsteifen ausgeführt werden mit einer Gesamtbreite von mindestens  $(b_b - 2 t)$ ; deren Blechdicke sollte mindestens  $0,75 t$  beziehungsweise 8 mm betragen;  $b_b$  und  $t$  sind die Trägerflanschbreite beziehungsweise die Blechdicke des Schubfeldes (siehe Bild 7.3).

(10) Bei biegesteifen Anschlüssen von dissipativen Stahl- oder Verbundträgern an voll einbetonierte Verbundstützen, siehe Bild 7.3 c), darf der Anschluss als Stahl- oder als Verbundanschluss ausgelegt werden. Im letzten Fall darf die erforderliche vertikale Stützenbewehrung entsprechend (9) dieses Unterabschnittes oder nach Aufteilung der Querkrafttragfähigkeit des Trägers auf den Stahlquerschnitt der Stütze und die Stützenbewehrung ermittelt werden. In beiden Fällen ist es erforderlich, eine Kopfplatte, wie in (9) angegeben, anzutragen.

(11) Die in (9) und (10) dieses Unterabschnittes festgelegte vertikale Stützenbewehrung sollte durch Querbewehrung umschlossen werden, die den Anforderungen für Bauteile, wie in 7.6 definiert, entspricht.

## 7.6 Regeln für Bauteile

### 7.6.1 Allgemeines

(1)P Primäre seismische Verbundbauteile müssen mit EN 1994-1-1:2004 und mit den in diesem Abschnitt festgelegten Regeln übereinstimmen.

(2)P Das zur Aufnahme der Erdbebenlasten bestimmte Tragwerk wird im Hinblick auf einen globalen plastischen Mechanismus mit lokalen dissipativen Bereichen ausgelegt; anhand dieses Mechanismus wird festgelegt, in welchen Bauteile dissipative Bereiche vorhanden sind und welche Bauteile nicht dissipativ sind.

(3) Für zugbeanspruchte Bauteile oder Bauteilbereiche sollten die Duktilitätsanforderungen nach **AC** EN 1993-1-1:2005 **AC**, 6.2.3(3) erfüllt werden.

(4) Eine ausreichende örtliche Duktilität von Bauteilen, die infolge zyklischer Biegung oder Druckbelastung Energie dissipieren, ist durch die Begrenzung der Breite-zu-Dicke-Verhältnisse sicherzustellen. Dissipative Bereiche aus Stahl und nicht einbetonierte Stahlteile von Verbundbauteilen sollten die Anforderungen gemäß 6.5.3(1) und Tabelle 6.3 erfüllen. Dissipative Bereiche von einbetonierten Verbundbauteilen sollten die Anforderungen der Tabelle 7.3 erfüllen. Die Einschränkungen für überstehende Flanschteile von teilweise oder vollständig einbetonierten Profilen dürfen abgeschwächt werden, wenn besondere konstruktive Maßnahmen, beschrieben in 7.6.4(9) und 7.6.5(4) bis (6), ergriffen werden.

**[AC] Tabelle 7.3 — Beziehung zwischen Verhaltensbeiwert und Grenzschlankheiten von Querschnitten in dissipativen Bereichen von einbetonierten Verbundbauteilen [AC]**

Duktilitätsklasse des Tragwerks	DCM		DCH
Referenzwert des Verhaltensbeiwerts ( $q$ )	$q \leq 1,5$ bis 2	1,5 bis 2 < $q < 4$	$q > 4$
teilweise einbetonierte H- oder I-Querschnitte vollständig einbetonierte H- oder I-Querschnitte Grenzwerte der Flanschüberstände $c/t_f$ :	20 $\varepsilon$	14 $\varepsilon$	9 $\varepsilon$
betongefüllte Rechteckhohlprofile $h/t$ -Grenzwerte:	52 $\varepsilon$	38 $\varepsilon$	24 $\varepsilon$
Betongefüllte Kreishohlprofile $d/t$ -Grenzwerte:	90 $\varepsilon^2$	85 $\varepsilon^2$	80 $\varepsilon^2$
Dabei ist/sind $\varepsilon = (f_y/235)^{0,5}$ $c/t_f$ wie in Bild 7.8 definiert $d/t$ und $h/t$ [AC] die Verhältnisse der maximalen Außenabmessungen zur Wanddicke des Stahlprofils [AC]			

(5) Weitergehende Regeln für die bauliche Durchbildung von dissipativen Verbundbauteilen sind in **7.6.2, 7.6.4, 7.6.5** und **7.6.6** angegeben.

(6) Die Tragfähigkeit aller Typen von Verbundstützen darf unter ausschließlichem Ansatz des Stahlquerschnittes oder unter Ansatz des Stahlquerschnittes mit der Betonfüllung bzw. Umhüllung ermittelt werden.

(7) Die Bemessung der Stützen unter ausschließlichem Ansatz des Stahlquerschnittes darf nach Abschnitt 6 durchgeführt werden. Handelt es sich hierbei um dissipative Stützen, sollten die Kapazitätsregeln nach **7.5.2(4)** und **(5)** sowie **7.5.3(3)** befolgt werden

(8) Die Außenabmessungen  $b$ ,  $h$  oder  $d$  von vollständig einbetonierten Profilen sollten nicht kleiner als 250 mm sein.

(9) Die Tragfähigkeit nichtdissipativer Stützen, Querkrafttragfähigkeit eingeschlossen, sollte nach EN 1994-1-1:2004 ermittelt werden.

(10) Für Verbundstützen, deren Betonquerschnittsteile für die Ermittlung der Normalkraft- oder Biegetragfähigkeit herangezogen werden, gelten die Regeln nach **7.6.4** bis **7.6.6**. Die Anwendung dieser Regeln stellt die volle Schubübertragung zwischen Beton und Stahl sicher und schützt die dissipativen Bereiche vor vorzeitigem Stabilitätsversagen.

(11) Im Rahmen der Erdbebenbemessung sollten die in EN 1994-1-1:2004, Tabelle 6.6 angegebenen Bemessungswerte der Schubtragfähigkeit mit dem Abminderungsbeiwert 0,5 multipliziert werden.

(12) Wird im Rahmen der Kapazitätsbemessung die volle Tragfähigkeit des Verbundquerschnittes angesetzt, sollte die vollständige Schubübertragung zwischen Beton und Stahl sichergestellt werden. Wenn die Schubtragfähigkeit infolge Haftung und Reibung nicht ausreicht, sollten Verbundmittel angeordnet werden.

(13) Für Stützen, die vorwiegend durch Normalkräfte beansprucht werden, sollte ausreichende Schubübertragung gesichert sein, damit sich die aus angeschlossenen Trägern oder Verbänden eingeleiteten Kräfte auf die Beton- und Stahlteile verteilen.

(14) Mit Ausnahme von Stützenfußpunkten in einigen Tragwerkstypen werden Stützen in der Regel nicht als dissipativ ausgelegt. Allerdings sollte wegen der Unsicherheiten, die das Stützenverhalten betreffen, Umschnürungsbewehrung in den so genannten „kritischen Bereichen“, wie in **7.6.4** angegeben, angeordnet werden.

(15) Für Verankerungen und Überlappungsstöße von Bewehrung in Verbundstützen gelten die für Betonstützen angegebenen Regeln **5.6.2.1** und **5.6.3**.

### 7.6.2 Verbundträger mit Betongurt

(1)P Die Zielsetzung dieses Unterabschnittes ist, die Integrität des Betongurtes während der Erdbebens bei gleichzeitiger Plastizierung der unteren Bereiche der Stahlträger oder der Bewehrungsstäbe zu erhalten.

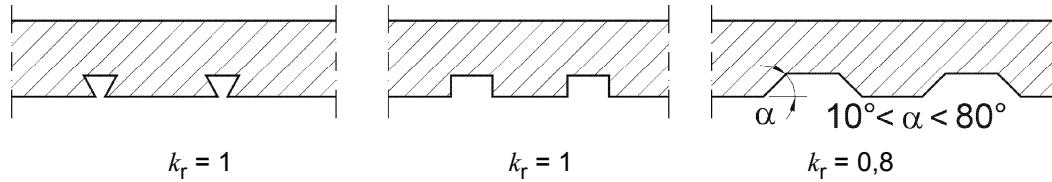
(2)P Werden die Vorteile der Verbundwirkung von Trägern für die Energiedissipation nicht ausgenutzt, sollte **7.7.5** verwendet werden.

(3) Träger, deren dissipative Bereiche unter Ansatz der Verbundwirkung ausgelegt werden, dürfen mit vollständiger oder teilweiser Verdübelung nach EN 1994-1-1:2004 bemessen werden. Der Mindestverdübelungsgrad  $\eta$ , definiert in EN 1994-1-1:2004, **6.6.1.2**, sollte nicht kleiner als 0,8 sein; die Tragfähigkeit der Verdübelung in Bereichen der Stützenmomente sollte nicht kleiner als die plastische Tragfähigkeit der Bewehrung sein.

(4) Der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit in dissipativen Bereichen wird mit den Bemessungswerten nach EN 1994-1-1:2004, die mit dem Faktor 0,75 multipliziert werden, ermittelt.

(5) Bei Verwendung nichtduktiler Verbundmittel ist vollständige Verdübelung erforderlich.

Bei Rippen sollte der in EN 1994-1-1:2004 für die Bemessung der Verdübelung angegebene Abminderungsbeiwert  $k_r$  durch den in Bild 7.4 gegeben Effektivitätsbeiwert  $k_r$  in Abhängigkeit von der Rippenform zusätzlich abgemindert werden.



**Bild 7.4 — Effektivitätsbeiwert in Abhängigkeit von der Rippenform**

(7) Zur Sicherstellung ausreichender Duktilität in plastischen Gelenken sollte das Verhältnis  $x/d$  des Abstandes  $x$  der gedrückten Randfaser des Betons zur plastischen Nulllinie zur Gesamthöhe  $d$  des Verbundquerschnittes folgende Bedingungen erfüllen:

$$x/d < \varepsilon_{cu2}/(\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a) \quad (7.4)$$

mit

$\varepsilon_{cu2}$  als Grenzstauchung des Betons (siehe EN 1992-1-1:2004);

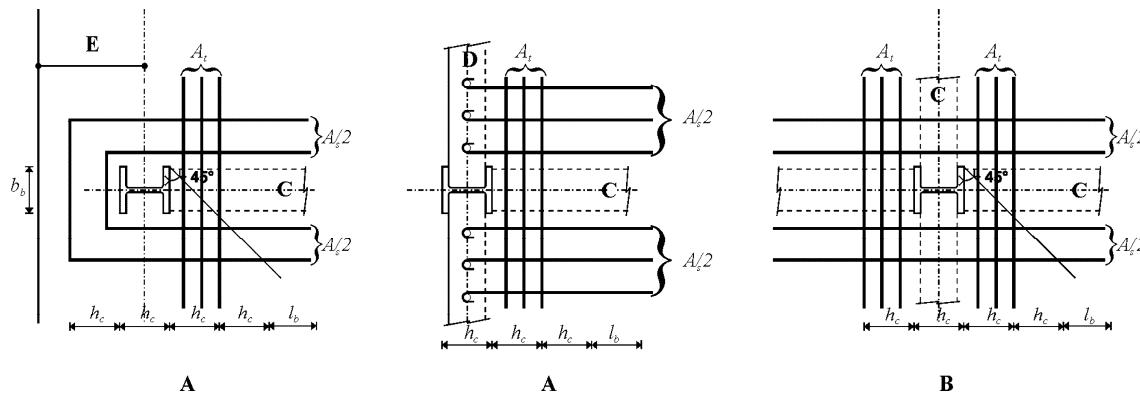
$\varepsilon_a$  als Dehnung des Stahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

(8) Die in (7) aufgestellte Bedingung darf als erfüllt betrachtet werden, wenn die  $x/d$ -Verhältnisse der Querschnitte die in Tabelle 7.4 angegebenen Grenzwerte nicht überschreiten.

Tabelle 7.4 —  $x/d$ -Grenzwerte für Duktilität von Verbundträgern mit Betongurt

Duktilitätsklasse	$q$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Grenzwert $x/d$
DCM	$1,5 < q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < q \leq 4$	235	0,36
DCH	$q > 4$	355	0,20
	$q > 4$	235	0,27

(9) In dissipativen Bereichen von Verbundträgern sollte besondere, duktile Bewehrung (s. g. „seismische Bewehrung“) in Bereichen der Träger-Stützen-Verbindungen im Träger und in der Stütze angeordnet werden (siehe Bild 7.5). Deren Bemessung und die Bezeichnungen in Bild 7.5 sind in Anhang C definiert.



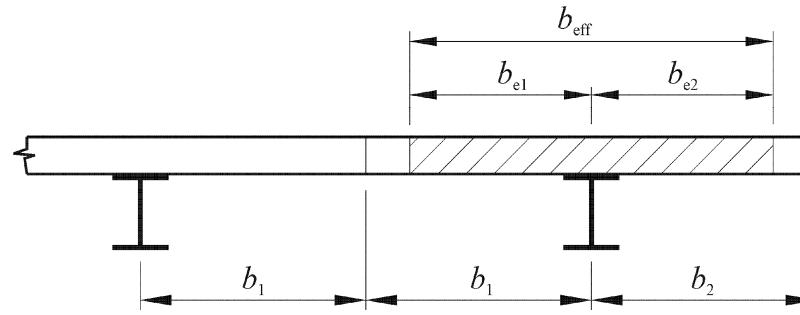
#### Legende

- A externer Knotenpunkt;
- B interner Knotenpunkt;
- C Stahlträger;
- D Fassadenträger;
- E auskragender Bereich der Stahlbetonplatte

Bild 7.5 — Anordnung der „seismischen Bewehrung“

#### 7.6.3 Mittragende Breite der Betongurte

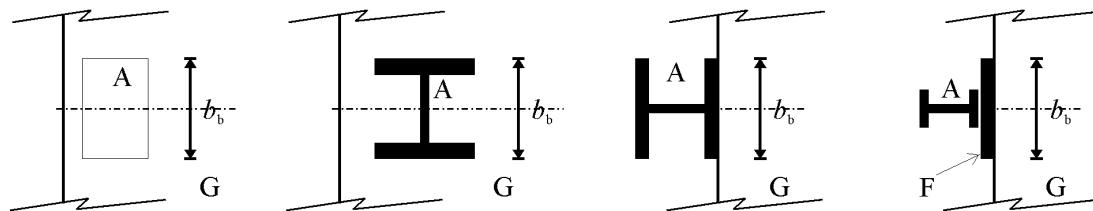
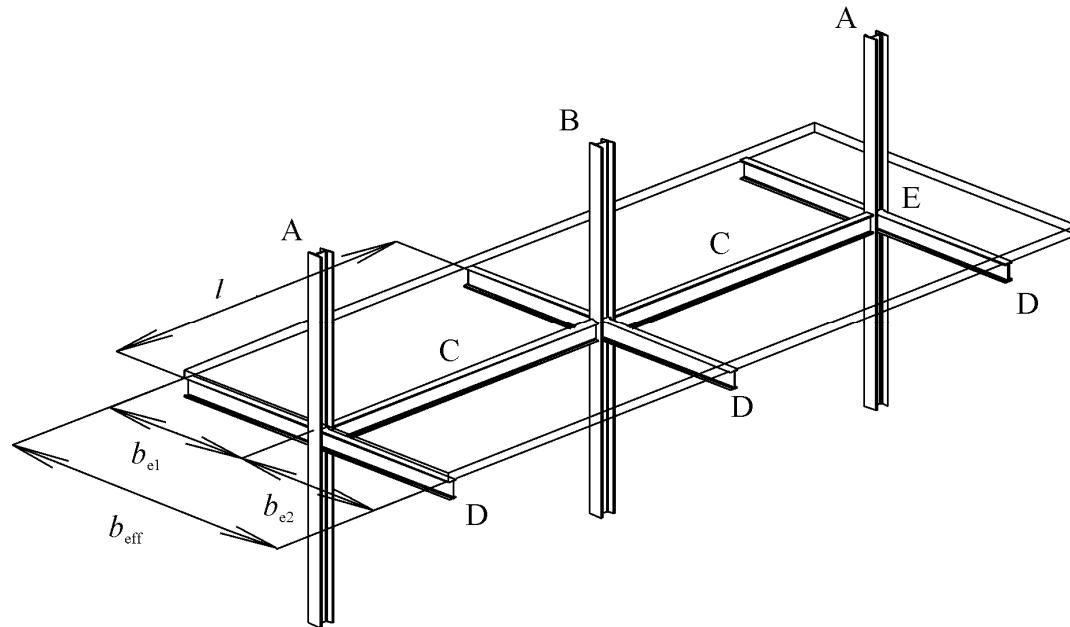
(1) Die mit jedem Stahlsteg verknüpfte gesamte mittragende Breite des Betongurtes  $b_{eff}$  sollte als die Summe der einzelnen anteiligen mittragenden Breiten  $b_{e1}$  und  $b_{e2}$  an jeder Seite der Stegachse ermittelt werden (siehe Bild 7.6). Die einzelnen anteiligen mittraggenden Breiten  $b_e$  sollten der Tabelle 7.5 entnommen werden, sie sollten jedoch die in (2) dieses Unterabschnittes definierten tatsächlichen Werte  $b_1$  und  $b_2$  nicht überschreiten.



**Bild 7.6 — Definition der mittragenden Breiten  $b_e$  und  $b_{eff}$**

(2) Für die tatsächliche Breite  $b$  jeden Abschnittes sollte die halbe Entfernung benachbarter Stegachsen angenommen werden, außer bei auskragenden Platten, bei denen die tatsächliche Plattenbreite der Entfernung vom Steg zu Plattenrand entspricht.

(3) Die anteiligen mittragenden Breiten  $b_e$  zur Bestimmung der elastischen und plastischen Eigenschaften des T-Querschnittes, bestehend aus Stahlträger und der angeschlossenen Betonplatte, sind in Tabelle 7.5 und Bild 7.7 definiert. Diese Werte gelten für Träger vom Typ C nach Bild 7.5, wenn die Plattenbewehrung und die Anschlüsse der Platte an den Stahlträger und Stützen mit Anhang C übereinstimmen. Die in Tabelle 7.5 angegebenen positiven Momente erzeugen im Betongurt Druckbelastung, die negativen Momente erzeugen Zugbelastung im Betongurt. Die Erläuterung der in den Tabellen 7.5 I und 7.5 II verwendeten Symbole  $b_b$ ,  $h_c$ ,  $b_e$ ,  $b_{eff}$  und  $l$  ist in den Bildern 7.5, 7.6 und 7.7 angegeben. Mit  $b_b$  wird die horizontale Breite der Auflagerfläche der Betonplatte an eine Stütze bezeichnet, senkrecht zur Achse des Trägers, für den die mittragende Breite ermittelt wird; in dieser Auflagerbreite sind eventuell angeordnete Zusatzlagerplatten oder andere Vorrichtungen zur Verteilung der Auflagerkräfte enthalten.

**Legende**

- A Außenstütze;
- B Innenstütze;
- C Längsträger;
- D Querträger oder Fassadenträger;
- E auskragende Betonplatte;
- F Lagerplatte;
- G Betonplatte

**Bild 7.7 — Definition der Bestandteile von biegesteifen Rahmen**

**Tabelle 7.5 I — Anteilige mittragende Plattenbreite  $b_e$  für elastische Tragwerksberechnung**

$b_e$	Querbauteil	$b_e$ für I (ELASTISCH)
an Innenstütze	vorhanden oder nicht vorhanden	Für negatives M: 0,05 l Für positives M: 0,0375 l
an Außenstütze	vorhanden	Für positives M: 0,025 l
an Außenstütze	nicht vorhanden, oder Bewehrung nicht verankert	Für negatives M: 0 Für positives M: 0,025 l

**Tabelle 7.5 II — Anteilige mittragende Plattenbreite  $b_e$  zur Ermittlung der plastischen Biegetragfähigkeit**

Vorzeichen des Momentes	Lage	Querbauteil	$b_e$ für $M_{Rd}$ (PLASTISCH)
negatives M	Innenstütze	Seismische Bewehrung.	0,1 l
negatives M	Außenstütze	Alle Anordnungen mit Bewehrung, die im Fassadenträger oder in der Betonkragplatte verankert ist.	0,1 l
negatives M	Außenstütze	Alle Anordnungen mit Bewehrung, die nicht im Fassadenträger oder in der Betonkragplatte verankert ist.	0,0
positives M	Innenstütze	Seismische Bewehrung.	0,075 l
positives M	Außenstütze	Stahlquerträger mit Schubsicherung. Betonplatte bis zu den Außenseiten der Stütze (oder darüber hinaus), Orientierung der Stütze wie in Bild 7.5. Seismische Bewehrung.	0,075 l
positives M	Außenstütze	Kein Stahlquerträger oder Querträger ohne Schubsicherung. Betonplatte bis zu den Außenseiten der Stütze (oder darüber hinaus), Orientierung der Stütze wie in Bild 7.5. Seismische Bewehrung.	$b_b/2 + 0,7 h_c/2$
positives M	Außenstütze	Alle sonstigen Anordnungen	$b_b/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05 l$

#### 7.6.4 Vollständig einbetonierte Verbundstützen

(1) In dissipativen Tragwerken werden beide Enden der freien Stützenlängen aller Stützen in biegesteifen Rahmen und in exzentrischen Verbänden der an seismische Verbinder angrenzenden Stützen als kritische Bereiche betrachtet. Die Länge der kritischen Bereiche  $l_{cr}$  (in Metern) wird durch den Ausdruck (5.14) für Duktilitätsklasse DCM und durch den Ausdruck (5.30) für Duktilitätsklasse DCH definiert, wobei  $h_c$  die Höhe des Verbundquerschnittes (in Metern) bezeichnet.

