

Verträglichkeitsuntersuchungen
zwischen deutschen Erdbebenregelungen
und Eurocode 8

T 2846

T 2846

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

1999, ISBN 3-8167-5475-9

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail irb@irb.fhg.de

URL <http://www.irb.fhg.de>

Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben

**VERTRÄGLICHKEITSUNTERSUCHUNGEN
ZWISCHEN DEUTSCHEN ERDBEBENREGELUNGEN
UND EUROCODE 8**

Dr.-Ing. E. Keintzel

Universität Karlsruhe
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Abteilung Massivbau
Leitung: Prof.Dr.-Ing.Dr.-Ing.E.h.Dr.techn.h.c.J.Eibl

1998

Vorbemerkung:

Die Untersuchungen, über deren Ergebnisse im folgenden berichtet wird, wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens

"Verträglichkeitsuntersuchungen zwischen deutschen
Erdbebenregelungen und Eurocode 8"

durchgeführt und unter AZ: IV 1-5-843/97 vom Deutschen Institut für Bautechnik gefördert, dem hier besonderer Dank ausgesprochen wird.

Inhalt

Verträglichkeitsuntersuchungen zwischen deutschen Erdbebenregelungen und Eurocode 8. Zusammenfassung	1
1 Zielsetzung, Vorarbeiten, Empfehlungen des Lenkungsgremiums, Vorgehensweise	1
2 Überarbeitung der DIN 4149. Überarbeitungskonzept und Kommentare zu den einzelnen Normkapiteln	4
3 Zusammenfassung	7
Verträglichkeitsuntersuchungen zwischen deutschen Erdbebenregelungen und Eurocode 8. Kurzfassung	8
Research of the compatibility between German earthquake regulations and Eurocode 8. Abstract	9
Recherche de la compatibilité entre les règles parasismiques allemandes et l'Eurocode 8. Résumé	10
1 Einleitung	11
1.1 Zielsetzung	11
1.2 Vorarbeiten	13
1.3 Empfehlungen des NABau-Lenkungsgremiums KOA 01 "Mechanische Festigkeit und Standsicherheit"	15
1.4 Vorgehensweise	16
2 Überarbeitung der DIN 4149	17
2.1 Überarbeitungskonzept	17
2.2 Kommentare zu den einzelnen Normkapiteln	18
2.2.1 Kapitel 1 "Allgemeines"	18
2.2.2 Kapitel 2 "Erdbebengerechte Planung"	18
2.2.3 Kapitel 3 "Erdbebeneinwirkung"	19
2.2.4 Kapitel 4 "Tragwerksberechnung"	20
2.2.5 Kapitel 5 "Nachweise der Standsicherheit"	21
2.2.6 Kapitel 6 "Besondere Regeln für Betonbauten"	22
2.2.7 Kapitel 7 "Besondere Regeln für Stahl- und Verbundbauten	25

II

2.2.8	Kapitel 8 "Besondere Regeln für Holzbauten"	25
2.2.9	Kapitel 9 "Besondere Regeln für Mauerwerksbauten"	26
2.2.10	Kapitel 10 "Besondere Regeln für Gründungen und Stützbauwerke"	26
3	Zusammenfassung	26
Schrifttum		28
Anlage 1. Empfehlungen des NABau-Lenkungsgremiums KOA 01 "Mechanische Festigkeit und Standsicherheit"		35

Überarbeitung von DIN 4149 "Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Auslegung

von Hochbauten gegen Erdbeben "Kapitel 1 bis 6		39
1	Allgemeines	41
1.1	Anwendungsbereich	41
1.2	Definitionen	41
1.3	SI-Einheiten	43
1.4	Formelzeichen und Kurzzeichen	43
1.4.1	Allgemeines	43
1.4.2	Weitere Zeichen, die am häufigsten in den Kapiteln 1 bis 5 verwendet werden	43
1.5	Verweis auf andere Regelwerke	44
2	Grundlagen für Entwurf und Bemessung	45
2.1	Grundlegende Anforderungen	45
2.2	Auslegungskonzepte	46
2.3	Regelmäßigkeit des Bauwerks	47
2.3.1	Allgemeines	47
2.3.2	Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriß	48
2.3.3	Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriß	49
3	Erdbebeneinwirkung	50
3.1	Erdbebenzonen	50
3.2	Untergrundverhältnisse: Geologie und Baugrund	52
3.2.1	Allgemeines	52

III

3.2.2	Klassifizierung der geologischen Untergrundverhältnisse	52
3.3	Regeldarstellung der Erdbebeneinwirkung	55
3.3.1	Allgemeines	55
3.3.2	Elastisches Antwortspektrum	56
3.3.3	Maximale Bodenverschiebung	58
3.3.4	Bemessungsspektrum für lineare Berechnung	59
3.4	Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen	60
4	Tragwerksberechnung	63
4.1	Modellabbildung	63
4.2	Zufällige Torsionswirkungen	64
4.3	Berechnungsverfahren	64
4.3.1	Allgemeines	64
4.3.2	Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren	65
4.3.2.1	Allgemeines	65
4.3.2.2	Gesamterdbebenkraft	66
4.3.2.3	Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte	66
4.3.2.4	Torsionswirkungen	67
4.3.3	Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrere Schwingungsformen	68
4.3.3.1	Allgemeines	68
4.3.3.2	Kombination der modalen Schnittgrößen und Verschiebungen	70
4.3.3.3	Torsionswirkungen	70
4.3.4	Kombination der Komponenten der Erdbebeneinwirkung	71
4.3.4.1	Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung	71
4.3.4.2	Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung	73
4.4	Berechnung der Verschiebungen	73
4.5	Nichttragende Bauteile	74
4.6	Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte	76
5	Nachweise der Standsicherheit	78
5.1	Allgemeines	78
5.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit	79

IV

5.2.1	Allgemeines	79
5.2.2	Tragfähigkeitsbedingung	79
5.2.3	Zähigkeitsbedingung	81
5.2.4	Gleichgewichtsbedingung	81
5.2.5	Tragfähigkeit der Gründungen	81
5.2.6	Bedingungen für erdbebengerechte Fugen	82
6	Besondere Regeln für Betonbauten	83
6.1	Allgemeines	83
6.1.1	Anwendungsbereich	83
6.1.2	Zähigkeitsklassen	83
6.1.3	Sicherheitsnachweise	84
6.2	Vorschriften für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 1	85
6.3	Vorschriften für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 2	86
6.4	Vorschriften für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 3	87
Anhang A (normativ).	Näherungsberechnung von Torsionswirkungen.	88
A.1	Allgemeines	88
A.2	Kriterium 1	88
A.3	Kriterium 2	88
A.4	Näherungsberechnung	89
Anhang B (informativ).	Grundlagen der Auslegung	92
B.1	Allgemeines	92
B.2	Einfachheit des Tragwerks	92
B.3	Einheitlichkeit und Symmetrie	92
B.4	Tragfähigkeit und Steifigkeit nach zwei Richtungen	93
B.5	Tragfähigkeit und Steifigkeit gegenüber Torsionswirkungen	94
B.6	Scheibenwirkung auf Geschoßebene	94
B.7	Angemessene Gründung	94
Anhang C (informativ).	Näherungsformeln für die Grundschiwingzeit von Hochbauten.	96
C.1	Allgemeines	96
C.2	Formel 1	96

C.3	Formel 2	97
Anhang D (normativ). Vorschriften für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 3		98
D.1	Baustoffe	98
D.1.1	Beton	98
D.1.2	Betonstahl	98
D.2	Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte	98
D.2.1	Tragwerkstypen	98
D.2.2	Verhaltensbeiwerte	100
D.2.2.1	Horizontale Erdbebeneinwirkungen	100
D.2.2.2	Vertikale Erdbebeneinwirkungen	103
D.3	Auslegungskriterien	103
D.4	Vorschriften für Verankerungen und Stöße	103
D.4.1	Umschnürungsbügel	103
D.4.2	Verankerung der Bewehrung	104
D.4.2.1	Stützen	104
D.4.2.2	Balken	104
D.4.3	Stöße von Bewehrungsstäben	106
D.5	Vorschriften für Balken	108
D.5.1	Definition und Bemessungsschnittgrößen	108
D.5.2	Ermittlung und Nachweis des Bemessungswerts der Tragfähigkeit	108
D.5.3	Örtliche Zähigkeit	110
D.5.4	Besondere Regeln für Balken, die vertikale, nach unten abgefangene Bauteile tragen	111
D.6	Vorschriften für Stützen	112
D.6.1	Definition und Bemessungsschnittgrößen	112
D.6.2	Ermittlung und Nachweis des Bemessungswerts der Tragfähigkeit	112
D.6.3	Örtliche Zähigkeit	113
D.6.4	Besondere Maßnahmen	117
D.7	Vorschriften für Wände	117
D.7.1	Anwendungsbereich	117
D.7.2	Bemessungsschnittgrößen	118

VI

D.7.2.1	Allgemeines	118
D.7.2.2	Besondere Vorschriften für in ihrer Ebene schlanke Wände	119
D.7.2.3	Besondere Vorschriften für gedrungene Wände	121
D.7.3	Ermittlung und Nachweis des Bemessungswerts der Tragfähigkeit	121
D.7.4	Koppelbauteile	122
D.7.5	Örtliche Zähigkeit	124
D.7.6	Besondere Maßnahmen	127
Anhang E (informativ). Vorbemessung der Randelemente von Stahlbeton-		
wänden der Zähigkeitsklasse 3		130
Erläuterungen		132
Zu Abschnitt 2.2 Auslegungskonzepte		132
Zu Abschnitt 5.1.(3)-(4), Nachweise der Standsicherheit, Allgemeines		133
Zu Abschnitt 6.1.2 Zähigkeitskriterien		134
Zu Abschnitt 6.1.3 Sicherheitsnachweise		135
Zu Abschnitt D.3 Auslegungskriterien für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 3		137
Kriterium der örtlichen Beanspruchbarkeit		137
Kriterium der Kapazitätsbemessung (capacity design, CD)		137
Kriterium der örtlichen Zähigkeit		138
Tragwerksredundanz		139
Sekundäre Tragwirkungen		140
Besondere Zusatzmaßnahmen		140
Zu Abschnitt D.4.2.2 Verankerung der Bewehrung bei Balken		141

Verträglichkeitsuntersuchungen zwischen deutschen Erdbebenregelungen und Eurocode 8

Zusammenfassung

1 Zielsetzung, Vorarbeiten, Empfehlungen des Lenkungsgremiums, Vorgehensweise

Die Veröffentlichung der deutschen Fassungen von Eurocode 8 (EC 8) Teil 1-1, Teil 1-2, Teil 1-3 und Teil 5 im Juni 1997 als DIN V ENV 1998-1-1, DIN V ENV 1998-1-2, DIN V ENV 1998-1-3 und DIN V ENV 1998-5 wirft die Frage nach dem weiteren Vorgehen bei der Erdbebenauslegung von Bauwerken in Deutschland auf. Die derzeit gültige Fassung der DIN 4149-1 geht mit geringfügigen Änderungen auf den Normentwurf von 1976 zurück und spiegelt somit den vor über 20 Jahren vorhandene Kenntnisstand auf dem in rascher Entwicklung begriffenen Gebiet der Erdbebensicherung wider. Sie entspricht daher weder dem Stand der Technik auf der Lastseite, noch demjenigen auf der Widerstandsseite der Erdbebenregelungen. Dadurch wird ein direkter Vergleich mit Eurocode 8 unmöglich, der als Grundlage für eine spätere optionale Anwendung der zuletzt genannten Norm dienen könnte.

Die Unverträglichkeit zwischen der derzeit geltenden DIN 4149-1 und EC 8 beginnt mit der Definition der Erdbebenzonen. Während die Erdbebenzonen nach DIN 4149-1 deterministisch festgelegt sind, wobei die Nominalintensität eines Gebietes der innerhalb eines Beobachtungszeitraums von ungefähr 1000 Jahren im betreffenden Gebiet beobachteten Maximalintensität entspricht, geht EC 8 von einer probabilistischen Definition der Nominalintensität aus. Sie entspricht der Intensität, die im betreffenden Gebiet mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren auftritt, was 10 % Überschreitenswahrscheinlichkeit innerhalb von 50 Jahren bedeutet. Durch diese Änderung der Definition der Erdbebenzonen kann es für bestimmte Gebiete zu einer Abminderung der Nominalintensität kommen, andere Gebiete jedoch, die bisher als erdbebenfrei galten, können zur Erdbebenzone werden. Ähnliches gilt für die Festlegung der Antwortspektren.

Eine weitere Unverträglichkeit zwischen DIN 4149-1 und EC 8 liegt im vollständig verschiedenartigen Konzept der Berücksichtigung des für die Widerstandsseite maßgebenden Einflusses plastischer Verformungen auf die nach den beiden Normen ermittelte Tragfähigkeit gegenüber Erdbebenlasten. In DIN 4149-1 sind Erdbebenbeanspruchung des elastischen Systems und Abminderung infolge plastischer Verformungen miteinander verquickt, wie das die Anmerkung zu Abschnitt 7.1 der Norm ausdrückt. In Eurocode 8 hingegen werden sie getrennt behandelt, wodurch eine wirtschaftlichere Bemessung günstiger Konstruktionsysteme möglich wird.

In Anbetracht der aufgezeigten Unverträglichkeiten hat der NABau-Arbeitsausschuß 00.06.00 "Erdbeben; Sonderfragen", Obmann Prof. Bouwkamp, auf seiner Sitzung am 28. Mai 1996 in Darmstadt es als notwendig angesehen, die DIN 4149-1 zu überarbeiten. Das für den AA 00.06.00 zuständige Fachbereichlenkungsgremium des NABau, der Koordinierungsausschuß 01 "Mechanische Festigkeit und Standsicherheit", hat daraufhin am 23. August 1996 die Überarbeitung von DIN 4149-1 beschlossen und kam dabei zu der Auffassung, daß diese nur sinnvoll ist, wenn das Konzept der Eurocodes (EC 8) übernommen wird. Die Möglichkeiten vereinfachter Nachweise sind dabei voll auszuschöpfen.

Allerdings soll die Überarbeitung von DIN 4149 auf der Grundlage des Konzepts von Eurocode 8 keine starre Übernahme der wesentlich auf Bauten in Starkbebengebieten ausgerichteten Eurocode-Regelungen bedeuten. Vielmehr sollen damit die Anforderungen an die tatsächlichen Bedürfnisse von Deutschland als Schwachbebengebiet angepaßt werden und die Möglichkeiten vereinfachter Nachweise soll ausgeschöpft werden.

So läßt sich die Zielsetzung des vorliegenden Forschungsvorhabens dahingehend bestimmen, daß angesichts der festgestellten Unverträglichkeit zwischen der derzeit geltenden DIN 4149 und Eurocode 8 die DIN 4149 so zu überarbeiten ist, daß die neue Norm

- einerseits das Konzept von Eurocode 8 übernehmen und die in dem zu dieser Norm erarbeiteten NAD-Vorschlag angegebenen Festlegungen berücksichtigen soll, aber
- andererseits die wesentlich auf Bauten in Starkbebengebieten ausgerichteten Regeln aus Eurocode 8 an die tatsächlichen Bedürfnisse von Deutschland als Schwachbebengebiet anpassen und die umfangreichen Regelungen und Anforderungen praxisgerecht für die Anwendung in Schwachbebengebieten reduzieren

soll. Dabei soll, unter Berücksichtigung des deutschen Erfahrungsbereichs, insbesondere darauf geachtet werden, daß die Bemessung nicht zu unwirtschaftlichen Konstruktionen führt. Die Möglichkeiten zumal für Schwachbebengebiete geeigneter, vereinfachter Nachweise sind dabei voll auszuschöpfen.

Zur Verwirklichung dieser Zielsetzung wurden eine Reihe von Vorarbeiten geleistet, die sich sowohl auf die Festlegung der seismischen Eingangsgrößen für die deutschen Erdbebengebiete als auch auf die Bedingungen für die Anwendung des Eurocode 8 in Deutschland sowie die Möglichkeit vereinfachter Nachweise für Deutschland als Schwachbebengebiet beziehen. Ihre Ergebnisse sind größtenteils schon im NAD-Vorschlag berücksichtigt worden.

Von größter Bedeutung für die Überarbeitung von DIN 4149-1 sind die Empfehlungen, die das NABau-Lenkungsgremium KOA 01 "Mechanische Festigkeit und Standsicherheit" auf seiner Sitzung am 12. Februar 1998 dafür ausgesprochen hat, und die als Anlage 1 angegeben sind.

Danach ist das Eurocode-Konzept (EC 8) als Grundlage für die neue DIN 4149 anzusehen, wobei jedoch die EC 8-Regelungen an die tatsächlichen Bedürfnisse von Deutschland anzupassen sind. Die auf probabilistischer Grundlage erstellte Erdbebenzonenkarte mit drei Erdbebenzonen wird anerkannt, der untere Randwert für die Intensität der Zone 1 soll jedoch von $I = 6,25$ auf $I = 6,50$ heraufgesetzt werden. Damit wird die Fläche der Zone 1 reduziert und die Großstädte Stuttgart, Frankfurt/M, Düsseldorf und Leipzig fallen außerhalb des Erdbebengebiets. In der Zone 1 sollten rechnerische Nachweise möglichst weitgehend entfallen, und für die Zonen 2 und 3 sollten sie durch zusätzliche konstruktive Maßnahmen ebenfalls soweit wie möglich entbehrlich werden. Die im NAD-Vorschlag angegebenen Bemessungsspektren sollten wo möglich weiterentwickelt und hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf den Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten überprüft werden. Es sollte nach Möglichkeiten für eine günstigere Gestaltung dieses Nachweises (Berücksichtigung von Reserven auf der Widerstandsseite, Erhöhung des Verhaltensbeiwerts, der zulässigen Schubfestigkeit) gesucht werden.

Bezüglich der Vorgehensweise bei der geplanten Überarbeitung hat der vormalige Ak "NAD" des NABau KOSpA "Erdbeben" auf seiner Sitzung vom 17. Juli 1997 beschlossen, diesen Ak nach Abschluß der Arbeiten am NAD-Vorschlag in Ak "DIN 4149" umzubenennen und ihn, unter dem Vorsitz von Herren Prof. Ir. Bouwkamp, mit der Überarbeitung

der DIN 4149 zu beauftragen.

Dabei sind gemäß Leistungsbeschreibung für das vorliegende Forschungsvorhaben die Abschnitte der Norm betreffend Anwendungsbereich, allgemeine konstruktive Anforderungen, erdbebengerechte Planung von Bauwerken, Baugrundverhältnisse, Erdbebeneinwirkung, Tragwerksberechnung und Nachweis der Standsicherheit sowie der baustoffspezifische Abschnitt "Besondere Regeln für Betonbauten" von der "Forschenden Stelle" (Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie - Sachbearbeiter Dr. Keintzel) direkt zu bearbeiten. Die anderen baustoffspezifischen Abschnitte werden wie folgt von den für diese Baustoffe zuständigen Mitgliedern des Ak "DIN 4149" des NABau KoSpA "Erdbeben" erarbeitet und durch die "Forschende Stelle" koordiniert:

- Besondere Regeln für Stahl- und Verbundbauten. Herr Prof. Ir. Bouwkamp in Abstimmung mit Herrn Prof. Dr.-Ing. Sedlacek
- Besondere Regeln für Holzbauten. Herr Baudirektor Prof. Charlier
- Besondere Regeln für Mauerwerksbauten. Herr Prof. Dr.-Ing. Ötes
- Besondere Regeln für Gründungen und Stützbauwerke. Herr Dr.-Ing. Waas.

Die Vorgehensweise bei der Überarbeitung der einzelnen Abschnitte von DIN 4149 wird im folgenden Kapitel erläutert.

2 Überarbeitung der DIN 4149. Überarbeitungskonzept und Kommentare zu den einzelnen Normkapiteln.

Für die Überarbeitung der DIN 4149 wurde vom deutschen EC 8-Text und vom NAD-Vorschlag ausgegangen. Es wurden Kürzungen und Vereinfachungen, entsprechend den tatsächlichen Bedürfnissen von Deutschland als Schwachbebengebiet, vorgenommen.

In den Eurocodes sind gegebenenfalls fällige Erläuterungen in den Normtext hineingearbeitet, wodurch dieser extrem umfangreich und schwerfällig wird. Für die vorliegende Überarbeitung hat der Ak "DIN 4149" eine andere Vorgehensweise angenommen: danach soll der Normtext möglichst nur wirkliche Vorschriften enthalten, und die Erläuterungen dazu sollen gesondert, wie in der derzeit geltenden DIN 4149, angegeben werden. Dadurch soll eine Straffung des Normtextes erreicht werden. Die bei den einzelnen Kapiteln vorgesehenen Kürzungen, Vereinfachungen und Änderungen werden im folgenden kurz kom-

mentiert.

Das Kapitel 1 "Allgemeines" ist durch Kürzungen und Weglassungen aus dem Kapitel 1 "Allgemeines" in EC 8, Teil 1-1 hervorgegangen. Dabei wurden Angaben zum Anwendungsbereich, ferner Definitionen für in den Kapiteln 1 bis 5 verwendete Begriffe, SI-Einheiten sowie eine Liste mit Formelzeichen und Kurzzeichen übernommen.

Das Kapitel 2 "Erdbebengerechte Planung" ist aus einer Zusammenlegung der Kapitel 2 "Grundlegende Anforderungen und Konformitätskriterien" in EC 8, Teil 1-1 und 2 "Merkmale erdbebengerechter Planung von Bauwerken" in EC 8, Teil 1-2 hervorgegangen. Der Abschnitt "Grundlegende Anforderungen und Konformitätskriterien" wurde wesentlich gekürzt, wobei eine Reihe theoretischer Betrachtungen zu den "Erläuterungen" verlagert wurden. Bezüglich des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit wird für Deutschland als Schwachbebengebiet auf den in EC 8, Teil 1-1 geforderten rechnerischen Nachweis verzichtet. Bei den aus EC 8, Teil 1-2 übernommenen Vorschriften zur Regelmäßigkeit des Bauwerks wurden eine Reihe von Vereinfachungen vorgenommen.

Im Kapitel 3 "Erdbebeneinwirkung" sind die Kapitel 3 "Baugrundverhältnisse" und 4 "Erdbebeneinwirkung" aus EC 8, Teil 1-1 zusammengefaßt und an die für deutsche Verhältnisse maßgebenden Festlegungen des NAD-Vorschlags angepaßt. Dabei ist von ausschlaggebender Bedeutung, daß im Unterschied zur Vorgehensweise in EC 8, Teil 1-1, bei der Bestimmung der Parameter zur Beschreibung des elastischen Antwortspektrums neben dem Baugrund (der oberflächennahen Schicht des Untergrunds mit einer Dicke bis zu 20 m) auch der geologische Untergrund (Schichten ab einer Tiefe von 20 m) berücksichtigt wird. Erdbebenzonen und effektive Beschleunigungen sowie die Klassifizierung der Baugrundverhältnisse werden aus dem NAD-Vorschlag übernommen, wobei für die Begrenzung der Zone 1 die Empfehlungen des NABau-Lenkungsgremiums KoA 01 ($I = 6,50$ statt $I = 6,25$) berücksichtigt wurden. Neben der Karte der Erdbebenzonen wird als Neuentwicklung auch eine Karte der Untergrundverhältnisse angegeben.

Das Kapitel 4 "Tragwerksberechnung" schließt sich eng an das Kapitel 3 "Tragwerksberechnung" in EC 8, Teil 1-2 an. Als Berechnungsverfahren gilt das Antwortspektrenverfahren, auf die in Abschnitt 3.3.4 in EC 8, Teil 1-2 angegebenen alternativen Berechnungsverfahren (Leistungsspektrenverfahren, Zeitverlaufsverfahren, Berechnung im Frequenzbereich) wird verzichtet. Die Berücksichtigung der Vertikalkomponente der Erdb-

ebeneinwirkung wird wie im NAD-Vorschlag nur bei Trägern gefordert, die Stützen tragen. Die Berechnung nichttragender Bauteile wird gegenüber den Vorschriften in EC 8, Teil 1-2 vereinfacht.

Das Kapitel 5 "Nachweise der Standsicherheit" entspricht weitgehend dem Kapitel 4 "Nachweise der Standsicherheit" in EC 8, Teil 1-2. Der Abschnitt 4.2 aus EC 8, Teil 1-2, Grenzzustand der Tragfähigkeit, wird direkt übernommen, der Abschnitt 4.3, Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit, wird gestrichen, da für Deutschland auf einen entsprechenden rechnerischen Nachweis verzichtet wird. Durch einen wichtigen Zusatz zum Abschnitt 5.1, Allgemeines wird der Empfehlung des NABau-Lenkungsgremiums KoA 01 entsprochen, in der Zone 1 rechnerische Nachweise möglichst weitgehend entfallen zu lassen, und sie für die Zonen 2 und 3 durch zusätzliche konstruktive Maßnahmen so weit wie möglich entbehrlich zu machen.

Das Kapitel 6 "Besondere Regeln für Betonbauten" ist vom Grundsätzlichen her zwar am Kapitel 2 "Besondere Regeln für Betonbauten" in EC 8, Teil 1-3 orientiert, in seinen Einzelheiten aber ganz auf die speziellen Bedingungen von Deutschland als Schwachbebengebiet ausgerichtet. Dazu gehört die Einführung von drei Zähigkeitsklassen, der Zähigkeitsklasse 1 (ZK 1, nicht dissipativ), die nur in der Erdbebenzone 1 zulässig ist, der Zähigkeitsklasse 2 (dissipativ mit "natürlicher" Zähigkeit) und der Zähigkeitsklasse 3 (dissipativ mit erhöhter Zähigkeit), wobei letztere höchste Zähigkeitsklasse der niedrigsten Zähigkeitsklasse in Eurocode 8 (DC "L", low ductility) entspricht.

Die Kapitel 7 "Besondere Regeln für Stahl- und Verbundbauten" und 8 "Besondere Regeln für Holzbauten" sind in ihrem Aufbau wesentlich am Kapitel 6 orientiert. Auch in diesen beiden Kapiteln gibt es jeweils drei Zähigkeitsklassen von "nicht dissipativ" über "dissipativ mit natürlicher Duktilität" beziehungsweise "gering dissipativ" bis zu "dissipativ mit erhöhter Duktilität". In allen drei Kapiteln 6, 7 und 8 wird ein angehobener Bemessungswert q_d für den Verhaltensbeiwert q eingeführt.

Das Kapitel 9 "Besondere Regeln für Mauerwerksbauten" beschränkt sich auf Angaben zu Bauwerken aus unbewehrtem Mauerwerk und das Kapitel 10 "Besondere Regeln für Gründungen und Stützbauwerke" behandelt Gründungen von üblichen Hochbauten, Erddruck und Wasserdruck auf Stützbauwerke sowie Angaben zum Festigkeitsverlust von Böden.