(2) Zur Erfüllung der Rotationsanforderungen und zur Kompensation des Festigkeitsabfalls infolge Abplatzung der Betondeckung sollte in den kritischen Bereichen die nachfolgende Bedingung erfüllt werden:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.5)$$

hierbei sind die Variablen wie in **5.4.3.2.2(8)** definiert; die bezogene Bemessungslängskraft  $v_d$  ist definiert als:

$$v_d = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = N_{Ed}/(A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \quad (7.6)$$

**[AC]** Dabei ist

$A_a$  die Fläche des Stahlträgers

$A_c$  die Fläche des Betons

$A_s$  die Fläche der Bewehrungsstäbe

$f_{yd}$  der Bemessungswert der Streckgrenze des Stahls

$f_{cd}$  der Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons

$f_{sd}$  der Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls **[AC]**

(3) Die Abstände  $s$  (in mm) zwischen den Umschnürungsbügeln sollten in kritischen Bereichen die folgenden Werte nicht überschreiten:

$$s = \min(b_o/2, 260, 9 d_{bL}) \text{ für Duktilitätsklasse DCM;} \quad (7.7)$$

$$s = \min(b_o/2, 175, 8 d_{bL}) \text{ für Duktilitätsklasse DCH.} \quad (7.8)$$

Im unteren Bereich des Erdgeschosses für Duktilitätsklasse DCH:

$$s = \min(b_o/2, 150, 6d_{bL}) \quad (7.9)$$

Dabei ist

$b_o$  die kleinste Abmessung des umschnürten Betonkerns (bezogen auf die Achse der Bügelbewehrung, in mm);

$d_{bL}$  der kleinste Durchmesser der Bewehrungsstäbe in Längsrichtung (in mm).

(4) Der Stabdurchmesser der Bügelbewehrung (in mm) sollte die folgenden Werte nicht unterschreiten:

$$d_{bw} = 6 \text{ für Duktilitätsklasse DCM;} \quad (7.10)$$

$$d_{bw} = \max(0,35 d_{bL,max} [f_{ydL}/f_{ydw}]^{0,5}, 6) \text{ für Duktilitätsklasse DCH;} \quad (7.11)$$

mit

$d_{bL,max}$  als größter Durchmesser der Bewehrungsstäbe in Längsrichtung (in mm).

(5) Der Abstand zwischen aufeinander folgenden Längsbewehrungsstäben, die durch geschlossene Bügel oder Querhaken festgehalten werden, sollte für die Duktilitätsklasse DCM 250 mm und für die Duktilitätsklasse DCH 200 mm nicht überschreiten.

(6) In den beiden unteren Geschossen von Bauwerken sollte zusätzlich außerhalb der kritischen Bereiche, auf einer Länge, die der halben Länge der kritischen Bereiche entspricht, Umschnürungsbewehrung gemäß **(3), (4) und (5)** angeordnet werden.

(7) Die Querkrafttragfähigkeit von dissipativen Verbundstützen sollte nur unter Ansatz des Stahlprofils ermittelt werden.

(8) Die Beziehung zwischen der Duktilitätsklasse und der zulässigen Grenzschlankheit ( $c/t_f$ ) von Flanschüberständen in dissipativen Bereichen ist in Tabelle 7.3 angegeben.

(9) Die Umschnürungsbewehrung kann lokales Beulen in den dissipativen Bereichen verzögern. Die in Tabelle 7.3 angegebenen Grenzwerte für Flanschschlankheiten dürfen erhöht werden, wenn die Bügel in einem Abstand  $s$  angeordnet werden, der kleiner ist als der Flanschüberstand:  $s/c < 1,0$ . Für  $s/c < 0,5$  dürfen die Grenzwerte der Tabelle 7.3 um bis zu 50 % erhöht werden. Für Werte  $0,5 < s/c < 1,0$  darf linear interpoliert werden.

(10) Der Durchmesser der Umschnürungsbewehrung, die zur Verhinderung lokalen Flanschbeulens verwendet wird, sollte nicht kleiner sein als:

$$d_{bw} = [(b \cdot t_f / 8)(f_{ydf} / f_{ydw})]^{0,5} \quad (7.12)$$

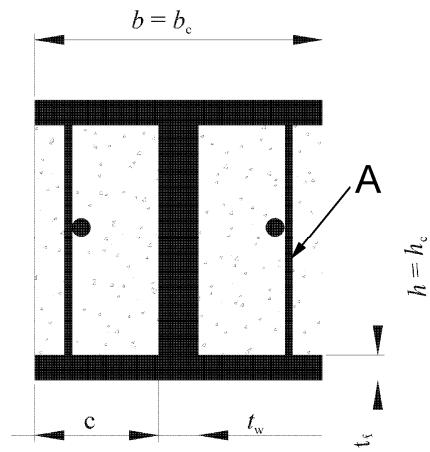
Dabei sind  $b$  und  $t_f$  die Flanschbreite bzw. Flanschdicke und  $f_{ydf}$  und  $f_{ydw}$  die Bemessungswerte der Streckgrenze des Flansches bzw. der Bewehrung.

### 7.6.5 Teilweise einbetonierte Stützen und Träger

(1) In dissipativen Bereichen, die durch plastische Biegung des Verbundquerschnittes Energie dissipieren, sollten in Bereichen an den Enden der Bauteile auf einer Länge von mindestens  $l_{cr}$  und in Bereichen innerhalb der Bauteile auf einer Länge von mindestens  $2l_{cr}$  die Abstände  $s$  der Querbewehrung die Bedingungen gemäß 7.6.4(3) erfüllen.

(2) Die Schubfestigkeit von dissipativen Bauteilen sollte ausschließlich unter Ansatz des Stahlquerschnittes ermittelt werden, wenn keine besonderen Vorkehrungen zum Heranziehen der Schubtragfähigkeit des Betons angeordnet werden.

(3) Die Beziehung zwischen der Duktilitätsklasse und der zulässigen Grenzschlankheit ( $c/t_f$ ) von Flanschüberständen in dissipativen Bereichen ist in Tabelle 7.3 angegeben.



#### Legende

A gerade Zusatzbewehrung

**Bild 7.8 — Konstruktive Details der Querbewehrung mit an Trägerflansche angeschweißter gerader Zusatzbewehrung**

(4) Zusätzlich zu den Anforderungen der EN 1994-1-1 an Trägerflansche angeschweißte gerade Bewehrungsstäbe, siehe Bild 7.8, können lokales Beulen in den dissipativen Bereichen verzögern. In solchen Fällen dürfen die in Tabelle 7.3 angegebenen Grenzwerte für Flanschschlankheiten erhöht werden, wenn die Bügel in einem Abstand  $s_1$  angeordnet werden, der kleiner ist als der Flanschüberstand:  $s_1/c < 1,0$ . Für  $s_1/c <$

0,5 dürfen die Grenzwerte der Tabelle 7.3 um bis zu 50 % erhöht werden. Für Werte  $0,5 < s_1/c < 1,0$  darf linear interpoliert werden

Die Zusatzbewehrung sollte auch mit den Regeln (5) und (6) dieses Unterabschnittes übereinstimmen.

(5) Der Durchmesser  $d_{bw}$  der Zusatzbewehrung in (4) sollte mindestens 6 mm betragen. Wird diese Zusatzbewehrung für die Verzögerung des lokalen Beulens vorgesehen, siehe (4), sollte  $d_{bw}$  nicht kleiner sein als der Wert in Gleichung (7.12).

(6) Die gerade Zusatzbewehrung gemäß (4) sollte an beiden Ende an die Flansche angeschweißt werden; die Schweißnahtfestigkeit sollte nicht kleiner sein als die plastische Festigkeit der Bewehrungsstäbe. Die freie Betonüberdeckung dieser Zusatzbewehrung sollte mindestens 20 mm, jedoch nicht mehr als 40 mm betragen.

(7) Die Bemessung teilweise einbetonierter Bauteile darf unter ausschließlichem Ansatz des Stahlprofils oder unter Berücksichtigung der Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton durchgeführt werden.

(8) Die Bemessung der Stützen unter ausschließlichem Ansatz des Stahlquerschnittes darf nach Abschnitt 6 durchgeführt werden, allerdings müssen die Kapazitätsregeln nach 7.5.2(4) und (5) sowie 7.5.3(3) befolgt werden

### 7.6.6 Betongefüllte Verbundstützen mit Hohlprofilen

(1) Die Beziehung zwischen der Duktilitätsklasse und der zulässigen Grenzschlankheit  $d/t$  oder  $h/t$  ist in Tabelle 7.3 angegeben.

(2) Die Schubtragfähigkeit dissipativer Stützen sollte auf der Grundlage der Tragfähigkeit des Stahlprofils oder auf der Grundlage der Tragfähigkeit der Stahlbetonstütze, in der das Hohlprofil nur als Bewehrung wirkt, ermittelt werden.

(3) Für nichtdissipativer Bauteile sollte die Schubtragfähigkeit der Stütze nach EN-1994-1-1 bestimmt werden.

## 7.7 Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von biegesteifen Rahmen

### 7.7.1 Spezifische Regeln

(1)P Es gilt 6.6.1(1)P.

(2)P Verbundträger sind im Hinblick auf Duktilität und die Bewahrung der Integrität des Betons auszulegen.

(3) In Abhängigkeit von der Lage der dissipativen Bereiche gilt 7.5.2(4) oder 7.5.2(5).

(4) Die geforderte Verteilung der Fließgelenkausbildung über das Tragwerk sollte durch die Einhaltung von 4.4.2.3, 7.7.3, 7.7.4 und 7.7.5 erreicht werden.

### 7.7.2 Berechnung

(1)P Die Tragwerksberechnung ist auf der Grundlage der in 7.4 definierten Querschnittswerte durchzuführen.

(2) In Trägern sollten zwei verschiedene Biegesteifigkeiten berücksichtigt werden: in Bereichen der positiven (Feld-)Momente  $EI_1$  mit ungerissenem Betonquerschnitt, in Bereichen der negativen (Stützen-) Momente  $EI_2$  mit gerissenem Betonquerschnitt.

(3) Alternativ darf die Berechnung mit einem über die gesamte Trägerlänge konstanten äquivalenten Flächenmoment 2. Grades (Trägheitsmoment)  $I_{eq}$  durchgeführt werden:

$$I_{eq} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2 \quad (7.13)$$

- (4) Die Biegesteifigkeit von Verbundstützen ist gegeben durch:

$$(EI)_c = 0,9(EI_a + r E_{cm} I_c + E I_s) \quad (7.14)$$

mit

$E$  und  $E_{cm}$  als Elastizitätsmoduln des Stahls bzw. des Betons;

$r$  als ein Abminderungsbeiwert in Abhängigkeit vom Stützenquerschnitt;

$I_a$ ,  $I_c$  und  $I_s$  als die Flächenmomente 2. Grades des Stahlquerschnittes, des Betons und der Bewehrung.

ANMERKUNG Die Werte für  $r$ , die in einem Land anzuwenden sind, dürfen im Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt werden. Der empfohlene Wert ist  $r = 0,5$ .

### 7.7.3 Regeln für Stützen und Träger

(1)P T-förmige Verbundträger sind nach **7.6.2** auszulegen. Teilweise einbetonierte Träger sind nach **7.6.5** auszulegen.

(2)P Für Verbundträger muss der Biegendrillknicknachweis nach EN 1994-1-1, unter der Annahme eines negativen plastischen Momentes an einem Trägerende, geführt werden.

(3) Es gilt **6.6.2(2)**.

(4) Verbundfachwerkträger sollten nicht als dissipative Träger angesetzt werden.

(5)P Es gilt **6.6.3(1)P**.

(6) Bei der Bemessung von Stützen, in denen sich nach **7.7.1(1)** Fließgelenke ausbilden, sollte angenommen werden, dass in den plastischen Gelenken  $M_{pl,Rd}$  erreicht wird.

(7) Die nachfolgende Beziehung sollte für alle Stützen erfüllt werden:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.15)$$

(8) Die Stützenbemessung sollte nach EN 1994-1-1:2004, **4.8** erfolgen.

(9) Die rechnerische Querkraft in Stützen  $V_{Ed}$  sollte nach Beziehung (6.4) begrenzt werden.

### 7.7.4 Riegel-Stützen-Anschlüsse

(1) Es gelten die Vorgaben aus **6.6.4**.

### 7.7.5 Bedingungen für Vernachlässigung der Verbundwirkung in Trägern mit Betonplatten

(1)P Für Verbundträger mit Betonplatte darf die plastische Tragfähigkeit (oberer oder unterer Grenzwert der plastischen Tragfähigkeit dissipativer Zonen) unter ausschließlichem Ansatz des Stahlträgers (Bemessung entsprechend Konzept c) gemäß **7.1.2** ermittelt werden, wenn die Betonplatte in einem Bereich mit dem Durchmesser  $2b_{eff}$  um die Stütze von dem Stahlrahmen vollständig entkoppelt ist; hierbei ist  $b_{eff}$  der Größtwert der mittragenden Breiten der an die Stütze angeschlossenen Träger.

(2) „Vollständig entkoppelt“ im Sinne von **(1)P** bedeutet, dass kein Kontakt zwischen der Platte und allen vertikalen Flanken aller Stahlbauteile besteht (z. B. Stützen, Kopfbolzen, profiliertem Flansch, an die Trägerflansche angenagelten Profilblechen).

(3) Für teilweise einbetonierte Querschnitte sollte die Mitwirkung des Kammerbetons berücksichtigt werden.

## **7.8 Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von konzentrischen Verbänden in Verbundbauweise**

### **7.8.1 Besondere Kriterien**

- (1)P Es gilt **6.7.1(1)P**.
- (2)P Träger und Stützen sind in Stahl- oder Verbundbauweise auszuführen.
- (3)P Diagonalstreben sind aus Stahl auszuführen.
- (4)P Es gilt **6.7.1(2)P**.

### **7.8.2 Berechnung**

- (1) Es gelten die in **6.7.2** angegebenen Bestimmungen.

### **7.8.3 Diagonalstreben**

- (1) Es gelten die in **6.7.3** angegebenen Bestimmungen.

### **7.8.4 Riegel und Stützen**

- (1) Es gelten die in **6.7.4** angegebenen Bestimmungen.

## **7.9 Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von Rahmen mit exzentrischen Verbänden in Verbundbauweise**

### **7.9.1 Besondere Kriterien**

(1)P Exzentrische Verbände in Verbundbauweise sind so auszulegen, dass die Energiedissipation durch die Ausbildung plastischer Schubmechanismen in den Verbindern stattfinden kann. Alle anderen Bauteile müssen elastisch bleiben, ein Versagen der Anschlüsse ist zu verhindern.

(2)P Stützen, Riegel und Diagonalstreben sind in Stahl- oder Verbundbauweise auszuführen.

(3)P Stützen, Diagonalstreben und Riegelabschnitte, die außerhalb der Verbinder liegen, sind so zu bemessen, dass sie unter den größten, aus der vollständigen Durchplastizierung und zyklischer Wiederfestigung des Verbinders resultierenden Schnittgrößen elastisch bleiben.

(4)P Es gilt **6.8.1(2)P**.

### **7.9.2 Berechnung**

(1)P Die Tragwerksberechnung ist auf der Grundlage der in **7.4.2** definierten Querschnittswerte durchzuführen.

(2) In Trägern sollten zwei verschiedene Biegesteifigkeiten berücksichtigt werden: in Bereichen der positiven (Feld-)Momente  $EI_1$  mit ungerissenem Betonquerschnitt, in Bereichen der negativen (Stützen-) Momente  $EI_2$  mit gerissenem Betonquerschnitt.

### **7.9.3 Verbinder**

(1)P Verbinder sollten als Stahlquerschnitte, eventuell im Verbund mit Betonplatte, ausgeführt werden. Verbinder dürfen nicht einbetoniert werden.

(2) Für die Verbinder und deren Steifigkeiten gelten die Anforderungen nach **6.8.2**. Es sollten kurze oder mittlere Verbinder verwendet werden, mit der maximalen Länge  $e$ :

in Tragwerken mit zwei plastischen Gelenken an den Enden des Verbinder

$$e = 2M_{p,link} / V_{p,link} \quad (7.16)$$

in Tragwerken mit einem Fließgelenk an einem Ende des Verbinder

$$e < M_{p,link} / V_{p,link} \quad (7.17)$$

Die Definitionen für  $M_{p,link}$  und  $V_{p,link}$  sind in **6.8.2(3)** gegeben. Zur Ermittlung von  $M_{p,link}$  wird nur der Stahlquerschnitt des Verbinder, ohne Berücksichtigung der Betonplatte, angesetzt.

(3) Für Verbinder, die an eine Stahlbeton- oder einbetonierte Verbundstütze biegesteif angeschlossen sind, sollten an beiden Enden des Verbinder – zur Stütze hin am Ende des Verbinder – Kopfplatten angeordnet werden. Diese Platten sollten mit **7.5.4** übereinstimmen.

(4) An dissipative Verbinder angrenzende Riegel-Stützenanschlüsse sollten nach **7.5.4** ausgelegt werden.

(5) Anschlüsse sollten die in **6.8.4** festgelegten Anforderungen für Verbindungen in exzentrischen Stahlverbänden erfüllen.

#### 7.9.4 Tragwerksteile ohne integrierte Verbinder

(1) Tragwerksteile, in denen keine seismischen Verbinder integriert sind, sollten mit den Regeln in **6.8.3** übereinstimmen; hierbei sollten für Verbundbauteile die Verbundwirkung und die Regeln für Bauteile in **7.6** und gemäß EN 1994-1-1:2004 berücksichtigt werden.

(2) In vollständig einbetonierten Verbundstützen sollte oberhalb und unterhalb des Verbinderanschlusses Querbewehrung nach **7.6.4** angeordnet werden.

(3) Für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Verbundstreben für Zugbelastung sollte ausschließlich der Querschnitt des Stahlprofils angesetzt werden.

### 7.10 Auslegungskriterien für Verbundtragsysteme mit Schubwänden aus Stahlbeton in Verbund mit Stahlbauteilen

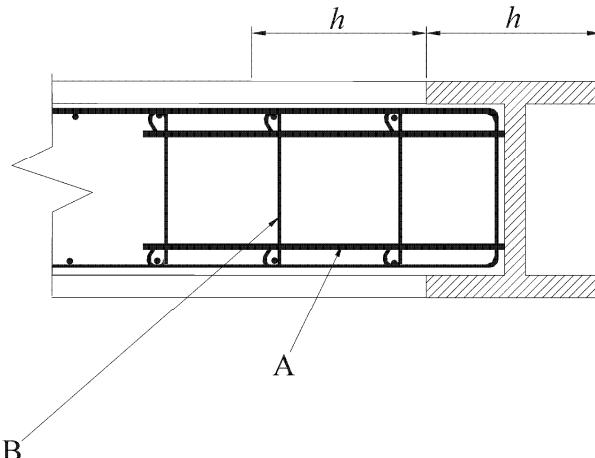
#### 7.10.1 Besondere Kriterien

(1)P Die Bestimmungen dieses Unterabschnittes gelten für Verbundtragsysteme, die zu einem der drei in **7.3.1e** definierten Typen gehören.