3 Zusammenfassung

Die Unverträglichkeit zwischen der derzeit geltenden DIN 4149-1 und EC 8, sowie die Tatsache, daß die DIN 4149-1 nicht mehr dem heutigen Kenntnisstand auf dem in rascher Entwicklung begriffenen Gebiet der Erdbebensicherung entspricht, haben zur Notwendigkeit einer Überarbeitung dieser Norm geführt. Im vorliegenden Forschungsvorhaben wird ein Entwurf für eine solche Überarbeitung erstellt und kommentiert. Die überarbeitete DIN 4149 soll einerseits das Konzept von Eurocode 8 übernehmen und andererseits die wesentlich auf Bauten in Starkbebengebieten ausgerichteten Regeln aus Eurocode 8 an die tatsächlichen Bedürfnisse von Deutschland als Schwachbebengebiet anpassen. Bei der Durchführung dieser Zielsetzung im vorliegenden Forschungsvorhaben wird die Erstellung eines praxisgerechten Normentwurfs angestrebt, der die theoretischen Vorzüge von EC 8 möglichst weitgehend mit der Einfachheit der derzeit geltenden DIN 4149-1 verbindet.

Zum Abschluß dieses Forschungsberichts sind die Texte der von der "Forschenden Stelle" (Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie - Sachbearbeiter Dr. Keintzel) direkt erarbeiteten ersten 6 Kapitel des Entwurfs für die überarbeitete DIN 4149-1 angegeben. Die Texte der anderen, durch die "Forschende Stelle" koordinierten, baustoffspezifischen Abschnitte (Stahl- und Verbundbauten, Holzbauten, Mauerwerksbauten, Gründungen und Stützbauwerke) sind nicht Gegenstand dieses Berichts und werden im Rahmen der Überarbeitung von DIN 4149 unmittelbar in das Normenwerk eingebracht.

Verträglichkeitsuntersuchungen zwischen deutschen Erdbebenregelungen und Eurocode 8

Kurzfassung

Die Unverträglichkeit zwischen der derzeit geltenden deutschen Erdbebennorm DIN 4149-1 und Eurocode 8, sowie die Tatsache, daß die DIN 4149-1 nicht mehr dem heutigen Kenntnisstand auf dem in rascher Entwicklung begriffenen Gebiet der Erdbebensicherung entspricht, haben zur Notwendigkeit einer Überarbeitung dieser Norm geführt. Ziel des vorliegenden Forschungsvorhabens ist es, einen Entwurf für eine solche Überarbeitung zu erstellen, der die theoretischen Vorzüge von EC 8 möglichst weitgehend mit der Einfachheit der derzeit geltenden DIN 4149-1 verbindet. Die überarbeitete DIN 4149-1 soll einerseits das Konzept von Eurocode 8 übernehmen, und andererseits die wesentlich auf Bauten in Starkbebengebieten ausgerichteten Regeln aus Eurocode 8 an die tatsächlichen Bedürfnisse von Deutschland als Schwachbebengebiet anpassen.

Zunächst wird ein Überblick über die Vorarbeiten zur Überarbeitung der Norm geboten, und es werden die Empfehlungen des dafür zuständigen Lenkungsremiums dargelegt. Nach einer kurzen Erläuterung des Überarbeitungskonzepts folgen Kommentare zu den einzelnen Normkapiteln.

Der Text des vorgeschlagenen Entwurfs für die überarbeitete Norm, Kapitel 1 bis 6, bildet den Abschluß.

Research of the compatibility between German earthquake regulations and Eurocode 8

Abstract

The incompatibility between the German Seismic Code DIN 4149-1, being in force at present, and Eurocode 8, as well as the fact that the DIN 4149-1 does no more correspond to the knowledge of today in the rapidly developing field of seismic design, have lead to the necessity of a revision of this code. The aim of the present research work is the elaboration of the project for such a revision, combrining the theoretical advantages of EC 8 as far as possible with the simplicity of the actual DIN 4149. The revised DIN 4149 shall adopt on the one hand the concept of Eurocode 8, and shall adapt on the other hand the provisions of Eurocode 8, orientated essentially on buildings in high seismicity areas, by the real needs of Germany as a low seismicity area.

Firstley a survey of the preliminary studies for the revision of the code is given, and the recommendations of the competent steering committee are pointed out. After a short explanation of the concept of the revision, different comments on the several chapters of the code are given.

Finally the text of the proposed project for the revised code, chaptre 1 to 6, is presented.

Recherche de la compatibilité entre des règles parasismiques allemandes et l'Eurocode 8

Résumé

L'incompatibilité entre la norme parasismiques allemande DIN 4149-1, qui est valide actuellement, et L'Eucorode 8, et la fait que la DIN 4149 ne correspondes pas à la connaissance actuelle dans le domaine de construction parasismique, qui se développe rapidement, a mené á la nécessité d'une révision de cette norme. Le but de la recherche présentée consiste à élaborer un projet de révision, de façon à combiner au maximum les avantages théoriques de l'Eurocode 8 avec la simplicité de la version actuelle de la norme DIN 4149-1. La DIN 4149 révisée doit adopter d'une part le concept de l'Eurocode 8 et doit adapter dautre part les règles de l'Eurocode 8, plutôt orientées vers les bâtiments situés dans les zones avec une sismicité très élevée, aux demandes réelles de l'Allemagne comme région d'une sismicité faible.

Premièrement, une vur d'ensemble sur la recherche préliminaire de la révision de la norme est donnée et les recommandations de la commission compétente sont présentées. Après une courte explication du concept de la révision, différent commentaires reliées à certains chapitres de la norme sont donnés.

Finalement, le texte pour le project de la révision, chapitre 1 à 6, y est présenté.

1 Einleitung

1.1 Zielsetzung

Die Veröffentlichung der deutschen Fassungen von Eurocode 8 (EC 8) Teil 1-1, Teil 1-2, Teil 1-3 und Teil 5 im Juni 1997 als DIN V ENV 1998-1-1 [1], DIN V ENV 1998-1-2 [2], DIN V ENV 1998-1-3 [3] und DIN V ENV 1998-5 [4] wirft die Frage nach dem weiteren Vorgehen bei der Erdbebenauslegung von Bauwerken in Deutschland auf. Die derzeit gültige Fassung der DIN 4149-1 [5] geht mit geringfügigen Änderungen auf den Normentwurf von 1976 zurück und spiegelt somit den vor über 20 Jahren vorhandene Kenntnisstand auf dem in rascher Entwicklung begriffenen Gebiet der Erdbebensicherung wider. Sie entspricht daher weder dem Stand der Technik auf der Lastseite, noch demjenigen auf der Widerstandsseite der Erdbebenregelungen. Dadurch wird ein direkter Vergleich mit Eurocode 8 unmöglich, der als Grundlage für eine spätere optionale Anwendung der zuletzt genannten Norm dienen könnte.

Die Unverträglichkeit zwischen der derzeit geltenden DIN 4149-1 und EC 8 beginnt mit der Definition der Erdbebenzonen. Während die Erdbebenzonen nach DIN 4149-1 deterministisch festgelegt sind, wobei die Nominalintensität eines Gebietes der innerhalb eines Beobachtungszeitraums von ungefähr 1000 Jahren im betreffenden Gebiet beobachteten Maximalintensität entspricht, geht EC 8 von einer probabilistischen Definition der Nominalintensität aus. Sie entspricht der Intensität, die im betreffenden Gebiet mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren auftritt, was 10 % Überschreitenswahrscheinlichkeit innerhalb von 50 Jahren bedeutet. Durch diese Änderung der Definition der Erdbebenzonen kann es für bestimmte Gebiete zu einer Abminderung der Nominalintensität kommen, andere Gebiete jedoch, die bisher als erdbebenfrei galten, können zur Erdbebenzone werden. Ähnliches gilt für die Festlegung der Antwortspektren. So führen Lockergesteine als Baugrund nach DIN 4149-1 immer zu einer Erhöhung der Spektralwerte, während sie nach EC 8 als mächtige Schicht im geologischen Untergrund zu einer beträchtlichen Reduzierung der Spektralwerte (nach dem später zu erörternden NAD-Vorschlag um bis zu 50 %) führen können. Andererseits wird in DIN 4149-1 mit einer vom Baugrund unabhängigen Breite des Plateaus des elastischen Antwortspektrums gerechnet, während bei Lockergestein nach EC 8 die Breite

des Plateaus auf mehr als den doppelten Wert der für Festgestein angenommenen Breite anwachsen kann. All dies schließt eine direkte Vergleichbarkeit der seismischen Eingangsgrößen nach DIN 4149-1 und EC 8 aus.

Eine weitere Unverträglichkeit zwischen DIN 4149-1 und EC 8 liegt im vollständig verschiedenartigen Konzept der Berücksichtigung des für die Widerstandsseite maßgebenden Einflusses plastischer Verformungen auf die nach den beiden Normen ermittelte Tragfähigkeit gegenüber Erdbebenlasten. In DIN 4149-1 sind Erdbebenbeanspruchung des elastischen Systems und Abminderung infolge plastischer Verformungen miteinander verquickt, wie das die Anmerkung zu Abschnitt 7.1 der Norm ausdrückt. In Eurocode 8 hingegen werden sie getrennt behandelt, wodurch eine wirtschaftlichere Bemessung günstiger Konstruktionssysteme möglich wird.

In Anbetracht der aufgezeigten Unverträglichkeiten hat der NABau-Arbeitsausschuß 00.06.00 "Erdbeben; Sonderfragen", Obmann Prof. Bouwkamp, auf seiner Sitzung am 28. Mai 1996 in Darmstadt es als notwendig angesehen, die DIN 4149-1 [5] zu überarbeiten. Das für den AA 00.06.00 zuständige Fachbereichlenkungsgremium des NABau, der Koordinierungsausschuß 01 "Mechanische Festigkeit und Standsicherheit", hat daraufhin am 23. August 1996 die Überarbeitung von DIN 4149-1 beschlossen und kam dabei zu der Auffassung, daß diese nur sinnvoll ist, wenn das Konzept der Eurocodes (EC 8) übernommen wird. Die Möglichkeiten vereinfachter Nachweise sind dabei voll auszuschöpfen.

Der unmittelbare Anlaß, der die Überarbeitung von DIN 4149 erforderlich macht, liegt in der Entscheidung des NABau-Arbeitsausschusses 00.06.00, für das Nationale Anwendungsdokument (NAD) zu Eurocode 8 [6] die vom GeoForschungsZentrum Potsdam auf probabilistischer Grundlage entwickelte, neue Erdbebenzonenkarte für Deutschland zu berücksichtigen. Um unter diesen Bedingungen die optimale Anwendung von Eurocode 8 zu ermöglichen und eine einheitliche Zonenkarte zur Anwendung zu bringen, soll die auf dem neuesten Stand von Wissenschaft und Technik entwickelte, neue Erdbebenzonenkarte auch für DIN 4149 zur Anwendung kommen. Das aber macht eine Überarbeitung erforderlich. Die Notwendigkeit einer Überarbeitung ergibt sich auch daraus, daß die anderen nationalen Bemessungsnormen (DIN 1045, DIN 18800, DIN 1052, DIN 1053), die zusammen mit DIN 4149 anzuwenden sind, ebenfalls auf das Sicherheitskonzept der Eurocodes umgestellt werden bzw. umgestellt sind.

Allerdings soll die Überarbeitung von DIN 4149 auf der Grundlage des Konzepts von Eurocode 8 keine starre Übernahme der wesentlich auf Bauten in Starkbebengebieten ausgerichteten Eurocode-Regelungen bedeuten. Vielmehr sollen damit die Anforderungen an die tatsächlichen Bedürfnisse von Deutschland als Schwachbebengebiet angepaßt werden und die Möglichkeiten vereinfachter Nachweise soll ausgeschöpft werden.

So läßt sich die Zielsetzung des vorliegenden Forschungsvorhabens dahingehend bestimmen, daß angesichts der festgestellten Unverträglichkeit zwischen der derzeit geltenden DIN 4149 und Eurocode 8 die DIN 4149 so zu überarbeiten ist, daß die neue Norm

- einerseits das Konzept von Eurocode 8 übernehmen und die dazu im NAD-Vorschlag [6] angegebenen Festlegungen berücksichtigen soll, aber
- andererseits die wesentlich auf Bauten in Starkbebengebieten ausgerichteten Regeln aus Eurocode 8 an die tatsächlichen Bedürfnisse von Deutschland als Schwachbebengebiet anpassen und die umfangreichen Regelungen und Anforderungen praxisgerecht für die Anwendung in Schwachbebengebieten reduzieren soll. Dabei soll, unter Berücksichtigung des deutschen Erfahrungsbereichs, insbesondere darauf geachtet werden, daß die Bemessung nicht zu unwirtschaftlichen Konstruktionen führt. Die Möglichkeiten zumal für Schwachbebengebiete geeigneter, vereinfachter Nachweise sind dabei voll auszuschöpfen.

1.2 Vorarbeiten

Die Vorarbeiten für die Überarbeitung der DIN 4149 beziehen sich sowohl auf die Festlegung der seismischen Eingangsgrößen für die deutschen Erdbebengebiete als auch auf die Bedingungen für die Anwendung des Eurocode 8 in Deutschland sowie die Möglichkeit vereinfachter Nachweise für Deutschland als Schwachbebengebiet. Ihre Ergebnisse sind größtenteils schon im NAD-Vorschlag [6] berücksichtigt worden.

Die Vorarbeiten zur Festlegung seismischer Eingangsgrößen haben mit der Erarbeitung einer in den "Background Documents for Eurocode 8" veröffentlichten Studie [7] geführt, die später in den Forschungsbericht [8] eingegangen ist und deren Ergebnisse auch in [9], [10] erläutert werden. Die deutschen Erdbebengebiete werden darin durch Zusammenfassung der Zonen 1 und 2, beziehungsweise 3 und 4 nach DIN 4149 [5] in zwei Zonen eingeteilt,

für die nach zwei verschiedenen Verfahren Bemessungswerte der horizontalen Bodenbeschleunigung a_g von 0,4-0,5 m/s beziehungsweise 0,8-1,0 m/s² ermittelt werden. Bei der Ermittlung der Spektren wird neben den oberflächennahen Baugrundsichten auch der geologische Untergrund berücksichtigt.

Ein weiterer Schritt in Richtung Übereinstimmung mit der Vorgehensweise nach Eurocode 8 wird durch die Erarbeitung einer neuen Erdbebenzonenkarte auf probabilistischer Grundlage im Forschungsbericht [11] dargestellt. Nach der bei einer Einführungsveranstaltung [12] der Fachwelt in [13] vorgestellten neuen Karte werden die deutschen Erdbebengebiete in drei Zonen eingeteilt, denen die Bezugsintensitäten $I = 6,50/7,25/7,75$ entsprechen. Diesen werden aufgrund der Ergebnisse des Forschungsberichts [14] die Bemessungswerte der horizontalen Bodenbeschleunigung a_g von 0,4/0,6/0,8 m/s² zugeordnet. Auf der Grundlage der Untersuchungen in [7], [8] werden in [15] Bemessungsspektren für Deutschland vorgeschlagen, bei denen neben dem Einfluß des Baugrunds auch derjenige des geologischen Untergrunds berücksichtigt wird.

Die Untersuchungen zu den Bedingungen für die Anwendung des Eurocode 8 auf Stahlbetonbauten in deutschen Erdbebengebieten wurden mit einer Studie zur Festlegung der Verhaltensfaktoren begonnen [16], deren Ergebnisse auch in [17] dargestellt sind. Auf der Grundlage dieser Studien konnte, wie in [18] gezeigt, Dr. E. Keintzel als Vertreter Deutschlands bei einem an der Universität Pavia am 25.-26. Februar 1988 gehaltenen Workshop zu den Regeln für Betonbauten in Eurocode 8, Ausgabe Mai 1988, die Einführung einer dritten Zähigkeitsklasse (Low ductility) neben den Klassen High ductility und Mean ductility vorgeschlagen und begründen, was zu Aufnahme dieser vor allem für Bauten in Schwachbebengebieten gedachten Zähigkeitsklasse in die Bestimmungen von Eurocode 8 geführt hat.

Weitere Untersuchungen zu den Bedingungen für die Anwendung von Eurocode 8 auf Stahlbetonbauten in Deutschland sind in den Abschlußberichten [19], [20], [21] von Forschungsvorhaben beschrieben, die begleitend zur Erarbeitung von Eurocode 8, Fassung 1994 geführt worden sind und diese Fassung im Sinne der Berücksichtigung deutscher Wünsche vielfach beeinflusst haben. Ergebnisse der genannten Untersuchungen sind auch in [22], [23], [24] wiedergegeben.

Die Vorarbeiten zur Berücksichtigung der Möglichkeit vereinfachter Nachweise für Deutschland als Schwachbebengebiet gehen von der Bestimmung in [1], Abschnitt 4.1.(4)

aus, wonach Erdbebenezonen mit einem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung von $a_g \leq 0,10 g$ Zonen mit geringer Seismizität sind, für die reduzierte oder vereinfachte Verfahren zur Erdbebenauslegung für bestimmte Tragwerksarten oder -kategorien verwendet werden können. Da die deutschen Erdbebengebiete, wie gezeigt, diese Bedingungen durchwegs erfüllen, gehören sie voll zu den Schwachbebengebieten, für die vereinfachte Nachweise statthaft sind.

Für Stahlbetonbauten wird die Zulässigkeit von Vereinfachungen bei Bauten in Schwachbebengebieten durch die Regelung in [3], Abschnitt 2.1.3.(6)P bestimmt, wonach Betonbauten in Schwachbebengebieten für die Erdbeben-Lastkombination unter Beschränkung auf die Regeln von Eurocode 2, und unter Vernachlässigung der spezifischen Vorschriften in EC 8, ausgelegt werden dürfen, wenn der Verhaltensbeiwert q , basierend auf den Grundgedanken von EC 8, entsprechend festgelegt wird. Die durch diese Regelung gegebene Möglichkeit wird als Vorarbeit zur Überarbeitung der DIN 4149 im Forschungsbericht [25], dessen Ergebnisse auch in [26] dargestellt sind, in die Praxis umgesetzt. Dadurch wird eine erhebliche Vereinfachung in Statik und Konstruktion von Stahlbetonbauten in deutschen Erdbebengebieten, ohne Erhöhung des Stahlverbrauchs, ermöglicht.

Eine reiche Auswahl theoretischer und experimenteller Studien zur Anwendung des Eurocode 8 im Stahlbau finden sich in den Forschungsberichten und Veröffentlichungen [27] bis [43].

Desgleichen werden theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Anwendung des Eurocode 8 im Holzbau in den Forschungsberichten [44] bis [48] angegeben.

Vorbereitende Untersuchungen zur Möglichkeit von Vereinfachungen bei Mauerwerksbauten in Schwachbebengebieten haben zur Formulierung der auch im NAD-Vorschlag [6] angegebenen Regeln für "einfache Mauerwerksbauten" geführt.

1.3 Empfehlungen des NABau-Lenkungsgremiums KOA 01 "Mechanische Festigkeit und Standsicherheit".

Auf seiner Sitzung am 12. Februar 1998 hat das NABau-Lenkungsgremium KOA 01 "Mechanische Festigkeit und Standsicherheit" Empfehlungen für die Überarbeitung von DIN 4149-1 ausgesprochen, die als Anlage 1 angegeben sind.

Danach ist das Eurocode-Konzept (EC 8) als Grundlage für die neue DIN 4149 anzusehen, wobei jedoch die EC 8-Regelungen an die tatsächlichen Bedürfnisse von Deutschland anzupassen sind. Die auf probabilistischer Grundlage erstellte Erdbebenzonenkarte mit drei Erdbebenzonen wird anerkannt, der untere Randwert für die Intensität der Zone 1 soll jedoch von $I = 6,25$ auf $I = 6,50$ heraufgesetzt werden. Damit wird die Fläche der Zone 1 reduziert und die Großstädte Stuttgart, Frankfurt/M, Düsseldorf und Leipzig fallen außerhalb des Erdbebengebiets. In der Zone 1 sollten rechnerische Nachweise möglichst weitgehend entfallen, und für die Zonen 2 und 3 sollten sie durch zusätzliche konstruktive Maßnahmen ebenfalls soweit wie möglich entbehrlich werden. Die im NAD-Vorschlag angegebenen Bemessungsspektren sollten wo möglich weiterentwickelt und hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf den Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten überprüft werden. Es sollte nach Möglichkeiten für eine günstigere Gestaltung dieses Nachweises (Berücksichtigung von Reserven auf der Widerstandsseite, Erhöhung des Verhaltensbeiwerts, der zulässigen Schubfestigkeit) gesucht werden.

1.4 Vorgehensweise

Auf der Sitzung des vormaligen Ak "NAD" des NABau KoSpA "Erdbeben" vom 17. Juli 1997 wurde beschlossen, diesen Ak nach Abschluß der Arbeiten am NAD-Vorschlag in Ak "DIN 4149" umzubenennen und ihn, unter dem Vorsitz von Herrn Prof. Ir. Bouwkamp, mit der Überarbeitung der DIN 4149 zu beauftragen.

Dabei sind gemäß Leistungsbeschreibung für das vorliegende Forschungsvorhaben die Abschnitte der Norm betreffend Anwendungsbereich, allgemeine konstruktive Anforderungen, erdbebengerechte Planung von Bauwerken, Baugrundverhältnisse, Erdbebeneinwirkung, Tragwerksberechnung und Nachweis der Standsicherheit sowie der baustoffspezifische Abschnitt "Besondere Regeln für Betonbauten" von der "Forschenden Stelle" (Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie - Sachbearbeiter Dr. Keintzel) direkt zu bearbeiten. Die anderen baustoffspezifischen Abschnitte werden wie folgt von den für diese Baustoffe zuständigen Mitgliedern des Ak "DIN 4149" des NABau KoSpA "Erdbeben" erarbeitet und durch die "Forschende Stelle" koordiniert:

- Besondere Regeln für Stahl- und Verbundbauten. Herr Prof. Ir. Bouwkamp in

Abstimmung mit Herrn Prof. Dr.-Ing. Sedlacek

- Besondere Regeln für Holzbauten. Herr Baudirektor Prof. Charlier
- Besondere Regeln für Mauerwerksbauten. Herr Prof. Dr.-Ing. Ötes
- Besondere Regeln für Gründungen und Stützbauwerke. Herr Dr.-Ing. Waas.

Die Vorgehensweise bei der Überarbeitung der einzelnen Abschnitte von DIN 4149 wird im folgenden Kapitel erläutert.

2 Überarbeitung der DIN 4149

2.1 Überarbeitungskonzept

Für die Überarbeitung der DIN 4149 wurde vom deutschen EC 8-Text, wie er in [1], [2], [3], [4] angegeben ist und vom NAD-Vorschlag [6] ausgegangen. Es wurden Kürzungen und Vereinfachungen, entsprechend den tatsächlichen Bedürfnissen von Deutschland als Schwachbebengebiet, vorgenommen. Die im EC 8-Text durchgeführte Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln wurde hier, da die gesamte überarbeitete DIN 4149 weniger allgemein ist als EC 8 und schon an sich eine Anwendung auf deutsche Verhältnisse darstellt, fallen gelassen. Dabei wurde davon ausgegangen, daß mögliche Alternativen für die Anwendung schon durch die Formulierung der Regeln genügend gekennzeichnet sind.

In den Eurocodes sind gegebenenfalls fällige Erläuterungen in den Normtext hineingearbeitet, wodurch dieser extrem umfangreich und schwerfällig wird. Für die vorliegende Überarbeitung hat der Ak "DIN 4149" eine andere Vorgehensweise angenommen: danach soll der Normtext möglichst nur wirkliche Vorschriften enthalten, und die Erläuterungen dazu sollen gesondert, wie in der derzeit geltenden DIN 4149, angegeben werden. Dadurch soll eine Straffung des Normtextes erreicht werden. Die bei den einzelnen Kapiteln vorgesehenen Kürzungen, Vereinfachungen und Änderungen werden in den folgenden Abschnitten kommentiert.

2.2 Kommentare zu den einzelnen Normkapiteln

2.2.1 Kapitel 1 "Allgemeines"

Dies Kapitel ist durch Kürzungen und Weglassungen aus dem Kapitel 1 "Allgemeines" in [1] hervorgegangen. Dabei wurden Angaben zum Anwendungsbereich, ferner Definitionen für in den Kapiteln 1 bis 5 verwendete Begriffe, SI-Einheiten sowie eine Liste mit Formelzeichen und Kurzzeichen übernommen. Für die vorliegende Norm entbehrliche Angaben zu weiteren Teilen von EC 8, zur Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln, zu Annahmen sowie zu Definitionen einheitlicher Begriffe für alle Eurocodes wurden weggelassen.

2.2.2 Kapitel 2 "Grundlagen für Entwurf und Bemessung"

Das Kapitel 2 der vorliegenden Überarbeitung ist aus einer Zusammenlegung der Kapitel 2 "Grundlegende Anforderungen und Konformitätskriterien" in [1] und 2 "Merkmale erdbebengerechter Planung von Bauwerken" in [2] hervorgegangen.

Die Abschnitte "Grundlegende Anforderungen" und "Auslegungskonzepte" wurden wesentlich gekürzt, wobei eine Reihe theoretischer Betrachtungen zu den "Erläuterungen" verlagert wurden. Bezüglich des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit wird für Deutschland als Schwachbebengebiet auf den in [1] geforderten rechnerischen Nachweis verzichtet.

Bei den aus [2] übernommenen Vorschriften zur Regelmäßigkeit des Bauwerks wurden eine Reihe von Vereinfachungen vorgenommen. So wird hinsichtlich der Regelmäßigkeit im Grundriß auf den in [2] geforderten Nachweis des Verhältnisses zwischen der Maximalverschiebung in einem Geschoß und der durchschnittlichen Geschoßverschiebung verzichtet. Ebenso werden hinsichtlich der Regelmäßigkeit im Aufriß die in [2] angegebenen zusätzlichen Vorschriften für Bauwerke mit Rücksprüngen weggelassen.

2.2.3 Kapitel 3 "Erdbebeneinwirkung"

Im Kapitel 3 der vorliegenden Überarbeitung sind die Kapitel 3 "Baugrundverhältnisse" und 4 "Erdbebeneinwirkung" aus [1] zusammengefaßt und an die für deutsche Verhältnisse maßgebenden Festlegungen des NAD-Vorschlags [6] angepaßt. Dabei ist von ausschlaggebender Bedeutung, daß in [6], wie schon in der Einleitung erwähnt, im Unterschied zur Vorgehensweise in [1], bei der Bestimmung der Parameter zur Beschreibung des elastischen Antwortspektrums neben dem Baugrund (der oberflächennahen Schicht des Untergrunds mit einer Dicke bis zu 20 m) auch der geologische Untergrund (Schichten ab einer Tiefe von 20 m) berücksichtigt wird.

Erdbebenzonen und effektive Beschleunigungen sowie die Klassifizierung der Baugrundverhältnisse werden aus [6] übernommen, wobei für die Begrenzung der Zone 1 die Empfehlungen des NABau-Lenkungsgremiums KoA 01 ($I = 6,50$ statt $I = 6,25$) berücksichtigt wurden. Neben der Karte der Erdbebenzonen wird als Neuentwicklung auch eine Karte der Untergrundverhältnisse angegeben.

Den drei geologischen Untergrundklassen A (felsartiges Gestein), B (Übergangsbereiche zwischen A und C, flachgründige Beckenbereiche mit bis zu 100 m Mächtigkeit) und C (tertiäre Beckenstrukturen, gefüllt mit jungen, weichen Sedimenten von mehr als 100 m Mächtigkeit) werden die drei Baugrundklassen 1 (feste bis mittelfeste Gesteine), 2 (grobkörnige Lockergesteine, Mergel) und 3 (feinkörnige Lockergesteine, Löß) beigeordnet. Dabei sind die sechs Kombinationen zwischen geologischem Untergrund und Baugrund A1, A2, A3, B2, B3 und C3 möglich. Wie in [7], [8], [15] gezeigt, wirkt sich das Vorhandensein einer weichen Sedimentschicht auf dreifache Weise aus: Verbreiterung des Plateaus zwischen den Periodenwerten T_B und T_C , Überhöhung der Spektralwerte für bestimmte Frequenzbereiche und Abminderung der Spektralwerte infolge Absorption. Für geringe Schichtmächtigkeiten überwiegt die Überhöhungswirkung, für große Schichtmächtigkeiten die Absorption. So gilt in [6] und in der vorliegenden Norm in der Kombination A3 für den Bodenparameter S der Wert $S = 1,50$ und es ist $T_B = 0,10$ s und $T_C = 0,50$ s, in der Kombination C3 hingegen ist $S = 0,50$ mit $T_B = 0,10$ s und $T_C = 1,0$ s. Wie Herr Prof. Schneider in den nicht veröffentlichten vorbereitenden Studien für [6] gezeigt hat, deckt der für die Kombination A3 angegebene Wert $T_C = 0,50$ s auch Mächtigkeiten der Baugrund-

klasse 3 bis zu 40 m ab. Der für die Kombinationen B2 und B3 angegebene Wert $T_C = 0,60$ s deckt auch Mächtigkeiten der Untergrundklasse B bis zu 200 m ab. Der für die Kombination C3 angegebene Wert $T_C = 1,0$ s gilt für die Scherwellengeschwindigkeit $c_s = 600$ m/s und eine Schichtmächtigkeit von 150 m. Da die seismische Wellengeschwindigkeit in Sedimenten mit der Tiefe zunimmt, ist die der Eckperiode T_C entsprechende Schichtdicke in Wirklichkeit größer.

Für die Regeldarstellung der Erdbebeneinwirkung mittels Antwortspektren werden die Formulierungen aus [1], Abschnitt 4.2 übernommen. Die dort eingeführte Konstruktion des Antwortspektrums für die vertikale Erdbebeneinwirkung wird allerdings durch die für deutsche Verhältnisse in [6] angegebene Vorgehensweise ersetzt. Auf die in Abschnitt 4.3 von [1] angeführten, anderen Darstellungen der Erdbebeneinwirkung (als Leistungsspektrum, als Zeitverlauf, als räumliches Modell) wird in der vorliegenden Überarbeitung verzichtet.

In den Abschnitt 3.4, Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen, wurden neben dem Grundtext aus Abschnitt 4.4 in [1] noch zwei Tabellen zur Bestimmung der Kombinationsbeiwerte aus den in [6] zu den Abschnitten 4.4 in [1] und 3.6 in [2] angegebenen Änderungen übernommen.

2.2.4 Kapitel 4 "Tragwerksberechnung"

Das Kapitel 4 der vorliegenden Überarbeitung schließt sich eng an das Kapitel 3 "Tragwerksberechnung" in [2] an. Als Berechnungsverfahren gilt wie in [5] das Antwortspektrenverfahren, auf die in Abschnitt 3.3.4 in [2] angegebenen alternativen Berechnungsverfahren (Leistungsspektrenverfahren, Zeitverlaufsverfahren, Berechnung im Frequenzbereich) wird verzichtet. Für das auf die Grundschwingung beschränkte vereinfachte Verfahren wird die in [5] gebrauchte Gl. (5.15) in [49] durch die Gl. (5.16) in [49] ersetzt. Die Berücksichtigung der Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung wird wie in [6] nur bei Trägern gefordert, die Stützen tragen. Die Berechnung nichttragender Bauteile wird gegenüber den Vorschriften in [2] vereinfacht.

Die Näherungsberechnung von Torsionswirkungen wurde in [2], Anhang A, aus [5] übernommen (mit Druckfehler in [2], Anhang A, in der Formel der zusätzlichen Ausmitte, siehe Gl. (10) in [5]). Sie wird auch in der vorliegenden Überarbeitung, wie in [2], in einem

Anhang (Anhang A) angegeben. Bei ihrer Herleitung wurde der Maximalwert der Ausmitte (maßgebend für die Bemessung der weniger steifen Bauwerksseite) aus einer Schwingungsberechnung bestimmt, ihr Minimalwert (maßgebend für die Bemessung der steiferen Bauwerksseite), der sich nicht aus einer Schwingungsberechnung ergibt, wurde nach [50, S. 498] zu

$$\min e = e_0 - e_1$$

angenähert [51]. Darin bedeutet e_0 die tatsächliche Ausmitte zwischen Steifigkeitsmittelpunkt und Massenschwerpunkt und e_1 eine zufällige, ungewollte Ausmitte. Spätere Untersuchungen nach dem Zeitverlaufsverfahren haben die Ermittlung der maximalen Ausmitte in [2], [5] bestätigt, aber gezeigt, daß die Ausmitte nach der obigen Beziehung zu hoch angesetzt ist, wodurch die Bemessung der steiferen Bauwerksseite auf der unsicheren Seite liegt [52]. Nach einem Vorschlag in [52] wurde daher diese Beziehung, wie in den Normen von Australien und Kanada, durch

$$\min e = 0,5 e_0 - e_1$$

ersetzt. Auch wurde in einem Zusatz darauf hingewiesen, daß das Näherungsverfahren, wie in [49, S. 112] erläutert, nicht auf torsionsweiche Bauwerke angewandt werden sollte, d. h. auf Bauwerke mit einem Verhältnis zwischen Torsions- und Translationssteifigkeit $r^2 < l_s^2 + e_0^2$ (mit l_s -Trägheitsradius, definiert für Rechteckgrundrisse mit den Seiten L , B durch $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$). Der sinnvolle Anwendungsbereich des Näherungsverfahrens wird also in der vorliegenden Überarbeitung, wie in [6], durch die Bedingung

$$l_s^2 + e_0^2 \leq r^2 \leq 5 (l_s^2 + e_0^2)$$

bestimmt, die für die Mehrzahl der üblichen Hochbauten erfüllt sein dürfte.

2.2.5 Kapitel 5 "Nachweise der Standsicherheit"

Das Kapitel 5 der vorliegenden Überarbeitung entspricht weitgehend dem Kapitel 4 "Nachweise der Standsicherheit" in [2]. Der Abschnitt 4.2 aus [2], Grenzzustand der Tragfähigkeit, wird direkt übernommen, der Abschnitt 4.3, Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit, wird gestrichen, da, wie schon im Abschnitt 2.2.2 gezeigt, für Deutschland auf einen entsprechenden rechnerischen Nachweis verzichtet wird.

Durch einen wichtigen Zusatz zum Abschnitt 5.1, Allgemeines wird der Empfehlung des

NABau-Lenkungsgremiums KoA 01 entsprochen, in der Zone 1 rechnerische Nachweise möglichst weitgehend entfallen zu lassen, und sie für die Zonen 2 und 3 durch zusätzliche konstruktive Maßnahmen so weit wie möglich entbehrlich zu machen. In diesem Sinne wird für Hochbauten der Bedeutungskategorie II bis IV in der Erdbebenzone 1, mit nicht mehr als 4 Vollgeschossen über Geländenniveau, die den Grundlagen der Auslegung nach Anhang B entsprechen, ein Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit als nicht erforderlich erklärt. Es wird für solche Bauten auf die Einhaltung der Bedingungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Zähigkeit, Gleichgewicht, Tragfähigkeit der Gründung und erdbebengerechte Fugen verzichtet. Es werden damit gegebenenfalls auch größere Schäden in Kauf genommen, von denen jedoch für die Erdbebenzone 1 zu erwarten ist, daß sie nicht zum Einsturz des Bauwerks führen. Für die Erdbebenzonen 2 und 3 wird, mit restriktiven konstruktiven Bedingungen, ähnlich vorgegangen.

2.2.6 Kapitel 6 "Besondere Regeln für Betonbauten"

Das Kapitel 6 der vorliegenden Überarbeitung ist vom Grundsätzlichen her zwar am Kapitel 2 "Besondere Regeln für Betonbauten" in [3] orientiert, in seinen Einzelheiten aber ganz auf die speziellen Bedingungen von Deutschland als Schwachbebengebiet ausgerichtet. Dazu gehört die Einführung von drei Zähigkeitsklassen, der Zähigkeitsklasse 1 (ZK 1, nicht dissipativ), die nur in der Erdbebenzone 1 zulässig ist, der Zähigkeitsklasse 2 (dissipativ mit "natürlicher" Zähigkeit) und der Zähigkeitsklasse 3 (dissipativ mit erhöhter Zähigkeit), wobei letztere höchste Zähigkeitsklasse der niedrigsten Zähigkeitsklasse in Eurocode 8 (DC "L", low ductility) entspricht. Die Anwendung der beiden übrigen Zähigkeitsklassen aus EC 8 (DC "M", mean ductility und DC "H" high ductility) wäre wegen der allgemein niederen Bodenbeschleunigungen in deutschen Erdbebengebieten, wie in [20], [21] gezeigt, hier nicht sinnvoll.

Die Zähigkeitsklasse 2 entspricht den im Forschungsbericht [15] hergeleiteten, auch in [26] dargestellten Regeln für Stahlbetonbauten in Schwachbebengebieten bei denen man sich gemäß Abschnitt 1.2 auf die Regeln in Eurocode 2 beschränken die spezifischen Vorschriften in EC 8 vernachlässigen kann. Wie in [25], [26] gezeigt, bedeutet eine Beschränkung auf die konstruktiven Vorschriften nach EC 2 vorrangig Verzicht auf eine Anhebung der Zähigkeit

durch Umschnürung des Betons in den kritischen Bereichen von Stützen und Wänden. Mit dem Mindestwert des Verhaltensbeiwerts nach [3], Abschnitt 2.3.2.1(1)P von $q = 1,5$ ergibt sich als Bedingung für die unter diesen Umständen mögliche Erfüllung der Zähigkeitsanforderungen nach EC 8 die Begrenzung des Bemessungswertes der bezogenen Längskraft in Druckgliedern (Stützen und Wänden) auf $\nu_d = 0,25$. So entsprechen die Vorschriften für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 2 ungefähr denen der derzeit geltenden DIN 4149 [5], wo die bezogene Längskraft in Druckgliedern auf $n = 0,23$ begrenzt wird, wenn keine Sondermaßnahmen zur Erhöhung der Zähigkeit vorgesehen sind.

Die besondere Situation von Deutschland als Schwachbebengebiet ermöglicht auch eine Anhebung der Verhaltensbeiwerte. Wegen der in Schwachbebengebieten kurzen Starkbeben-dauer kann hier der Festigkeitsabfall der Baustoffe infolge zyklischer Verformungen praktisch vernachlässigt werden. So können bei den Sicherheitsnachweisen gemäß [3], Abschnitt 2.5 anstelle der Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften für die Grundkombination diejenigen für außergewöhnliche Lastkombinationen verwendet werden. Andererseits dürfen bei Beibehaltung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Grundkombination die Verhaltensbeiwerte um den Faktor $1,5/1,3 = 1,15$ (Beton) beziehungsweise $1,15/1,0 = 1,15$ (Stahl) angehoben werden. Das führt für die Zähigkeitsklasse 1 zum Bemessungswert des Verhaltensbeiwerts $q_d = 1,15$ und für die Zähigkeitsklasse 2 zu $q_d = 1,7$. Für die Zähigkeitsklasse 3 kann der Verhaltensbeiwert nicht angehoben werden, da hier die Abminderung der Beanspruchbarkeit durch Abplatzen der Betondeckung gemäß [24] die höheren Teilsicherheitsbeiwerte als berechtigt erscheinen läßt.

Die Vorschriften für die voraussichtlich nur selten gebrachten Zähigkeitsklasse 3 sind in den Anhang D verlagert, um den eigentlichen Normtext nicht allzu umfangreich werden zu lassen. Dabei werden einige, teilweise schon im NAD-Vorschlag [6] angegebene Änderungen, Kürzungen und Vereinfachungen gegenüber dem auf die Zähigkeitsklasse DC "L" in [3] bezogenen Text vorgenommen:

- Die in [3], Abschnitt 2.4 enthaltene, ausführliche Darstellung von Auslegungskriterien wird in die Erläuterungen verlagert.
- Für die Verankerung der Bewehrung bei Balken (Abschnitt D.4.2.2) wird die Anwendung der weit auf der sicheren Seite liegenden Regeln auf solche Fälle eingeschränkt, in denen das Balkenmoment aus Erdbebeneinwirkung dasjenige

aus Vertikallasten betragsmäßig überschreitet, was in Deutschland nur in Ausnahmefällen vorkommen dürfte.

- Eine weitere Vereinfachung betrifft die in [53] entwickelte, alternative Erdbebenauslegung der Randelemente von Stahlbeton-Wandscheiben in D.7.5.(6). Zu ihrer Begründung in [53] werden, statt die Regeln für die Umschnürungsbewehrung in Stützen, wie in EC 8, direkt auf die Wandscheiben-Randelemente anzuwenden, die Überlegungen bei der Herleitung dieser Regeln auf den Wandscheibenquerschnitt als Ganzes übertragen. Die Anwendung dieser Alternative kann, insbesondere bei Wandscheiben mit niedriger bezogener Längskraft, zu einer bedeutenden Abminderung der nach der EC 8-Regel erforderlichen Umschnürungsbewehrung führen.
- Nach [3], Abschnitt 2.11.1.3.(5)c darf für den Vergrößerungsfaktor ε für Querkräfte aus Erdbebeneinwirkung in Wandscheiben der Zähigkeitsklasse DC "L" der konstante Wert $\varepsilon = 1,3$ angesetzt werden, der allerdings als klein erscheint. Seine gemäß [23] mit Prof. Tassios abgestimmte Anhebung auf $\varepsilon = 1,7$ konnte aus Termingründen in [3] nicht mehr berücksichtigt werden, ist aber in der vorliegenden Überarbeitung, wie auch in [6], bei D.7.2.2.(5) vorgesehen.
- In [3], Abschnitt 2.11.3.(6) wird für Wandscheiben der Zähigkeitsklasse DC "L" eine Bedingung für die Wanddicke b_{w0} zwischen den Wandelementen

$$b_{w0} \geq l_w/60$$
 angegeben, worin l_w die Wandlänge im Grundriß darstellt. Diese aus Untersuchungen in [54, S. 402] hergeleitete Bedingung kann jedoch, wie in [25], [26] gezeigt wird, zu ungerechtfertigt großen Wanddicken führen, da im genannten Abschnitt in [3] eine Reihe von in [54, S. 402] angegebenen Zusatzbedingungen (u. a. daß für l_w kein größerer Wert als die 1,6fache Geschoßhöhe einzuführen ist) fehlen. In der vorliegenden Überarbeitung wird, wie auch in [6], bei D.7.6.(1) eine gemäß [54, S. 402] geänderte Vorschrift für die Wanddicke vorgesehen.

2.2.7 Kapitel 7 "Besondere Regeln für Stahl- und Verbundbauten"

Das Kapitel 7 der vorliegenden Überarbeitung enthält gegenüber dem Kapitel 3 "Besondere Regeln für Stahlbauten" und dem Anhang D "Besondere Regeln für Verbundbauten aus Stahl und Beton" in [3] wesentliche Vereinfachungen, die sich aus den speziellen Bedingungen von Deutschland als Schwachbebengebiet ergeben. Ähnlich wie in Kapitel 6 werden drei Zähigkeitsklassen eingeführt:

Die Zähigkeitsklasse 1 (nicht dissipativ) entspricht Tragwerken, die beim Bemessungs-erdbeben im wesentlichen im elastischen Zustand verbleiben sollen und an die keine gesonderten Zähigkeitsanforderungen gestellt werden, z. B. Stahltragwerken mit Bauelementen der Querschnittsklasse 3 und 4, für die die Berechnungsverfahren "elastisch-elastisch" angewendet werden.

Die Zähigkeitsklasse 2 (dissipativ mit "natürlicher" Duktilität) entspricht Tragwerken, bei denen sich die Zähigkeitsanforderungen auf die "natürliche", durch die Anwendbarkeit des Berechnungsverfahrens "elastisch-plastisch" gesicherte Duktilität der Stahl- und Verbundbauteile und Anschlüsse beschränken.

Die Zähigkeitsklasse 3 (dissipativ mit erhöhter Duktilität) entspricht Tragwerken, bei denen durch konstruktive Sondermaßnahmen eine erhöhte Duktilität des Tragwerks gesichert wird.

Ähnlich wie bei Betonbauten ermöglicht auch hier die besondere Situation von Deutschland als Schwachbebengebiet die Verwendung angehobener Bemessungswerte q_d des Verhaltensbeiwerts q .

2.2.8 Kapitel 8 "Besondere Regeln für Holzbauten"

Das Kapitel 8 der vorliegenden Überarbeitung ist weitgehend am Kapitel 4 "Besondere Regeln für Holzbauten" in [3] orientiert, dem gegenüber es jedoch eine Reihe von Vereinfachungen enthält. Ähnlich wie im Kapitel 6 gibt es auch hier drei Zähigkeitsklassen:

Der Zähigkeitsklasse 1 (nicht-dissipativ) werden Tragwerke zugeordnet, die beim Bemessungs-erdbeben im wesentlichen im elastischen Zustand verbleiben sollen und an die keine besonderen Duktilitätsanforderungen gestellt werden. Dazu zählen Tragwerke, die keine

nachgiebigen Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln aufweisen.

Der Zähigkeitsklasse 2 (gering dissipativ) werden Tragwerke zugeordnet, bei denen sich die Duktilitätsanforderungen auf wenige, aber wirksame dissipative Bereiche mit stiftförmigen Verbindungsmitteln beschränken.

Der Zähigkeitsklasse 3 (dissipativ mit erhöhter Duktilität) werden Tragwerke zugeordnet, die viele dissipative Bereiche mit stiftförmigen Verbindungsmitteln besitzen.

Auch hier werden angehobene Bemessungswerte q_d des Verhaltensbeiwerts q eingeführt.

2.2.9 Kapitel 9 "Besondere Regeln für Mauerwerksbauten"

Das Kapitel 9 schließt sich eng an den NAD-Vorschlag zu Kapitel 5 "Besondere Regeln für Mauerwerksbauten" in [3] an. Wie dort beschränken sich die Angaben auf Bauwerke aus unbewehrtem Mauerwerk, die Regeln für eingefaßtes und für bewehrtes Mauerwerk entfallen. Es wird ein erhöhtes Gewicht auf die Regeln für "einfache Mauerwerksbauten" gelegt.

2.2.10 Kapitel 10 "Besondere Regeln für Gründungen und Stützbauwerke"

Das Kapitel 10 wurde im Anschluß an entsprechende Angaben in [4] gestaltet. Zunächst werden Tragfähigkeitsnachweise sowie konstruktive Anforderungen und Empfehlungen für Gründungen von üblichen Hochbauten angegeben. Sodann folgen Regeln zur Ermittlung von Erddruck und Wasserdruk auf Stützbauwerke. Den Abschluß bilden Angaben zum Festigkeitsverlust von Böden, wie er etwa infolge von Bodenverflüssigung bei locker gelagerten Feinsanden auftritt.

3 Zusammenfassung

Die Unverträglichkeit zwischen der derzeit geltenden DIN 4149-1 und EC 8, sowie die Tatsache, daß die DIN 4149-1 nicht mehr dem heutigen Kenntnisstand auf dem in rascher Entwicklung begriffenen Gebiet der Erdbebensicherung entspricht, haben zur Notwendigkeit einer Überarbeitung dieser Norm geführt. Im vorliegenden Forschungsvorhaben wird ein

Entwurf für eine solche Überarbeitung erstellt und kommentiert. Die überarbeitete DIN 4149 soll einerseits das Konzept von Eurocode 8 übernehmen und andererseits die wesentlich auf Bauten in Starkbebengebieten ausgerichteten Regeln aus Eurocode 8 an die tatsächlichen Bedürfnisse von Deutschland als Schwachbebengebiet anpassen. Bei der Durchführung dieser Zielsetzung im vorliegenden Forschungsvorhaben wird die Erstellung eines praxisgerechten Normentwurfs angestrebt, der die theoretischen Vorzüge von EC 8 möglichst weitgehend mit der Einfachheit der derzeit geltenden DIN 4149-1 verbindet.

Zum Abschluß dieses Forschungsberichts sind die Texte der von der "Forschenden Stelle" (Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie - Sachbearbeiter Dr. Keintzel) direkt erarbeiteten ersten 6 Kapitel des Entwurfs für die überarbeitete DIN 4149-1 angegeben. Die Texte der anderen, durch die "Forschende Stelle" koordinierten, baustoffspezifischen Abschnitte (Stahl- und Verbundbauten, Holzbauten, Mauerwerksbauten, Gründungen und Stützbauwerke) sind nicht Gegenstand dieses Berichts und werden im Rahmen der Überarbeitung von DIN 4149 unmittelbar in das Normenwerk eingebracht.

Schrifttum

- [1] DIN V ENV 1998-1-1. Eurocode 8, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1-1: Grundlagen - Erdbebeneinwirkungen und allgemeine Anforderungen an Bauwerke. Juni 1997
- [2] DIN V ENV 1998-1-2. Eurocode 8, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1-2: Grundlagen - Allgemeine Regeln für Hochbauten. Juni 1997
- [3] DIN V ENV 1998-1-3. Eurocode 8, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1-3: Grundlagen - Baustoffspezifische Regeln für Hochbauten. Juni 1997
- [4] DIN V ENV 1998-5. Eurocode 8, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke. Juni 1997
- [5] DIN 4149-1, Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. April 1981 (DIN 4149-1/A1, Änderung 1, Karte der Erdbebenzonen, Dezember 1992)
- [6] Vorschlag für Nationales Anwendungsdokument (NAD). Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1998-1-1, DIN V ENV 1998-1-2, DIN V ENV 1998-1-3, DIN V ENV 1998-5. Normenausschuß Bauwesen im DIN, Januar 1998
- [7] Hosser, D., Keintzel, E. und Schneider, G. (Koordinierung J. Eibl und E. Keintzel): Proposal for Harmonized Rules for the Determination of Seismic Input Data. Preliminary Report. In: Background Documents for Eurocode 8, Part 1 (May 1988), Vol 1-Seismic Input Data. Commission of the European Communities, 1989. Erweiterte Fassung bei Eurocode 8 - Workshop on Seismic Input Data. Lisbon, July 1990.
- [8] Hosser, D., Keintzel, E. und Schneider, G. (Koordinierung J. Eibl und E. Keintzel): Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Harmonisierung europäischer Baubestimmungen. Eurocode 8 - Erdbeben. Seismische Eingangsgrößen für die Berechnung von Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1991
- [9] Keintzel, E.: Vorschläge für die Festlegung seismischer Eingangsgrößen nach Eurocode 8. In: P. Knoll und D. Werner (Hrsg.): Erdbebeningenieurwesen. Zentralinstitut für Physik der Erde, Potsdam 1991
- [10] Eibl, J. und Keintzel, E.: Proposal for harmonized rules for the determination of

- seismic input data according to Eurocode 8. Proceedings of the tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, S. 5649-5654. Balkema, Rotterdam, 1992
- [11] Grünthal, G. und Bosse, C.: Probabilistische Karte der Erdbebengefährdung der Bundesrepublik Deutschland - Erdbebenzonierungskarte für das Nationale Anwendungsdokument zum Eurocode 8. Forschungsbericht, GeoForschungsZentrum Potsdam, 1996
- [12] Referatensammlung Eurocode 8/DIN 4149. Neue Regeln bei der Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 1998
- [13] Grünthal, G.: Die Erdbebenzonenkarte für das Nationale Anwendungsdokument zum Eurocode 8. In [12].
- [14] Schwarz, J.: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Festlegung effektiver Beschleunigungen für probabilistische Gefährdungszonen im Zusammenhang mit der nationalen Anwendung des EC-8. Bauhaus-Universität Weimar, 1997
- [15] Schneider, G.: Neue Bemessungsspektren für Deutschland. In [12]
- [16] Eibl, J. und Keintzel, E.: Estimation of Behaviour Factors for Reinforced Concrete Structures, Based on Ductility Considerations. Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie. In: Study for the elaboration of harmonized technical rules for the design of buildings and structures in seismic regions. Vol IIIa, Commission of the European Communities, 1986
- [17] Keintzel, E.: Zur Ermittlung von Verhaltensfaktoren für die Erdbebenberechnung von Stahlbetonbauten. In: H.J. Dolling (Hrsg.): Dämpfung, Duktilität, Nichtlineares Bauwerksverhalten. Deutsche Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik, Publikation Nr. 2, 1989
- [18] G.M. University of Pavia: Eurocode Nr. 8 - Draft (May 1988) ready for national enquire. European Earthquake Engineering, Vol. II, No-2, 1988, S. 43-44
- [19] Eibl, J. und Keintzel, E.: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen, Bedingungen für die Anwendung von Eurocode 8 auf Stahlbetonbauten in deutschen Erdbebengebieten. Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1990
- [20] Eibl, J. und Keintzel, E.: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Harmonisierung europäischer Baubestimmungen, Verträglichkeitsuntersuchungen zur Erdbebenberech-

nung von Hochbauten nach DIN 4149 und EC 8 zur Optimierung der Zähigkeit von Stahlbetonbauten und deren Klassifikation nach EC 8 in deutschen Erdbebengebieten. Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1992

- [21] Keintzel, E.: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Harmonisierung europäischer Baubestimmungen, Anwendung von Eurocode 8, Fassung 1994, auf Stahlbetonbauten in deutschen Erdbebengebieten. Universität Karlsruhe. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1994.
- [22] Eibl, J. und Keintzel, E.: Vergleichsberechnungen zur Erdbebenauslegung von Massivbauten nach DIN 4149 und Eurocode 8. Beton- und Stahlbetonbau, 89 (1994), H. 1, S. 9-16
- [23] Eibl, J. und Keintzel, E.: Vergleich der Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauten nach DIN 4149 und Eurocode 8. Beton- und Stahlbetonbau, 90 (1995), H. 9, S. 217-222
- [24] Eibl, J. und Keintzel, E.: Zähigkeit und Beanspruchbarkeit von Stahlbetonbauteilen mit abgeplatzter Betondeckung nach Eurocode 8. Beton- und Stahlbetonbau, 90 (1995) H. 10, S. 245-251
- [25] Keintzel, E.: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Harmonisierung europäischer Baubestimmungen; Vereinfachte Berechnung und Konstruktion von Stahlbetonbauten in Schwachbebengebieten auf der Grundlage von Eurocode 8. Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1996
- [26] Keintzel, E.: Vereinfachte Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauten in Schwachbebengebieten auf der Grundlage von Eurocode 8. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998). H-1, S. 7-14.
- [27] Sedlacek, G., Kuck, J., Hoffmeister, B.: Design of composite structures in seismic regions, IABSE Symposium "Mixed structures including new materials", 1990
- [28] Selacek, G., Hoffmeister, B., Kook, S.K., Kuck, J., Nguyen, B.T.: Implementation of cyclic test results from beam to column connections in the analysis of frame structures under seismic loading, Structural Dynamics, Eurodyn, 1990
- [29] Sedlacek, G.: The design of steel structures according to Eurocode 8, Journal of Construct, Steel Research 29, 1994
- [30] Studie zur Sicherheit von Stahlbaukonstruktionen mit plastischem Verformungsver-