(2)P Verbundtragsysteme der Typen 1 und 2 werden als Schubwände ausgelegt, in denen die Energiedissipation in den vertikalen Stahlprofilen und der vertikalen Bewehrung stattfindet. Zur Verhinderung von Abtrennung sind die Betonaufschüttungen mit den Randelementen zu verbinden

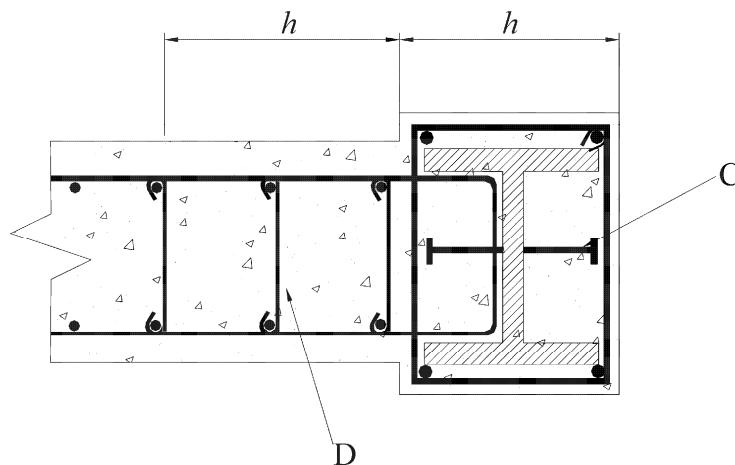
(3)P Im Tragsystem des Typs 1 sind die Schubkräfte aus jedem Stockwerk durch horizontalen Schub in der Wand und die Verbindung zwischen der Wand und den Trägern aufzunehmen.

(4)P Tragsysteme des Typs 3 sind so auszulegen, dass die Energiedissipation in den Schubwänden und den Koppelträgern stattfindet.

**Legende**

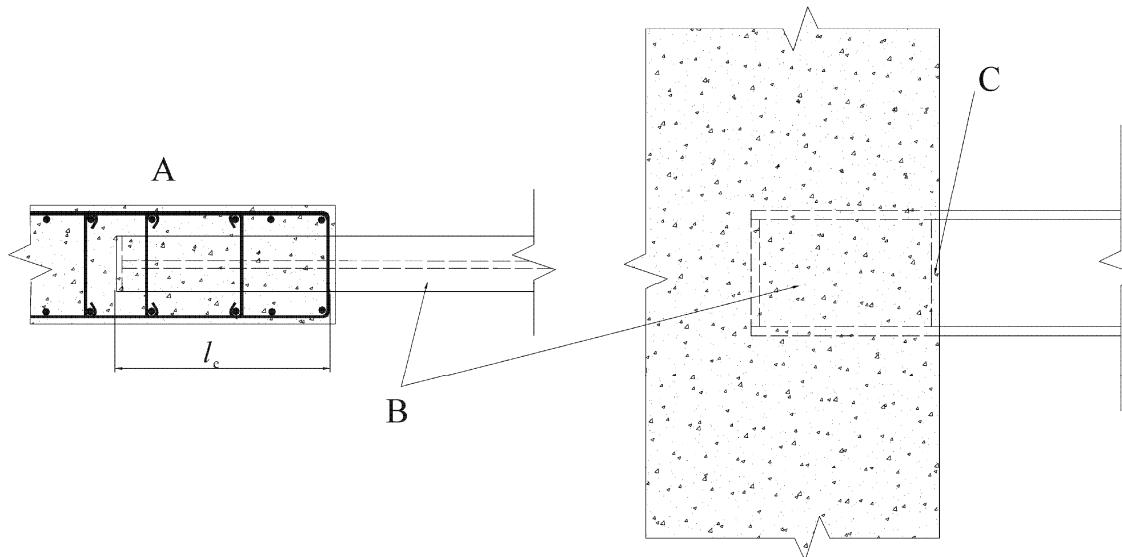
- A an die Stütze angeschweißte Bewehrung  
B Querbewehrung

**Bild 7.9a — Details eines teilweise einbetonierten Randelementes  
(die Querbewehrung gilt für die Duktilitätsklasse DCH)**

**Legende**

- C Verbunddübel  
D Querzugverankerung

**Bild 7.9b — Details eines vollständig einbetonierten Randelementes  
(Querbewehrung gilt für Duktilitätsklasse DCH)**



#### Legende

- A zusätzliche Wandbewehrung am eingebetteten Stahlträger
- B Stahlkoppelträger
- C lasttragende Kopfplatte

**Bild 7.10 — Details eines an eine Wand biegesteif angeschlossenen Koppelträgers  
(Details gelten für Duktilitätsklasse DCH)**

#### 7.10.2 Berechnung

(1)P Die Tragwerksberechnung ist auf der Grundlage der in Abschnitt 5 für Stahlbetonwände und der in 7.4.2 für Verbundträger definierten Querschnittswerte durchzuführen.

(2)P Für die Bemessung der Tragsysteme des Typs 1 oder 2, in denen vertikale, vollständig oder teilweise einbetonierte Stahlprofile als Randelemente von Stahlbetonausfachungen angeordnet sind, sind in diesen Elementen aus der Erdbebeneinwirkung nur die Längskräfte anzusetzen.

(3) Diese Längskräfte sind unter der Annahme zu ermitteln, dass die Schubkräfte von den Stahlbetonwände aufgenommen werden und die Gravitationslasten durch das Kippmoment durch die Wand im Verbund mit den Randelementen aufgenommen werden.

(4) Für Verbundträger, die in Tragsystemen des Typs 3 als Koppelträger eingesetzt werden, gelten 7.7.2(2) und (3).

#### 7.10.3 Regeln für bauliche Durchbildung von Verbundwänden der Duktilitätsklasse DCM

(1)P Die Stahlbetonausfachungen im Typ 1 und die Stahlbetonwände in den Typen 2 und 3 müssen die Anforderungen des Abschnitts 5 für Wände der Duktilitätsklasse DCM erfüllen.

(2)P Teilweise einbetonierte Stahlprofile, die als Randelemente für Stahlbetonwände eingesetzt werden, müssen zu der Querschnittsklasse gehören, die für den Verhaltensbeiwert des Bauwerks, wie in Tabelle 7.3 angegeben, gilt.

(3)P Vollständig einbetonierte Stahlprofile, die als Randelemente für Stahlbetonwände eingesetzt werden, sind nach 7.6.4 zu bemessen.

(4)P Teilweise einbetonierte Stahlprofile, die als Randelemente für Stahlbetonwände eingesetzt werden, sind nach 7.6.5 zu bemessen.

(5) Zur vertikalen und horizontalen Schubsicherung zwischen Beton und den Stahlelementen sollten Kopfbolzendübel oder Zuganker (an die Stahlprofile angeschweißt, durch Öffnungen oder um das Profil geführt) angeordnet werden.

#### 7.10.4 Regeln für bauliche Durchbildung von Koppelträgern der Duktilitätsklasse DCM

(1)P Koppelträger müssen in der Stahlbetonwand auf einer Länge eingebettet werden, die ausreichend ist, um die ungünstigste Kombination aus Biege- und Schubbelastung, ermittelt aus der Biege- und Schubtragfähigkeit des Koppelträgers, aufzunehmen. Die Einbettungslänge  $l_e$  muss innerhalb der ersten Bewehrungslage der Umschnürung in dem Randelement der Wand liegen (siehe Bild 7.10). Die Einbettungslänge  $l_e$  darf nicht weniger als das 1,5-fache der Trägerhöhe betragen.

(2)P Die Bemessung des Träger-Wand-Anschlusses muss mit 7.5.4 übereinstimmen.

(3) Die vertikale Wandbewehrung, mit dem Bemessungswert der Längstragfähigkeit gleich der Schubfestigkeit des Koppelträgers nach 7.5.4(9) und (10) bestimmt, sollte über der Einbettungslänge angeordnet werden, wobei 2/3 der Bewehrung über der ersten Hälfte der Einbettungslänge vorzusehen sind. Diese Wandbewehrung sollte sich mindestens über eine Verankerungslänge oberhalb und unterhalb des Koppelträgers erstrecken. Vertikale Bewehrung, die zu anderen Zwecken, z. B. für vertikale Randelemente, vorgesehen wurde, darf hierbei angerechnet werden. Querbewehrung sollte mit 7.6 übereinstimmen.

#### 7.10.5 Zusätzliche Anforderungen für die Duktilitätsklasse DCH

(1)P Vollständig oder teilweise einbetonierte Verbundrandelemente müssen durch Querbewehrung umschnürt werden. Die Querbewehrung muss sich über die Entfernung von  $2h$  in die Betonwand erstrecken, hierbei ist  $h$  die Breite des Randelements in Richtung der Wandfläche (siehe Bild 7.9a) und b)).

(2)P Für die Koppelträger gelten die Anforderungen der seismischen Verbinder in Rahmen mit exzentrischen Verbänden.

### 7.11 Regeln für die Auslegung und bauliche Durchbildung von Verbundtragwerken mit Schubfeldern aus Stahl

#### 7.11.1 Besondere Kriterien

(1)P Verbundtragwerke mit Schubfeldern aus Stahl sind für die Plastizierung infolge Schub in der Stahlplatte auszulegen.

(2) Das Stahlschubfeld sollte durch ein- oder zweiseitige Betonummantelung, mit der das Schubfeld verbunden ist, ausgesteift werden,  $\text{AC}$  damit vorzeitiges Beulen der Stahlplatte verhindert wird  $\text{AC}$ .

#### 7.11.2 Berechnung

(1) Die Tragwerksberechnung ist auf der Grundlage der in 7.4.2 und 7.6 definierten Querschnittswerte und Werkstoffeigenschaften durchzuführen.

#### 7.11.3 Regeln für bauliche Durchbildung

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad (7.18)$$

mit der Schubtragfähigkeit definiert als

$$V_{Rd} = A_{pl} \times f_{yd} / \sqrt{3} \quad (7.19)$$

Dabei ist

$f_{yd}$  der Bemessungswert der Streckgrenze des Stahlschubfeldes; und

$A_{pl}$  die horizontale Querschnittsfläche des Schubfeldes.

(2)P Die Verbindung zwischen dem Schubfeld und den Randelementen (Stützen und Trägern) sowie zwischen dem Schubfeld und der Betonummantelung ist so zu bemessen, dass sich die plastische Tragfähigkeit des Schubfeldes vollständig entwickeln kann.

(3)P Das Schubfeld muss an allen Rändern durchgehend durch angeschweißte oder angeschraubte Stahl- oder Randelemente eingerahmt werden, damit die plastische Schubtragfähigkeit des Feldes erreicht wird.

(4)P Die Randelemente sind nach **7.10** auszulegen.

(5) Die Dicke der Betonummantelung sollte bei einseitiger Anordnung mindestens 200 mm, bei zweiseitiger Anordnung 100 mm je Seite betragen.

(6) Der Bewehrungsgrad sollte in beiden Richtungen 0,25 % nicht unterschreiten.

(7) Öffnungen im Schubfeld sollten entsprechend den Bemessungsregeln ausgesteift werden.

## 7.12 Prüfung des Entwurfs und Ausführungskontrolle

(1) Für die Prüfung des Entwurfs und Ausführungskontrolle gilt **6.11**.

# 8 Besondere Regeln für Holzbauten

## 8.1 Allgemeines

### 8.1.1 Anwendungsbereich

(1)P Für die Bemessung und Konstruktion von Holzbauten gilt EN 1995. Die nachfolgenden Regeln ergänzen vorhandene Regeln der EN 1995.

### 8.1.2 Definitionen

(1)P Die folgenden Begriffe werden in diesem Abschnitt mit den folgenden Bedeutungen verwendet:

#### statische Zähigkeit

Verhältniswert zwischen der Grenzverformung und der in quasistatischen zyklischen Versuchen (siehe **8.3(3)P**) ermittelten Verformung im Versagenszustand

#### nachgiebige Verbindungen

Verbindungen mit bedeutender Nachgiebigkeit, deren Einfluss in der statischen Berechnung nach EN 1995 berücksichtigt werden muss (z. B. Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln)

#### starre Verbindungen

Verbindungen, deren Nachgiebigkeit nach EN 1995 vernachlässigbar ist (z. B. geleimte Vollholzverbindungen)

#### Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln

Verbindungen mit stiftförmigen, mechanischen Verbindungsmitteln (Nägel, Klemmen, Holzscreuben, Stabdübel, Bolzen), die rechtwinklig zu ihrer Achse beansprucht sind

**zimmermannsmäßige Verbindungen**

Verbindungen, bei denen die Lasten über Druckflächen und ohne mechanische Verbindungsmittel übertragen werden (z. B. Versatzanschlüsse, Zapfen, Blattstöße)

**8.1.3 Auslegungskonzepte**

(1)P Holzbauten, die Erdbebenlasten aufnehmen müssen, sind nach einem der beiden folgenden Konzepte auszulegen:

- a) dissipatives Tragwerksverhalten;
- b) nichtdissipatives Tragwerksverhalten.

(2) Im Konzept a) wird die Fähigkeit bestimmter Teile des Tragwerks (der dissipativen Bereiche) berücksichtigt, Erdbebeneinwirkungen jenseits ihres elastischen Verhaltensbereichs aufzunehmen. Wenn man das in **3.2.2.5** definierte Bemessungsspektrum verwendet, darf der Verhaltensbeiwert  $q$  größer als 1,5 angenommen werden. Der Wert von  $q$  hängt von der Duktilitätsklasse des Tragwerks ab (siehe **8.3**).

(3)P Tragwerke, die nach dem Konzept a) ausgelegt werden, müssen der Duktilitätsklasse M oder H angehören. Ein Tragwerk, das einer Duktilitätsklasse zugeordnet wird, muss besondere Anforderungen in einem oder mehreren der nachfolgenden Aspekte erfüllen: Tragwerkstyp, Typ und Rotationsfähigkeit von Verbindungen.

(4)P Die dissipativen Bereiche sind in den Verbindungen und mechanischen Verbindungsmitteln anzutragen, während für die Holzbauteile selbst elastisches Verhalten anzunehmen ist.

(5) Die Eigenschaften der dissipativen Bereiche sind nach prEN 12512 durch Versuche entweder an einzelnen Verbindungen, an ganzen Tragwerken oder an deren Teilen zu bestimmen.

(6) Im Konzept b) werden die Schnittgrößen auf der Grundlage einer elastischen Tragwerksberechnung, ohne Berücksichtigung nichtlinearen Baustoffverhaltens, ermittelt. Wenn man das in **3.2.2.5** definierte Bemessungsspektrum verwendet, sollte der Verhaltensbeiwert  $q$  nicht größer als 1,5 angenommen werden. Die Tragfähigkeit aller Tragwerksteile und Verbindungen sollte nach **AC** EN 1995-1-1:2004 **AC** ohne Zusatzanforderungen ermittelt werden. Diese Konzept wird als Duktilitätsklasse L (niedrig) bezeichnet und ist nur für bestimmte Tragwerkstypen geeignet.

**8.2 Baustoffe und Eigenschaften von dissipativen Bereichen**

(1)P Es gelten die maßgeblichen Anforderungen der EN 1995. Für Bauelemente aus Stahl gilt EN 1993.

(2)P Bei Anwendung des Konzepts für dissipatives Tragwerksverhalten gelten folgende Bestimmungen:

- a) Nur Baustoffe und mechanische Verbindungsmittel, die ein entsprechendes Verhalten gegenüber niedrigzyklischer Ermüdung aufweisen, dürfen in Verbindungen verwendet werden, die man als dissipative Bereiche ansetzt.
- b) Leimverbindungen sind als nichtdissipative Bereiche zu betrachten.
- c) Zimmermannsmäßige Verbindungen dürfen nur dann verwendet werden, wenn sie eine genügend große Energiedissipationsfähigkeit bieten und nicht durch sprödes Versagen infolge Schub oder Zug senkrecht zur Faserrichtung gefährdet sind. Die Entscheidung über ihre Verwendung ist aufgrund geeigneter Versuchsergebnisse zu treffen.

(3) Die Forderung in (2)P a) dieses Unterabschnittes wird als erfüllt betrachtet, wenn die Bedingungen in **8.3(3)P** eingehalten werden.

(4) Für das Beplankungsmaterial von Wandscheiben und Schubfeldern wird (2)P a) als erfüllt betrachtet, wenn folgende Bedingungen eingehalten sind.

- a) die Dichte der verwendeten Spanplatten beträgt mindestens  $650 \text{ kg/m}^3$ ;
- b) Sperrholz-Beplankungen sind mindestens 9 mm dick;
- c) Beplankungen aus Spanplatten oder Faserplatten sind mindestens 13 mm dick.

(5)P Die für Verbindungen verwendeten Stahlwerkstoffe müssen folgende Bedingungen erfüllen:

- a) alle aus Stahl gefertigten Verbindungsmittel müssen die einschlägigen Anforderungen in EN 1993 erfüllen;
- b) die Zähigkeitseigenschaften von Verbindungen in Fachwerken und zwischen Beplankung und Holzrahmen bei Tragwerken der Duktilitätsklasse M oder H (siehe 8.3) sind bezüglich der Einhaltung von 8.3(3)P durch zyklische Versuche für maßgebende Kombination von Bauteilen und Verbindungsmitteln zu überprüfen

### 8.3 Duktilitätsklassen und Verhaltensbeiwerte

(1)P Nach ihrer Duktilität und ihrem Energiedissipationsvermögen unter Erdbebeneinwirkungen sind Holzbauten einer der drei Duktilitätsklassen, L, M oder H, zuzuordnen, die in Tabelle 8.1 zusammen mit den entsprechenden Höchstbeträgen der Verhaltensbeiwerte angegeben sind.

ANMERKUNG Im Nationalen Anhang eines Landes darf die Wahl der Auslegungskonzepte, die in diesem Land zulässig sind, eingeschränkt werden.

**Tabelle 8.1 — Auslegungskonzepte, Tragwerkstypen und Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte für die drei Duktilitätsklassen**

Auslegungskonzept und Duktilitätsklasse	$q$	Beispiele für Tragwerke
niedriges Energiedissipationsvermögen – DCL	1,5	Kragarm-Tragwerke; Träger; Zwei- oder Dreigelenkbögen; Fachwerke mit Dübelverbindungen
mittleres Energiedissipationsvermögen – DCM	2	Verleimte Wandscheiben mit verleimten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen; Fachwerke mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen; Tragwerke in Mischbauweise, bestehend aus Holzrahmen (zur Aufnahme der Horizontallasten) und einer nichttragenden Ausfachung
	2,5	Statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen (siehe 8.1.3(3)P)
hohes Energiedissipationsvermögen – DCH	3	Genagelte Wandscheiben mit verleimten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen; Fachwerke mit Nagelverbindungen
	4	Statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen (siehe 8.1.3(3)P)
	5	Genagelte Wandscheiben mit genagelten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen

(2) Für Bauwerke, die im Aufriss nicht regelmäßig sind (siehe 4.2.3.3), sollten die in Tabelle 6.2 aufgeführten Werte von  $q$  um 20 % abgemindert werden; eine Abminderung auf Werte kleiner 1,5 ist nicht erforderlich (siehe 4.2.3.1(7) und Tabelle 4.1).

(3)P Um die Anwendbarkeit der angegebenen Verhaltensbeiwerte sicherzustellen, müssen die dissipativen Bereiche in der Lage sein, durch plastische Verformungen in wenigstens drei Zyklen mit voller Wechselbeanspruchung ein statisches Zähigkeitsverhältnis von 4 für Tragwerke der Duktilitätsklasse M und von 6 für Tragwerke der Duktilitätsklasse H zu erreichen hierbei darf ihre Tragfähigkeit um nicht mehr als 20 % abnehmen.

(4) Die Bestimmungen von (3)P in diesem Unterabschnitt und von **8.2(2)a** und **8.2(5)b**) dürfen für die dissipativen Bereiche aller Tragwerkstypen als erfüllt betrachtet werden, wenn folgende Bedingungen eingehalten sind:

- Bei Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Anschlüssen mit stiftförmigen, Bolzen- und Nagelverbindungen beträgt die Mindestdicke der miteinander verbundenen Bauteile  $8d$  und der Durchmesser des Verbindungsmittels  $d$  ist nicht größer als 12 mm.
- Bei der Beplankung von Wandscheiben und Schubfeldern handelt es sich um eine Holzwerkstoff-Beplankung mit einer Mindestdicke der Beplankung von  $4d$ , wobei der Nageldurchmesser  $d$  nicht größer ist als 3,1 mm.

Werden die o. g. Anforderungen nicht erfüllt, jedoch die Mindestdicke der Bauteile von  $8d$  und  $3d$  für die Fälle a) bzw. b) eingehalten wird, sollten die in Tabelle 8.2 angegebenen reduzierten Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte  $q$  verwendet werden.

**Tabelle 8.2 — Tragwerkstypen und reduzierte Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte**

Tragwerkstyp	Verhaltensbeiwert $q$
Statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen	2,5
Genagelte Wandscheiben mit genagelten Schubfeldern	4,0

(5) Für Tragwerke mit unterschiedlichen und unabhängigen Eigenschaften in  $x$ - und  $y$ -Richtung sollten unterschiedliche, den jeweiligen Tragwerkseigenschaften entsprechende  $q$ -Beiwerte für die Berechnung der Schnittgrößen aus Erdbeben in jeder Hauptrichtung verwendet werden.

## 8.4 Tragwerksberechnung

(1)P In der Berechnung ist der Schlupf in den Verbindungen des Tragwerks zu berücksichtigen

(2)P Es ist der Wert des  $E_0$ -Moduls für sehr kurze Lasteinwirkungsdauer (um 10 % höher als für kurze Lasteinwirkungsdauer) anzusetzen.