- mögen bei Erdbeben und anderen äußeren Sonderlastfällen (in Zusammenarbeit mit SSP, Bochum), Abschlußbericht zum BMU-Vorhaben SR 481, RWTH Aachen, Lehrstuhl für Stahlbau, 1992
- [31] Untersuchung des Rotationsverhaltens dissipativer Elemente in Stahlbaukonstruktionen unter dynamischer Belastung, DFG-Forschungsvorhaben, RWTH Aachen, Lehrstuhl für Stahlbau, 1994
- [32] Eurocode 8 - Revision bauartabhängiger Teile über den Stahl- und Verbundbau, Eurocode 8 - Bemessung und Konstruktion von Hochbauten in Erdbebengebieten, Aufträge BMU, 15 Teilberichte. RWTH Aachen, Lehrstuhl für Stahlbau, 1989 bis 1992
- [33] Sedlacek, G., Hoffmeister, B., Kook, S.K., Kuck, J., Nguyen, B.T.: Influence of the stiffness degradation on the dynamic behaviour of steel and composite structures under earthquake loading, Structural Dynamics, Eurodyn 1993.
- [34] Sedlacek, G., Kuck, J., Feldmann, M.: Zur Berücksichtigung der alternierenden Plastifizierung infolge zeitlich veränderlicher Belastung bei Tragsicherheitsnachweisen von Stahlbauten, Stahlbau 63, 1994
- [35] Kuck, J.: Verhalten von Stahlprofilen unter niedrig zyklischen plastischen Rotationen, Stahlbau 63, 1994
- [36] Sedlacek, G., Hoffmeister, B., Kuck, J., Feldmann, M.: Stahl- und Verbundbauten - Bemessung für Erdbeben (EC 8 Teil 1-3, NAD, zukünftige DIN 4149). In [12]
- [37] Wiedeck, H.-N.: Beitrag zur Ermittlung der Bauwerksantworten von Stahlbauten auf dynamische Erregungen bei Annahme elastisch-plastischen Materialverhaltens, Schriftenreihe "Stahlbau-RWTH Aachen" Heft 1, 1982
- [38] Nensel, R.: Beitrag zur Bemessung von Stahlkonstruktionen unter Erdbebenbelastungen bei Berücksichtigung der Duktilität, Schriftenreihe "Stahlbau-RWTH Aachen" Heft 7, 1985
- [39] Koo, M.S.: Untersuchung zum Einfluß der Bebindauer, Strukturausbildung und des Verhaltens von Verbindungen auf die Sicherheit von Stahlbauten bei Erdbebenbeanspruchungen, Schriftenreihe "Stahlbau-RWTH Aachen" Heft 14, 1987

- [40] Nguyen, B.T.: Beitrag zur Bestimmung der maximalen Bauwerksverformung bei Erdbebenbelastung von Stahlbauten mit Berücksichtigung der Duktilität, Schriftenreihe "Stahlbau-RWTH Aachen" Heft 23, 1993
- [41] Kook, S.K.: Beitrag zur Definition der Bauwerksregularität und zur Bestimmung der Verhaltensbeiwerte für die Erdbebenbemessung von Stahlbauten, Schriftenreihe "Stahlbau-RWTH Aachen" Heft 27, 1994
- [42] Kuck, J.: Anwendung der dynamischen Fließgelenktheorie zur Untersuchung der Grenzzustände von Stahlbaukonstruktionen unter Erdbebenbelastung, Schriftenreihe "Stahlbau-RWTH Aachen" Heft 26, 1994
- [43] Feldmann, M.: Zur Rotationskapazität von I-Profilen statisch und dynamisch belasteter Träger, Schriftenreihe "Stahlbau-RWTH Aachen" Heft 30, 1994
- [44] Becker, K. und Zeitter, H.: Abschlußbericht für das Vorhaben Holzbau: Theoretische und experimentelle Untersuchungen für die Anwendung des EC 8. Technische Hochschule Darmstadt, Fachgebiet Holzbau, 1992
- [45] Becker, K. und Zeitter, H.: Abschlußbericht für das DIBt-Forschungsvorhaben Vergleichende Betrachtungen europäischer Bauprodukten-Normen mit nationalen Bestimmungen. Teilprojekt: Erarbeitung spezifischer Konstruktionsregeln für verschiedene Holzbauweisen und Tragsysteme aus dem Holzbau für den Entwurf des EC 8, Teil 1.3, Kap. 5 Technische Hochschule Darmstadt, Fachgebiet Holzbau, 1993
- [46] Becker, K. und Zeitter, H.: Abschlußbericht für das DIBt-Forschungsvorhaben Vergleichende Betrachtungen europäischer Bauprodukten-Normen mit nationalen Bestimmungen. Teilprojekt: Untersuchungen der dynamischen und duktilen Eigenschaften von mechanischen Verbindungsmitteln im Hinblick auf die Beschreibung der Eigenschaften in den europäischen Regelwerken (EC 8). Technische Hochschule Darmstadt, Fachgebiet Holzbau, 1993
- [47] Becker, K. und Zeitter, H.: Abschlußbericht für das Vorhaben Untersuchung der dynamischen Eigenschaften von Detailkonstruktionen aus dem Holzbau unter zyklischen Lasten mit großen Amplituden und ihrer Ausführung im Hinblick auf die Anwendung in Erdbebengebieten im Rahmen der Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen (Eurocode 8) Technische Hochschule Darmstadt, Fachgebiet

Holzbau, 1994

- [48] Becker, K. und Zeitter, H.: Abschlußbericht für das Vorhaben Sammlung und Entwicklung von konstruktiven Regeln für Rahmen und Rahmentragwerke aus Holz unter erdbebentechnischen Gesichtspunkten zur Rationalisierung des Planungsaufwandes sowie zur Senkung der Baukosten. Technische Hochschule Darmstadt, Fachgebiet Holzbau, 1995
- [49] Müller, F.P. und Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten, 2. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn, 1984
- [50] Newmark, N.M. und Rosenblueth, E.: Fundamentals of Earthquake Engineering. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1971
- [51] Müller, F.P. und Keintzel, E.: Approximate Analysis of Torsional Effects in the New German Seismic Code DIN 4149. Sixth European Conference on Earthquake Engineering, Dubrovnik, 1978, Vol. 2, S. 101-108
- [52] Eibl, J. und Keintzel, E.: The Approximate Analysis of Torsional Effects in Eurocode 8. Assumptions, Comparative Calculations and Proposals for Improvement. In: R. Ramasco und A. Rutenberg (Hrsg.): Proceedings of the European Workshop on the Seismic Behaviour of Asymmetric and Setback Structures. Anacapri, 1996
- [53] Keintzel, E.: Alternative Ausbildung der Randelemente von Stahlbeton-Wandscheiben für Erdbebenbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997), H. 11, S. 294-296
- [54] Paulay, T. und Priestley, M.J.N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Wiley & Sons, New York, 1992

Anlage 1

**Empfehlungen
des NABau-Lenkungsgremiums MOA 01 "Mechanische Festigkeit und
Sicherheit"**

zur Überarbeitung von DIN 4149-1

Auf seiner Sitzung am 12. Februar 1998 hat der KOA 01 nachfolgende Empfehlungen für die Arbeit des NABau 00.06.00 "Erdbeben" zur Überarbeitung von DIN 4149-1 beschlossen.

Für die Überarbeitung von DIN 4149-1 wurden für die weitere Arbeit folgende dringliche Empfehlungen ausgesprochen:

- Das Eurocode-Konzept (EC 8) ist als Grundlage für die neue DIN 4149-1 anzusehen. Dabei sind die EC 8-Regelungen auf die tatsächlichen Bedürfnisse von Deutschland als Schwachbebengebiet durch praxisgerechte Lösungen umzusetzen.
- Die vom GeoForschungsZentrum Potsdam im Auftrag des DIBt entwickelte probabilistische seismische Gefährdungskarte für Deutschland entspricht den Vorgaben des EC 8. Als mittlere Wiederkehrperiode wurde der indikative Wert von 475 Jahren des EC 8 übernommen, welche einer Auftretens- oder Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren entspricht. Es wird entsprechend dem europäischen Harmonisierungsgedanken anerkannt und begrüßt, daß die wissenschaftliche Methode zur Erstellung der Karte europaweit abgestimmt ist.
- Die im Vorschlag für das NAD zu EC 8 wiedergegebene Erdbebenzonierungskarte wird in ihrer vorgegebenen Struktur der drei Zonen anerkannt. Der untere Randwert für die Zone 1 soll auf $I = 6,5$ heraufgesetzt werden, damit die Größe der Fläche reduziert wird und eine Harmonisierung mit den Nachbarländern erreicht wird. Der bisher zugeordnete Wert der effektiven Bodenbeschleunigung von $0,4 \text{ m/s}^2$ ist dann entsprechend zu überprüfen.
- Für die Zone 1 ($I = 6,5$ bis < 7) sollte es ausreichen, die Auslegung der Bauten durch konstruktive Maßnahmen sicherzustellen. Bei Beachtung dieser bauartunabhängig zu formulierenden Regeln ist ein rechnerischer Nachweis als nicht erforderlich anzusehen.
- Für die Zone 2 ($I = 7$ bis $< 7,5$) und Zone 3 ($I = 7,5$ bis > 8) sollten weitere zusätzliche konstruktive Maßnahmen festgelegt werden, deren Beachtung einen rechnerischen Nachweis entbehrlich machen.

- Die im Vorschlag für das NAD auf die deutschen Verhältnisse bezogenen sechs Bemessungsspektren sollten weiter entwickelt werden. Sie sollten insbesondere bezüglich ihrer Wirkung auf unbewehrtes Mauerwerk untersucht werden.

Neben den vorgenannten angesprochenen Maßnahmen zur Sicherstellung praxisgerechter Lösungen durch konstruktive Maßnahmen sollte versucht werden, mögliche Reserven auf der Widerstandsseite zu ermitteln, die bei einem evtl. rechnerischen Nachweis in Ansatz gebracht werden können.

Der im Vorschlag für das NAD zu EC 8 festgelegte Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ für Bauten aus unbewehrtem Mauerwerk sollte falls möglich, nach entsprechenden Untersuchungen erhöht werden.

Die im NAD zu EC 6 (Mauerwerksbau) erheblich reduzierten Werte der zulässigen Schubfestigkeiten gegenüber dem EC 6 sollten auf ihre Notwendigkeit hin untersucht werden.

Überarbeitung

von DIN 4149

**"Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Auslegung von Hochbauten
gegen Erdbeben"**

Kapitel 1 bis 6

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

(1) Diese Norm gilt für Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Hochbauten in deutschen Erdbebengebieten. Damit wird sichergestellt, daß bei Erdbeben

- menschliches Leben geschützt ist,
- Schäden begrenzt bleiben,
- wichtige Bauwerke zum Schutz der Öffentlichkeit funktionstüchtig bleiben.

(2) Bauwerke, von denen für die öffentliche Sicherheit ein erhöhtes Risiko ausgeht, wie z. B. kerntechnische bauliche Anlagen, Behälter für giftige oder brennbare Flüssigkeiten oder ähnliche Anlagen, fallen nicht unter den Anwendungsbereich dieser Norm.

(3) Diese Norm enthält nur diejenigen Vorschriften, die neben den Vorschriften der anderen einschlägigen Normen bei der Auslegung von Bauwerken in Erdbebengebieten eingehalten werden müssen. Er ergänzt in dieser Hinsicht die anderen Normen.

1.2 Definitionen

(1) Folgende Begriffe werden in den Kapiteln 1 bis 5 dieser Norm mit der folgenden Bedeutung verwendet. Weitere, baustoffspezifische Begriffe werden in den einschlägigen Kapiteln 6 bis 11 definiert.

- **Verhaltensbeiwert:** Beiwert, der für die Bemessung zur Reduzierung der durch lineare Berechnung ermittelten Kräfte verwendet wird, um die nichtlineare Antwort eines Tragwerks in Verbindung mit dem Baustoff, dem Tragsystem und den Bemessungsverfahren zu berücksichtigen.

- **Kapazitätsbemessungsverfahren:** Bemessungsverfahren, bei dem Teile des

Tragsystems ausgewählt und in geeigneter Weise für die Energiedissipation unter großen Verformungen bemessen und baulich durchgebildet werden, während für alle anderen tragenden Teile eine ausreichende Festigkeit vorgesehen ist, damit die gewählten Energiedissipationsmechanismen erhalten bleiben.

- **Kritische Bereiche:** Siehe dissipative Bereiche.
- **Dissipatives Tragwerk:** Tragwerk, das zur Energiedissipation durch duktilen hysteretisches Verhalten fähig ist.
- **Dissipative Bereiche:** Vorbestimmte Teile eines energiedissipierenden Tragwerks, in denen sich die dissipativen Fähigkeiten vorwiegend befinden (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 verwendet wird, um die Bedeutung eines Gebäudes oder Ingenieurbauwerks auszudrücken.
- **Nichtdissipatives Tragwerk:** Tragwerk, das für den Lastfall Erdbeben bemessen ist, ohne dabei das nichtlineare Baustoffverhalten zu berücksichtigen.
- **Nichttragendes Bauteil:** Architektonisches, mechanisches oder elektrisches Bauteil, System oder Komponente, welches entweder aufgrund fehlender Festigkeit oder der Art und Weise seiner Verbindung mit dem Tragwerk bei der Erdbebenauslegung nicht als tragendes Bauteil berücksichtigt wird.

1.3 SI-Einheiten

- (1) SI-Einheiten sind in Übereinstimmung mit ISO 1000 zu verwenden.
- (2) Für Berechnungen werden die folgenden Einheiten empfohlen:
- | | | |
|-------------------------------|---|--|
| - Kräfte und Lasten | : | kN, kN/m, kN/m ² |
| - Dichte | : | kg/m ³ |
| - Wichte | : | kN/m ³ |
| - Spannungen und Festigkeiten | : | N/mm ² (= MN/m ² oder MPa) |
| - Momente (Biegemoment, etc.) | : | kNm |
| - Beschleunigung | : | m/s ² |

1.4 Formelzeichen und Kurzzeichen

1.4.1 Allgemeines

- (1) Sowohl für werkstoffabhängige Zeichen als auch für Zeichen, die nicht erdbeben-spezifisch sind, gelten die Festlegungen der maßgebenden Normen.
- (2) Weitere Zeichen, die in Verbindung mit Erdbebeneinwirkungen verwendet werden, sind zur leichteren Anwendung in dem Text erläutert, in dem sie auftreten. Jedoch sind die am häufigsten in den Kapiteln 1 bis 5 dieser Norm verwendeten Zeichen in 1.4.2 aufgelistet und erläutert.

1.4.2 Weitere Zeichen, die am häufigsten in den Kapiteln 1 bis 5 verwendet werden

- A_{Ed} Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung für die Referenz-Wiederkehrperiode;
- E_d Bemessungswert der Schnittgrößen;
- Q veränderliche Einwirkung;
- $S_e(T)$ Ordinate des elastischen Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrums (auch

- "elastisches Antwortspektrum" genannt) für die Referenz-Wiederkehrperiode;
- $S_d(T)$ Ordinate des Bemessungsspektrums für die Referenz-Wiederkehrperiode;
- S Bodenparameter
- T Schwingzeit eines linearen Systems mit einem Freiheitsgrad;
- a_g effektiver Spitzenwert der Bodenbeschleunigung (auch "Bemessungswert der Bodenbeschleunigung" genannt) in Fels oder in festem Untergrund für die Referenz-Wiederkehrperiode;
- d_g Spitzenwert der Bodenverschiebung;
- g Erdbeschleunigung;
- q Verhaltensbeiwert;
- α Verhältnis zwischen Bemessungswert der Bodenbeschleunigung und der Erdbeschleunigung;
- γ_1 Bedeutungsbeiwert;
- ψ_{2i} Kombinationsbeiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung i ;
- ψ_{Ei} Kombinationsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung i , der bei der Bestimmung der Schnittgrößen infolge Bemessungserdbeben zu berücksichtigen ist.

1.5 Verweise auf andere Regelwerke

2 Grundlagen für Entwurf und Bemessung

2.1 Grundlegende Anforderungen

(1) Hochbauten in Erdbebengebieten sind so zu bemessen und auszubilden, daß sie im Hinblick auf die vorgesehene Nutzungsdauer mit angemessener Zuverlässigkeit

- ohne örtliches oder globales Versagen dem Bemessungserdbeben, das in Abschnitt 3 definiert wird, standhalten und eine Resttragfähigkeit auch nach dem Erdbeben behalten und
- ohne das Auftreten von größeren Schäden und damit verbundener Nutzungsbeschränkungen den Erdbeben standhalten, die eine höhere Auftretenswahrscheinlichkeit als das Bemessungserdbeben haben.

(2) Eine Differenzierung der Zuverlässigkeit wird durch die Einteilung der Bauwerke in unterschiedliche Bedeutungskategorien eingeführt. Jeder Bedeutungskategorie ist ein Bedeutungsbeiwert γ_1 zugeordnet (siehe Abschnitt 4.6). Die unterschiedlich hohen Zuverlässigkeitsniveaus erhält man durch Multiplikation der Referenz-Erdbebeneinwirkung mit diesem Bedeutungsbeiwert.

(3) Um die grundlegenden Anforderungen nach (1) zu erfüllen, müssen im allgemeinen

- Grenzzustände der Tragfähigkeit (siehe 5.2), unter Berücksichtigung von 2.2(2), sowie
- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

überprüft werden:

(4) Für Hochbauten, die den Auslegungskonzepten nach Abschnitt 2.2 entsprechen, ist jedoch kein gesonderter Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erforderlich.

(5) In Abschnitt 9 sind besondere Regeln für "einfache Mauerwerksbauten" aufgeführt. Durch Einhaltung dieser Regeln werden die grundlegenden Anforderungen nach (1) als erfüllt betrachtet, ohne daß rechnerische Sicherheitsnachweise erforderlich sind.

2.2 Auslegungskonzepte

(1) Die Erdbebengefährdung eines Bauwerks muß schon in den frühen Entwurfsphasen bei der Planung des Tragwerks berücksichtigt werden.

(2) Bauwerke in Erdbebengebieten sollen im allgemeinen so ausgebildet werden, daß sie eine ausreichende Fähigkeit zur Energiedissipation ohne wesentlichen Abfall ihrer Tragfähigkeit gegenüber horizontalen und vertikalen Lasten besitzen (dissipative Auslegung).

Bestimmte Bauwerke, für deren Erdbebenverhalten das nichtlineare Baustoffverhalten von untergeordneter Bedeutung ist, können jedoch unter den in den Kapiteln 6-10 angegebenen Bedingungen auch so ausgelegt werden, daß sie beim Bemessungserdbeben im elastischen Zustand verbleiben und keine Fähigkeit zur Energiedissipation benötigen (nichtdissipative Auslegung).

Um die Anforderungen an eine dissipative Auslegung zu erfüllen, werden die in den Absätzen (3) und (4) angegebenen Maßnahmen angewendet.

(3) Um ein zähes (duktiler) Gesamtverhalten zu sichern, soll duktiler Versagen, hervorgerufen durch die Bildung plastischer Mechanismen, mit genügend großer Zuverlässigkeit vor spröden Versagensmechanismen oder Stabilitätsversagen eintreten.

Dabei ist es günstig, die Zähigkeitsanforderung auf eine große Anzahl von Bauteilen und von örtlichen Bereichen je Bauteil zu verteilen.

(4) Die bauliche Durchbildung des Tragwerks insgesamt und der dissipativen Bereiche insbesondere muß derart sein, daß unter zyklischen Bedingungen die erforderliche Fähigkeit zur Kraftübertragung und zur Energiedissipation erhalten bleibt.

(5) Weitere Grundgedanken der Erdbebenauslegung betreffen die

- Einfachheit des Tragwerks,
- Einheitlichkeit und Symmetrie,
- räumliche Tragfähigkeit und Steifigkeit,
- Scheibenwirkung der Geschoßdecken,
- geeignete Gründung

und werden in Anhang B erläutert.

2.3 Regelmäßigkeit des Bauwerks

2.3.1 Allgemeines

(1) Bei der Erdbebenauslegung wird zwischen regelmäßigen und unregelmäßigen Bauwerken unterschieden.

(2) Diese Unterscheidung beeinflusst die folgenden Aspekte der Erdbebenauslegung:

- das Tragwerksmodell, das entweder vereinfacht eben oder räumlich sein kann,
- das Berechnungsverfahren, das entweder das vereinfachte, auf die Berücksichtigung der Grundschiwingung beschränkte Verfahren sein kann, oder das allgemeine Verfahren, unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen,
- den Verhaltensbeiwert q , der in Abhängigkeit von der Art der Unregelmäßigkeit im Aufriß abgemindert werden kann.

(3) Hinsichtlich der Auswirkungen der Regelmäßigkeit des Bauwerks auf die Auslegung, werden die Regelmäßigkeitsmerkmale des Bauwerks im Grundriß und im Aufriß nach Tabelle 5.1 getrennt betrachtet.

(4) Die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriß und im Aufriß sind in 2.3.2 und 2.3.3 aufgeführt; die Regeln für das Tragwerksmodell und die Berechnung sind in Kapitel 4 aufgeführt; die maßgebenden Verhaltensbeiwerte sind in den Kapiteln 6 bis 11 enthalten.

Tabelle 2.1: Auswirkungen der Regelmäßigkeit des Tragwerks auf die Erdbebenauslegung

REGELMÄßIGKEIT		ZULÄSSIGE VEREINFACHUNG		VERHALTENS- BEIWERT
Grundriß	Aufriß	Modell	Berechnung	
Ja	Ja	eben	vereinfacht (Grundschiwungsform)*	Referenzwert
Ja	Nein	eben	mehrere Schwungs- formen	abgemindert
Nein	Ja	räumlich **	mehrere Schwungs- formen **	Referenzwert
Nein	Nein	räumlich	mehrere Schwungs- formen	abgemindert

* Falls die Bedingung von 4.3.2.1 (2)b) ebenfalls erfüllt ist.

** Unter den besonderen Bedingungen von Abschnitt A1 im Anhang A können die in Anhang A beschriebenen einfacheren Modelle und Berechnungsverfahren verwendet werden.

2.3.2 Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriß

(1) Bezüglich Horizontalsteifigkeit und Massenverteilung ist das Bauwerk hinsichtlich zweier orthogonaler Richtungen ungefähr symmetrisch im Grundriß.

(2) Die Grundrißform ist kompakt, d. h. sie weist keine gegliederte Formen wie H, I, X, etc. auf. Die Gesamtabmessung von rückspringenden Ecken oder Aussparungen in einer Richtung überschreitet nicht 25 % der gesamten äußeren Grundrißabmessung des Bauwerks in der entsprechenden Richtung.

(3) Die Steifigkeit der Decken in der Ebene ist im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der

vertikalen tragenden Bauteile hinreichend groß, so daß die Verformung der Decke eine geringe Auswirkung auf die Verteilung der Lasten zwischen den vertikalen tragenden Bauteilen hat.

2.3.3 Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriß

(1) Alle an der Aufnahme von Horizontallasten beteiligten Systeme, wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen, verlaufen ohne Unterbrechung von ihren Gründungen bis zur Oberkante des Gebäudes oder, wenn auf unterschiedlichen Höhen Rücksprünge vorhanden sind, bis zur Oberkante des betreffenden Gebäudebereichs.

(2) Sowohl die Horizontalsteifigkeit als auch die Masse der einzelnen Geschosse bleiben konstant oder verringern sich allmählich, ohne sprunghafte Veränderungen, vom Fußpunkt bis zur Oberkante.

(3) In Skelettbauten sollte das Verhältnis der tatsächlichen Tragfähigkeit eines Geschosses für Horizontallasten zu seiner aufgrund der Berechnung erforderlichen Tragfähigkeit, zwischen aufeinanderfolgenden Geschossen, nicht unverhältnismäßig stark schwanken.

3 Erdbebeneinwirkung

3.1 Erdbebenzonen

(1) Die von Erdbeben in stärkerem Maße betroffenen Gebiete der Bundesrepublik Deutschland werden in drei Erdbebenzonen eingeteilt (Bild 3.1), die einen unterschiedlichen Grad der Erdbebengefährdung repräsentieren (Zone 1, Zone 2, Zone 3). Die Gefährdung innerhalb jeder Zone wird als konstant angesehen - abgesehen von Variationen, die sich durch unterschiedliche Untergrundbedingungen ergeben. Der Grad der Erdbebengefährdung außerhalb dieser Zonen ist so gering, daß diese Norm für den für die geltenden Anwendungsbereich keine Relevanz besitzt.

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

(3) Der Erschütterungsparameter, der für die Bestimmung der Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland zugrunde liegt, ist die makroseismische Intensität (zwölfteilige Skala: European Makroseismic Scale = EMS).

(4) Den Erdbebenzonen sind Intervalle berechneter Intensitäten zugeordnet (Tab. 3.1). Als zonenspezifischer Lastparameter gilt ein "Effektivwert" der Bodenbeschleunigung a_g , der den Erdbebenintensitäten in den Erdbebenzonen zugeordnet ist und der als Grundlage für den rechnerischen Nachweis anzusehen ist, sofern dieser erforderlich ist.

Tabelle 3.1: Zuordnung von Intensitätsintervallen und effektiven Bodenbeschleunigungen zu den Erdbebenzonen

Zone	Intensitätsintervalle	effektive Beschleunigung a_g (m/s^2)
1	$I = 6,5$ bis < 7	0,4
2	$I = 7$ bis $< 7,5$	0,6
3	$I = 7,5$ bis > 8	0,8

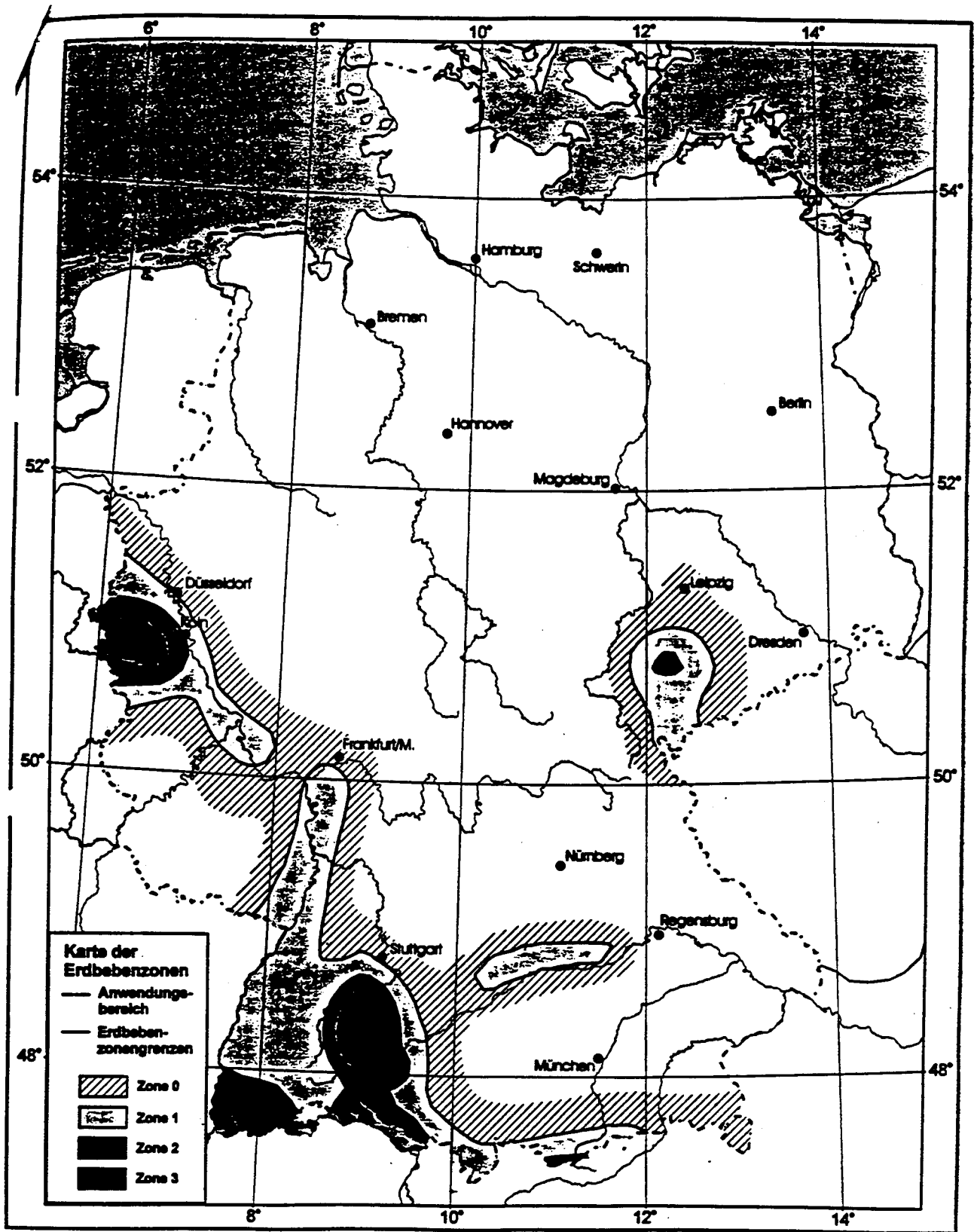


Bild 3.1 Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland

3.2 Untergrundverhältnisse: Geologie und Baugrund

3.2.1 Allgemeines

(1) Der Einfluß der örtlichen Untergrundverhältnisse auf die Erdbebeneinwirkung ist im allgemeinen ausgehend von einer Einstufung in drei geologische Untergrundklassen A, B, C und drei Baugrundklassen 1, 2, 3 zu berücksichtigen. Als Baugrund wird die oberflächennahe Schicht des Untergrunds mit einer Dicke bis zu 20 m betrachtet, wobei das Baugrundmaterial bis zu einer Tiefe von 5 m außer Betracht bleibt. Unter dem geologischen Untergrund werden die Schichten ab einer Tiefe von 20 m verstanden. Die geologischen Untergrundverhältnisse bei Erdbebengebieten in Deutschland werden im Bild 3.2 gezeigt.

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

(3) Bei Bauwerken von geringerer Bedeutung ($\gamma_1 \leq 1,0$) können Baugrunduntersuchungen entfallen. In diesem Fall und bei Fehlen genauerer Informationen wird die Erdbebeneinwirkung unter Annahme der Untergrundverhältnisse A3, B3 oder C3 nach Tabelle 3.3 bestimmt.

3.2.2 Klassifizierung der geologischen Untergrundverhältnisse

(1) Die Wirkung der geologischen Untergrundverhältnisse auf die seismische Bodenbewegung wird durch die Wahl der Parameter des Antwortspektrums berücksichtigt (vgl. Tabelle 3.3). Es wird zwischen den folgenden geologischen Untergrundklassen unterschieden:

Untergrundklasse A

Der Untergrund wird vorzugsweise von felsartigen Gesteinen gebildet, die sich durch relativ hohe Scherwellengeschwindigkeiten auszeichnen. Diese Klasse ist z. B. in folgenden Gebieten (Gebirgsregionen und Plattformen) anzutreffen:

- Bayerische Alpen,
- Schwäbische und Fränkische Alb,
- Süddeutsche Großscholle,
- Kaiserstuhl,
- Schwarzwald - Odenwald - Pfälzer Bergland,
- Rheinische Masse,
- Thüringer Wald,
- Vogtland - Erzgebirge.

Untergrundklasse B

Diese Klasse beschreibt Übergangsbereiche zwischen den Regionen der Untergrundklasse A und denen der Untergrundklasse C. Diese Klasse ist z. B. in folgenden Gebieten anzutreffen:

- Nordrand des Alpenvorlandes,
- Ries,
- Südlicher Oberrheingraben,
- Neuwieder Becken,
- Leipziger Bucht,
- Rand der Niederrheinischen Bucht.

Untergrundklasse C

Der Untergrund wird von tertiären Beckenstrukturen gebildet, deren Füllung mit jungen, relativ weichen Sedimenten eine Mächtigkeit von mehr als etwa 100 m erreicht. Diese Klasse ist z. B. in folgenden Gebieten anzutreffen:

- Mittlerer und nördlicher Oberrheingraben,
- Alpenvorland,
- Niederrheinische Bucht.

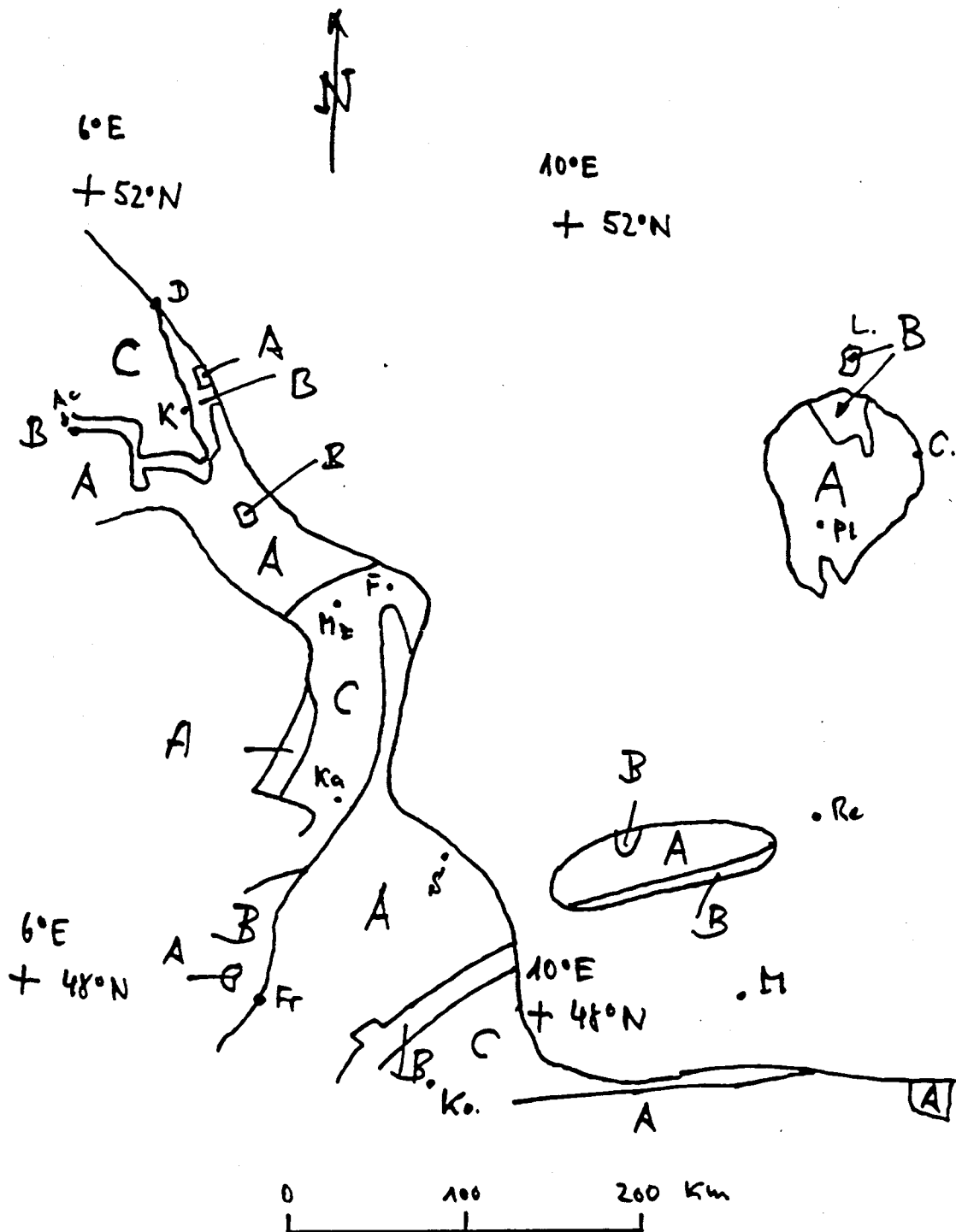


Bild 3.2 Untergrundverhältnisse bei Erdbebengebieten in Deutschland

(2) Es wird zwischen folgenden Baugrundklassen unterschieden:

Baugrundklasse 1

Feste bis mittelfeste Gesteine.

Baugrundklasse 2

Lockergesteine (Kies bis Grobsand, Mergel).

Baugrundklasse 3

Feinkörnige Lockergesteine (Feinsand) bzw. Lößauflagen.

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

3.3 Regeldarstellung der Erdbebeneinwirkung

3.3.1 Allgemeines

(1) Innerhalb des Anwendungsbereichs von DIN 4149 wird die Erdbebeneinwirkung an einem bestimmten Punkt der Erdoberfläche im allgemeinen durch ein elastisches Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum dargestellt, im folgenden "Elastisches Antwortspektrum" genannt.

(2) Die horizontale Erdbebeneinwirkung wird durch zwei orthogonale Komponenten beschrieben, die als voneinander unabhängig und durch das gleiche Antwortspektrum dargestellt werden.

(3) Im allgemeinen kann die vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung durch das für die horizontale Einwirkung angegebene Antwortspektrum nach Gl. (3.1) bis (3.4) bzw.

(3.7) bis (3.10) beschrieben werden, wobei jedoch die Ordinaten mit dem nachfolgend angegebenen Faktor A_V abgemindert und die Grenzwerte T_B und T_C des Bereichs mit konstanter Spektralbeschleunigung entsprechend Tabelle 3.2 angesetzt werden.

Tabelle 3.2: Parameter für die Beschreibung des Antwortspektrums der vertikalen Komponente der Erdbebeneinwirkung

Untergrund- verhältnisse	A_V	T_B (s)	T_C (s)
A1, A2, A3	0,7	0,1	0,2
B2, B3	0,5	0,1	0,2
C3	0,7	0,1	0,2

3.3.2 Elastisches Antwortspektrum

(1) Das elastische Antwortspektrum $S_e(T)$ für die Referenz-Wiederkehrperiode wird durch folgende Ausdrücke bestimmt (siehe Bild 3.3):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_o - 1) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \cdot \left[\frac{T_C}{T_D} \right]^{k_1} \cdot \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k_2} \quad (3.4)$$

Dabei ist:

- $S_e(T)$ Ordinate des elastischen Antwortspektrums,
 T Schwingzeit eines linearen Systems mit einem Freiheitsgrad,
 a_g Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für die Referenz-Wiederkehrperiode,
 β_0 Verstärkungsbeiwert der Spektralbeschleunigung für 5 % viskose Dämpfung,
 T_B, T_C Grenzen des Bereichs mit konstanter Spektralbeschleunigung,
 T_D Wert, der den Beginn des Bereichs mit konstanter Verschiebung im Spektrum bestimmt.
 k_1, k_2 Exponenten, die die Form des Spektrums für eine Schwingzeit größer als T_C bzw. T_D beeinflussen,
 S Untergrundparameter,
 η Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert $\eta = 1$ für 5 % viskose Dämpfung, siehe (3).

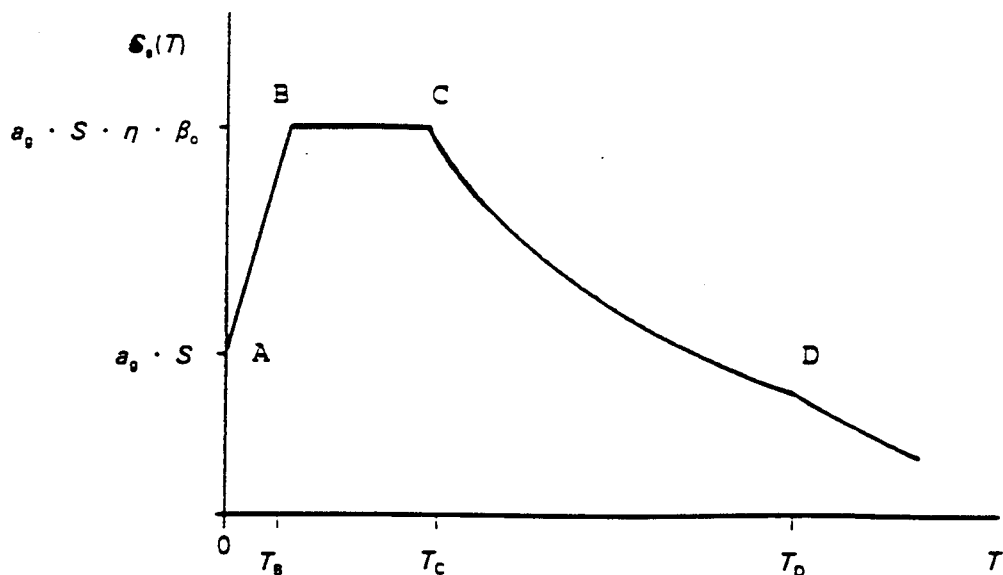


Bild 3.3 Elastisches Antwortspektrum

(2) Für die angegebenen Untergrundverhältnisse A1, A2, A3, B2, B3 und C3 sind die Werte der Parameter β_0 , T_B , T_C , T_D , k_1 , k_2 , S in Tabelle 3.3 angegeben.

Tabelle 3.3 Werte der Parameter zur Beschreibung des elastischen Antwortspektrums^{*)}

Untergrund- verhältnisse	S	β_0	k_1	k_2	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A1	1,0	2,5	1,0	2,0	0,10	0,20	2,0
A2	1,25	2,5	1,0	2,0	0,10	0,20	2,0
A3	1,50	2,5	1,0	2,0	0,10	0,50	2,0
B2	0,75	2,5	1,0	2,0	0,10	0,60	2,0
B3	1,0	2,5	1,0	2,0	0,10	0,60	2,0
C3	0,50	2,5	1,0	2,0	0,10	1,00	2,0

^{*)} Diese Werte sind so ausgewählt, daß die Ordinaten des elastischen Antwortspektrums über alle Periodenbereiche hinweg eine gleichmäßige Überschreitungswahrscheinlichkeit von 50 % haben.

(3) Der Wert des Dämpfungs-Korrekturbeiwerts η kann durch den Ausdruck

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (3.5)$$

bestimmt werden, dabei ist ξ der Wert der viskosen Dämpfung des Bauwerks in Prozent. Falls für spezielle Untersuchungen eine andere viskose Dämpfung als 5 % verwendet werden soll, wird dieser Wert in den maßgebenden Kapiteln dieser Norm aufgeführt.

3.3.3 Maximale Bodenverschiebung

(1) Falls nicht durch besondere Untersuchungen aufgrund vorliegender Informationen anders belegt, kann der Wert d_g der maximalen Bodenverschiebung mit Hilfe der folgenden Gleichung ermittelt werden

$$d_g = 0,05 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.6)$$

mit den in 3.1 und 3.3.2 bestimmten Werten für a_g , S , T_C , T_D .

3.3.4 Bemessungsspektrum für lineare Berechnung

(1) Die Fähigkeit von Tragsystemen, seismischen Einwirkungen im nichtlinearen Bereich zu widerstehen, gestattet ihr Bemessung für Kräfte, die kleiner sind als diejenigen, die bei einer linear-elastischen Reaktion auftreten würden.

(2) Um eine nichtlineare Berechnung des Tragwerks bei der Erdbebenauslegung zu vermeiden, wird der Fähigkeit eines Bauwerks, Energie durch hauptsächlich duktiles Verhalten seiner Bauteile und/oder anderer Mechanismen zu dissipieren, dadurch Rechnung getragen, daß eine lineare Berechnung auf der Grundlage eines gegenüber dem elastischen Spektrums reduzierten Antwortspektrums, im folgenden "Bemessungsspektrum" genannt, durchgeführt wird. Diese Reduzierung wird durch Einführung des Verhaltensbeiwerts q erzielt.

(3) Der Verhaltensbeiwert q ist ein Näherungswert für das Verhältnis zwischen den Erdbebenkräften, die auf das Bauwerk einwirken würden, wenn seine Antwort vollkommen elastisch wäre mit 5 % viskoser Dämpfung, und den kleinsten Erdbebenkräften, die bei der Bemessung mit einem konventionellen linearen Modell verwendet werden dürfen, um eine noch zufriedenstellende Bauwerksantwort sicherzustellen. Die Werte des Verhaltensbeiwerts q , der auch den Einfluß einer von 5 % abweichenden Dämpfung berücksichtigt, sind für die verschiedenen Materialien und Tragsysteme in Kapitel 6 bis 10 angegeben und entsprechen den verschiedenen Zähigkeitsklassen in den maßgebenden Teilen dieser Norm.

(4) Das auf die Erdbeschleunigung g normierte Bemessungsspektrum $S_d(T)$ wird für die Referenz-Wiederkehrperiode durch die folgenden Ausdrücke bestimmt.

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{\beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad (3.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \quad (3.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \quad (3.9)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_D} \right]^{k_1} \cdot \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k_2} \quad (3.10)$$

Dabei ist

$S_d(T)$	Ordinate des mit g normierten Bemessungsspektrums,
α	Verhältnis zwischen dem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g und der Erdbeschleunigung g ($\alpha = a_g/g$),
q	Verhaltensbeiwert

(5) Die Werte für die Parameter β_0 , T_B , T_C , T_D , k_1 , k_2 , S sind in Tabelle 3.3 angegeben.

(6) Das in (4) angegebene Bemessungsspektrum reicht nicht aus für die Bemessung von Bauwerken mit Fundamentisolierungs- oder Energiedissipations-Systemen.

3.4 Kombinationen der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen

(1) Der Bemessungswert E_d der Schnittgrößen in den Erdbebenbemessungssituationen ist durch Kombination der Werte der maßgebenden Einwirkungen wie folgt zu bestimmen:

$$\sum G_{kj} \text{ "+" } \gamma_1 \cdot A_{Ed} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (3.11)$$

Dabei ist

"+" "zu kombinieren mit",

Σ "die kombinierte Wirkung von ",

G_{kj} charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung j,

γ_1 Bedeutungsbeiwert, siehe 2.1.1.(2),

A_{Ed} Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung für die Referenz-Wiederkehrperiode (z. B. Bemessungsspektrum nach 3.3.4),

P_k charakteristischer Wert der Einwirkung infolge Vorspannung, nach dem Auftreten aller Verluste,

ψ_{2i} Kombinationsbeiwert für quasi-ständige Werte der veränderlichen Einwirkung i,

Q_{ki} charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung i.

(2) Die Erdbebenschnittgrößen sind unter Berücksichtigung aller Massen, deren Lasten in die folgenden Kombinationen von Einwirkungen eingehen, zu ermitteln:

$$\sum G_{ki} \text{ "+" } \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \quad (3.12)$$

Dabei ist

ψ_{Ei} Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i.

(3) Die Kombinationsbeiwerte ψ_{Ei} berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit, daß die Lasten $\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ während des Erdbebens nicht am ganzen Bauwerk vorhanden sind. Durch diese Beiwerte kann auch die unvollständige Teilnahme der Massen an der Bewegung des Bauwerks infolge von deren nicht steifer Verbindung berücksichtigt werden.

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

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}, \quad (3.13)$$

wobei die Werte für φ und ψ_{2i} den Tabellen 3.4 und 3.5 zu entnehmen sind.

Tabelle 3.4: Werte für φ zur Berechnung von ψ_{Ei}

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

Tabelle 3.5: Kombinationsbeiwert ψ_{2i}

Einwirkung	ψ_{2i}
Verkehrslast für Wohnräume, Büroräume, Verkaufsräume bis 50 m ² , Flure, Balkone, Räume in Krankenhäusern	0,3
Verkehrslast für Versammlungsstätten, Garagen und Parkhäuser, Turnhallen, Tribünen, Flure in Lehrgebäuden, Büchereien, Archive	0,5
Verkehrslast für Ausstellungs- und Verkaufsräume, Geschäfts- und Warenhäuser	0,8
Windlasten, Schneelasten, Temperatur, Zwängungen	0
alle anderen Einwirkungen	0,5

(5) Als charakteristische Werte der ständigen und veränderlichen Einwirkungen gelten grundsätzlich die Werte der DIN-Normen, insbesondere die Werte der Normenreihe DIN 1055, und gegebenenfalls der bauaufsichtlichen Ergänzungen und Richtlinien.

4 Tragwerksberechnung

4.1 Modellabbildung

- (1) Das Bauwerksmodell muß die Verteilung von Steifigkeit und Masse hinreichend genau darstellen, so daß alle bedeutenden Verformungen und Trägheitskräfte unter der betrachteten Erdbebeneinwirkung angemessen berücksichtigt werden ¹⁾.
- (2) Im allgemeinen kann man annehmen, daß das Tragwerk aus einer Anzahl von Systemen zur Abtragung von Vertikal- und Horizontallasten besteht, die durch horizontale Scheiben verbunden sind.
- (3) Wenn die Geschoßdecken des Bauwerks hinreichend steif in ihrer Ebene sind, können die Massen und die Trägheitsmomente eines jeden Geschosses im Schwerpunkt zusammengefaßt werden, wodurch sich die Freiheitsgrade auf drei je Geschoß reduzieren (zwei horizontale Verschiebungen und eine Drehung um die vertikale Achse).
- (4) Für Bauwerke, die die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriß (siehe 2.3.2) oder die in Abschnitt A1 von Anhang A aufgeführten Regelmäßigkeitskriterien erfüllen, kann die Berechnung mittels zweier ebener Modelle erfolgen, eines für jede Hauptrichtung.
- (5) In Stahlbeton- und Mauerwerksbauten sollte die Steifigkeit der tragenden Bauteile im allgemeinen unter Annahme von ungerissenen Querschnitten angesetzt werden ²⁾.
- (6) Ausfachungen, die die Horizontalsteifigkeit des Bauwerks beträchtlich erhöhen, sollten berücksichtigt werden.
- (7) Die Verformbarkeit des Baugrunds muß im Modell immer dann berücksichtigt werden, wenn sie das Verhalten des Tragwerks ungünstig beeinflussen kann.
- (8) Die Massen müssen aus den Schwerelasten berechnet werden, die in der in 3.4(2) angegebenen Kombination der Einwirkungen auftreten.

4.2 Zufällige Torsionswirkungen

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

$$e_{1i} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.1)$$

Dabei ist:

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

L_i Geschoßabmessung senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung.

4.3 Berechnungsverfahren

4.3.1 Allgemeines

(1) Bei der Auslegung von Hochbauten gegen Erdbeben können die Erdbebeneinwirkungen und die anderen Einwirkungen, die nach den Kombinationsregeln in Abschnitt 3.4 zu berücksichtigen sind, auf der Grundlage eines linear-elastischen Verhaltens des Tragwerks bestimmt werden.

1) Das Modell sollte auch dem Beitrag der Verbindungsbereiche zur Verformbarkeit des Bauwerks Rechnung tragen, z. B. der Endbereiche in Stützen oder Trägern von Rahmen-tragwerken. Nichttragende Bauteile, die das Verhalten des Haupttragwerks beeinflussen können, sollten auch berücksichtigt werden.

2) In Stahlbetonbauten kann diese Annahme zu auf der unsicheren Seite liegenden Ermittlungen der Verschiebungen führen, insbesondere wenn hohe Werte für den Verhaltensbeiwert q angenommen werden. In solchen Fällen und falls die Verschiebungen kritisch sind, kann hinsichtlich der Berechnung der Verschiebung nach 4.4 eine genauere Schätzung der Steifigkeit der Bauteile unter Erdbebeneinwirkung erforderlich sein.

(2) Das Referenzverfahren für die Bestimmung der Erdbebeneinwirkungen ist die Berechnung nach dem Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen, unter Verwendung eines linear-elastischen Tragwerksmodells und des in Abschnitt 3.3.4 angegebenen Bemessungsspektrums.

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

- Das "vereinfachte Antwortspektrenverfahren" für Bauwerke, die die Bedingungen in 4.3.2 erfüllen,
- das "Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen", das für alle Arten von Bauwerken anwendbar ist (siehe 4.3.3).

4.3.2 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren

4.3.2.1 Allgemeines

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

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

- a1) die in 2.3.2 und 2.3.3 angegebenen Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriß und im Aufriß erfüllen

oder

- a2) die in 2.3.3 angegebenen Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriß und die in Abschnitt A1 von Anhang A aufgeführten Regelmäßigkeitskriterien erfüllen

und

- b) deren Grundschwingzeiten T_1 in den beiden Hauptrichtungen kleiner sind als folgende Werte:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2)$$

wobei T_C in Tabelle 3.3 angegeben ist.

4.3.2.2 Gesamterdbebenkraft

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

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W \quad (4.3)$$

Dabei ist:

- $S_d(T_1)$ Ordinate des Bemessungsspektrums (siehe Abschnitt 3.3.4) bei Schwingzeit T_1 ,
 T_1 Grundswingzeit des Bauwerks für die Translationsbewegung in der betrachteten Richtung,
 W Gesamtgewicht des Bauwerks, das nach 4.1(8) berechnet wurde.

(2) Zur Bestimmung der Grundswingzeiten T_1 beider ebener Modelle des Bauwerks dürfen vereinfachte Beziehungen der Baudynamik (z. B. Rayleigh-Verfahren) verwendet werden ³⁾.

4.3.2.3 Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

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

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

³⁾ Für vorläufige Bemessungszwecke dürfen die in Anhang C aufgeführten angenäherten Ausdrücke für T_1 verwendet werden.

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

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i W_i}{\sum s_j W_j} \quad (4.4)$$

Dabei ist:

- F_i am Geschoß i angreifende Horizontalkraft,
- F_b Gesamterdbebenkraft nach Gleichung (4.3),
- s_i, s_j Verschiebungen der Massen m_i, m_j in der Grundschiebungsform,
- W_i, W_j Gewichte der nach 4.1(8) berechneten Massen m_i, m_j .