(3) Die Deckenscheiben können für die Modellabbildung des Tragwerks ohne weiteren Nachweis als starr betrachtet werden, wenn die beiden nachfolgenden Bedingungen erfüllt werden:

- die in **8.5.3** angegebenen Regeln für die bauliche Durchbildung von horizontalen Scheiben angewandt werden

und

- ihr Öffnungen die Gesamtsteifigkeit der Decke in ihrer Ebene nicht wesentlich beeinträchtigen.

## 8.5 Regeln für die bauliche Durchbildung

### 8.5.1 Allgemeines

(1)P Die in **8.5.2** und **8.5.3** angegebenen Regeln für die bauliche Durchbildung gelten für erdbebenwiderstandsfähige Teile von Tragwerken, die entsprechend dem Konzept für dissipatives Tragwerksverhalten (Duktilitätsklasse M oder H) ausgelegt worden sind.

(2)P Tragwerke mit dissipativen Bereichen sind so auszulegen, dass diese Bereiche hauptsächlich in solchen Tragwerksteilen gelegen sind, wo plastische Verformungen oder örtliches Beulen oder andere, durch das hysteretische Verhalten bedingte Erscheinungen die Gesamtstabilität des Tragwerks nicht beeinträchtigen.

### 8.5.2 Regeln für die bauliche Durchbildung von Verbindungen

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

(2)P Bolzen und Stabdübel sind anzuziehen und lochspielfrei auszuführen. Dicke Bolzen und Stabdübel ( $d > 16 \text{ mm}$ ) sind bei Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Verbindungen nicht zu verwenden, außer zusammen mit Dübeln.

(3) Glattschaftige Nägel und Klemmern sollten im Allgemeinen nicht ohne Zusatzmaßnahmen gegen Herausziehen verwendet werden.

(4) Bei Zug rechtwinklig zur Faserrichtung sind Zusatzmaßnahmen zur Vermeidung eines Aufspaltens vorzusehen (z. B. Nagelplatten oder Sperrholzplatten).

### 8.5.3 Regeln für die bauliche Durchbildung von horizontalen Scheiben

(1)P Für horizontale Scheiben unter Erdbebeneinwirkungen gilt EN 1995-1-1:2004 mit den folgenden Änderungen:

- der Erhöhungsbeiwert 1,2 für die Tragfähigkeit von Verbindungselementen an den Rändern von Beplankungen darf nicht verwendet werden;
- für versetzt angeordnete Beplankungen darf der Erhöhungsbeiwert 1,5 für Nagelabstände entlang der unterbrochenen Ränder nicht verwendet werden;
- die Verteilung der Schubkräfte in den Scheiben ist unter Berücksichtigung der Lage der vertikalen Bauteile, die Horizontallasten abtragen, im Grundriss zu ermitteln.

(2)P Alle Beplankungsränder, die sich nicht auf Rahmenteilen treffen, sind auf Ausklotzungen aufzulagern und mit ihnen zu verbinden. Ausklotzungen sind ebenfalls in horizontalen Scheiben über den vertikalen Bauteilen, die Horizontallasten abtragen (z. B. Wänden), vorzusehen.

(3)P Die Durchlaufwirkung von Trägern und insbesondere von Kopfbalken ist in Bereichen mit Störungen (Unregelmäßigkeiten) im Scheibensystem sicherzustellen.

(4)P Wenn zwischendurch keine seitlichen Ausklotzungen vorgesehen werden, die über gesamte Trägerhöhe verlaufen, ist die Schlankheit von Balkenquerschnitten auf  $h/b < 4$  zu begrenzen.

(5)P In Erdbebengebieten mit  $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$  ist der Abstand der Verbindungsmittel im Bereich von Unterbrechungen um 25 %, jedoch nicht unter den in **[AC]** EN 1995-1-1:2004 **[AC]** angegebenen Mindestabstand, zu verkleinern.

(6)P Wenn die Decken für die Tragwerksberechnung als starr in ihrer Ebene betrachtet werden, sind keine Richtungswechsel der Träger über Auflagern zugelassen, bei denen Horizontalkräfte auf vertikale Bauteile (z. B. Schubwände) übertragen werden.

## 8.6 Sicherheitsnachweise

(1)P Die Festigkeitskennwerte des Holzbaustoffs sind unter Berücksichtigung der  $k_{\text{mod}}$ -Werte für sehr kurze Lasteinwirkungsdauer nach EN 1995-1-1:2004 zu bestimmen.

(2)P Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Tragwerken, die nach dem Konzept des niedrig-dissipativen Tragwerksverhaltens (Duktilitätsklasse L) ausgelegt werden, gelten die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften  $\gamma_M$  für Grundkombinationen der Einwirkungen nach AC EN 1995-1-1:2004 AC.

(3)P Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Tragwerken, die nach dem Konzept des dissipativen Tragwerksverhaltens (Duktilitätsklasse M oder H) ausgelegt werden, gelten die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften  $\gamma_M$  für außergewöhnliche Einwirkungskombinationen nach AC EN 1995-1-1:2004 AC.

(4)P Um die Ausbildung der zyklischen Plastizierung in den dissipativen Bereichen sicherzustellen, sind alle übrigen zum Tragwerk gehörenden Bauteile und Verbindungen mit ausreichender Überfestigkeit auszulegen. Diese Überfestigkeitsanforderung gilt insbesondere für:

- Verankerungen und alle Verbindungen zu massiven Bauteilen;
- Verbindungen zwischen horizontalen Scheiben und vertikalen Bauteilen, die Horizontallasten abtragen.

(5) Zimmermannsmäßige Verbindungen sind nicht durch sprödes Versagen gefährdet, wenn der Nachweis für Schubspannungen nach EN 1995 mit einem zusätzlichen Sicherheitsbeiwert von 1,3 geführt wird.

## 8.7 Kontrolle von Entwurf, Berechnung und Ausführung

(1)P Es gelten die Bestimmungen der EN 1995.

(2)P Folgende zum Tragwerk gehörende Bauteile sind in den Ausführungsplänen zu kennzeichnen und mit Angaben zu ihrer besonderen Kontrolle während der Ausführung zu versehen:

- Verankerungen und alle Verbindungen zu massiven Bauteilen;
- zur Aussteifung vorgesehene Zugdiagonalen aus Stahl;
- Verbindungen zwischen horizontalen Scheiben und vertikalen Bauteilen, die Horizontallasten abtragen;
- Verbindungen zwischen Beplankungstafeln und Holzrahmen in horizontalen und vertikalen Scheiben.

(3)P Die besondere Kontrolle der Ausführung muss die Baustoffeigenschaften und die Sorgfalt bei der Bauausführung beinhalten.

## 9 Besondere Regeln für Mauerwerksbauten

### 9.1 Anwendungsbereich

(1)P Dieser Abschnitt gilt für die Bemessung von Hochbauten aus unbewehrtem, eingefasstem und bewehrtem Mauerwerk in Erdbebengebieten.

(2)P Für die Bemessung von Mauerwerksbauten gilt EN 1996. Die folgenden Regeln gelten zusätzlich zu den Regeln in EN 1996.

## **9.2 Baustoffe und Ausführung**

### **9.2.1 Mauersteinarten**

(1) Um ein örtliches sprödes Versagen zu vermeiden, sollten Mauersteine eine ausreichende Robustheit aufweisen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf die Gruppen von Mauersteinen nach Tabelle 3.1 von EN 1996-1-1:2004 auswählen, die (1) erfüllen.

### **9.2.2 Mindestfestigkeit von Mauersteinen**

(1) Außer in Zonen geringer Seismizität sollte die normierte Druckfestigkeit der Mauersteine, ermittelt nach EN 772-1, nicht geringer als die folgenden Mindestwerte sein:

- senkrecht zur Lagerfuge:  $f_{b,min}$ ;
- parallel zur Lagerfuge in der Wandebene:  $f_{bh,min}$ .

ANMERKUNG Die zum Gebrauch in einem Land  $f_{b,min}$  und  $f_{bh,min}$  zugewiesenen Werte dürfen in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Die empfohlenen Werte sind  $f_{b,min} = 5 \text{ N/mm}^2$  und  $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$ .

### **9.2.3 Mörtel**

(1) Es wird eine Mindestfestigkeit des Mörtels  $f_{m,min}$  gefordert, die im Allgemeinen größer ist als die in EN 1996 angegebene Mindestfestigkeit.

ANMERKUNG Der  $f_{m,min}$  zugewiesene Wert zur Verwendung in einem Land darf in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Die empfohlenen Werte sind  $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$  für unbewehrtes oder eingefasstes und  $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$  für bewehrtes Mauerwerk.

### **9.2.4 Mauerwerksverbund**

(1) Es gibt 3 alternative Klassen der Stoßfugenausführung:

- a) vollständig vermörtelte Stoßfugen;
- b) unvermörtelte Stoßfugen;
- c) unvermörtelte Stoßfugen mit mechanischer Verbindung zwischen den Mauersteinen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf festlegen, welche der 3 o. g. Klassen in einem Mitgliedsstaat oder Teilen des Mitgliedstaates verwendet werden dürfen.

## **9.3 Bauwerkstypen und Verhaltensbeiwerte**

(1) In Abhängigkeit von der Art des für die erbebenwiderstandsfähigen Bauteile verwendeten Mauerwerks sollten die Mauerwerksbauten einem der folgenden Bauwerkstypen zugeordnet werden:

- a) Bauwerke aus unbewehrtem Mauerwerk;
- b) Bauwerke aus eingefasstem Mauerwerk;
- c) Bauwerke aus bewehrtem Mauerwerk.

ANMERKUNG 1 Bauwerke mit Mauerwerkssystemen, die eine erhöhte Duktilität sicherstellen, sind hier ebenfalls eingeschlossen (siehe Anmerkung 2 zu Tabelle 9.1).

ANMERKUNG 2 Rahmenkonstruktionen mit Ausfachungsmauerwerk werden in diesem Abschnitt nicht behandelt.

(2) Aufgrund seiner geringen Zugfestigkeit und Duktilität soll die Verwendung von unbewehrtem Mauerwerk, das nur nach EN 1996 bemessen wird, in Erdbebengebieten begrenzt werden, da es lediglich eine geringe Dissipationsfähigkeit (DCL) bietet. Die effektive Wanddicke  $t_{ef}$  sollte dabei nicht kleiner als ein Mindestwert  $t_{ef,min}$  sein.

ANMERKUNG 1 Die Randbedingungen, unter denen unbewehrtes Mauerwerk, das ausschließlich nach EN 1996 bemessen wurde, in einem Mitgliedstaat angewendet werden darf, dürfen in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Diese Verwendung wird nur in Gebieten geringer Seismizität (siehe 3.2.1(4)) empfohlen.

ANMERKUNG 2 Der  $t_{ef,min}$  zur Verwendung in einem Land zugewiesene Wert, bei unbewehrtem Mauerwerk nach EN 1996, darf in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Die empfohlenen Werte für  $t_{ef,min}$  sind die Werte der 2. Spalte, 2. und 3. Reihe der Tabelle 9.2.

(3) Aus den in (2) in diesem Unterabschnitt angegebenen Gründen darf unbewehrtes Mauerwerk, das den Regeln dieses Eurocodes entspricht, nicht verwendet werden, wenn der Wert von  $a_g \cdot S$  einen Grenzwert  $a_{g,urm}$  überschreitet.

ANMERKUNG Der  $a_{g,urm}$  zur Verwendung in einem Land zugewiesene Wert darf in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Dieser Wert sollte nicht kleiner als der Grenzwert für die Gebiete geringer Seismizität sein. Der Grenzwert  $a_{g,urm}$  sollte mit den Werten für die Mindestfestigkeit der Mauersteine  $f_{b,min}$  und  $f_{bh,min}$  sowie des Mörtels  $f_{m,min}$  abgestimmt sein. Für die empfohlenen Werte in den Anmerkungen zu 9.2.2 und 9.2.3 beträgt der empfohlene Wert von  $a_{g,urm}$  0,20 g.

(4) Für die Bauwerkstypen a) bis c) sind zulässige Wertebereiche der Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte  $q$  in Tabelle 9.1 angegeben.

**Tabelle 9.1 — Bauwerkstypen und Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte**

Bauwerkstyp	Verhaltensbeiwert $q$
Unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1996 (empfohlen nur in Fällen geringer Seismizität)	1,5
Unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1998-1	1,5 bis 2,5
Eingefasstes Mauerwerk	2,0 bis 3,0
Bewehrtes Mauerwerk	2,5 bis 3,0

ANMERKUNG 1 Die  $q$  zugewiesenen Höchstwerte zur Verwendung in einem Land (innerhalb der Bereiche von Tabelle 9.1) dürfen in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Die empfohlenen Werte für  $q$  sind die in Tabelle 9.1 angegebenen unteren Grenzwerte der Bereiche.

ANMERKUNG 2 Für Gebäude, bei denen Mauerwerkssysteme verwendet werden, die eine erhöhte Duktilität der Struktur sicherstellen, dürfen besondere Werte des Verhaltensbeiwerts  $q$  verwendet werden, vorausgesetzt, die Mauerwerkssysteme und die entsprechenden Werte für  $q$  werden experimentell verifiziert. Die  $q$  zugewiesenen Werte zur Verwendung in einem Land für solche Gebäude dürfen in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein.

(5) Für Bauwerke, die im Aufriss nicht regelmäßig sind (siehe 4.2.3.3), sollten die Verhaltensbeiwerte  $q$  um 20 % abgemindert werden (siehe 4.2.3.1(7) und Tabelle 4.1), wobei keine Abminderung auf Werte kleiner 1,5 nötig ist.

## 9.4 Tragwerksberechnung

(1)P Das Tragwerksmodell des Bauwerks muss die Steifigkeitseigenschaften des ganzen Systems angemessen darstellen.

(2)P Die Steifigkeit der tragenden Bauteile muss unter Berücksichtigung ihrer Biege- und Schubverformbarkeit und, wenn von Bedeutung, ihrer Längskraftverformbarkeit ermittelt werden. Für die Berechnung darf die ungerissene, elastische Steifigkeit oder, besser und realistischer, die gerissene Steifigkeit verwendet werden, um den Einfluss der Rissbildung auf die Verformungen zu berücksichtigen und die Neigung des ansteigenden Astes eines bilinearen Kraftverformungsmodells des tragenden Bauteils besser anzunähern.

(3) Falls eine genaue, durch nachvollziehbare Berechnungen untermauerte Bestimmung der Steifigkeiteigenschaften nicht vorliegt, darf die gerissene Biege- und Schubsteifigkeit als die Hälfte der elastischen Steifigkeit des ungerissenen Bruttoquerschnitts angesetzt werden.

(4) Im Tragwerksmodell dürfen Wandabschnitte über Fensteröffnungen als Koppelbalken zwischen zwei Wandelementen betrachtet werden, wenn sie im regelmäßigen Verband mit den angrenzenden Wänden ausgeführt und sowohl mit dem Ringanker der Decke als auch mit den darunter liegenden Stürzen verbunden sind.

(5) Wenn die Koppelbalken im Tragwerksmodell berücksichtigt werden, kann eine Rahmenberechnung zur Bestimmung der Schnittgrößen in den vertikalen und horizontalen Bauteilen des Tragwerks verwendet werden.

(6) Eine Umverteilung der durch lineare Berechnung nach Abschnitt 4 ermittelten Gesamterdbebenlast auf die einzelnen Wände darf vorgenommen werden, wenn:

- das globale Gleichgewicht eingehalten ist (d. h. die gleiche Gesamterdbebenkraft und die gleiche Position der resultierenden Kraft erreicht wird);
- die Querkraft in keiner Wand um mehr als 25 % reduziert oder um mehr als 33 % erhöht wird und
- die Konsequenzen der Lastumlagerung für die Decke(n) berücksichtigt werden.

## 9.5 Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln

### 9.5.1 Allgemeines

(1)P Hochbauten aus Mauerwerk müssen aus Decken und Wänden bestehen, die in zwei orthogonalen horizontalen und einer vertikalen Richtung miteinander verbunden sind.

(2)P Die Verbindung zwischen Decken und Wänden muss durch Stahlanker oder Stahlbetonringbalken erfolgen.

(3) Jeder Deckentyp darf verwendet werden, vorausgesetzt, die allgemeinen Kontinuitätsanforderungen und eine wirksame Scheibenwirkung sind sichergestellt.

(4)P Schubwände müssen in mindestens zwei orthogonalen Richtungen vorgesehen sein.

(5) Schubwände sollten bestimmten geometrischen Anforderungen genügen, und zwar:

- Die effektive Dicke von Schubwänden  $t_{ef}$  darf nicht geringer als ein Mindestwert  $t_{ef,min}$  sein.
- Das Verhältnis  $h_{ef}/t_{ef}$  der effektiven Knicklänge der Wand (siehe EN 1996-1-1:2004) zu ihrer effektiven Dicke darf einen Höchstwert  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$  nicht überschreiten.
- Das Verhältnis der Wandlänge  $l$  zur größeren lichten Höhe  $h$  von an diese Wand angrenzenden Öffnungen darf nicht geringer als ein Mindestwert  $(l/h)_{min}$  sein.

**ANMERKUNG** Die  $t_{ef,min}$ ,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$  und  $(l/h)_{min}$  zur Anwendung in einem Land zugewiesenen Werte dürfen in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Die empfohlenen Werte von  $t_{ef,min}$ ,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$  und  $(l/h)_{min}$  sind in Tabelle 9.2 aufgeführt.

**Tabelle 9.2 — Empfohlene geometrische Bedingungen für Schubwände**

Mauerwerksart	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Unbewehrt, aus natürlichen Mauersteinen	350	9	0,5
Unbewehrt, aus beliebigen anderen Mauersteinen	240	12	0,4
Unbewehrt, aus beliebigen anderen Mauersteinen bei geringer Seismizität	170	15	0,35
Eingefasstes Mauerwerk	240	15	0,3
Bewehrtes Mauerwerk	240	15	unbegrenzt
Die verwendeten Formelzeichen haben folgende Bedeutung:			
$t_{ef}$ Wanddicke (siehe EN 1996-1-1:2004);			
$h_{ef}$ Knicklänge der Wand (siehe EN 1996-1-1:2004);			
$h$ größere lichte Höhe der an die Wand angrenzenden Öffnungen;			
$l$ Länge der Wand.			

(6) Schubwände, die den geometrischen Mindestanforderungen von (5) in diesem Unterabschnitt nicht entsprechen, dürfen als sekundäre Tragelemente angesehen werden. Sie sollten 9.5.2(1) und (2) entsprechen.

### 9.5.2 Zusätzliche Anforderungen für unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1998-1

(1) Horizontale Stahlbetonbalken oder alternativ Stahlanker sollten in der Wandebene in der Höhe jeder Decke und in jedem Fall in vertikalen Abständen von nicht mehr als 4 m vorgesehen werden. Diese Balken oder Ringanker sollten über den gesamten Umfang des Gebäudes durchlaufende Verbindungsbauteile darstellen und miteinander verbunden sein.

ANMERKUNG Durchlaufende Balken oder Anker entlang des Gesamtumfangs sind von zentraler Wichtigkeit.

(2) Die horizontalen Stahlbetonbalken sollten eine Mindestlängsbewehrung mit einem Querschnitt von nicht weniger als 200 mm<sup>2</sup> besitzen.

### 9.5.3 Zusätzliche Anforderungen für eingefasstes Mauerwerk

(1)P Die horizontalen und vertikalen Einfassungsbauteile müssen miteinander verbunden und an den Bauteilen des Haupttragwerks verankert werden.

(2)P Um einen wirksamen Verbund zwischen den Einfassungsbauteilen und dem Mauerwerk zu erzielen, dürfen Einfassungsbauteile erst nach Ausführung des Mauerwerks betoniert werden.

(3) Die Querschnittsabmessungen sowohl der horizontalen als auch der vertikalen Einfassungselemente dürfen nicht kleiner als 150 mm sein. In zweischaligen Wänden sollte die Dicke der Einfassungselemente die Verbindung der beiden Schalen und ihre effektive Einfassung sicherstellen.

(4) Vertikale Einfassungselemente sollten eingebaut werden:

- an den freien Enden jedes tragenden Wandbauteils;
- zu beiden Seiten jeder Wandöffnung mit einer Fläche größer als 1,5 m<sup>2</sup>;
- innerhalb einer Wand, falls erforderlich, um einen Maximalabstand von 5 m zwischen den Einfassungselementen einzuhalten;
- an Kreuzungspunkten von tragenden Wänden, wenn die nach den o. g. Regeln angeordneten Einfassungselemente einen Abstand von mehr als 1,5 m haben.

(5) Horizontale Einfassungselemente müssen auf Höhe jeder Deckenebene in der jeweiligen Wandebene und in jedem Fall in vertikalen Abständen von nicht mehr als 4 m angeordnet werden.

(6) Die Längsbewehrung von Einfassungselementen muss einen Mindestquerschnitt von  $300 \text{ mm}^2$  oder, falls größer, 1 % der Querschnittsfläche des Einfassungselements aufweisen.

(7) Die Längsbewehrung sollte mit Bügeln mit einem Durchmesser von nicht weniger als 5 mm und einem Abstand von nicht mehr als 150 mm verbügelt werden.

(8) Der Bewehrungsstahl sollte Klasse B oder C nach EN 1992-1-1:2004, Tabelle C.1 entsprechen.

(9) Die Übergreifungslänge an Bewehrungsstößen muss mindestens 60 Stabdurchmessern entsprechen.

#### **9.5.4 Zusätzliche Anforderungen für bewehrtes Mauerwerk**

(1) Horizontale Bewehrung sollte in die Lagerfugen oder in geeignete Nuten der Mauersteine mit einem vertikalen Abstand von nicht mehr als 600 mm eingelegt werden.

(2) In Stürzen und Brüstungen sollten Mauersteine mit Aussparungen für das Einlegen der erforderlichen Bewehrung vorgesehen werden.

(3) Zur Verbügelung der Vertikalbewehrung an den Wandenden sollten Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von nicht weniger als 4 mm verwendet werden.

(4) Der Mindestbewehrungsgrad der horizontalen Wandbewehrung, bezogen auf die Gesamtquerschnittsfläche, sollte 0,05 % nicht unterschreiten.

(5)P Hohe Bewehrungsgrade der Horizontalbewehrung, die zum Druckversagen der Mauersteine vor dem Fließen des Stahls führen, müssen vermieden werden.

(6) Der Mindestbewehrungsgrad der in einer Wand verteilten Vertikalbewehrung sollte nicht weniger als 0,08 % der horizontalen Bruttoquerschnittsfläche der Wand betragen.

(7) Vertikale Bewehrung sollte in Aussparungen, Hohlräumen oder Löchern in den Mauersteinen angeordnet werden.

(8) Vertikale Bewehrung mit einer Querschnittsfläche von nicht weniger als  $200 \text{ mm}^2$  sollte an folgenden Stellen angeordnet werden:

- an beiden freien Enden jedes Wandbauteils;
- an jeder Wandkreuzung;
- innerhalb der Wand, damit ein Abstand von 5 m zwischen solchen Vertikalbewehrungen nicht überschritten wird.

(9) Es gelten **9.5.3(7), (8) und (9)**.

(10)P Brüstungen und Stürze müssen im regelmäßigen Verband mit dem Mauerwerk der angrenzenden Wände ausgeführt und mit ihnen durch Horizontalbewehrung verbunden werden.

## 9.6 Sicherheitsnachweise

(1)P Außer für Gebäude, die den Anforderungen an „einfache Mauerwerksbauten“ in **9.7.2** entsprechen, muss ein Nachweis der Sicherheit des Gebäudes gegen Versagen explizit geführt werden.

(2)P Für den Nachweis der Sicherheit gegen Versagen muss der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit aller tragenden Bauteile nach EN 1996-1-1:2004 ermittelt werden.

(3) In Nachweisen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Erdbeben-Bemessungssituation sollten Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_m$  für Mauerwerkseigenschaften und  $\gamma_s$  für Bewehrungsstahl verwendet werden.

**ANMERKUNG** Die den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_m$  und  $\gamma_s$  zur Verwendung in der Erdbeben-Bemessungssituation in einem Land zugewiesenen Werte dürfen in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Der empfohlene Wert für  $\gamma_m$  ist zwei Drittel des Wertes im Nationalen Anhang zu EN 1996-1-1:2004, aber nicht weniger als 1,5. Der empfohlene Wert ist  $\gamma_s = 1,0$ .

## 9.7 Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“

### 9.7.1 Allgemeines

(1) Bauwerke, die den Bedeutungskategorien I oder II angehören und **9.2**, **9.5** und **9.7.2** entsprechen, dürfen als „einfache Mauerwerksbauten“ eingestuft werden.

(2) Für solche Bauten ist ein expliziter Sicherheitsnachweis nach **9.6** nicht zwingend vorgeschrieben.

### 9.7.2 Regeln

(1) In Abhängigkeit vom Produkt  $a_g \cdot S$  am Gebäudestandort und vom Bauwerkstyp sollte die zulässige Anzahl  $n$  der Geschosse über Geländeniveau begrenzt werden, und es sollten Schubwände in zwei orthogonalen Richtungen mit einem Mindestquerschnitt  $A_{min}$  in jeder Richtung vorgesehen werden. Der Mindestschubwandquerschnitt wird als Prozentangabe  $p_{A,min}$  der gesamten Gebäudegrundrissfläche je Geschoss angegeben.

**ANMERKUNG** Die  $n$  und  $p_{A,min}$  zur Verwendung in einem Land zugewiesenen Werte dürfen in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Empfohlene Werte enthält Tabelle 9.3. Diese Werte, die zusätzlich von einem Korrekturbeiwert  $k$  abhängen, sind für unbewehrtes Mauerwerk unter Annahme einer Steindruckfestigkeit von  $12 \text{ N/mm}^2$  und für eingefasstes sowie bewehrtes Mauerwerk unter Annahme einer Steindruckfestigkeit von  $5 \text{ N/mm}^2$  ermittelt worden.

Für Gebäude, bei denen mindestens 70 % der betrachteten Schubwände länger als 2 m sind, beträgt der Beiwert  $k = 1 + (l_{av} - 2)/4 \leq 2$ . Dabei ist  $l_{av}$  die mittlere Wandlänge der betrachteten Schubwände in m. In allen anderen Fällen beträgt  $k = 1$ .

Unabhängig von dem Wert für  $k$  sollten die in **9.3(3)** aufgeführten Einschränkungen für die Verwendung unbewehrten Mauerwerks beachtet werden.

Eine weitere Differenzierung nach Steindruckfestigkeiten, Bauwerkstypen und der Verwendung von  $k$  darf im nationalen Anhang erfolgen.

**Tabelle 9.3 — Empfohlene zulässige Anzahl von Vollgeschossen über Grund und Mindestquerschnittsfläche von Schubwänden für „einfache Mauerwerksbauten“**

<b>Beschleunigung am Gebäudestandort <math>a_g \cdot S</math></b>		$\leq 0,07 \cdot k \cdot g$	$\leq 0,10 \cdot k \cdot g$	$\leq 0,15 \cdot k \cdot g$	$\leq 0,20 \cdot k \cdot g$
<b>Bauwerkstyp</b>	<b>Anzahl der Geschosse <math>(n)^b</math></b>	<b>Mindestsumme der Querschnittsflächen von horizontalen Schubwänden in jeder Richtung als Prozentsatz der gesamten Geschossfläche (<math>p_{A,min}</math>)</b>			
Unbewehrtes Mauerwerk	1	2,0 %	2,0 %	3,5 %	n/a
	2	2,0 %	2,5 %	5,0 %	n/a
	3	3,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a <sup>a</sup>	n/a	n/a
Eingefasstes Mauerwerk	2	2,0 %	2,5 %	3,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	3,0 %	4,0 %	n/a
	4	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	5	6,0 %	n/a	n/a	n/a
Bewehrtes Mauerwerk	2	2,0 %	2,0 %	2,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	2,0 %	3,0 %	5,0 %
	4	3,0 %	4,0 %	5,0 %	n/a
	5	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a

<sup>a</sup> n/a bedeutet „nicht anwendbar“.

<sup>b</sup> Ausgebaute Dachgeschosse über Vollgeschossen sind in der Anzahl der Geschosse nicht berücksichtigt.

(2) Der Gebäudegrundriss sollte sämtlichen folgenden Bedingungen genügen:

- a) Der Grundriss sollte annähernd rechteckig sein.
- b) Das Verhältnis zwischen der Länge der kürzeren und der Länge der längeren Seite im Grundriss sollte nicht kleiner als ein Mindestwert  $\lambda_{min}$  sein.

ANMERKUNG Der  $\lambda_{min}$  für die Verwendung in einem Land zugewiesene Wert darf in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Der empfohlene Wert ist  $\lambda_{min} = 0,25$ .

- c) Die Fläche der projizierten Abweichungen von der Rechteckform sollte nicht größer als ein Wert  $p_{max}$  in Prozent der gesamten Gebäudegrundrissfläche oberhalb der betrachteten Ebene sein.

ANMERKUNG Der  $p_{max}$  für die Verwendung in einem Land zugewiesene Wert darf in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Der empfohlene Wert ist 15 %.

(3) Die Schubwände des Gebäudes sollten sämtliche folgende Bedingungen erfüllen:

- a) Das Gebäude sollte durch Schubwände ausgesteift sein, die im Grundriss nahezu symmetrisch in zwei orthogonalen Richtungen angeordnet sind.
- b) Mindestens 2 parallele Wände sollten in zwei orthogonalen Richtungen angeordnet sein, wobei die Länge jeder Wand größer ist als 30 % der Bauwerkslänge in der betrachteten Richtung.

- c) Für die Wände in mindestens einer Richtung sollte der Abstand zwischen diesen Wänden größer als 75 % der Gebäudelänge in der anderen Richtung sein.
- d) Mindestens 75 % der Vertikallasten sollten von den Schubwänden getragen sein.
- e) Schubwände sollten über alle Geschosse von der Gründung bis zum Dach durchgehen.

(4) In Zonen geringer Seismizität (siehe 3.2.1(4)) darf sich die in (3)b dieses Unterabschnitts geforderte Wandlänge als Summe der Längen von durch Öffnungen getrennten Schubwänden (siehe 9.5.1(5)) in einer Achse ergeben. In diesem Fall sollte mindestens eine Schubwand in jeder Richtung eine Länge  $l$  aufweisen, die mindestens dem doppelten Mindestwert von  $l/h$  in 9.5.1(5)c entspricht.

(5) Zwischen aufeinander folgenden Geschossen sollten der Massenunterschied und der Unterschied der horizontalen Querschnittsflächen von Schubwänden in beiden orthogonalen horizontalen Richtungen auf Größtwerte  $\Delta_{m,max}$  und  $\Delta_{A,max}$  beschränkt sein.

**ANMERKUNG** Die  $\Delta_{m,max}$  und  $\Delta_{A,max}$  für die Verwendung in einem Land zugewiesenen Werte dürfen in seinem Nationalen Anhang zu diesem Dokument festgelegt sein. Die empfohlenen Werte sind  $\Delta_{m,max} = 20\%$ ,  $\Delta_{A,max} = 20\%$ .

(6) Für unbewehrte Mauerwerksbauten sollten die Schubwände in einer Richtung mit Wänden in der dazu orthogonalen Richtung in einem maximalen Abstand von 7 m verbunden werden.

## 10 Basisisolierung

### 10.1 Anwendungsbereich

(1)P Dieser Abschnitt gilt für die Auslegung seismisch isolierter Bauwerke, in denen das Isolierungssystem, das unterhalb der Hauptmasse des Bauwerks angeordnet ist, auf die Reduzierung der seismischen Antwort des zur Aufnahme horizontaler Kräfte vorgesehenen Tragwerksystems ausgerichtet ist.

(2) Die Reduktion der seismischen Tragwerksantwort kann erreicht werden, indem die Grundschatzzeit des seismisch isolierten Tragwerks erhöht, die Grundschatzform modifiziert, die Dämpfung erhöht oder diese Maßnahmen miteinander kombiniert werden. Das Isolierungssystem darf aus linearen oder nichtlinearen Federn und/oder Dämpfern bestehen.

(3) Besondere Regeln hinsichtlich der Basisisolierung von Bauten werden in diesem Abschnitt angegeben.

(4) Für passive Systeme zur Energiedissipation, die nicht an einer einzelnen Schnittstelle, sondern über mehrere Geschosse oder Ebenen des Tragwerks verteilt angeordnet werden, gilt dieser Abschnitt nicht.

### 10.2 Definitionen

(1)P Die folgenden Begriffe werden in diesem Abschnitt mit den folgenden Bedeutungen verwendet:

#### **Isolierungssystem**

mehrere, über die Schnittstelle verteilte Komponenten zum Erzielen der seismischen Isolierung

**ANMERKUNG** Üblicherweise werden diese unterhalb der Hauptmasse des Tragwerks angeordnet.

#### **Isolierungsschnittstelle**

Grenzfläche, die den Unterbau und den Überbau voneinander trennt und wo das Isolierungssystem angeordnet wird

**ANMERKUNG** Die Anordnung der Isolierungsschnittstelle an der Tragwerksbasis ist üblich für Gebäude, Tankbauwerke und Silos. In Brücken wird das Isolierungssystem üblicherweise mit Lagern verbunden und die Isolierungsschnittstelle befindet sich zwischen dem Brückenüberbau und den Pfeilern oder Widerlagern.

**Isolierungseinheiten**

Elemente, die das Isolierungssystem bilden

In diesem Abschnitt berücksichtigte Vorrichtungen beinhalten mehrschichtige Elastomerlager, elasto-plastische Vorrichtungen, viskose oder Reibungsdämpfer, Pendel und weitere Vorrichtungen, die mit **10.1(2)** übereinstimmen. Jede Einheit dient zur Erfüllung einer oder der Kombination aus folgenden Funktionen:

- vertikale Tragfähigkeit verbunden mit erhöhter horizontaler Nachgiebigkeit und hoher vertikaler Steifigkeit;
- hysteretische oder viskose Energiedissipation;
- Fähigkeit zur Rezentrierung;
- horizontale Tragfähigkeit (ausreichende elastische Steifigkeit) zur Aufnahme nichtseismischer Gebrauchslasten.

**Unterbau**

Tragwerksteil, der sich unterhalb der Isolierungsschnittstelle befindet, einschließlich der Gründung

**ANMERKUNG** Die horizontale Nachgiebigkeit des Unterbaus ist in der Regel vernachlässigbar im Vergleich zur Nachgiebigkeit des Isolierungssystems. Allerdings gibt es Ausnahmen, z. B. bei Brücken.

**Oberbau**

Tragwerksteil, der sich oberhalb der Isolierungsschnittstelle befindet

**vollständige Isolierung (Entkopplung)**

der Oberbau ist vollständig isoliert (entkoppelt), wenn er in der Erdbeben-Bemessungssituation elastisch bleibt. Sonst ist der Oberbau teilweise isoliert

**effektiver Steifigkeitsmittelpunkt**

Steifigkeitsmittelpunkt, berechnet an der Oberseite der Isolierungsschnittstelle, einschließlich der Nachgiebigkeit der Isolierungseinheiten und des Unterbaus

**ANMERKUNG** Für Gebäude, Tankbauten und ähnliche Bauwerke darf die horizontale Nachgiebigkeit des Unterbaus bei der Ermittlung dieses Punktes vernachlässigt werden, der dann mit dem Steifigkeitsmittelpunkt der Isolierungseinheiten zusammenfällt.

**Bemessungsverschiebung (des Isolierungssystems in einer Hauptrichtung)**

maximale horizontale Verschiebung zwischen dem unteren Ende des Oberbaus und dem oberen Ende des Unterbaus infolge des Bemessungsbebens, ermittelt im effektiven Steifigkeitsmittelpunkt

**gesamte Bemessungsverschiebung (einer Isolierungseinheit in einer Hauptrichtung)**

maximale horizontale Verschiebung an der Stelle der Isolierungseinheit, einschließlich der Verschiebung infolge der Bemessungsverschiebung und der Rotation infolge Torsion um die vertikale Achse

**effektive Steifigkeit (des Isolierungssystems in einer Hauptrichtung)**

Quotient aus dem Wert der gesamten horizontalen Kraft, die durch die Isolierungsschnittstelle übertragen wird, wenn die Bemessungsverschiebung erreicht ist, und dem Absolutwert dieser Verschiebung (Sekantensteifigkeit)

**ANMERKUNG** Die effektive Steifigkeit wird im Allgemeinen durch iterative dynamische Berechnungen ermittelt.

**effektive Schwingzeit**

Grundschwingzeit eines Einmassenschwingers mit der Masse des Oberbaus und der Federsteifigkeit gleich der effektiven Steifigkeit des Isolierungssystems, ermittelt für die betrachtete Richtung

**effektive Dämpfung (des Isolierungssystems in einer Hauptrichtung)**

Wert der effektiven viskosen Dämpfung, die der durch das Isolierungssystem während eines Zyklus mit der Bemessungsverschiebung dissipierten Energie entspricht

## 10.3 Grundlegende Anforderungen

(1)P Die grundsätzlichen Anforderungen in **2.1** und in den einschlägigen Teilen dieser EN 1998 müssen in Übereinstimmung mit dem Tragwerkstyp erfüllt werden.

(2)P An die Funktionssicherheit der Isolierungsvorrichtungen werden erhöhte Anforderungen gestellt. Diesen erhöhten Anforderungen ist durch den Ansatz eines Vergrößerungsbeiwerts  $\gamma_x$  für seismische Verformungen für jede Einheit Rechnung zu tragen.

**ANMERKUNG** Die Werte für  $\gamma_x$ , die in einem Land anzuwenden sind, dürfen in dem nationalen Anhang zu diesem Dokument in Abhängigkeit von den verwendeten Isolierungseinheiten festgelegt werden. Für Gebäude ist der empfohlene Wert  $\gamma_x = 1,2$ .

## 10.4 Konformitätskriterien

(1)P Zur Erfüllung der grundlegenden Anforderungen müssen die in **2.2.1(1)** definierten Grenzzustände überprüft werden.

(2)P Im Grenzzustand zur Schadensbegrenzung müssen alle wichtigen Versorgungsleitungen, die zum isolierten Bauwerk führen, elastisch bleiben.

(3) Für Gebäude sollte im Grenzzustand zur Schadensbegrenzung gegenseitige Stockwerksverschiebung im Oberbau und im Unterbau nach **4.4.3.2** begrenzt werden.

(4)P Im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen die Verformungsfähigkeit und Grenzfestigkeit der Isolierungsvorrichtungen nicht überschritten werden, hierfür sind die maßgebenden Sicherheitsbeiwerte anzuwenden (siehe **10.10(6)P**).

(5) Dieser Abschnitt behandelt nur vollständige Isolierungen.

(6) Obwohl in bestimmten Fällen nichtelastisches Verhalten des Oberbaus akzeptiert werden kann, wird in diesem Abschnitt elastisches Verhalten des Oberbaus unterstellt.

(7) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit bleiben der Oberbau und der Unterbau elastisch, während die Isolierungsvorrichtungen ihre Kapazitätsgrenzen erreichen dürfen. Unter diesen Bedingungen ist es nicht erforderlich, Kapazitätsbemessung und duktile Detailausbildung für den Oberbau oder Unterbau anzuwenden.

(8)P Im Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen Gasleitungen und andere gefährliche Versorgungsleitungen, die zum isolierten Bauwerk führen, in der Lage sein, die Relativverformungen zwischen dem Bauwerk und dem Baugrund oder Bauwerken ohne Schäden aufzunehmen; bei der Ermittlung der Relativverformungen ist der in **10.3(2)** definierte Beiwert  $\gamma_x$  anzusetzen.

## 10.5 Grundlegende Bemessungsvorgaben

### 10.5.1 Grundlegende Vorgaben für die Isolierungsvorrichtungen

(1)P Der Raum zwischen dem Oberbau und dem Unterbau muss so ausgelegt werden, dass Inspektionen und Wartung der Isolierungsvorrichtungen gewährleistet werden und bei Bedarf deren Austausch möglich ist.

(2) Sofern erforderlich, sollten die Vorrichtungen gegen eventuelle Gefährdung, z. B. durch Feuer, chemische oder biologische Angriffe, gesichert werden.

(3) Im Entwurf und für die Ausführung der Vorrichtungen sollten Werkstoffe verwendet werden, die mit den bestehenden Vorschriften übereinstimmen.

### **10.5.2 Einschränkung unerwünschter Bewegungen**

(1) Zur Minimierung von Torsionseffekten sollten die Projektionen des Mittelpunktes der effektiven Steifigkeit und des Dämpfungsmittelpunktes sowie des Massmittelpunktes auf die Isolierungsschnittstelle möglichst nah zusammenliegen.

(2) Zur Minimierung von Unterschieden im Verhalten der Isolierungsvorrichtungen sollten die infolge ständiger Lasten in diese Vorrichtungen eingeleiteten Druckkräfte möglichst gleichmäßig verteilt sein.

(3)P Die Vorrichtungen müssen sowohl am Oberbau als auch am Unterbau befestigt werden.

(4)P Das Isolierungssystem ist durch geeignete Maßnahmen für die Aufnahme bzw. Verhinderung von Stößen und eventueller Torsionseffekte auszulegen.