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

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j} \quad (4.5)$$

Dabei ist:

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

(5) Die in obengenannter Art und Weise bestimmten Horizontalkräfte F_i sind auf das System zur Abtragung von Horizontallasten unter der Annahme starrer Decken zu verteilen.

4.3.2.4 Torsionswirkungen

(1) Im Falle einer symmetrischen Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse können, sofern man kein genaueres Verfahren hinsichtlich 4.2 anwendet, zufällige Torsionswirkungen durch Vergrößerung der nach 4.3.2.3(5) ermittelten Schnittgrößen in den einzelnen lastabtragenden Bauteilen mit einem Faktor δ berücksichtigt werden, der durch die Beziehung

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (4.6)$$

gegeben ist, mit

- x Abstand des betrachteten Bauteils zum Mittelpunkt des Bauwerks, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebeneinwirkung
- L_e Abstand zwischen den zwei äußersten Bauteilen, die Horizontallasten abtragen, gemessen wie zuvor.

(2) Wenn die Bedingungen in Abschnitt A1 von Anhang A erfüllt sind, kann die Näherungsberechnung der Torsionswirkungen, wie in Anhang A beschrieben, angewandt werden.

4.3.3 Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen

4.3.3.1 Allgemeines

(1) Dies Berechnungsverfahren ist bei Bauwerken anzuwenden, die den in 4.3.2.1(2) angegebenen Bedingungen für die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahren nicht entsprechen.

(2) Für Bauwerke, die die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriß (siehe 2.3.2) oder die Regelmäßigkeitskriterien in Abschnitt A1 von Anhang A erfüllen, kann die Berechnung unter Verwendung von zwei ebenen Modellen, je eines für jede Hauptrichtung, durchgeführt werden.

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

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

als maßgebend betrachtet.

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

(6) Der Abschnitt (5) kann durch jeden einzelnen der folgenden Nachweise erfüllt werden:

- durch den Nachweis, daß die Summe der Ersatzmassen (der "effektiven modalen Massen") für die berücksichtigten Schwingungsformen mindestens 90 % der Gesamtmasse des Tragwerks beträgt,
- durch den Nachweis, daß alle Schwingungsformen mit Ersatzmassen ("effektiven modalen Massen") von mehr als 5 % der Gesamtmasse berücksichtigt worden sind.

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

(7) Wenn ein räumliches Modell verwendet wird, müssen die oben genannten Bedingungen für jede maßgebende Richtung nachgewiesen werden.

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

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (4.7)$$

und

$$T_k \geq 0,20 \text{ s} \quad (4.8)$$

Dabei ist:

- k Anzahl der betrachteten Schwingungsformen,
 n Anzahl der Geschosse über dem Boden,
 T_k Schwingzeit der Schwingungsform k.

4.3.3.2 Kombination der modalen Schnittgrößen und Verschiebungen

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

$$T_i \leq 0,9 \cdot T_j \quad (4.9)$$

(2) Wenn alle maßgebenden modalen Schnittgrößen oder Verschiebungen (siehe 4.3.3.1(5) bis (8)) als voneinander unabhängig betrachtet werden können, kann der Höchstwert E_E einer Schnittgröße oder Verschiebung infolge Erdbebeneinwirkung wie folgt angenommen werden:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.10)$$

Dabei ist:

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

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

(3) Falls die Bedingung in Absatz (1) nicht erfüllt wird, müssen genauere Verfahren für die Kombination der modalen Höchstwerte (z. B. die "Vollständige Quadratische Kombination") angewendet werden.

4.3.3.3 Torsionswirkungen

(1) Wenn ein räumliches Modell für die Berechnung verwendet wird, können die in 4.2 genannten zufälligen Torsionswirkungen als Einhüllende der Wirkungen ermittelt werden, die sich aus einer Berechnung für eine statische Beanspruchung ergeben, bestehend aus den um die vertikale Achse jedes Geschosses i drehenden Torsionsmomenten M_{1i} , mit:

$$M_{1i} = e_{1i} \cdot F_i \quad (4.11)$$

Dabei ist:

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

e_{1i} zufällige Exzentrizität der Geschoßmasse i nach Gleichung (4.1) für alle maßgebenden Richtungen, siehe 4.3.3.1(4),

F_i am Geschoß i angreifende Horizontalkraft, wie in 4.3.2.3 für alle maßgebenden Richtungen ermittelt.

(2) Die Wirkungen der Beanspruchung nach Absatz (1) sollten mit (für alle Geschosse gleichen) wechselnden Vorzeichen betrachtet werden.

(3) Wenn zwei gesonderte ebene Modelle für die Berechnung verwendet werden, können die Torsionswirkungen durch Anwendung der Regeln von 4.3.2.4(1) oder von Anhang A auf die nach 4.3.3.2 berechneten Schnittgrößen berücksichtigt werden.

4.3.4 Kombination der Komponenten der Erdbebeneinwirkung

4.3.4.1 Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung

(1) Im allgemeinen sind die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung (siehe Abschnitt 3.3.1(2)) als gleichzeitig wirkend zu betrachten.

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

- Die Schnittgrößen und Verschiebungen des Tragwerks sind für jede Horizontalkomponente getrennt zu ermitteln, wobei man die in 4.3.3.2 angegebenen Kombinationsregeln für die modalen Werte anwendet.

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

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

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

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

Dabei ist:

"+" "zu kombinieren mit"

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

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

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

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

4.3.4.2 Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung

- (1) Die, wie in Abschnitt 3.3.1(3) definierte Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung, ist nur bei Trägern, die Stützen tragen, zu berücksichtigen.
- (2) Im allgemeinen kann die Berechnung zur Bestimmung der Schnittgrößen infolge der Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung auf der Grundlage des Teilmodells des Tragwerks geführt werden, das die betrachteten Bauteile einschließt und die Steifigkeit der angrenzenden Bauteile berücksichtigt.
- (3) Die Schnittgrößen infolge der Vertikalkomponente müssen nur für die betrachteten Bauteile und die direkt mit ihnen verbundenen tragenden Bauteile oder Tragwerksbereiche berücksichtigt werden.

4.4 Berechnung der Verschiebungen

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

$$d_s = q_d \cdot d_e \cdot \gamma_1 \quad (4.12)$$

Dabei ist:

- d_s Verschiebung eines Punktes des Tragsystems infolge Bemessungs-Erdbebeneinwirkung,
- q_d Verhaltensbeiwert der Verschiebung, der gleich q angenommen wird, falls in Kapitel 6 bis 11 nicht anders festgelegt,
- d_e durch lineare Berechnung aufgrund des Bemessungsantwortspektrums nach Abschnitt 3.3.4 ermittelte Verschiebung des gleichen Punktes des Tragsystems,

γ_1 Bedeutungsbeiwert (siehe 4.7).

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

4.5 Nichttragende Bauteile

(1) Für nichttragende Bauteile (Einzelbauteile) von Bauwerken (z. B. Brüstungen, Giebel, Antennen, technische Anlagenteile, nichttragende Außenwände, Trennwände, Geländer), die im Falle des Versagens Gefahren für Personen hervorrufen oder das Haupttragwerk des Bauwerks oder den Betriebsablauf von kritischen Anlagen beeinträchtigen können, muß nachgewiesen werden, daß sie - zusammen mit ihren Auflagern - die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung aufnehmen können.

(2) Es ist nachzuweisen, daß sowohl die nichttragenden Bauteile als auch ihre Verbindungen und Befestigungen oder Verankerungen der Kombination der maßgebenden ständigen, veränderlichen und seismischen Einwirkungen standhalten (siehe Abschnitt 3.4).

(3) Die Schnittgrößen infolge der Erdbebeneinwirkung können bestimmt werden, indem man an den nichttragenden Teilen einer Horizontalkraft F_a ansetzt, die wie folgt bestimmt wird:

$$F_a = S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a \quad (4.13)$$

Dabei ist:

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

W_a Gewicht des Bauteils,

S_a Erdbebenbeiwert für nichttragende Bauteile, siehe Absatz (4),

γ_a Bedeutungsbeiwert des Bauteils, siehe Absatz (5) und (6).

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

$$S_a = \alpha \cdot 3 \cdot (1 + Z/H)/(1 + (1 - T_a/T_1)^2) \quad (4.14)$$

Dabei ist:

α Verhältnis des Bemessungswertes der Bodenbeschleunigung a_g zur Erdbeschleunigung g ,

T_a Grundschwingzeit des nichttragenden Bauteils,

T_1 Grundschwingzeit des Bauwerks in der maßgebenden Richtung,

Z Höhe des nichttragenden Bauteils über dem Fußpunkt des Bauwerks,

H Gesamthöhe des Bauwerks.

(5) Für die folgenden nichttragenden Bauteile darf der Bedeutungsbeiwert γ_a nicht kleiner als 1,5 gewählt werden:

- Verankerung von Maschinen und Anlagen, die dem Schutz von Menschenleben dienen,
- Tanks und Behälter für giftige oder explosive Stoffe, die als gefährlich für die Sicherheit der Allgemeinheit eingestuft werden.

(6) In allen anderen Fällen kann der Bedeutungsbeiwert γ_a eines nichttragenden Bauteils dem Wert des Bedeutungsbeiwerts γ_1 des betreffenden Bauwerks gleichgesetzt werden.

4.6 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte

- (1) Hochbauten werden im allgemeinen in 4 Bedeutungskategorien eingeteilt, die von der Größe des Bauwerks, seines Werts und seiner Bedeutung für die öffentliche Sicherheit und von der Möglichkeit des Verlusts von Menschenleben im Falle des Einsturzes abhängen.
- (2) Die Bedeutungskategorien werden durch verschiedene, wie in Abschnitt 2.1.(2) beschriebene, Bedeutungsbeiwerte γ_1 charakterisiert.
- (3) Der Bedeutungsbeiwert γ_1 ist einem Bemessungserdbeben mit einer wie in Abschnitt 3.1(2) angegebenen Referenzwiederkehrperiode zugeordnet.
- (4) Die Definition der Bedeutungskategorien und die dazugehörigen Bedeutungsbeiwerte sind in Tabelle 4.1 angegeben.

Tabelle 4.1: Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte für Hochbauten

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

als maßgebend betrachtet.

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

(6) Der Abschnitt (5) kann durch jeden einzelnen der folgenden Nachweise erfüllt werden:

- durch den Nachweis, daß die Summe der Ersatzmassen (der "effektiven modalen Massen") für die berücksichtigten Schwingungsformen mindestens 90 % der Gesamtmasse des Tragwerks beträgt,
- durch den Nachweis, daß alle Schwingungsformen mit Ersatzmassen ("Effektiven modalen Massen") von mehr als 5 % der Gesamtmasse berücksichtigt worden sind.

Anmerkung: Die effektive modale Masse m_k (Ersatzmasse), die einer Schwingungsform k entspricht, wird so bestimmt, daß die Gesamterdbebenkraft F_{bk} , die in Angriffsrichtung der Erdbebeneinwirkung wirkt, als $F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k \cdot g$ ausgedrückt.

5 Nachweise der Standsicherheit

5.1 Allgemeines

- (1) Für die Nachweise der Standsicherheit ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit (siehe 5.2) zusammen mit 2.2.(2) und 2.2.(5) zu berücksichtigen.

- (2) Für Hochbauten der Bedeutungskategorien II-IV (siehe Tabelle 4.1) können die in 5.2 vorgeschriebenen Nachweise als erbracht angesehen werden, falls die folgenden beiden Bedingungen erfüllt sind:
 - (a) Die für die Erdbebenbemessungskombination (siehe Abschnitt 3.4) mit einem Verhaltensbeiwert $q = 1,0$ ermittelte Gesamterdbebenkraft ist kleiner als die Horizontalkraft, die den anderen Kombinationen von Einwirkungen entspricht, für die das Bauwerk aufgrund einer linear-elastischen Berechnung bemessen wird.

 - (b) Die in 2.2.(2) und 2.2.(5) geforderten Maßnahmen werden ergriffen mit der Ausnahme, daß nicht nachgewiesen werden muß, daß die in den Absätzen 2.2(3) und 2.2.(4) enthaltenen Vorschriften eingehalten wurden.

- (3) Für Hochbauten der Bedeutungskategorie II - IV in der Erdbebenzone 1, mit nicht mehr als 4 Vollgeschossen über Geländeneiveau, die den Grundlagen der Auslegung nach Anhang B entsprechen, ist ein rechnerischer Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht erforderlich. Für solche Bauten wird auf die Einhaltung der Bedingungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Zähigkeit, Gleichgewicht, Tragsicherheit der Gründung und erdbebengerechte Fugen in Abschnitt 5.2 verzichtet. Für Mauerwerksbauten sind zusätzlich zu den Grundlagen der Auslegung nach Anhang B die Regeln für "einfache Mauerwerksbauten" nach Abschnitt einzuhalten.

- (4) Für Hochbauten der Bedeutungskategorie III-IV in der Erdbebenzone 2, mit nicht mehr als 2 Vollgeschossen über Geländeneiveau, die den Grundlagen der Auslegung nach

Anhang B und den Regelmäßigkeitskriterien nach Abschnitt 2.3 entsprechen, ist ein rechnerischer Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Erdbebeneinwirkung ebenfalls nicht erforderlich. Für Mauerwerksbauten sind dabei die Regeln für "einfache Mauerwerksbauten in Erdbebenzone 2" nach Abschnitt einzuhalten.

5.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

5.2.1 Allgemeines

(1) Die Sicherheit gegen Einsturz (Grenzzustand der Tragfähigkeit) in der Erdbebenbemessungssituation wird als gewährleistet betrachtet, wenn die folgenden Bedingungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Zähigkeit, Gleichgewicht, Tragsicherheit der Gründung und erdbebengerechten Fugen erfüllt werden.

5.2.2 Tragfähigkeitsbedingung

(1) Die folgende Beziehung ist für alle tragenden Bauteile - einschließlich Verbindungen - und die maßgebenden nichttragenden Bauteile (siehe 4.5(1)) zu erfüllen.

$$E_d \leq R_d \quad (5.1)$$

Dabei ist:

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

Bemessungswert der Schnittgröße in der Erdbebenbemessungssituation (siehe Abschnitt 3.4), falls erforderlich einschließlich der Wirkungen nach Theorie II. Ordnung (siehe (2)),

$$R_d = R \{f_k / \gamma_M\}$$

entsprechende Bemessungstragfähigkeit des Bauteils, ermittelt nach bauspezifischen Regeln (Charakteristischer Wert der Eigenschaft f_k und Teilsicherheits-

beiwert γ_M) und nach den mechanischen Modellen, die sich auf die spezielle Art des Tragsystems beziehen, wie in den folgenden Kapiteln 6 bis 11 angegeben.

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

$$\theta \approx \frac{P_{tot} \cdot d_t}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (5.2)$$

Dabei ist:

θ Kennwert der Empfindlichkeit gegen Geschoßverschiebungen,

P_{tot} gesamte Schwerelast auf und über dem betrachteten Geschoß, gemäß den Annahmen für die Berechnung der Schnittgrößen infolge Erdbebeneinwirkung,

d_t Bemessungswert der Geschoßverschiebung, ermittelt als Differenz der Mittelwerte der nach 4.4 berechneten Horizontalverschiebungen d_s an der Ober- und Unterkante des betrachteten Geschosses,

V_{tot} Geschoßquerkraft infolge Erdbebeneinwirkung,

h Geschoßhöhe.

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

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

5.2.3 Zähigkeitsbedingung

(1) Es ist nachzuweisen, daß sowohl die tragenden Bauteile als auch das Tragwerk als Ganzes, unter Berücksichtigung der erwarteten Ausnutzung der Zähigkeit, die von dem gewählten System und dem Verhaltensbeiwert abhängt, eine ausreichende Zähigkeit besitzen.

(2) Es sind bestimmte baustoffbezogene Anforderungen, wie in den folgenden Kapiteln 6 bis 11 festgelegt, zu erfüllen, einschließlich Vorschriften für die Kapazitätsbemessung, falls angegeben, damit die Hierarchie der Tragfähigkeit der verschiedenen tragenden Bauteile erzielt wird, die zur Sicherstellung der geplanten Anordnung der Fließgelenke und zur Vermeidung von Spröbruchverhalten erforderlich ist.

5.2.4 Gleichgewichtsbedingung

(1) Das Bauwerk muß unter der Reihe von Wirkungen, die durch die Kombinationsregeln von Abschnitt 3.4 gegeben sind, in stabilem Gleichgewicht verbleiben. Das schließt auch Wirkungen wie Kippen und Gleiten ein.

5.2.5 Tragfähigkeit der Gründungen

(1) Das Gründungssystem ist nach Kapitel 11 zu überprüfen.

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

(3) Falls die Schnittgrößen für die Gründung unter Verwendung eines Verhaltensbeiwerts $q \leq 1,5$ ermittelt worden sind, ist die Berücksichtigung der Kapazitätsbemessung nach (2)

nicht erforderlich.

5.2.6 Bedingungen für erdbebengerechte Fugen

- (1) Hochbauten sind gegen durch Erdbeben hervorgerufene Zusammenstöße mit angrenzenden Bauwerken zu schützen.
- (2) Absatz (1) kann als erfüllt betrachtet werden, wenn der Abstand von der Grenzlinie zu den möglichen Punkten des Zusammenpralls nicht kleiner ist als der Maximalwert der Horizontalverschiebung nach Gleichung (4.12).
- (3) Falls die Deckenhöhen eines geplanten Bauwerks die gleichen sind wie diejenigen des angrenzenden Bauwerks, darf der oben erwähnte Abstand mit einem Faktor von 0,7 abgemindert werden.

6 Besondere Regeln für Betonbauten

6.1 Allgemeines

6.1.1 Anwendungsbereich

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

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

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

6.1.2 Zähigkeitsklassen

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

- Zähigkeitsklasse 1.

Die Zähigkeitsklasse 1 entspricht Tragwerken, die beim Bemessungserdbeben im wesentlichen im elastischen Zustand verbleiben sollen, und an die keine Zähigkeitsanforderungen gestellt werden.

¹⁾ Wegen des im wesentlichen nichtdissipativen Verhaltens von Rahmen, die aus Pilz- oder Flachdecken und Stützen gebildet sind, müssen bei solchen Systemen in den Zähigkeitsklassen 2 und 3 Zusatzmaßnahmen (wie z. B. eine mögliche Kombination mit anderen erdbebenwiderstandsfähigen Tragsystemen) getroffen und/oder Zusatzbedingungen (wie die Berücksichtigung der niedrigen verfügbaren örtlichen Zähigkeit oder Begrenzungen bezüglich Bauwerksform und Bauwerkshöhe) vorgeschrieben werden.

- Zähigkeitsklasse 2.

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

- Zähigkeitsklasse 3.

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

(2) Um für die drei Zähigkeitsklassen jeweils entsprechende Zähigkeiten zu sichern, sind für alle zum Tragwerk gehörenden Bauteile in jeder Zähigkeitsklasse spezifische Vorschriften einzuhalten (siehe 6.2 und 6.3 sowie Anhang D).

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

6.1.3 Sicherheitsnachweise

(1) Die Kombination von Einwirkungen nach Abschnitt 3.4 ist anzusetzen.

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

(3) Im Rahmen dieser Norm sollen die in DIN 1045-1 für die Grundkombination angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s angewendet werden. Dabei wird vorausgesetzt, daß, dank der Maßnahmen betreffend die örtliche Zähigkeit, das Verhältnis zwischen der Restfestigkeit nach der Schädigung sowie dem Abplatzen der Betondeckung in den

kritischen Bereichen und der ursprünglichen Festigkeit in grober Näherung dem Verhältnis der γ_M -Werte für außergewöhnliche Lastkombinationen und für die Grundkombination entspricht.

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

(5) Die Sicherheitsnachweise gelten als erbracht für Hochbauten der Bedeutungskategorien II-IV (siehe Abschnitt 4.1), die den in Abschnitt 5.1(2) angegebenen Bedingungen genügen.

6.2 Vorschriften für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 1

(1) Betonbauten der Zähigkeitsklasse 1 dürfen nur in der Erdbebenzone 1 nach Abschnitt 3.1 errichtet werden.

(2) Das Bemessungsspektrum für lineare Berechnung wird für horizontale und vertikale Erdbebeneinwirkung durch Einführung des Bemessungswertes des Verhaltensbeiwerts $q_d = 1,15$ in die Beziehungen in Abschnitt 3.3.4 erhalten.

(3) Die Bemessungsschnittgrößen werden aus der Berechnung des Tragwerks für die seismische Lastkombination gemäß Abschnitt 3.4 erhalten.

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

(5) Bei der Bemessung von Stützen für zweiachsige Biegung darf das in Anhang D, Abschnitt D.6.2.(3) angegebene Näherungsverfahren angewendet werden.

6.3 Vorschriften für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 2

(1) Das Bemessungsspektrum für lineare Berechnung bei horizontaler Erdbebeneinwirkung wird durch Einführung des Bemessungswerts des Verhaltensbeiwerts $q_d = 1,7$ in die Beziehungen in Abschnitt 3.3.4 erhalten. Für vertikale Erdbebeneinwirkung gilt $q_d = 1,15$.

(2) Die Bemessungsschnittgrößen, mit Ausnahme der Querkraft in Wänden (siehe den folgenden Absatz (3)) werden aus der Berechnung des Tragwerks für die seismische Lastkombination gemäß Abschnitt 3.4 erhalten.

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

(4) Es gelten die in DIN 1045-1 angegebenen Vorschriften für Bemessung und bauliche Durchbildung. Zusätzlich dazu sind die im folgenden bei (5), (6) und (7) angegebenen Maßnahmen zu beachten.

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

(6) In symmetrisch bewehrten Druckgliedern (Stützen und Wänden), die für die Abtragung der horizontalen Erdbebenlasten über Biegebeanspruchung herangezogen werden, soll der Bemessungswert der bezogenen Längskraft $\nu_d = N_{Sd}/A_c f_{cd}$, mit N_{Sd} = Bemessungswert der aufzunehmenden Längskraft und A_c = Gesamtfläche des Betonquerschnitts, den Grenzwert $\nu_d = 0,25$ nicht überschreiten.

- (7) In Rahmenriegelanschlüssen mit Rechteckquerschnitt wird der größte zulässige Bewehrungsgrad der Zugbewehrung zu $\rho_{\max} = 0,03$ angesetzt. Der Bewehrungsquerschnitt auf der Druckseite soll mindestens der Hälfte der Zugbewehrung entsprechen.
- (8) Bei der Bemessung von Stützen für zweiachsige Biegung darf das in Anhang D, Abschnitt D.6.2.(3) angegebene Näherungsverfahren angewendet werden.

6.4 Vorschriften für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 3

- (1) Vorschriften für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 3 werden im Anhang D angegeben.

ANHANG A (NORMATIV) Näherungsberechnung von Torsionswirkungen

A.1 Allgemeines

(1) Für Hochbauten, welche die in 2.3.2 angegebenen Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriß nicht erfüllen, aber eine der als Kriterium 1 in A2 und als Kriterium 2 in A3 angegebenen Bedingungen erfüllen, kann die in A4 beschriebene Näherungsberechnung von Torsionswirkungen angewandt werden.

A.2 Kriterium 1

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

A.3 Kriterium 2

- (1) Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene ist im Vergleich mit der Horizontalsteifigkeit der vertikalen Tragwerksteile genügend groß, so daß ein starres Verhalten der Deckenscheiben angenommen werden kann.
- (2) Die Steifigkeitsmittelpunkte und Massenschwerpunkte der einzelnen Geschosse liegen jeweils näherungsweise auf einer vertikalen Geraden.
- (3) (2) darf üblicherweise als erfüllt betrachtet werden, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:
 - (a) Alle Systeme zur Aufnahme von Horizontallasten, wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen, verlaufen ohne Unterbrechung von ihren Gründungen bis zur Bauwerks-

oberkante.

(b) Die Biegelinien der einzelnen Systeme unter Horizontallast unterscheiden sich nicht zu sehr (Diese Bedingung kann im Falle von Rahmensystemen und Wandsystemen erfüllt werden; im allgemeinen ist sie im Falle von Mischsystemen aus Rahmen und Wänden nicht erfüllt).

(4) Wenn beide Bedingungen a) und b) erfüllt sind, kann die gemeinsame Lage der Steifigkeitsmittelpunkte aller Geschosse als Schwerpunkt einer Anzahl von Größen berechnet werden, die proportional zu einem Kräftesystem sind, daß die in 4.3.2.3 festgelegte Verteilung besitzt und eine Einheitsverschiebung an der Oberkante der einzelnen Systeme zur Aufnahme von Horizontallasten erzeugt.

(5) Im Falle von schlanken Wänden mit vorherrschenden Biegeverformungen können diese Größen die Trägheitsmomente der Wandquerschnitte sein. Falls zusätzlich zu den Biegeverformungen Schubverformungen von Bedeutung sind, kann dies durch entsprechende Ersatzträgheitsmomente der Querschnitte berücksichtigt werden.

A.4 Näherungsberechnung

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

(2) Die Horizontalkräfte F_1 sind nach 4.3.2.3 oder 4.3.3.2 zu bestimmen.

(3) Die am Geschoß i angreifende Horizontalkraft F_i wird, je nach betrachteter Richtung der Erdbebeneinwirkung, gegenüber ihrer planmäßigen Lage zum Massenschwerpunkt M um eine zusätzliche Exzentrizität e_2 verschoben (siehe Bild A.1), die als der kleinere der folgenden zwei Werte angenähert werden kann:

$$e_2 = 0,1 \cdot (L + B) \cdot \sqrt{10 \cdot e_0/L} \leq 0,1 \cdot (L + B) \quad (\text{A.1})$$

und

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

Dabei ist:

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

e_0 tatsächliche Exzentrizität zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt S und dem nominalen Massenschwerpunkt M (siehe Bild A.1),

$l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$ (Quadrat des "Trägheitsradius"),

r^2 Verhältnis zwischen Torsions- und Translationssteifigkeit des Geschosses (Quadrat des "Torsionsradius").

(4) Die zusätzliche Exzentrizität e_2 darf vernachlässigt werden, wenn das Verhältnis r^2 zwischen Torsions- und Translationssteifigkeit des Geschosses den Wert $5 \cdot (r_s^2 + e_0^2)$ übersteigt.

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

(5) Die Torsionswirkungen können als Einhüllende der Schnittgrößen bestimmt werden, die sich aus einer Berechnung für zwei ruhende Belastungen ergeben, die aus den Torsionsmomenten M, aufgrund der beiden Exzentrizitäten bestehen (siehe Bild A.1):

$$M_i = F_i \cdot e_{\max} = F_i \cdot (e_0 + e_1 + e_2) \quad (\text{A.3})$$

und

$$M_i = F_i \cdot e_{\min} = F_i \cdot (0,5 e_0 - e_1) \quad (\text{A.4})$$

Dabei ist:

e_1 zufällige Exzentrizität der Geschößmasse nach Gleichung (4.1)

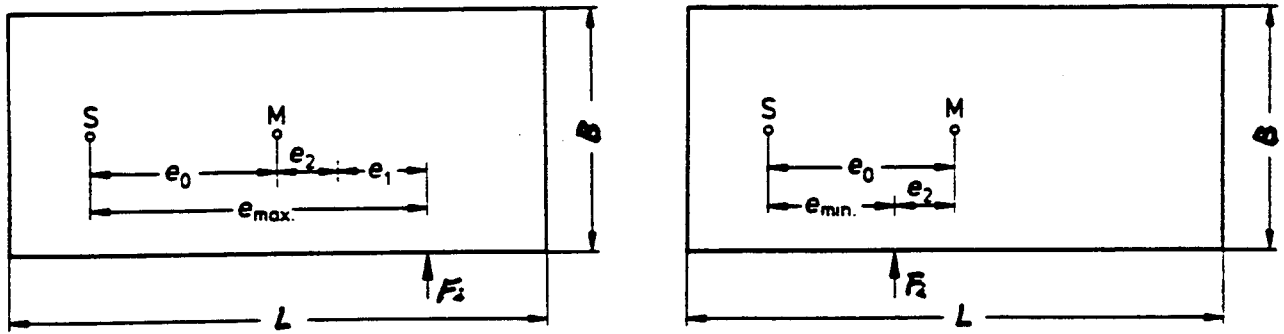


Bild A.1: Bestimmung der Exzentrizitäten der Horizontalkraft F_i

ANHANG B (INFORMATIV) Grundlagen der Auslegung

B.1 Allgemeines

- (1) Das mögliche Auftreten von Erdbeben muß als ein wichtiger Gesichtspunkt bei der Auslegung eines Bauwerks in einem Erdbebengebiet berücksichtigt werden.
- (2) Dieser Gesichtspunkt muß in den frühen Entwurfsphasen berücksichtigt werden, damit ein Tragsystem erzielt wird, das im Rahmen annehmbarer Kosten die grundlegenden Anforderungen nach Abschnitt 2.1.1 erfüllt.
- (3) Zu diesem Zweck sollte die Auslegung von Bauwerken in Erdbebengebieten soweit wie möglich die in B.2 bis B.7 beschriebenen Überlegungen berücksichtigen.

B.2 Einfachheit des Tragwerks

- (1) Die Einfachheit des Tragwerks, die durch das Vorhandensein von eindeutigen und direkten Wegen für die Übertragung der Erdbebenkräfte gekennzeichnet ist, ist ein wichtiges zu verfolgendes Ziel, da die Modellabbildung, die Berechnung, die Dimensionierung, die bauliche Durchbildung und Konstruktion von einfachen Tragwerken viel weniger Unsicherheiten unterworfen ist, und dadurch die Voraussage seines Verhaltens bei Erdbeben viel zuverlässiger ist.

B.3 Einheitlichkeit und Symmetrie

- (1) Einheitlichkeit, die irgendwie auch mit Einfachheit zusammenhängt, ist gekennzeichnet durch eine gleichmäßige Verteilung der tragenden Bauteile, die, wenn sie im Grundriß durchgeführt wird, kurze und direkte Übertragungen der Trägheitskräfte, die in den verteilten Bauwerksmassen entstehen, erlaubt. Falls erforderlich, kann die Einheitlichkeit erzielt werden, indem man das gesamte Bauwerk durch Erdbebenfugen in dynamisch unabhängige Einheiten unterteilt.

- (2) Die Einheitlichkeit im Aufbau des Tragwerks entlang der Bauwerkshöhe ist ebenfalls von Bedeutung, da sie dazu beiträgt, das Vorkommen von empfindlichen Bereichen auszuschalten, in denen Spannungskonzentrationen oder hohe Anforderungen an die Zähigkeit ein vorzeitiges Versagen verursachen könnten.
- (3) Eine enge Verbindung zwischen der Verteilung der Massen und der Verteilung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit beseitigt auf natürlichem Wege große Exzentrizitäten zwischen Masse und Steifigkeit.
- (4) In symmetrischen oder quasi-symmetrischen Bauwerksgestaltungen sind symmetrische Anordnungen der tragenden Bauteile, bei guter Verteilung über den Grundriß, somit naheliegende Lösungen für das Erzielen der Einheitlichkeit.
- (5) Schließlich erhöht die Verwendung von gleichmäßig verteilten tragenden Bauteilen die Redundanz und gestattet eine günstigere Umverteilung der Schnittgrößen und eine weitgestreute Energiedissipation über das gesamte Tragwerk.

B.4 Tragfähigkeit und Steifigkeit nach zwei Richtungen

- (1) Die horizontale Erdbebenbewegung spielt sich in zwei Richtungen ab. Das Bauwerk muß somit in der Lage sein, horizontalen Einwirkungen in jeder Richtung stand zu halten. Dementsprechend sollten die tragenden Bauteile so angeordnet werden, daß sie diese Tragfähigkeit sicherstellen, die gewöhnlich durch ihre Anordnung im Grundriß in einem orthogonalen Netz und durch Sicherung ähnlicher Tragfähigkeits- und Steifigkeitsmerkmale in beiden Hauptrichtungen erreicht wird.
- (2) Weiterhin sollte durch die Wahl der Steifigkeitsmerkmale des Tragwerks, wobei versucht werden sollte, die Schnittgrößen infolge Erdbebeneinwirkung auf ein Minimum zu reduzieren (unter Berücksichtigung ihrer besonderen Merkmale am Standort), auch das Auftreten von übermäßigen Verschiebungen begrenzt werden, die zu Instabilitäten infolge der Wirkungen nach Theorie II. Ordnung oder zu großen Schäden führen könnten.

B.5 Tragfähigkeit und Steifigkeit gegenüber Torsionswirkungen

(1) Neben Tragfähigkeit und Steifigkeit gegenüber Horizontallasten müssen Bauwerke auch eine angemessene Tragfähigkeit und Steifigkeit gegenüber Torsionswirkungen besitzen, um das Auftreten von Torsionsbewegungen zu begrenzen, die dazu beitragen, die verschiedenen Bauteile ungleichmäßig zu beanspruchen. In dieser Hinsicht bieten Anordnungen, in welchen die wichtigsten Tragwerkselemente nahe den Bauwerksrändern verteilt sind, klare Vorteile.

B.6 Scheibenwirkung auf Geschoßebene

(1) In Hochbauten spielen Decken eine sehr wichtige Rolle im gesamten Erdbebenverhalten des Tragwerks. Tatsächlich wirken sie als horizontale Scheiben, die nicht nur die Trägheitskräfte sammeln und zu den vertikalen Tragsystemen weiterleiten, sondern auch sicherstellen, daß diese Systeme bei der Aufnahme von horizontalen Einwirkungen zusammenwirken.

(2) Demzufolge sind Decken ein wesentlicher Teil des gesamten Bauwerks und natürlich ist ihre Scheibenwirkung besonders maßgebend in Fällen von komplexen und ungleichmäßigen Anordnungen der vertikalen Tragsysteme oder wenn Systeme mit unterschiedlichen horizontalen Verformbarkeitsmerkmalen zusammen verwendet werden (z. B. Mischsysteme aus Rahmen und Wänden).

(3) Es ist somit von äußerster Bedeutung, daß die Deckensysteme mit angemessener Steifigkeit und Tragfähigkeit im Grundriß und wirksamen Verbindungen versehen sind. In dieser Hinsicht sollte besondere Sorgfalt verwendet werden in Fällen von nicht-kompakten oder langgestreckten Grundrißformen und im Falle des Vorhandenseins von großen Deckenöffnungen, besonders falls sich die letzteren in der Nähe der wichtigsten vertikalen tragenden Bauteile befinden und somit solch eine wirksame Verbindung behindern.

B.7 Angemessene Gründung

- (1) Hinsichtlich der Erdbebeneinwirkung muß die Bemessung und Konstruktion der Gründungen und der Verbindung zum Überbau sicherstellen, daß das gesamte Bauwerk in einheitlicher Art und Weise durch die Erdbebenbewegung angeregt wird.
- (2) Somit sollte für Tragwerke, die aus einer gewissen Anzahl von tragenden Wänden zusammengesetzt sind, die sich im allgemeinen in Dicke und Steifigkeit unterscheiden, eine steife, kastenartige oder zellenartige Gründung mit einer Fundamentplatte und einer Abdeckplatte gewählt werden.
- (3) Für Hochbauten mit einzelnen Gründungselementen (Einzelfundamenten oder Pfählen) sollten die Verwendung einer Fundamentplatte oder von Zerrbalken zwischen diesen Bauteilen in beiden Hauptrichtungen in Betracht gezogen werden, gemäß den Kriterien des Abschnitts -----.
- (4) Im allgemeinen sollte nur eine Gründungsart für ein und dasselbe Bauwerk verwendet werden, falls dieses nicht aus dynamisch unabhängigen Einheiten besteht.

ANHANG C (INFORMATIV) Näherungsformeln für die Grundschwingzeit von Hochbauten

C.1 Allgemeines

(1) Die Näherungsformeln für die Grundschwingzeit T_1 von Hochbauten, die in C.2 und C.3 aufgeführt sind, können für Vorentwurfszwecke verwendet werden.

C.2 Formel 1

(1) Für Hochbauten mit einer Höhe bis zu 80 m kann der Wert für T_1 nach folgender Formel angenähert werden:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (\text{C.1})$$

Dabei ist:

T_1 Grundschwingzeit des Bauwerks, in s,

$$C_t \begin{cases} = 0,085 \text{ für biegebeanspruchte räumliche Stahlrahmen,} \\ = 0,075 \text{ für biegebeanspruchte räumliche Stahlbetonrahmen und für} \\ \text{stählerne Fachwerksverbände mit exzentrischen Anschlüssen} \\ = 0,050 \text{ für alle anderen Tragwerke,} \end{cases}$$

H Bauwerkshöhe, in m.

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

$$C_t = 0,0075 / \sqrt{A_c}$$

mit

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi}/H)^2)]$$

Dabei ist

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

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

l_{wi} Länge der tragenden Wand i im ersten Geschoß in der zu den angreifenden Kräften parallelen Richtung, in m ,

mit der Einschränkung, daß l_{wi}/H den Wert 0,9 nicht überschreiten darf.

C.3 Formel 2

(1) Als Alternative kann die Berechnung von T_1 durch die folgende Formel erfolgen:

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

Dabei ist:

T_1 Grundschwingzeit des Bauwerks, in s ,

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

ANHANG D (NORMATIV)

Vorschriften für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 3

D.1 Baustoffe

D.1.1 Beton

- (1) Die Verwendung einer Betonfestigkeitsklasse niedriger als C 16/20 ist nicht gestattet.

D.1.2 Betonstahl

- (1) Außer für geschlossene Bügel und für Querhaken sind nur Rippenstähle als Bewehrung in kritischen Bereichen zulässig.
- (2) Der in kritischen Bereichen verwendete Betonstahl hat die Anforderungen an hochduktilen Stähle nach DIN 1045-1 zu erfüllen.
- (3) Geschweißte Matten sind zulässig, wenn sie den oben in den Paragraphen (1) und (2) angegebenen Bedingungen entsprechen.

D.2 Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte

D.2.1 Tragwerkstypen

- (1) Betonbauten der Zähigkeitsklasse 3 sind, gemäß ihrem Verhalten unter horizontalen Erdbebeneinwirkungen, einem der folgenden Tragwerkstypen zuzuordnen.

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

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

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

- Mischsystem: Tragsystem, bei dem Vertikallasten hauptsächlich durch räumliche Rahmen und die Horizontallasten teils durch das Rahmensystem und teils durch ungekoppelte oder gekoppelte Wände aufgenommen werden. Je nach dem größeren Anteil an aufgenommenen Horizontallasten überwiegen Rahmen oder Wände.
- Kernsystem: Mischsystem oder Wandsystem ohne Mindest-Torsionssteifigkeit, z. B. Tragsystem aus verhältnismäßig weichen Rahmen, kombiniert mit Wänden, die nahe dem Mittelpunkt des Bauwerksgrundrisses konzentriert sind.
- Umgekehrtes-Pendel-System: System bei welchem ein Massenanteil von 50 % oder mehr im obersten Drittel der Bauwerkshöhe liegt, oder bei welchem die Energiedissipation hauptsächlich im unteren Bereich eines einzelnen Bauteils konzentriert erfolgt.

ANMERKUNG: Eingeschoßrahmen, bei denen die oberen Stützenenden in beiden Gebäude-Haupttrichtungen miteinander verbunden sind, gehören nicht zu dieser Kategorie.

- (2) Rahmensysteme, Mischsysteme und Wandsysteme müssen eine Mindest-Torsions-

steifigkeit aufweisen.

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

$$r / l_s \geq 0,8 \quad (\text{D.1})$$

mit

r kleinster Torsionsradius für alle in Frage kommenden horizontalen Richtungen (siehe Anhang A)

l_s Trägheitsradius des Tragwerks im Grundriß (siehe Anhang A)

(4) Für Rahmensysteme bei denen alle vertikalen Bauteile gut über den Grundriß verteilt sind, kann die oben in Paragraph (2) angegebene Bedingung ohne rechnerische Überprüfung als erfüllt betrachtet werden.

(5) Rahmensysteme, Mischsysteme oder Wandsysteme ohne Mindest-Torsionssteifigkeit gemäß Gl. (D.1) werden den Kernsystemen zugeordnet.

D.2.2. Verhaltensbeiwerte

D.2.2.1 Horizontale Erdbebeneinwirkungen

(1) Der in Abschnitt 1.2.(1) zur Berücksichtigung der Energiedissipationsfähigkeit eingeführte Verhaltensbeiwert q ist für jede Bemessungsrichtung wie folgt zu bestimmen:

$$q = q_0 \cdot k_R \cdot k_W \geq 1,5 \quad (\text{D.2})$$

mit

q_0 Grundwert des Verhaltensbeiwerts, in Abhängigkeit vom Tragwerkstyp (siehe Paragraph (2)),

k_R Beiwert zur Berücksichtigung der Regelmäßigkeit im Aufriß (siehe Paragraph (4)),

k_W Beiwert zur Berücksichtigung der vorherrschenden Versagensart bei Tragsystemen mit Wänden (siehe Paragraph (5)).

(2) Die Grundwerte q_0 für die verschiedenen Tragwerkstypen werden in Tabelle D.1 angegeben.

Tabelle D.1: Grundwerte q_0 des Verhaltensbeiwerts

Tragwerkstyp		q_0
Rahmensystem		2,50
Mischsystem	Rahmen überwiegen	2,50
	Wände überwiegen, mit gekoppelten Wänden	2,50
	Wände überwiegen, mit ungekoppelten Wänden	2,25
Wandsystem	mit gekoppelten Wänden	2,50
	mit ungekoppelten Wänden	2,00
Kernsystem		1,75
Umgekehrtes-Pendel-System		1,50

(3) Wenn das gleiche Tragsystem sowohl gekoppelte als auch ungekoppelte Wände enthält, ist der angemessene q_0 -Wert gemäß demjenigen Wandtyp zu wählen, der den größeren Anteil der Schubbeanspruchung an der Bauwerksunterkante aufnimmt.

(4) Der Beiwert k_R zur Berücksichtigung der Regelmäßigkeit im Aufriß gemäß Abschnitt 2.3.3 ist wie folgt anzusetzen:

$$k_R = \begin{cases} 1,0 & \text{für regelmäßige Tragwerke} \\ 0,80 & \text{für unregelmäßige Tragwerke} \end{cases} \quad (\text{D.3})$$

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

$$k_W = \begin{cases} 1,00 & \text{für Rahmen und Mischsysteme, bei denen Rahmen überwiegen} \\ 1/(2,5-0,5 \cdot \alpha_0) & \text{für Wände, Mischsysteme, bei denen Wände überwiegen, und Kernsysteme} \end{cases} \quad (\text{D.4})$$

$$\leq 1$$

mit

α_0 vorherrschendes Maßverhältnis der Wände des Tragsystems ($\alpha_0 =$ vorherrschend (H_w/l_w)).

(6) Wenn die Maßverhältnisse H_{wi}/l_{wi} aller Wände i eines Tragsystems sich nicht signifikant unterscheiden, darf das vorherrschende Maßverhältnis α_0 wie folgt bestimmt werden:

$$\alpha_0 = \sum H_{wi} / \sum l_{wi} \quad (\text{D.5})$$

mit

H_{wi} Höhe der Wand i

l_{wi} Länge des Querschnitts der Wand i .

D.2.2.2 Vertikale Erbebeneinwirkungen

- (1) Für die vertikale Komponente der Erbebeneinwirkung sollte allgemein, für alle Tragsysteme, ein Verhaltensbeiwert q gleich 1,0 angenommen werden.
- (2) Die Annahme von q -Werten größer als 1,0 ist durch eine geeignete Berechnung zu begründen.

D.3 Auslegungskriterien

- (1) Die in 6.1.2 und in 2.2 beschriebenen Auslegungskonzepte werden auf erdbebenwiderstandsfähige Bauteile von Betonbauten der Zähigkeitsklasse 3 wie im folgenden dargelegt, angewendet.
- (2) Die Kriterien für die Auslegung erdbebenwiderstandsfähiger Bauteile von Betonbauten der Zähigkeitsklasse 3 sind:
 - Kriterium der örtlichen Beanspruchbarkeit
 - Kriterium der Kapazitätsbemessung
 - Kriterium der örtlichen Zähigkeit
 - Tragwerksredundanz
 - Sekundäre Tragwirkungen
 - Besondere Zusatzmaßnahmen
- (3) Kommentare zu diesen Kriterien sind in den Erläuterungen enthalten.
- (4) Die in (2) angegebenen Auslegungskriterien werden als erfüllt betrachtet, wenn die Vorschriften in D.4 bis D.7 eingehalten sind.

D.4 Vorschriften für Verankerungen und Stöße

D.4.1 Umschnürungsbügel

- (1) In Fällen wo "Umschnürungsbügel" als Querbewehrung in Balken, Stützen und Wänden gefordert werden, sind geschlossene Bügel vorzusehen, mit $10 \cdot d_{bw}$ langen, um 135° ins Innere abgebogenen Haken.

D.4.2 Verankerung der Bewehrung

D.4.2.1 Stützen

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

- (2) Wenn - in der seismischen Lastkombination - Zugkräfte als Längskräften in Stützen auftreten können, sind die Verankerungslängen gegenüber den in DIN 1045-1 angegebenen Werten um 50 % zu vergrößern.

D.4.2.2 Balken

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

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

- a) für Balken-Stützen-Innenknoten

$$d_{bL} \leq 6,0 \cdot (f_{ctm}/f_{yd}) \cdot (1 + 0,8 \cdot \nu_d) \cdot h_c \quad (D.6a)$$

- b) für Balken-Stützen-Außenknoten

$$d_{bL} \leq 7,5 \cdot (f_{ctm}/f_{yd}) \cdot (1 + 0,8 \cdot \nu_d) \cdot h_c \quad (D.6b)$$

mit

h_c Stützenbreite parallel zu den Längsbewehrungsstäben,

f_{ctm} Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons,

f_{yd} Bemessungswert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze,

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

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

a) Horizontale Verlängerungen von Balken oder Platten (siehe Bild D.1.(a))

b) An die Enden der Bewehrungsstäbe geschweißte Ankerplatten (siehe Bild D.1.(b)),

c) Winkelhaken mit einer Mindestlänge von $10 \cdot d_{bL}$ und eine Querbewehrung aus kurzen Stäben, die unter den Winkelhaken einer Gruppe von Bewehrungsstäben angeordnet und mit diesen eng verbunden sind (siehe Bild D.1.(c)).

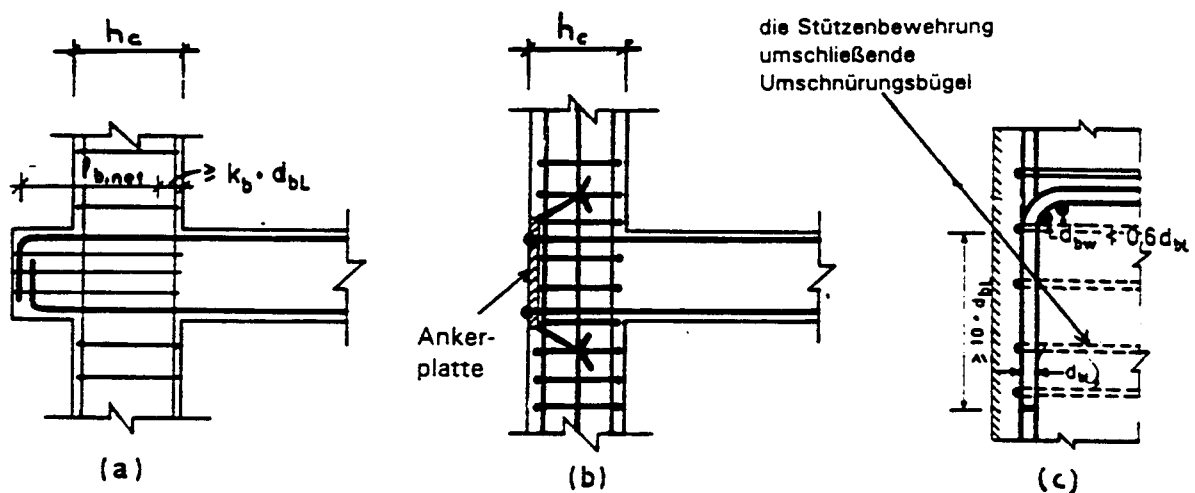


Bild D.1: Zusatzmaßnahmen zur Verankerung in Balken-Stützen-Außenknoten

(4) Obere und untere Bewehrungsstäbe, die durch Innenknoten gehen, sollen außerhalb

des Knotens, in einem Abstand von (mindestens) l_{cr} (Länge des kritischen Bereichs, siehe D.5.3(1)) enden.

(5) Um die günstige Wirkung der Stützen-Druckkraft auf den Verbund der durch den Knoten gehenden horizontalen Bewehrungsstäbe ausnutzen zu können (siehe Bild D.2), soll die Balkenbreite b_w nicht größer sein als:

$$b_w = \min \{b_c + h_w ; 2b_c\} \quad (D.7)$$

(6) Die Verankerungslänge der sich kreuzenden Schrägstäbe in Koppelbalken soll um 50 % größer sein als der nach DIN 1045-1 ermittelte Wert (siehe D.7.4(3))

D.4.3 Stöße von Bewehrungsstäben

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

(2) Durch mechanische Verbindungsmittel hergestellte Stöße sind in Stützen und Wänden zulässig, wenn diese Verbindungsmittel nach geeigneten Prüfungen als tauglich befunden werden.

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

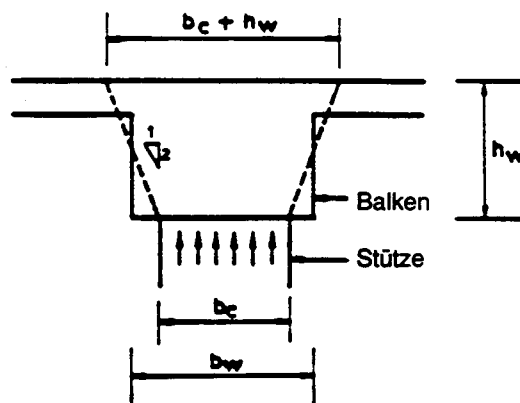


Bild D.2: Begrenzung der Balkenbreite b_w

(4) Die bei Übergreifungsstößen vorzusehende Querbewegung ist gemäß Abschnitt 9.8.3 in DIN 1045-1 zu bemessen. Daneben sind folgende Regeln zu berücksichtigen.

a) Für eine Anordnung der Übergreifungsstöße wie in Bild D.3.a ist die Summe der Querschnittsflächen aller gestoßener Stäbe ΣA_{sL} bei der Bestimmung der Querbewehrung anzusetzen.

b) Für eine Anordnung der Übergreifungsstöße wie in Bild D.3.b ist die Querschnittsfläche des stärkeren gestoßenen Längsstabes A_{sL} bei der Bestimmung der Querbewehrung anzusetzen.

c) Der Abstand s der entlang eines Übergreifungsstoßes anzuordnenden Querbewehrungsstäbe soll nicht größer sein als

$$s = \min \{h/4; 100 \text{ mm}\}$$

mit

h kleinste Querschnittsabmessung

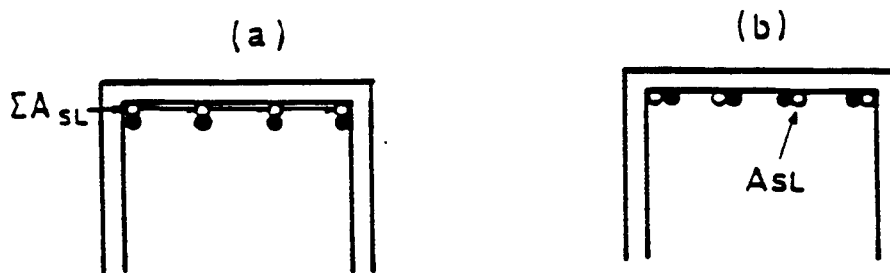


Bild D.3: Anordnung von Übergreifungsstößen

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

$$A_{st} = s \cdot (d_{bL} / 50) \cdot (f_{yLd} / f_{ywd}) \quad (D.9)$$

mit

A_{st} Querschnittsfläche eines Schenkels der Querbewehrung,

d_{bL} Durchmesser des gestoßenen Bewehrungsstabes,

- s Abstand der Querbewehrungsstäbe,
- f_{yLd} Bemessungswert der Festigkeit der Längsbewehrung,
- f_{ywd} Bemessungswert der Festigkeit der Querbewehrung.

D.5 Vorschriften für Balken

D.5.1 Definition und Bemessungsschnittgrößen

- (1) Ein Balken ist ein Bauteil (im allgemeinen horizontal), das hauptsächlich quer dazu wirkende Lasten sowie eine Längskraft mit dem bezogenen Bemessungswert $\nu_d = N_{Sd}/(A_c \cdot f_{cd})$ nicht größer als 0,1 aufnimmt.
- (2) Alle Bemessungsschnittgrößen für Balken werden aus der Berechnung des Tragwerkes für die seismische Lastkombination gemäß Abschnitt 3.4 erhalten. Eine Umlagerung der Biegemomente gemäß DIN 1045-1 ist gestattet.

D.5.2 Ermittlung und Nachweis des Bemessungswerts der Tragfähigkeit

- (1) Die Biegetragfähigkeit wird, wie in DIN 1045-1 angegeben, für die Längskraft berechnet, die sich aus der entsprechenden seismischen Lastkombination ergibt.
- (2) Die obere Bewehrung der Endbereiche von Plattenbalken sollte hauptsächlich innerhalb der Gurtbreite angeordnet werden. Nur ein Teil dieser Bewehrung darf außerhalb der Gurtbreite, aber innerhalb der mitwirkenden Plattenbreite b_{eff} angeordnet werden.