(5) Die Forderung (4)P darf im Bezug auf Stöße als erfüllt betrachtet werden, wenn eventuelle Stoßeffekte durch geeignete Vorrichtungen (z. B. Dämpfer, Stoßabsorber usw.) vermieden werden.

### **10.5.3 Kontrolle relativer Bodenverschiebungen**

(1) Die oberhalb und unterhalb der Isolierungsschnittstelle angeordneten Tragwerksteile sollten über ausreichende Steifigkeit sowohl in vertikaler als auch in den horizontalen Richtungen verfügen, damit die Auswirkungen der relativen Bodenverschiebungen auf ein Minimum reduziert werden. Diese Anforderung gilt nicht für Brücken oder aufgeständerte Bauwerke, bei denen die Pfeiler und Widerlager unterhalb der Isolierungsschnittstelle verformbar sein dürfen.

(2) In Gebäuden darf (1) als erfüllt betrachtet werden, wenn alle nachfolgenden Bedingungen eingehalten werden:

- a) unterhalb und oberhalb der Isolierungsschnittstelle wird ein starres Schubfeld angeordnet, das aus einer Stahlbetonplatte oder einem Zerbalken-Rost besteht und das unter Berücksichtigung aller möglichen lokalen und globalen Stabilitätsversagenszustände bemessen wurde. Es ist nicht erforderlich, solche Schubfelder anzurufen, wenn die Tragwerke als starre Kästen ausgeführt werden;
- b) die Vorrichtungen, aus denen das Isolierungssystem besteht, sind an deren beiden Enden mit den starren Schubfeldern verbunden; die Verbindung darf direkt oder, falls nicht ausführbar, mittelbar durch die Verwendung vertikaler Elemente erfolgen, wobei die Relativverformung dieser vertikalen Elemente für die Erdbeben-Bemessungssituation kleiner als 1/20 der Relativverformung des Isolierungssystems sein sollte.

### **10.5.4 Kontrolle von Verschiebungen relativ zu benachbartem Untergrund und benachbarten Bauwerken**

(1)P Die planmäßige Verschiebung des isolierten Oberbaus muss durch die Anordnung ausreichenden Freiraums zwischen dem Oberbau und dem benachbarten Untergrund und den benachbarten Bauwerken ohne Behinderung möglich sein.

### **10.5.5 Entwurf und Auslegung basisisolierter Bauwerke**

(1) Die Grundsätze für den Entwurf und die Auslegung von basisisierten Bauwerken sollten nach Abschnitt 2 und 4.2 befolgt werden, unter Beachtung der in diesem Abschnitt angegebenen Zusatzbestimmungen.

## 10.6 Erdbebeneinwirkung

(1)P Die beiden horizontalen und die vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung sind als gleichzeitig wirkend anzunehmen.

(2) Jede Komponente der Erdbebeneinwirkung ist in **3.2** als untergrundabhängiges elastisches Antwortspektrum und als Bemessungswert der Bodenbeschleunigung  $a_g$  definiert.

(3) Für Bauwerke der Bedeutungskategorie IV sollten standortspezifische Spektren, einschließlich der herdnahen Effekte, verwendet werden, wenn die Entfernung zwischen dem Bauwerk und der nächsten potenziellen aktiven Verwerfung mit einer Magnitude  $M_s \geq 6,5$  weniger als 15 km beträgt. Die verwendeten standortspezifischen Spektren sollten nicht kleiner als die in **(2)** dieses Unterabschnittes definierten Regelspektren sein.

(4) Für Gebäude sind die Kombinationen der Komponenten der Erdbebeneinwirkung in **4.3.3.5** angegeben.

(5) Ist es erforderlich, Zeitschrittberechnungen durchzuführen, sollte ein Satz aus mindestens drei Beschleunigungs-Zeitverläufen verwendet werden, um die Anforderungen in **3.2.3.1** und **3.2.3.2** zu erfüllen.

## 10.7 Verhaltensbeiwert

(1)P Ausgenommen wie in **10.10(5)** angegeben, ist der Verhaltensbeiwert  $q = 1$  zu verwenden.

## 10.8 Eigenschaften des Isolierungssystems

(1)P Für die Bemessung verwendete physikalische und mechanische Eigenschaften des Isolierungssystems sind mit den ungünstigsten, während der Nutzungsdauer des Bauwerks zu erwartenden Werten anzusetzen. Wenn zutreffend, sind folgende Einflüsse zu berücksichtigen:

- Belastungsgeschwindigkeit;
- Größe der gleichzeitig wirkenden Vertikallasten;
- Größe der Querrichtung der gleichzeitig wirkenden Horizontallast;
- Temperatur;
- Änderung der Eigenschaften während der voraussichtlichen Nutzungsdauer

(2) Die Beschleunigungs- und Trägheitskräfte infolge Erdbeben sollten unter Ansatz der maximalen Steifigkeitswerte in Kombination mit den minimalen Werten der Dämpfung und des Reibungskoeffizienten ermittelt werden.

(3) Verschiebungen sollten unter Ansatz der minimalen Werte für Steifigkeit, Dämpfung und Reibungskoeffizient ermittelt werden.

(4) In Bauwerken der Bedeutungskategorie I oder II dürfen Mittelwerte der physikalischen und mechanischen Eigenschaften verwendet werden, wenn die Extremwerte (Höchstwert und Kleinstwert) der jeweiligen Eigenschaften um nicht mehr als 15 % von den Mittelwerten abweichen.

## 10.9 Tragwerksberechnung

### 10.9.1 Allgemeines

(1)P Die dynamische Antwort des Tragwerks ist im Hinblick auf Beschleunigungen, Trägheitskräfte und Verschiebungen zu berechnen.

(2)P In Gebäuden sind die Torsionseffekte unter Ansatz der in **4.3.2** festgelegten zufälligen Ausmittigkeit zu berücksichtigen.

(3) In der Modellierung des Isolierungssystems sollte die räumliche Anordnung der Isolierungseinheiten ausreichend erfasst werden, damit die Verschiebungen in beiden Richtungen, die zugehörigen Kippmomente und die Verdrehung um die vertikale Achse angemessen berücksichtigt werden. Das Modell sollte auch die unterschiedlichen Eigenschaften der verschiedenen, in dem Isolierungssystem verwendeten Einheiten berücksichtigen.

### 10.9.2 Äquivalente lineare Berechnung

(1) Unter den Bedingungen in **(5)** dieses Unterabschnittes darf das Isolierungssystem durch äquivalentes lineares visko-elastisches Verhaltensmodell abgebildet werden, wenn es aus geschichteten Elastomerlagern besteht, oder durch bilineares hysteretisches Verhaltensmodell, wenn das System aus elasto-plastischen Einheiten besteht.

(2) Bei Verwendung des äquivalenten linearen Verhaltensmodells sollte die effektive Steifigkeit jeder Isolierungseinheit (d. h. die Sekantensteifigkeit für den Bemessungswert der Gesamtverschiebung  $d_{db}$ ) unter Beachtung von **10.8(1)P** angesetzt werden. Die effektive Steifigkeit des Isolierungssystems  $K_{eff}$  wird aus der Summe der effektiven Steifigkeiten der Isolierungseinheiten gebildet.

(3) Bei Verwendung des äquivalenten linearen Verhaltensmodells sollte die Energiedissipation des Isolierungssystems durch eine äquivalente viskose Dämpfung, die „effektive Dämpfung“  $\xi_{eff}$  beschrieben werden. Die Energiedissipation in Lagern sollte anhand der Energie, dissipiert in Zyklen mit einer Frequenz in der Größenordnung der Eigenfrequenzen der berücksichtigten Moden, ausgedrückt werden. Für höhere Moden, die außerhalb dieses Frequenzbereiches liegen, sollte der modale Dämpfungsgrad des gesamten Tragwerks als der Dämpfungsgrad des an seinem Fußpunkt gelagerten Oberbaus angesetzt werden.

(4) Sind die effektiven Steifigkeiten oder die effektiven Dämpfungswerte bestimmter Isolierungseinheiten abhängig von der Bemessungsverschiebung  $d_{dc}$ , sollten iterative Berechnungen durchgeführt werden, bis die Unterschiede zwischen den angenommenen und ermittelten Werten kleiner sind als 5 % der angenommenen Werte.

(5) Das Verhalten des Isolierungssystems darf als äquivalent elastisch angenommen werden, wenn alle nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind:

- die effektive Steifigkeit des Isolierungssystems, wie in **(2)** dieses Unterabschnittes definiert, beträgt mindestens 50 % der effektiven Steifigkeit für die Verschiebung  $0,2d_{dc}$ ;
- der effektive Dämpfungsgrad des Isolierungssystems, wie in **(3)** dieses Unterabschnittes definiert, ist nicht größer als 30 %;
- die Variation der Last-Verformungscharakteristik des Isolierungssystems infolge Belastungsgeschwindigkeit oder gleichzeitig wirkender Vertikallasten ist kleiner als 10 %;
- der Zuwachs der Rückstellkraft des Isolierungssystems für Verschiebungen zwischen  $0,5d_{dc}$  und  $d_{dc}$  beträgt mindestens 2,5 % der gesamten Gravitationslast oberhalb des Isolierungssystems.

(6) In Berechnungen, in denen das Verhalten des Isolierungssystems als äquivalent linear angesetzt und die seismischen Einwirkungen durch das elastische Spektrum nach **10.6(2)** definiert, sollte die Dämpfung nach **3.2.2.2(3)** korrigiert werden.

### 10.9.3 Lineare Näherungsberechnung

(1) Die Methode der linearen Näherungsberechnung berücksichtigt zwei horizontale Verschiebungen, überlagert mit statischen Torsionseffekten. Für den Oberbau werden Starrkörperverschiebungen angenommen, die oberhalb des Isolierungssystems entsprechend den Bedingungen (2) und (3) dieses Unterabschnittes stattfinden. Die effektive Eigenschwingzeit ist dann:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{eff}}}} \quad (10.1)$$

Dabei ist

$M$  Masse des Oberbaus;

$K_{\text{eff}}$  effektive horizontale Steifigkeit des Isolierungssystems, wie in **10.9.2(2)** definiert.

(2) Die Torsionsbewegungen um die vertikale Achse dürfen bei der Ermittlung der effektiven Horizontalsteifigkeit und in der linearen Näherungsberechnung vernachlässigt werden, wenn die gesamte Ausmittigkeit (einschließlich der zufälligen Ausmittigkeit) zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt des Isolierungssystems und der vertikalen Projektion des Massmittelpunktes des Oberbaus, in beiden horizontalen Hauptrichtungen 7,5 % der Oberbaubreite, quer zur betrachteten Richtung, nicht überschreitet. Diese Bedingung definiert den Anwendungsbereich der linearen Näherungsmethode.

(3) Die Näherungsmethode darf für Isolierungssysteme mit äquivalentem linearen Dämpfungsverhalten angewandt werden, wenn alle nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) Die Entfernung zwischen dem Standort und der nächsten eventuell aktiven Verwerfung mit einer Magnitude  $M_s \geq 6,5$  beträgt mehr als 15 km;
- b) die größte Abmessung des Oberbaus im Grundriss ist nicht größer als 50 m;
- c) der Unterbau ist ausreichend starr, um die Effekte aus Relativverschiebungen des Bodens zu minimieren;
- d) alle Isolierungsvorrichtungen sind über Tragwerksteilen des Unterbaus angeordnet, die zur Aufnahme von Vertikallasten vorgesehen sind;
- e) die effektive Eigenschwingzeit  $T_{\text{eff}}$  erfüllt die folgende Bedingung:

$$3T_f \leq T_{\text{eff}} \leq 3 s \quad (10.2)$$

Dabei ist  $T_f$  die Grundschatzzeit des Oberbaus, ermittelt unter der Annahme einer starren Befestigung am Fußpunkt mit Hilfe von Näherungsbeziehungen.

(4) Für Gebäude sollten, zusätzlich zu den Bedingung in (3) dieses Unterabschnittes, alle folgenden Forderungen eingehalten werden, wenn die Näherungsmethode für Isolierungssysteme mit äquivalentem linearem Dämpfungsverhalten angewandt wird:

- a) das zur Aufnahme der horizontalen Lasten vorgesehene Tragwerk des Oberbaus sollte regelmäßig und symmetrisch im Bezug auf die Hauptachsen des Bauwerks im Grundriss angeordnet werden;
- b) die Kipprolation am Fußpunkt des Oberbaus sollte vernachlässigbar sein;
- c) das Verhältnis zwischen der vertikalen und der horizontalen Steifigkeit des Isolierungssystems sollte die folgende Beziehung erfüllen:

$$\frac{K_v}{K_{\text{eff}}} \geq 150 \quad (10.3)$$

- d) die Grundschatzschwingdauer in vertikaler Richtung  $T_V$  sollte nicht länger als 0,1 s betragen, hierbei ist

$$T_V = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_V}} \quad (10.4)$$

- (5) Die Verschiebung des Steifigkeitsmittelpunktes infolge Erdbebeneinwirkungen sollte für jede horizontale Richtung mit der folgenden Beziehung ermittelt werden:

$$d_{dc} = \frac{M S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff,min}} \quad (10.5)$$

hierbei ist  $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$  die spektrale Beschleunigung, definiert in 3.2.2.2, unter Berücksichtigung des zugehörigen Wertes der effektiven Dämpfung  $\xi_{eff}$  nach 10.9.2(3).

- (6) Die in jeder Ebene des Oberbaus angreifenden Horizontallasten sollten für jede horizontale Richtung mit der folgenden Beziehung ermittelt werden:

$$f_j = m_j S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (10.6)$$

Dabei ist  $m_j$  die Masse in der Ebene  $j$ .

- (7) Durch die Anordnung der Lasten gemäß (6) werden Torsionseffekte infolge kombinierter planmäßiger und zufälliger Ausmittigkeiten hervorgerufen.

- (8) Ist die Bedingung (2) dieses Unterabschnittes hinsichtlich der Vernachlässigbarkeit von Torsionsverschiebungen um die vertikale Achse erfüllt, dürfen die Torsionseffekte der einzelnen Isolatoren durch den Ansatz eines Vergrößerungsbeiwerts  $\delta_i$  für die in (5) und (6) definierten Größen infolge der Einwirkungen berücksichtigt werden; der Faktor  $\delta_i$  ist für jede Hauptrichtung wie folgt zu ermitteln (hier für Einwirkungen in  $x$ -Richtung):

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y_i \quad (10.7)$$

Dabei ist

- $y$  die Horizontalrichtung quer zur betrachteten  $x$ -Richtung;
- $(x_i, y_i)$  die Koordinaten des Isolierungseinheit  $i$  bezogen auf den effektiven Steifigkeitsmittelpunkt;
- $e_{tot,y}$  die gesamte Ausmittigkeit in  $y$ -Richtung;
- $r_y$  der Torsionsträgheitsradius des Isolierungssystems in  $y$ -Richtung, definiert durch die folgende Gleichung:

$$r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} \quad (10.8)$$

$K_{xi}$  und  $K_{yi}$  die effektiven Steifigkeiten der Einheit  $i$  in  $x$ - beziehungsweise  $y$ -Richtung.

- (9) Torsionseffekte im Oberbau sollten nach 4.3.3.2.4 abgeschätzt werden.

#### 10.9.4 Modale lineare Näherungsberechnung

- (1) Falls das Verhalten der Isolierzurrichtungen als äquivalent linear betrachtet werden darf, jedoch eine der Bedingungen nach 10.9.3(2), (3) oder — sofern zutreffend — (4) nicht erfüllt ist, darf das modale Antwortspektrumverfahren gemäß 4.3.3.3 angewandt werden.

(2) Sind alle in **10.9.3(2), (3)** und — sofern zutreffend — **(4)** angeführten Bedingungen erfüllt, darf eine vereinfachte Berechnung unter Berücksichtigung der horizontalen Verschiebungen und der Rotationen um die vertikale Achse und unter der Annahme starren Unter- und Oberbaus durchgeführt werden. In diesem Fall sollte in der Berechnung die gesamte Ausmittigkeit der Oberbaumasse (einschließlich der zufälligen Ausmittigkeit gemäß **4.3.2(1)P**) berücksichtigt werden. Die Verschiebungen aller Punkte des Tragwerks sollten aus der Überlagerung der Translation und der Rotation ermittelt werden. Das betrifft insbesondere die Ermittlung der effektiven Steifigkeit der Isolatoreinheiten. Kräfte und Momente infolge Trägheiten sollten in den Nachweisen der Isolatoreinheiten und des Unter- sowie Oberbaus erfasst werden.

#### **10.9.5 Zeitschrittberechnung**

(1)P Falls das Verhalten eines Isolierungssystems durch ein äquivalentes lineares Modell nicht abgebildet werden darf (d. h., wenn die Bedingungen in **10.9.2(5)** nicht erfüllt sind), ist die seismische Antwort mittels Zeitschrittberechnungen zu ermitteln, in denen die Verhaltensgesetze der Isolierzurrichtungen in der Lage sind, das Verhalten des Systems im Bereich der infolge des Bemessungserdbebens erwarteten Verschiebungen und Geschwindigkeiten angemessen wiederzugeben.

#### **10.9.6 Nichttragende Bauteile**

(1)P In Gebäuden sind die nichttragenden Bauteile nach **4.3.5** auszulegen, dynamische Einflüsse der Basisisolierung sind hierbei angemessen zu berücksichtigen (siehe **4.3.5.1(2)** und **(3)**).

### **10.10 Sicherheitsnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit**

(1)P Der Unterbau ist für die Kräfte infolge seiner eigenen Trägheit und für Kräfte und Momente, die durch das Isolierungssystem übertragen werden, nachzuweisen.

(2)P Die Sicherheitsnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Unterbau und den Oberbau sind mit den jeweiligen, in den maßgebenden Teilen dieser EN 1998-1 definierten  $\gamma_M$ -Werten zu führen.

(3)P In Gebäuden sind die Sicherheitsnachweise hinsichtlich Gleichgewicht und Tragfähigkeit für den Unterbau und den Oberbau nach **4.4** zu führen. Es ist nicht erforderlich, die Regeln der Kapazitätsbemessung und die Bedingungen für lokale Duktilität zu befolgen.

(4) In Gebäuden dürfen Tragwerksteile des Oberbaus und des Unterbaus als nichtdissipativ ausgelegt werden. Für Gebäude in Stahlbeton-, Stahl- oder Stahl-Beton-Verbundbauweise darf die Duktilitätsklasse L angenommen und jeweils **5.3**, **6.1.2(2)P**, **(3)** und **(4)** oder **7.1.2(2)P** und **(3)** angewandt werden.

(5) Für Gebäude darf die ausreichende Widerstandsfähigkeit der Tragwerksteile des Oberbaus mit einem Verhaltensbeiwert nicht größer als  $q = 1,5$  nachgewiesen werden.

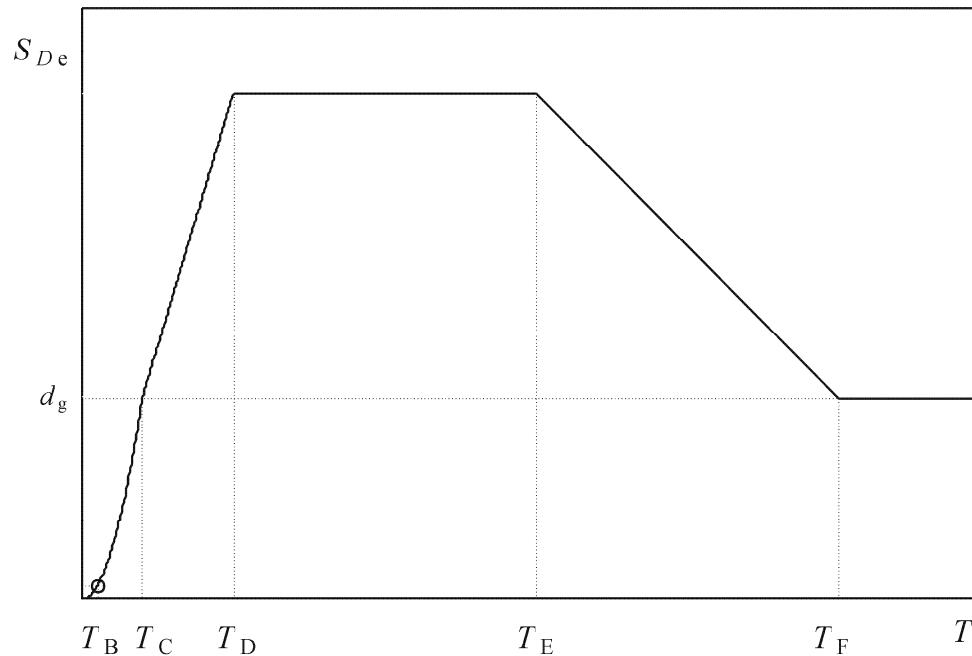
(6)P Unter Berücksichtigung möglichen Stabilitätsversagens der Vorrichtungen und der Anwendung national bestimmter  $\gamma_M$ -Werte, sind die Sicherheitsnachweise für das Isolierungssystem unter Ansatz des in **10.3(2)P** definierten Beiwertes  $\gamma_X$  zu führen.

(7) Entsprechend dem Typ der untersuchten Vorrichtung sollten die Tragfähigkeitsnachweise der Isolatoreinheiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Hinblick auf eine der nachfolgenden Zustandsgrößen geführt werden:

- Kräfte, unter Berücksichtigung der maximal möglichen vertikalen und horizontalen Kräfte aus der Erdbeben-Bemessungssituation, einschließlich der Umkippmomente;
- gesamte relative Horizontalverschiebung zwischen der Unter- und Oberseite der Einheit. Diese Horizontalverschiebung sollte die Verformung aus dem Bemessungserdbeben infolge Kriechen und Schwinden, Temperatur sowie nachträglicher Vorspannung (sofern zutreffend) beinhalten.

**Anhang A**  
(informativ)**Elastisches Verschiebungsantwortspektrum**

**A.1** Für Tragwerke mit langen Schwingperioden darf die Erdbebeneinwirkung in Form eines Verschiebungsantwortspektrums,  $S_{De}(T)$ , dargestellt werden, wie in Bild A.1 dargestellt.



**Bild A.1 — Elastisches Verschiebungsantwortspektrum**

**A.2** Bis zur Kontrollperiode  $T_E$  werden die Spektralordinaten aus den Ausdrücken (3.1) bis (3.4) berechnet, indem  $S_e(T)$  mit Hilfe von Gleichung (3.7) zu  $S_{De}(T)$  transformiert wird. Für Perioden jenseits von  $T_E$  ergeben sich die Ordinaten des elastischen Verschiebungsantwortspektrums aus den Gleichungen (A.1) und (A.2).

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0,025 a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[ 2,5\eta + \left( \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right] \quad (\text{A.1})$$

$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g \quad (\text{A.2})$$

$S$ ,  $T_C$  und  $T_D$  werden in Tabellen 3.2 und 3.3 angegeben,  $\eta$  ist durch Gleichung (3.6) und  $d_g$  durch Gleichung (3.12) definiert. Die Kontrollperioden  $T_E$  und  $T_F$  werden in Tabelle A.1 angegeben.

**Tabelle A.1 — Zusätzliche Kontrollperioden  
für das Verschiebungsspektrum Typ 1**

<b>Bodentyp</b>	$T_E$ (s)	$T_F$ (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

## Anhang B

(informativ)

### Ermittlung der Zielverschiebung für nichtlineare statische (pushover) Berechnung

#### B.1 Allgemeines

Die Zielverschiebung wird aus dem elastischen Antwortspektrum ermittelt (siehe 3.2.2.2). Die Kapazitätskurve, welche den Zusammenhang zwischen der Gesamterdbebenkraft (Querkraft auf Fundamentebene) und der Verschiebung des Kontrollknotens wiedergibt, wird nach 4.3.3.4.2.3 bestimmt.

Es wird folgende Beziehung zwischen bezogenen Horizontalkräften  $\bar{F}_i$  und bezogenen Verschiebungen  $\Phi_i$  angenommen:

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \quad (\text{B.1})$$

mit  $m_i$  als Masse des  $i$ -ten Geschosses.

Verschiebungen werden dadurch normiert, dass  $\Phi_n = 1$  gesetzt wird, mit  $n$  als Nummer des Kontrollknotens (üblicherweise steht  $n$  für die Dachebene). Folglich ist  $\bar{F}_n = m_n$ .

#### B.2 Transformation in einen äquivalenten Einmassenschwinger

Die Masse eines äquivalenten Einmassenschwingers  $m^*$  berechnet sich zu:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (\text{B.2})$$

und der Transformationsbeiwert ergibt sich aus:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (\text{B.3})$$

Die Kraft  $F^*$  und die Verschiebung  $d^*$  des äquivalenten Einmassenschwingers berechnen sich zu:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (\text{B.4})$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (\text{B.5})$$

mit  $F_b$  und  $d_n$  als Gesamterdbebenkraft bzw. Verschiebung des Kontrollknotens des Mehrmassenschwingers.

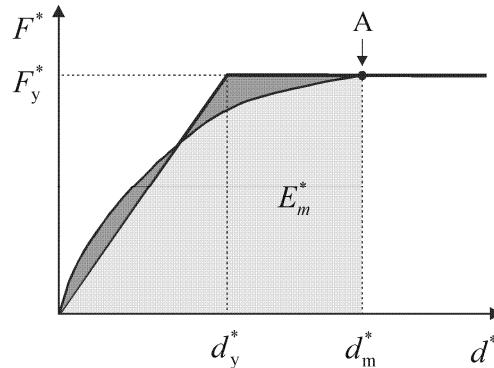
### B.3 Bestimmung der idealisierten elastisch-ideal plastischen Kraft-Verschiebungs-Beziehung

Die Kraft  $F_y^*$  an der Streckgrenze, die auch die Grenzfestigkeit des idealisierten Systems darstellt, ist gleich der Gesamterdbebenkraft bei Entstehung des plastischen Mechanismus. Die Anfangssteifigkeit des idealisierten Systems wird daraus bestimmt, dass die Flächen unter der wirklichen und der idealisierten Kraft-Verschiebungs-Kurve gleich sind (siehe Bild B.1).

Auf der Grundlage dieser Annahme ergibt sich die Fließverschiebung des idealisierten Einmassenschwingers  $d_y^*$  zu:

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (\text{B.6})$$

mit  $E_m^*$  als wirkliche Verformungsenergie bis zur Entstehung des plastischen Mechanismus.



#### Legende

A plastischer Mechanismus

**Bild B.1 — Bestimmung der idealisierten elastisch-ideal plastischen Kraft-Verschiebungs-Beziehung**

### B.4 Bestimmung der Periode des idealisierten äquivalenten Einmassenschwingers

Die Periode  $T^*$  des idealisierten äquivalenten Einmassenschwingers ergibt sich aus:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (\text{B.7})$$

### B.5 Bestimmung der Zielverschiebung für den äquivalenten Einmassenschwinger

Die Zielverschiebung des Tragwerks mit Periode  $T^*$  und unbeschränkt elastischem Verhalten ergibt sich aus:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (\text{B.8})$$

mit  $S_e(T^*)$  als Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums für die Periode  $T^*$ .

Für die Bestimmung der Zielverschiebung  $d_t^*$  für Tragwerke im Bereich kurzer Perioden und für Tragwerke im Bereich mittlerer und langer Perioden sollten verschiedene Ausdrücke verwendet werden, wie unten angegeben. Die Eckperiode zwischen den Bereichen kurzer und mittlerer Perioden ist  $T_C$  (siehe Bild 3.1 und Tabellen 3.2 und 3.3).

a)  $T^* < T_C$  (Bereich kurzer Perioden)

Für  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$  ist die Antwort linear und damit

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (B.9)$$

Für  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$  ist die Antwort nichtlinear und

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (B.10)$$

mit  $q_u$  als Verhältnis der Beschleunigung im Tragwerk bei unbeschränkt elastischem Verhalten  $S_e(T^*)$  und derjenigen bei beschränkter Tragwerksfestigkeit  $F_y^*/m^*$ .

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

**[AC]**  $d_t^*$  braucht nicht größer zu sein als 3  $d_{et}$  **[AC]** (B.11)

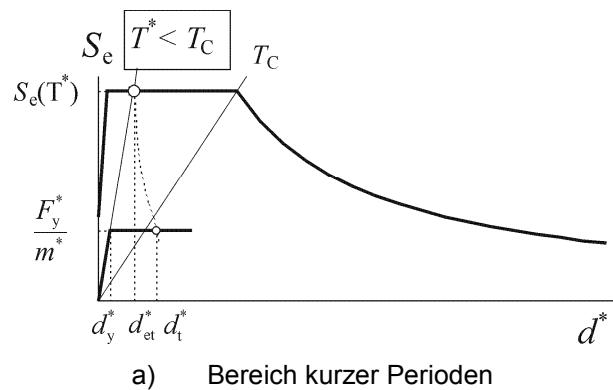
b)  $T^* \geq T_C$  (Bereich mittlerer und langer Perioden)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (B.12).$$

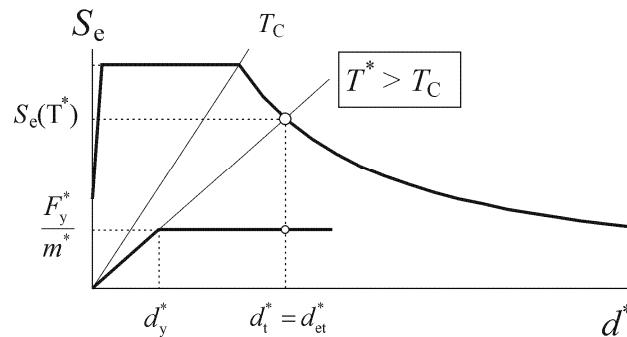
Der Zusammenhang zwischen den verschiedenen Größen ist in den Bildern B.2 a) und b) graphisch dargestellt. Die Darstellungen sind im Beschleunigungs-Verschiebungs-Koordinatensystem gezeichnet. Die Periode  $T^*$  wird durch die radiale Gerade durch den Ursprung des Koordinatensystems zum Punkt des elastischen Antwortspektrums mit den Koordinaten **[AC]**  $d_{et}^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$  **[AC]** und  $S_e(T^*)$  wiedergegeben.

#### Iterative Vorgehensweise (optional)

**[AC]** Ist die Zielverschiebung  $d_t^*$ , die im 4. Schritt (B.5) bestimmt wird, stark unterschiedlich von **[AC]** der Verschiebung  $d_m^*$  (Bild B.1), die zur Bestimmung der idealisierten elastisch-ideal plastischen **[AC]** Kraft-Verschiebungs-Beziehung im 2. Schritt (B.3) **[AC]** verwendet wurde, so darf eine iterative Vorgehensweise angewandt werden, bei der die Schritte 2 bis 4 wiederholt werden, indem im 2. Schritt  $d_t^*$  verwendet wird (und der zugehörige Wert von  $F_y^*$ ) anstelle von  $d_m^*$ .



a) Bereich kurzer Perioden



b) Bereich mittlerer und langer Perioden

**Bild B.2 — Bestimmung der Zielverschiebung für den äquivalenten Einmassenschwinger****B.6 Bestimmung der Zielverschiebung für den Mehrmassenschwinger**

Die Zielverschiebung des Mehrmassenschwingers beträgt:

$$d_t = I d_t^* \quad (B.13)$$

Die Zielverschiebung bezieht sich auf den Kontrollknoten.

## Anhang C (normativ)

### Entwurf und Bemessung von Betonplatten in Stahl-Beton-Verbundträgern im Bereich von Riegel-Stützen-Anschlüssen biegesteifer Rahmen

#### C.1 Allgemeines

(1) Dieser Anhang behandelt den Entwurf und die Bemessung von Betonplatten und deren Anschlüssen an die Stahlkonstruktion in biegesteifen Rahmen, deren Riegel als Verbundträger mit T-Querschnitt, bestehend aus Stahlprofil mit Betonplatte, ausgebildet werden.

(2) Dieser Anhang wurde auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen entwickelt und begründet, die an Verbundrahmen mit starren Anschlüssen und Fließgelenkbildung in den Rahmenecken durchgeführt wurden. Die Aussagen dieses Anhangs wurden nicht für Rahmen mit teiltragfähigen Anschlüssen überprüft, in denen die Verformungen zum großen Teil in den Anschlüssen stattfinden.

(3) Plastische Gelenke an Trägerenden eines Verbundrahmens müssen duktil sein. Gemäß diesem Anhang müssen zwei Forderungen erfüllt werden, damit ein hohes Maß an Duktilität bei Biegung erreicht wird:

- frühzeitige Beulenbildung im Stahlteil muss vermieden werden;
- frühzeitiges Versagen der Betonplatte unter Druckbelastung muss vermieden werden.

(4) Die erste Bedingung erfordert einen oberen Grenzwert für die Querschnittsfläche  $A_s$  der Längsbewehrung im Bereich der mittragenden Breite des Betongurtes. Die zweite Bedingung erfordert einen unteren Grenzwert für die Querschnittsfläche  $A_T$  der Querbewehrung vor der Stütze.

#### C.2 Regeln zur Verhinderung vorzeitigen Beulens von Stahlquerschnitten

(1) Es gilt 7.6.1(4).

#### C.3 Regeln zur Verhinderung vorzeitigen Betonversagens im Druckbereich

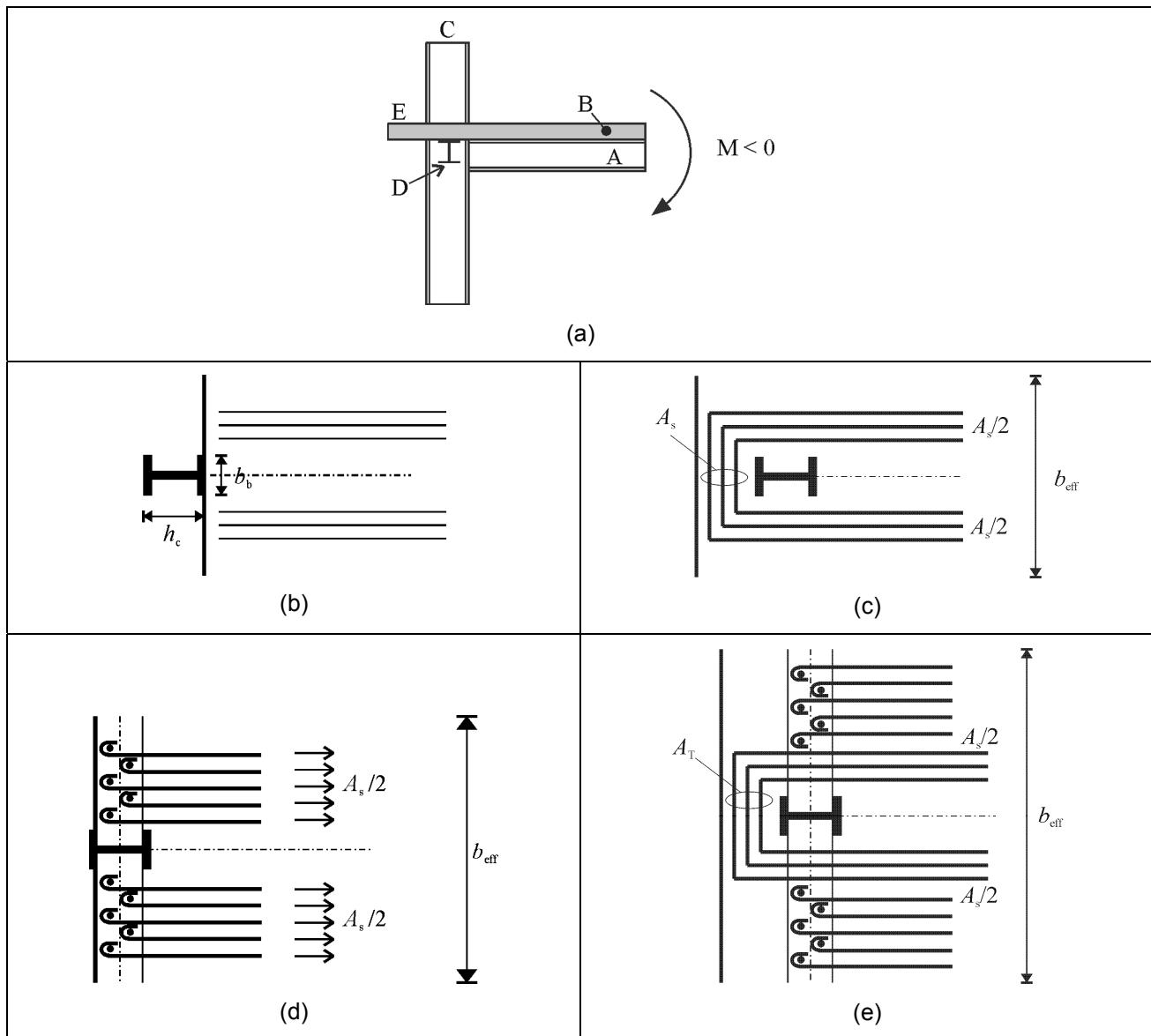
##### C.3.1 Außenstützen — Stützenbiegung aus der Fassadenebene; negatives Biegemoment: $M < 0$

###### C.3.1.1 Fassadenstahlträger und Betonkragplatte am Rand nicht vorhanden (Bild C.1(b))

(1) Wenn kein Fassadenstahlträger und keine Betonkragplatte am Rand vorhanden ist, sollte die Momententragsfähigkeit des Anschlusses der plastischen Biegeträgfähigkeit des Stahlprofils der Stütze gleichgesetzt werden.

###### C.3.1.2 Fassadenstahlträger nicht vorhanden, Betonkragplatte am Rand vorhanden (Bild C.1(c))

(1) Wenn eine Betonkragplatte am Rand, jedoch kein Fassadenstahlträger vorhanden ist, gilt für die Ermittlung der Momententragsfähigkeit des Anschlusses EN 1994-1-1:2004.

**Legende**

- (a) Aufriss
- (b) Betonkragplatte nicht vorhanden, Fassadenträger nicht vorhanden – siehe **C.3.1.1**
- (c) Betonkragplatte vorhanden, Fassadenträger nicht vorhanden – siehe **C.3.1.2**
- (d) Betonkragplatte nicht vorhanden, Fassadenträger vorhanden – siehe **C.3.1.3**
- (e) Betonkragplatte vorhanden, Fassadenträger vorhanden – siehe **C.3.1.4**

- A Hauptträger;
- B Betonplatte,
- C Außenstütze;
- D Fassadenstahlträger;
- E Betonkragplatte

**Bild C.1 — Gestaltungen von Anschlüssen des Riegels an Außenstütze für Belastung durch negative Biegemomente aus der Fassadenebene**

**C.3.1.3 Fassadenstahlträger vorhanden, Betonplatte bis zu der Außenseite der Stütze erweitert; Betonkragplatte am Rand nicht vorhanden (Bild C.1(d))**

- (1) Wenn ein Fassadenstahlträger, jedoch keine Betonkragplatte vorhanden ist, darf für die Ermittlung der Momententrägfähigkeit des Anschlusses die Mitwirkung der Betonplattenbewehrung angesetzt werden, wenn die Bedingungen (2) bis (7) erfüllt werden.
- (2) Die Plattenbewehrung sollte an den Schubdübeln des Fassadenträgers wirkungsvoll verankert werden.
- (3) Der Fassadenträger sollte an die Stütze angeschlossen werden.
- (4)P Die Querschnittsfläche der Bewehrung  $A_s$  ist so zu wählen, dass die Fließgrenze der Bewehrung erreicht wird, bevor die Schubdübel oder der Fassadenträger versagen.
- (5)P Die Querschnittsfläche der Bewehrung  $A_s$  und die Schubdübel sind über die gesamte mittragende Breite (definiert in **7.6.3** und Tabelle 7.5 II) anzuzuordnen.
- (6) Die Schubdübel sollten die folgende Bedingung erfüllen:

$$n \cdot P_{Rd} \geq 1,1 F_{Rds} \quad (\text{C.1})$$

Dabei ist

- $n$  die Anzahl der Dübel innerhalb der mittragenden Breite;
- $P_{Rd}$  der Bemessungswert der Tragfähigkeit des DüBELS;
- $F_{Rds}$  der Bemessungswert der Festigkeit der Bewehrung innerhalb der mittragenden Breite:  
 $F_{Rds} = A_s \cdot f_{yd}$ ;
- $f_{yd}$  der Bemessungswert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls.

- (7) Der Fassadenträger sollte für Biegung, Schub und Torsion infolge der an den Dübeln angreifenden Horizontallast  $F_{Rds}$  nachgewiesen werden.

**C.3.1.4 Fassadenstahlträger vorhanden und Betonkragplatte am Rand vorhanden (Bild C.1(e))**

- (1) Wenn sowohl ein Fassadenstahlträger als auch eine Betonkragplatte vorhanden sind, darf die Ermittlung der Momententrägfähigkeit des Anschlusses erfolgen unter Berücksichtigung der Mitwirkung von:
  - (a) der durch den Fassadenträger übertragbaren Kraft nach **C.3.1.3** (siehe (2) in diesem Unterabschnitt) und
  - (b) der durch den in EN 1994-1-1:2004 beschriebenen Mechanismus übertragbaren Kraft (siehe (3) in diesem Unterabschnitt).
- (2) Der Tragfähigkeitsanteil aus der Wirkung der an den querliegenden Fassadenträger angeschlossenen Bewehrung darf nach **C.3.1.3** ermittelt werden, wenn die Forderungen (2) bis (7) in **C.3.1.3** erfüllt sind.
- (3) Der Tragfähigkeitsanteil aus der Wirkung der in der Betonkragplatte verankerten Bewehrung darf nach **C.3.1.2** ermittelt werden.

### C.3.2 Außenstützen — Stützenbiegung aus der Fassadenebene; positives Biegemoment $M > 0$

#### C.3.2.1 Fassadenstahlträger nicht vorhanden, Betonplatte bis zu der Innenseite der Stütze (Bild C.2(b–c))

(1) Wenn sich die Betonplatte nur bis zur Innenseite der Stütze erstreckt, darf die Momententrägfähigkeit des Anschlusses auf der Grundlage des direkten Druckkontaktees zwischen der Betonplatte und dem Stützenflansch ermittelt werden. Diese Tragfähigkeit darf mit der Druckkraft nach (2) dieses Unterabschnittes berechnet werden, wenn die Umschnürungsbewehrung die Bedingungen in (4) dieses Unterabschnittes erfüllt.

(2) Die maximale Kraft, die durch die Betonplatte übertragen wird, darf wie folgt ermittelt werden:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.2)$$

Dabei ist

$d_{eff}$  die Gesamtdicke der Platte für Vollbetonplatten oder die Dicke der Betonplatte oberhalb der Rippen von Profilblechen für Verbunddecken;

$b_b$  Breite der Auflagerfläche der Betonplatte an einer Stütze (siehe Bild 7.7).

(3) Es ist notwendig, im an den Stützenflansch angrenzenden Beton Umschnürungsbewehrung anzutragen. Die Querschnittsfläche der Umschnürungsbewehrung sollte die folgende Bedingung erfüllen:

$$A_T \geq 0,25 d_{eff} b_b \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}}$$

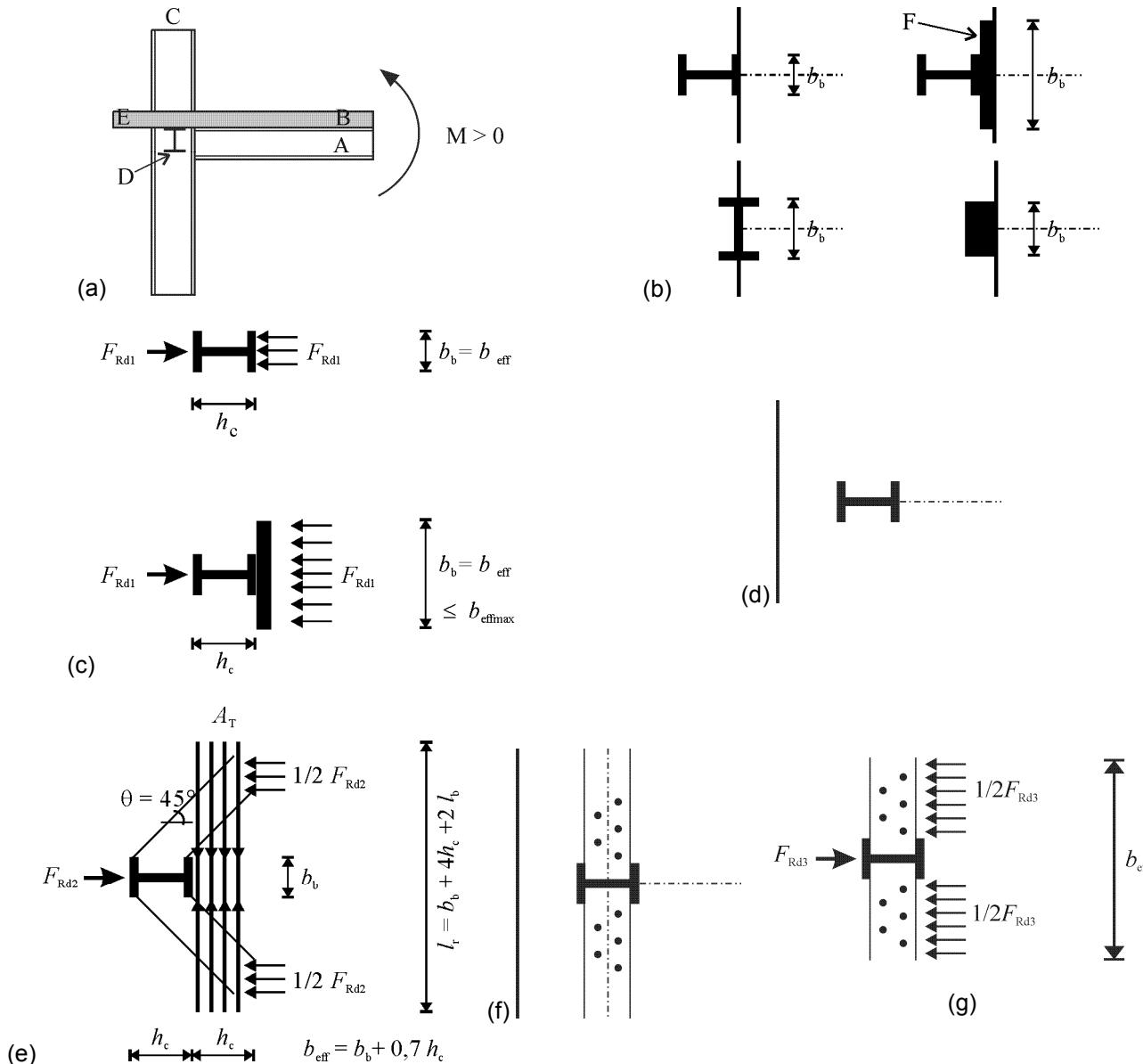
AC Spannweite, wie in 7.6.3(3) und Bild 7.7 definiert AC

Dabei ist

$f_{yd,T}$  der Bemessungswert der Streckgrenze der Querbewehrung in der Platte.

Die Querschnittsfläche  $A_T$  dieser Bewehrung sollte gleichmäßig über eine Trägerlänge, die gleich  $b_b$  ist, verteilt werden. Der Abstand zwischen dem ersten Bewehrungsstab und dem Stützenflansch sollte 30 mm nicht überschreiten.

(4) Die Querschnittsfläche  $A_T$  der Bewehrung, definiert in (3), darf auch durch das Anrechnen von Bewehrungsstäben erreicht werden, die zu anderen Zwecken (z. B. für die Biegetragfähigkeit der Platte) angeordnet wurden.

**Legende**

- (a) Aufriss
- (b) Betonkragplatte nicht vorhanden, Fassadenträger nicht vorhanden – siehe C.3.2.1
- (c) Mechanismus 1
- (d) Betonplatte bis zur Stützenaußenseite erweitert oder darüber hinaus als Betonkragplatte vorhanden, Fassadenträger nicht vorhanden – siehe C.3.2.2
- (e) Mechanismus 2
- (f) Betonplatte bis zur Stützenaußenseite erweitert oder darüber hinaus als Betonkragplatte vorhanden, Fassadenträger vorhanden – siehe C.3.2.3
- (g) Mechanismus 3

- A Hauptträger;
- B Betonplatte;
- C Außenstütze;
- D Fassadenstahlträger;
- E Betonkragplatte;
- F an die Stütze angeschlossene Zusatzabstützung zur Kraftaufnahme

**Bild C.2 — Gestaltungen von Anschlüssen des Riegels an Außenstütze für Belastung durch positive Biegemomente aus der Fassadenebene und mögliche Mechanismen zur Übertragung der Kräfte in die Betonplatte**

**C.3.2.2 Fassadenstahlträger nicht vorhanden, Betonplatte bis zur Stützenaußenseite erweitert oder darüber hinaus als Betonkragplatte vorhanden (Bild C.2(c-d-e))**

(1) Wenn kein Fassadenstahlträger vorhanden ist, darf die Momententrägfähigkeit des Anschlusses mit der Druckkraft ermittelt werden, die aufgrund der gleichzeitigen Wirkung der beiden nachfolgenden Mechanismen übertragen wird:

Mechanismus 1: direkter Druckkontakt zwischen Stütze und Platte. Der Bemessungswert der hierdurch zu übertragenden Kraft sollte den folgenden Wert nicht überschreiten:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.4)$$

Mechanismus 2: gegen die Stützenseiten geneigte Betondruckstreben. Beträgt der Neigungswinkel  $45^\circ$ , sollte der Bemessungswert der hierdurch zu übertragenden Kraft den folgende Wert nicht überschreiten:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \quad (C.5)$$

Dabei ist

$h_c$  die Höhe des Stützenstahlprofils.

(2) Die Querschnittsfläche der Querzugbewehrung  $A_T$  sollte die folgende Beziehung erfüllen (siehe Bild C.2 (e)):

$$\boxed{AC} A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad \boxed{AC} \quad (C.6)$$

(3) Die Querschnittsfläche  $A_T$  sollte über eine Trägerlänge, die gleich  $h_c$  ist, verteilt und vollständig verankert sein. Die erforderliche Länge der Bewehrungsstäbe ergibt sich zu  $L = b_b + 4 h_c + 2 l_b$ , hierbei ist  $l_b$  die Verankerungslänge dieser Stäbe gemäß EN 1992-1-1:2004.

(4) Die Momententrägfähigkeit des Anschlusses darf mit dem Bemessungswert der maximal übertragbaren Druckkraft ermittelt werden:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.7)$$

$b_{eff}$  ist die mittragende Plattenbreite, abgeleitet aus 7.6.3 und Tabelle 7.5 II. In diesem Fall gilt  $b_{eff} = 0,7 h_c + b_b$ .

**C.3.2.3 Fassadenstahlträger vorhanden, Betonplatte bis zur Stützenaußenseite erweitert oder darüber hinaus als Betonkragplatte vorhanden (Bild C.2(c-e-f-g))**

(1) Ist ein Fassadenstahlträger vorhanden, wirkt im Druckbereich der Mechanismus 3, in dem der Fassadenträger mitträgt, mit dem die Kraft  $F_{Rd3}$  übertragen werden kann.

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} \quad (C.8)$$

Dabei ist

$n$  die Anzahl der Dübel innerhalb der mittragenden Breite nach 7.6.3 und Tabelle 7.5 II;

$P_{Rd}$  der Bemessungswert der Tragfähigkeit des DüBELS.

(2) Es gilt C.3.2.2.

(3) Der Bemessungswert der maximalen übertragbaren Kraft ist  $b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{eff}} \cdot f_{\text{cd}}$ . Die Übertragbarkeit dieser Kraft ist gegeben, wenn die folgende Bedingung eingehalten ist:

$$F_{\text{Rd}1} + F_{\text{Rd}2} + F_{\text{Rd}3} > b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} f_{\text{cd}}. \quad (\text{C.9})$$

Die volle plastische Momententrägfähigkeit wird erreicht, indem die Anzahl der Dübel  $n$  derart gewählt wird, dass ein hierfür ausreichend großer Wert  $F_{\text{Rd}3}$  erhalten wird. Die maximale mittragende Breite entspricht  $b_{\text{eff}}$  gemäß 7.6.3 und Tabelle 7.5 II. In diesem Fall ist  $b_{\text{eff}} = 0,15 l$ .

### C.3.3 Innenstützen

#### C.3.3.1 Kein Querträger vorhanden (Bild C.3 (b-c))

(1) Ist kein Querträger vorhanden, darf die Momententrägfähigkeit des Anschlusses mit der Druckkraft ermittelt werden, die aufgrund der gleichzeitigen Wirkung der beiden nachfolgenden Mechanismen übertragen wird:

Mechanismus 1: direkter Druckkontakt an der Stütze. Der Maximalwert des Bemessungswertes der mittels dieses Mechanismus übertragbaren Kraft ist durch die folgende Beziehung gegeben:

$$F_{\text{Rd}1} = b_b d_{\text{eff}} f_{\text{cd}}. \quad (\text{C.10})$$

Mechanismus 2: Betondruckstreben mit  $45^\circ$  Neigung an den Stützenseiten. Der Maximalwert des Bemessungswertes der mittels dieses Mechanismus übertragbaren Kraft ist durch die folgende Beziehung gegeben:

$$F_{\text{Rd}2} = 0,7 h_c d_{\text{eff}} f_{\text{cd}}. \quad (\text{C.11})$$

(2) Die Querschnittsfläche  $A_T$  der für die Wirkung des Mechanismus 2 erforderlichen Querzugbewehrung  $A_T$  sollte die folgende Beziehung erfüllen:

$$\boxed{\text{AC}} \quad A_T \geq 0,5 \frac{F_{\text{Rd}2}}{f_{yd,T}} \quad \boxed{\text{AC}} \quad (\text{C.12})$$

(3) Die Bewehrung mit der Querschnittsfläche  $A_T$  sollte an beiden Seiten der Stütze angeordnet werden, um die Vorzeichenumkehr des Momentes zu berücksichtigen.

(4) Der Bemessungswert der Druckkraft, die aufgrund der gleichzeitigen Wirkung der beiden Mechanismen übertragen wird, ist:

$$F_{\text{Rd}1} + F_{\text{Rd}2} = (0,7 h_c + b_b) d_{\text{eff}} f_{\text{cd}}. \quad (\text{C.13})$$

(5) Die gesamten, infolge der an beiden Seiten der Stütze angreifenden Momente, in der Betonplatte wirkenden Schnittgrößen, die durch die gleichzeitige Wirkung der Mechanismen 1 und 2 in die Stütze eingeleitet werden müssen, ergeben sich aus der Summe der Zugkräfte  $F_{\text{st}}$  der parallel zum Träger verlaufenden Bewehrung auf der Seite des negativen Momentes und der Druckkraft  $F_{\text{sc}}$  im Beton auf der Seite des positiven Momentes:

$$F_{\text{st}} + F_{\text{sc}} = A_s f_{yd} + b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} f_{\text{cd}} \quad (\text{C.14})$$

Dabei ist

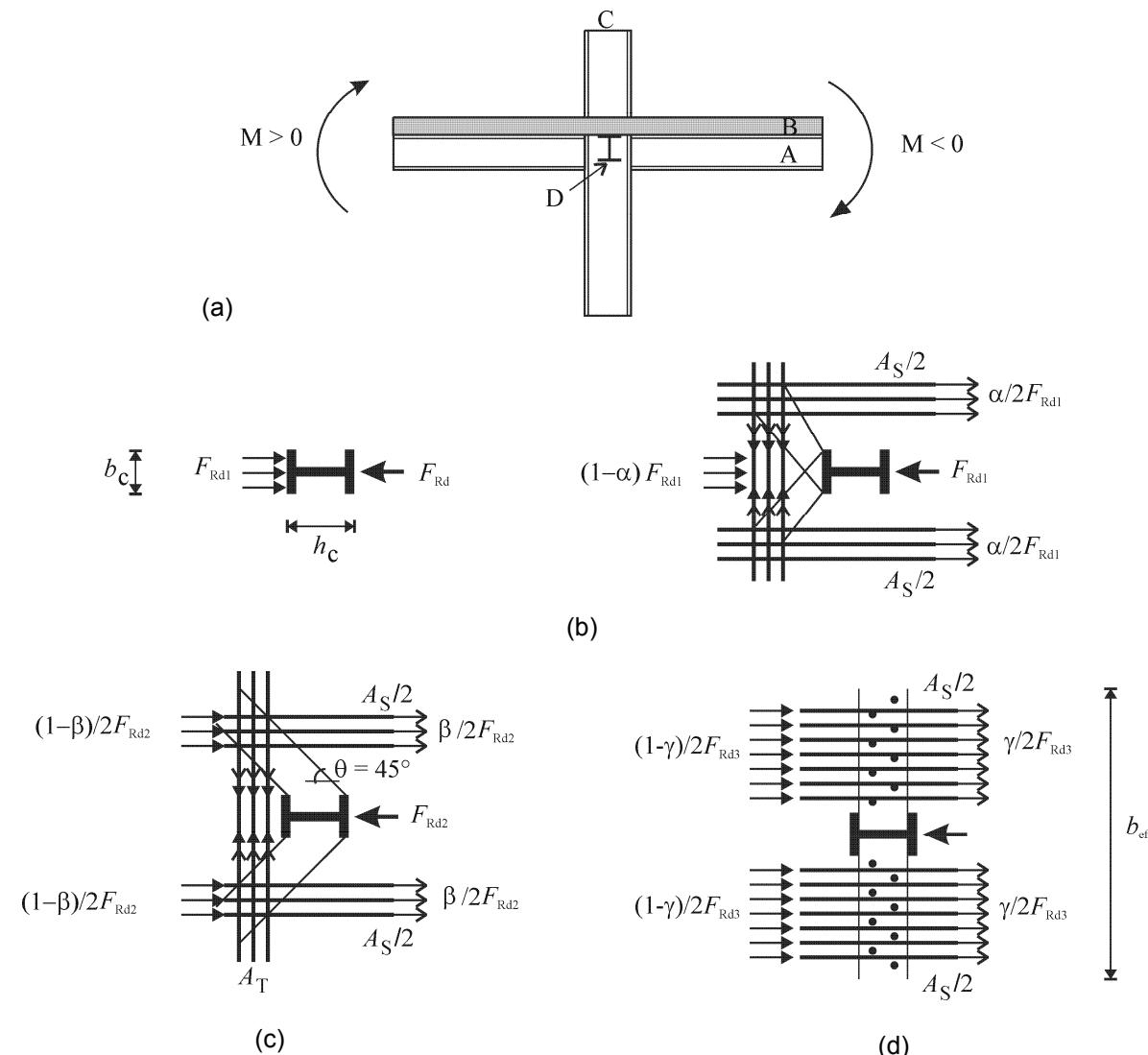
$A_s$  die Querschnittsfläche der Bewehrung innerhalb der mittragenden Breite im Bereich negativer Momente nach 7.6.3 und Tabelle 7.5 II; und

$b_{\text{eff}}$  die mittragende Breite im Bereich positiver Momente nach 7.6.3 und Tabelle 7.5 II. In diesem Fall ist  $b_{\text{eff}} = 0,15 l$ .

(6) Bei der Bemessung, die darauf ausgerichtet ist, Plastizierung im unteren Flansch des Stahlträgers zu erreichen und ein Versagen des Betons in der Druckzone zu verhindern, sollte die folgende Bedingung eingehalten werden:

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} \quad (\text{C.15})$$

Wird die obige Bedingung nicht eingehalten, sollte die Fähigkeit des Anschlusses, die Druckkraft aus der Betonplatte in die Stütze zu übertragen, entweder durch Anordnung von Querträgern (siehe C.3.3.2) oder durch Erhöhung der übertragbaren Betondruckkraft mittels Zusatzabstützung (siehe C.3.2.1) vergrößert werden.



#### Legende

- |                    |                |
|--------------------|----------------|
| (a) Ansicht;       | A Hauptträger; |
| (b) Mechanismus 1; | B Betonplatte; |
| (c) Mechanismus 2; | C Innenstütze; |
| (d) Mechanismus 3  | D Querträger   |

**Bild C.3 — Mögliche Mechanismen zur Übertragung der Kräfte in die Betonplatte in Anschlüssen von Verbundriegeln an Innenstützen, mit und ohne Querträger, für positives Moment an einer und negatives Moment an der anderen Seite der Stütze**

**DIN EN 1998-1:2010-12****EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)****C.3.3.2 Querträger vorhanden (Bild C.3(d))**

(1) Ist ein Querträger vorhanden, wirkt im Druckbereich zusätzlich der Mechanismus 3, in dem der Querträger mitträgt, mit dem die Kraft  $F_{Rd3}$  übertragen werden kann.

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} \quad (\text{C.16})$$

Dabei ist

$n$  die Anzahl der Dübel innerhalb der mittragenden Breite nach **7.6.3** und Tabelle 7.5 II;

$P_{Rd}$  der Bemessungswert der Tragfähigkeit des DüBELS.

(2) Für die Querzugbewehrung gilt **C.3.3.1(2)**.

(3) Der Bemessungswert der Druckkraft, die aufgrund der gleichzeitigen Wirkung der drei Mechanismen übertragen wird, ist:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7 h_c + b_b) d_{\text{eff}} f_{cd} + n P_{Rd} \quad (\text{C.17})$$

Dabei ist  $n$  die Anzahl der Dübel innerhalb  $b_{\text{eff}}$  im Bereich negativer oder positiver Momente nach **7.6.3** und Tabelle 7.5 II; der größere Wert der für die angeschlossenen Träger bestimmten mittragenden Breiten ist maßgebend.

(4) Für die Ermittlung der gesamten Schnittgrößen  $F_{st} + F_{sc}$  in der Betonplatte, die aus den an beiden Seiten der Stütze angreifenden Momenten resultieren, gilt **C.3.3.1(5)**.

(5) Bei der Bemessung, die darauf ausgerichtet ist, Plastizierung im unteren Flansch des Stahlträgers zu erreichen und ein Versagen des Betons in der Druckzone zu verhindern, sollte die folgende Bedingung eingehalten werden:

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \quad (\text{C.18})$$