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

- (3) Die mitwirkende Plattenbreite b_{eff} darf wie folgt angenommen werden:
 - a) Für Balken, die in eine Außenstütze einbinden:

$$b_{\text{eff}} = \begin{cases} b_c & \text{wenn kein Querbalken vorhanden ist (siehe Bild D.4.(a)),} \\ b_c + 4 \cdot h_f & \text{wenn ein Querbalken mit ähnlichen Abmessungen} \\ & \text{vorhanden ist (siehe Bild D.4.(b)).} \end{cases}$$

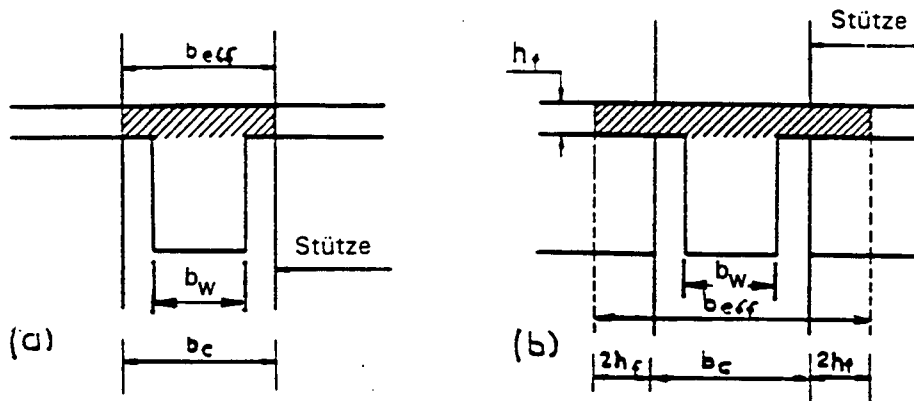


Bild D.4: Mitwirkende Plattenbreite b_{eff} für Balken, die in eine Außenstütze einbinden

b) für Balken, die in eine Innenstütze einbinden:

die obigen Werte können um $2 \cdot h_f$ auf jeder Seite des Balkens vergrößert werden.

- (4) Für Randbalken darf die Bewehrung über den in Absatz (3) zugelassenen Abstand bis zum Balkenrand verteilt werden.
- (5) Entsprechende Verankerungen und Stöße der Balkenbewehrung sind zu gewährleisten; die Vorschriften in D.4 sind Mindestmaßnahmen zu diesem Zweck.
- (6) Eine wirksame Übertragung der zyklischen Momente vom Balken zur Stütze ist durch Begrenzung der Ausmitte zwischen der Balkenachse und der Achse der Stütze, in welche der Balken einbindet, zu erzielen.
- (7) Eine Regel, bei deren Einhaltung der Paragraph (6) als erfüllt betrachtet werden kann, besteht in der Begrenzung des Abstandes zwischen den Mittelachsen der beiden Bauteile auf weniger als $b_c/4$, siehe Bild D.5.

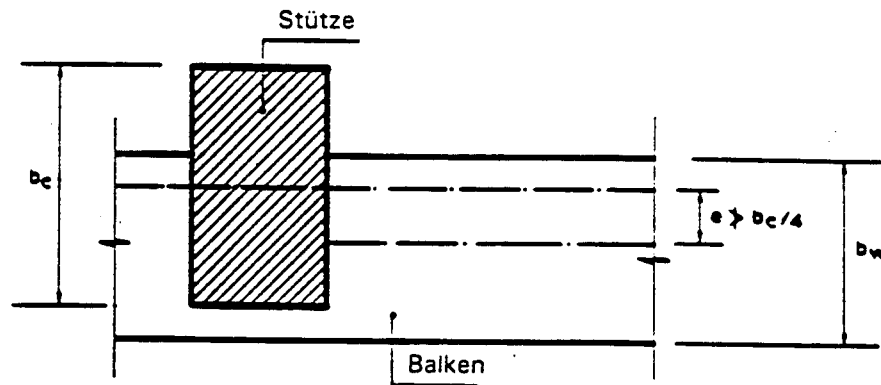


Bild D.5: Ausmitte zwischen Balken- und Stützenachse

- (8) Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wird gemäß den Vorschriften in DIN 1045-1 geführt.

D.5.3 Örtliche Zähigkeit

(1) Balkenbereiche, die innerhalb eines Abstands l_{cr} von einem Endquerschnitt, wo der Balken in einen Knoten einbindet, oder von beiden Seiten eines beliebigen anderen Querschnitts liegen, der einer Plastifizierung unter der seismischen Lastkombination ausgesetzt ist, sind als kritische Bereiche zu betrachten. Die Länge l_{cr} ist zu $1,0 h_w$ anzusetzen (worn h_w die Balkenhöhe bedeutet, siehe Bild D.6).

(2) Innerhalb der kritischen Bereiche werden die örtlichen Zähigkeitsanforderungen als erfüllt betrachtet, wenn folgende Regeln eingehalten sind:

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

b) In der Druckzone wird zusätzlich zur Bewehrung, die sich aus der Gleichgewichtsbedingung im Querschnitt ergibt, eine Bewehrung vorgesehen, die nicht weniger als die Hälfte der vorhandenen Zugbewehrung ausmacht.

(3) Entlang des gesamten Balkens werden die Zähigkeitsanforderungen als erfüllt betrachtet, wenn der Bewehrungsgrad der Zugbewehrung ρ nirgends kleiner ist als der

Mindestwert ρ_{\min} , der wie folgt bestimmt wird

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \quad (\text{D.10})$$

und nirgends größer als $\rho_{\max} = 0,03$.

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

- a) Der Bügeldurchmesser d_{bw} ist nicht kleiner als 6 mm.
- b) Die Abstände der Umschnürungsbügel s sind nicht größer als

$$s = \min \{ h_w / 4; 24 \cdot d_{bw}; 200 \text{ mm}; 10 \cdot d_{bL} \} \quad (\text{D.11})$$

mit

d_{bL} Durchmesser der Längsbewehrungsstäbe

- c) Der Abstand des ersten Umschnürungsbügels vom Endquerschnitt des Balkens ist nicht größer als 50 mm (siehe Bild D.6).

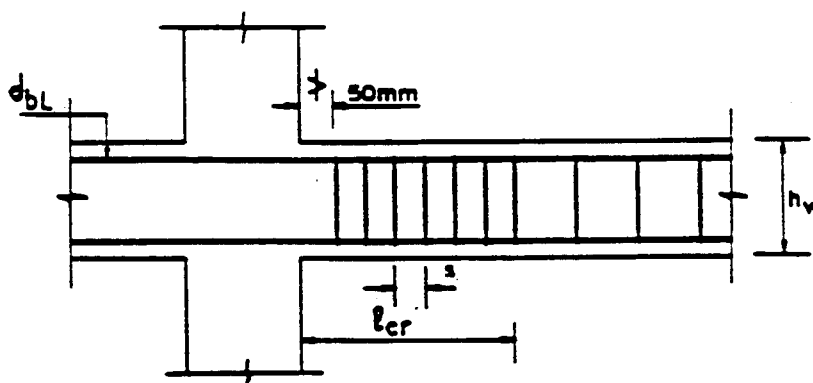


Bild D.6: Querbewehrung in kritischen Bereichen

D.5.4 Besondere Regeln für Balken, die vertikale, nach unten abgefangene Bauteile tragen

- (1) Balken und Platten, die zum Tragwerk gehörende Wände tragen, sind nicht zulässig.
- (2) Für Balken, die Stützen tragen, gelten folgende Vorschriften:

- a) Es soll keine Ausmitte zwischen den Achsen von Stütze und Balken bestehen.
- b) Der Balken soll auf - mindestens - zwei direkten Auflagern, wie Wände oder Stützen, liegen.
- c) Der Balkenbereich, auf dem eine abgefangene Stütze ruht, ist als kritischer Bereich zu betrachten und auf einer Länge von $2 \cdot h_w + h_c + 2 \cdot h_w$ (wobei h_w die Balkenhöhe und h_c die Stützenabmessung parallel zur Balkenachse bedeuten) als solcher zu bewehren.

D.6 Vorschriften für Stützen

D.6.1 Definition und Bemessungsschnittgrößen

- (1) Eine Stütze ist ein Bauteil (im allgemeinen vertikal), das andere Bauteile trägt und/oder eine Längskraft mit dem bezogenen Bemessungswert $\nu_d = N_{Sd}/(A_c \cdot f_{cd})$ größer als 0,1 aufnimmt.
- (2) Alle Bemessungsschnittgrößen für Stützen werden aus der Berechnung des Tragwerks für die seismische Lastkombination gemäß Abschnitt 3.4 erhalten, wobei auch Wirkungen zweiter Ordnung gemäß Abschnitt 5.2.2 zu berücksichtigen sind.
- (3) Bei der Bestimmung der ungünstigsten Kombination von Biegemomenten und Längskräften ist die Veränderung der Stützenlängskraft infolge Erdbebeneinwirkung sowohl mit positivem als auch mit negativem Vorzeichen zu berücksichtigen.

D.6.2 Ermittlung und Nachweis des Bemessungswertes der Tragfähigkeit

- (1) Die Biegetragfähigkeit wird, wie in DIN 1045-1 angegeben, für die Längskraft ermittelt, die sich aus der Berechnung für die seismische Lastkombination ergibt.
- (2) Beim Nachweis für Biegemomente und Längskräfte wird der durch die gleichzeitige Wirkung in zwei Richtungen gegebene Charakter der Erdbebeneinwirkung berücksichtigt.

(3) Zweiachsige Biegung darf nach einem geeigneten Näherungsverfahren berücksichtigt werden, indem man den Nachweis getrennt für beide Richtungen mit einer um 30 % abgeminderten Biegetragfähigkeit, d. h. mit der Bedingung

$$0,7 \cdot M_{Rdi} \geq M_{Sdi}$$

führt, worin i sich auf jeweils eine der beiden Richtungen bezieht.

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

(5) Die Abminderung der Biegetragfähigkeit infolge Abplatzen der Betondeckung darf vernachlässigt werden, wenn die Vorschriften in D.6.3(4) eingehalten sind.

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

D.6.3 Örtliche Zähigkeit

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

$$l_{cr} = \max \{d_c; l_{c1}/6; 450 \text{ mm}\} \quad (\text{D.12})$$

mit

d_c größte Querschnittsabmessung der Stütze,

l_{c1} freie Stützenlänge.

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

(3) Ein Mindestwert des konventionalen Krümmungszähigkeitsfaktor CCDF $\mu_{1/r} \geq 5$ ist zu sichern, um den Anforderungen an die plastische Rotation zu genügen, die dem festgelegten Verhaltensbeiwert gemäß Tabelle D1 entsprechen.

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

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

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq k_0 \cdot \mu_{1/r} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \left(0,35 \cdot \frac{A_c}{A_o} + 0,15\right) - 10 \varepsilon_{cu} \quad (\text{D.13a})$$

und

$$\omega_{wd} \geq \omega_{wd,\min} \quad (\text{D.13b})$$

ist, mit

ω_{wd} auf das Volumen bezogener mechanischer Bewehrungsgrad der Umschnürungsbügel in den kritischen Bereichen,

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

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

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

ν_d Bemessungswert der bezogenen Längskraft ($\nu_d = N_{Sd}/A_c \cdot f_{cd}$),

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

A_c Gesamtfläche des Betonquerschnitts,

A_o Kernfläche des Betonquerschnitts,

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

$k_0 = 65$ Beiwert

α Kennwert für die Wirksamkeit der Umschnürung, mit $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$

und

a) für Rechteckquerschnitte

$$\alpha_n = 1 - \sum b_i^2/6 \cdot A_o \quad (\text{D.14a})$$

$$\alpha_s = (1 - s/2 \cdot b_o)^2 \quad (\text{D.15a})$$

b) für Kreisquerschnitte mit Umschnürungsbügeln

$$\alpha_n = 1 \quad (\text{D.14b})$$

$$\alpha_s = (1 - s/2 \cdot b_o)^2 \quad (\text{D.15b})$$

c) für Kreisquerschnitte mit Wendelbewehrung

$$\alpha_n = 1 \quad (\text{D.14c})$$

$$\alpha_s = (1 - s/2 \cdot b_o) \quad (\text{D.15c})$$

mit

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

b_i Abstand zwischen aufeinanderfolgenden "haltenden" Stellen (siehe Bild D.7)

und mit b_o , d_o , s , A_o nach Bild D.7

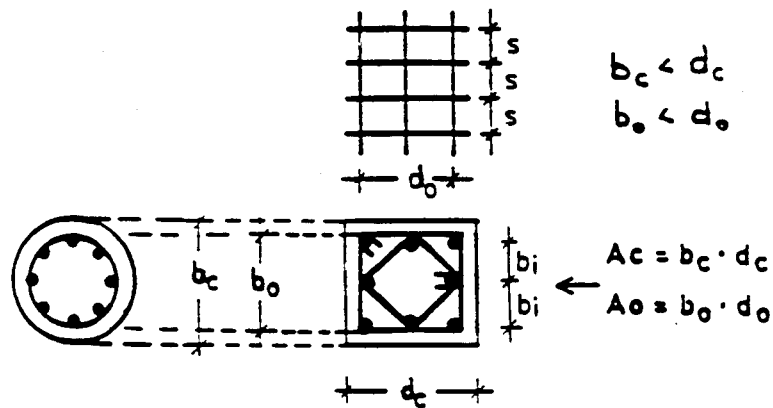


Bild D.7: Umschnürung des Betonkerns

- (6) Folgende Mindestbedingungen sind in den kritischen Bereichen einzuhalten:
- (a) Umschnürungsbügel mit einem Durchmesser nicht unter 6 mm sind in Abständen s vorzusehen, um ein Mindestmaß an Zähigkeit zu sichern und dem örtlichen Ausknicken der Längsbewehrung vorzubeugen. Dazu ist der Abstand s der Umschnürungsbügel nicht größer vorzusehen als
- $$s = \min \{b_o/2; 200 \text{ mm}; 9 \cdot d_{bL}\}$$
- mit
- b_o kleinste Abmessung des Betonkerns,
 d_{bL} Durchmesser der Längsbewehrungsstäbe
- (b) Die Umschnürungsbügel sind so zu gestalten, daß der Stützenquerschnitt die Vorteile des dreiaxialen Spannungszustands nutzt, der durch Umschnürungsbügel und Querhaken (Querstäbe) erzielt wird (siehe Bilde D.8). Dabei soll der Abstand zwischen aufeinanderfolgenden Längsstäben, die durch Abbiegungen der Umschnürungsbügel oder durch Querhaken gehalten sind, nicht 250 mm überschreiten.
- (7) Die im Querschnitt wirkenden Längskräfte sind wie in D.6.2(4) angegeben zu begrenzen.

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

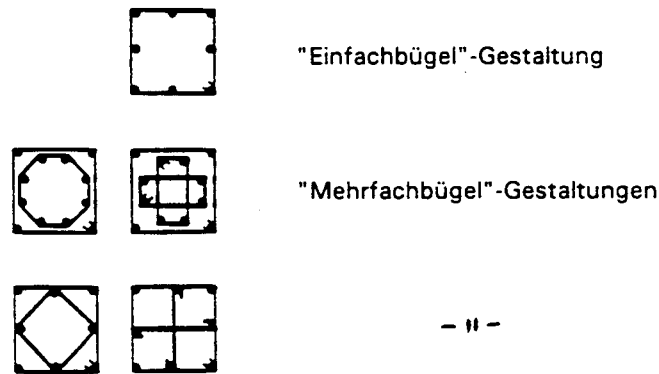


Bild D.8: Gestaltung von Umschnürungsbügel

D.6.4 Besondere Maßnahmen

- (1) Symmetrische Querschnitte sollten symmetrisch bewehrt werden ($\rho = \rho'$).
- (2) Auf jeder Stützensseite ist mindestens ein Zwischenstab zwischen den Eckstäben vorzusehen, um das Verhalten der Balken-Stützen-Knoten zu verbessern.
- (3) Außer wenn $\theta \leq 0,1$ ist (siehe Abschnitt 5.2.2.(2)), sollten die Querschnittsabmessungen einer Stütze nicht kleiner sein als ein Zehntel des Abstandes zwischen dem Krümmungswendepunkt für Biegung in einer Ebene parallel zur betrachteten Stützenabmessung und dem Stützenende.

D.7 Vorschriften für Wände

D.7.1 Anwendungsbereich

- (1) Dieser Abschnitt gilt sowohl für Einzelwände als auch für die Einzelteile von gekoppelten Wänden unter Einwirkungen, die in der Wandebene angreifen.
- (2) Die Vorschriften gelten für Wände, die an ihrer Unterseite in geeignete Unterbaukon-

struktionen (Kellergeschosse) und Gründungen voll eingebettet und in ihnen verankert sind, so daß sie sich nicht verdrehen können. In dieser Hinsicht sind von Platten oder Balken getragene Wände nicht zulässig (siehe D.5.4).

D.7.2 Bemessungsschnittgrößen

D.7.2.1 Allgemeines

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

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

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

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

- niedere Längskräfte im allgemeinen für den Nachweis der Tragfähigkeit ungünstiger sein können (geringere Biegemoment- und Querkrafttragfähigkeit),
- hohe Längskräfte im allgemeinen für die Ermittlung der Zähigkeit ungünstiger sind (niedrigere erzielbare örtliche Zähigkeitsfaktoren).

D.7.2.2 Besondere Vorschriften für in ihrer Ebene schlanke Wände

(1) Schlanke Wände sind Wände mit einem Verhältnis Höhe zu Länge H_w/l_w größer als 2,0 (siehe Bild D.10).

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

(3) Die Anforderung des obigen Paragraphen (2) wird als erfüllt betrachtet, wenn man, unabhängig von der Art der Berechnung, das folgende vereinfachte Verfahren anwendet:

a) Das Diagramm des Bemessungswertes des Biegemoments entlang der Höhe der Wand ist als Einhüllende des berechneten Biegemomentendiagramms (aus der Tragwerksberechnung) zu bestimmen, die in Vertikalrichtung um einen Längenbetrag gleich der Höhe h_{cr} des kritischen Wandbereich versetzt ist (Versatz der Zugkraftlinie). Wenn das Tragwerk keine bedeutenden Unstetigkeiten in Massenbelegung, Steifigkeit oder Tragfähigkeit entlang seiner Höhe aufweist, darf die Einhüllende als Gerade angenommen werden (siehe Bild D.9).

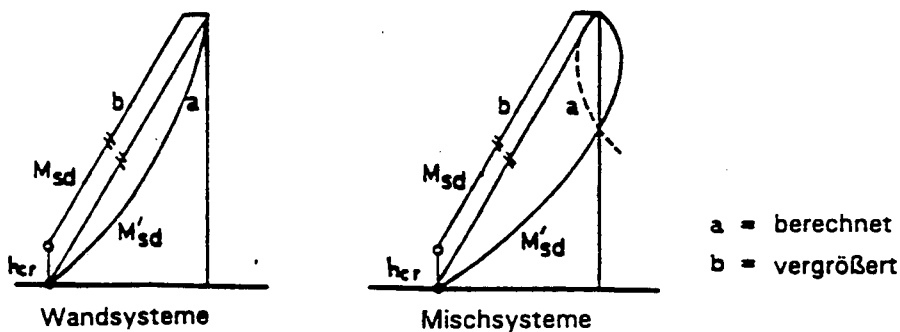


Bild D.9: Einhüllende des Bemessungswertes des Biegemoments in schlanke Wänden

b) Die Höhe des kritischen Bereichs über der Unterkante der Wand h_{cr} kann wie folgt abgeschätzt werden (siehe Bild D.10):

$$h_{cr} = \max [l_w, H_w/6] \quad (D.16a)$$

aber

$$h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ für } n \leq \text{Geschosse} \\ 2 \cdot h_s \text{ für } n \geq 7 \text{ Geschosse} \end{array} \right. \quad (\text{D.16b})$$

worin

h_s die lichte Geschoßhöhe ist

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

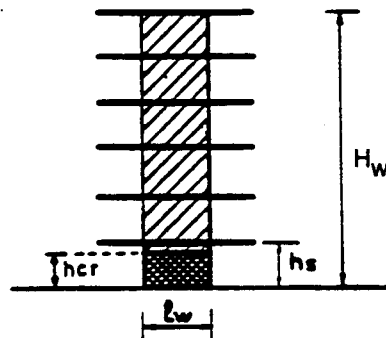


Bild D.10: Kritische Bereiche an der Wandunterkante

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

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

$$V_{Sd} = \varepsilon \cdot V'_{Sd} \quad (\text{D.17})$$

mit

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

$\varepsilon = 1,7$ Vergrößerungsfaktor.

(6) Für Mischsysteme, die schlanke Wände enthalten, wird - zur Berücksichtigung der Unsicherheit der Angaben hinsichtlich höherer Schwingungsformen - eine abgeänderte Einhüllende des Bemessungswertes der Querkräfte gemäß Bild D.11 empfohlen.

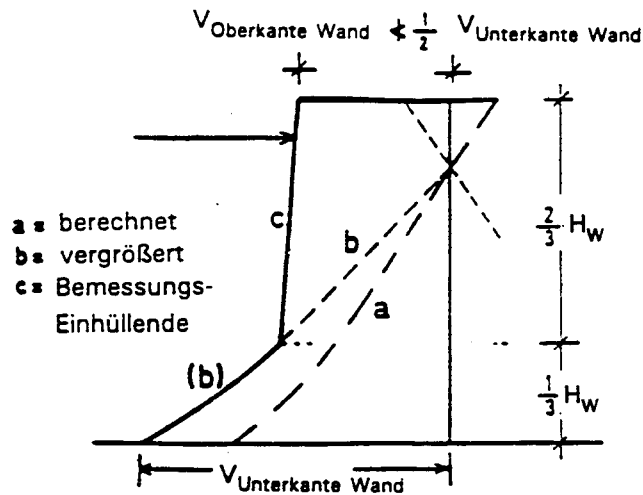


Bild D.11: Einhüllende des Bemessungswertes der Querkraft in schlanken Wandscheiben, die zu Mischsystemen gehören

D.7.2.3 Besondere Vorschriften für gedrungene Wände

- (1) Gedrungene Wände sind Wände mit einem Verhältnis Höhe zu Länge H_W/l_W nicht größer als 2,0.
- (2) Bei gedrungenen Wänden müssen die Biegemomente, die sich aus der Berechnung ergeben, nicht verändert werden. Die Vergrößerung der Querkraft infolge dynamischer Effekte darf ebenfalls vernachlässigt werden.
- (3) Die Unsicherheit der Angaben hinsichtlich der verfügbaren Energiedissipationsfähigkeit bei Schubversagen ist durch Multiplikation der Querkraft V'_{Sd} mit einem Vergrößerungsfaktor gleich 1,3 zu berücksichtigen.

D.7.3 Ermittlung und Nachweis des Bemessungswertes der Tragfähigkeit

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

D.7.4 Koppelbauteile

- (1) Das Koppeln von Wänden durch Platten ist nicht als wirksam zu betrachten.
- (2) Die Vorschriften in D.5 gelten auch für Koppelbalken (siehe Bild D.12), wenn eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:

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

$$V_{Sd} \leq 4 \cdot b_w \cdot d \cdot \tau_{Rd} \quad (\text{D.18})$$

ist, mit

d Nutzhöhe des Querschnitts

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$$

$$\gamma_c = 1,5.$$

- (b) Als Versagensart wird vorherrschendes Biegeversagen gesichert. Dies wird als zutreffend betrachtet, wenn $l/h \geq 3$ ist (siehe Bild D.13).

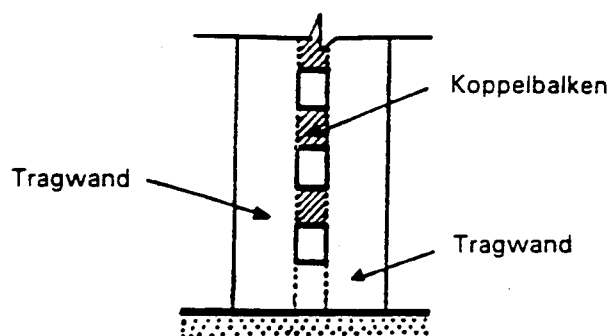


Bild D.12: Koppelbalken

(3) In allen anderen Fällen kann die Tragfähigkeit für Erdbebeneinwirkungen durch eine Bewehrung nach zwei Diagonalrichtungen gemäß den folgenden Bedingungen gesichert werden (siehe Bild D.13):

a) Es ist nachzuweisen, daß

$$V_{Sd} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (D.19)$$

ist, mit

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

A_{si} Gesamtquerschnittsfläche der Bewehrungsstäbe in jeder einzelnen Diagonalrichtung

α Winkel zwischen den Diagonalrichtungen und der Horizontalen.

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

c) Diese stützenähnlichen Stabgruppen sind mit Umschnürungsbügeln zu versehen, um ein Ausknicken der Längsbewehrung zu verhindern. Dabei gelten die Vorschriften in D.6.3.(6), der Abstand s soll jedoch 100 mm nicht überschreiten.

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

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

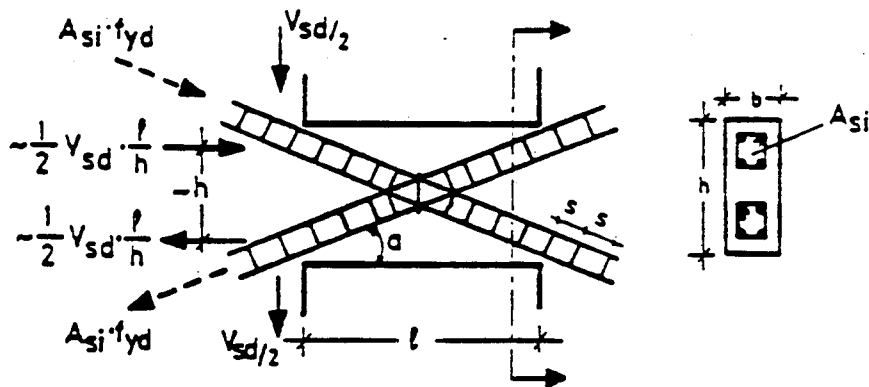


Bild D.13: Koppelbalken mit Bewehrung nach zwei Diagonalrichtungen

D.7.5 Örtliche Zähigkeit

(1) Es ist sicherzustellen, daß in kritischen Bereichen von Wänden (siehe D.7.2.2.(3)b) der CCCF-Wert $\mu_{1/r}$ mindestens:

$$\mu_{1/r} = \left\{ \begin{array}{ll} 1,0 \cdot q^2 & \text{für ungekoppelte Wände} \\ 0,8 \cdot q^2 & \text{für gekoppelte Wände} \end{array} \right. \quad (\text{D.20})$$

beträgt, mit

q in der Berechnung verwendeter Wert des Verhaltensbeiwerts.

(2) Wenn kein genaueres Verfahren angewandt wird, kann Gl. (D.20) durch Einführung einer Umschnürungsbewehrung erfüllt werden, die wie folgt bestimmt wird:

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

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

$$eff N_{Sd} = 0,5 \cdot (N_{Sd}/2 + M_{Sd}/z) \quad (D.21)$$

mit

z innerer Hebelarm, kann als Abstand der Schwerpunkte der beiden stützenähnlichen, umschnürten Randelemente angenommen werden und worin N_{Sd} als Druckkraft positiv angesetzt wird.

(3) Die Bestimmungen in D.6.3.(6)b sind nicht verbindlich für die Randelemente von Wänden mit freien Rändern. Es wird jedoch empfohlen, bei Randelementen, die dicker sind als 250 mm, wann immer dies möglich ist eine Mehrfachbügelgestaltung vorzusehen (siehe Bild D.14).

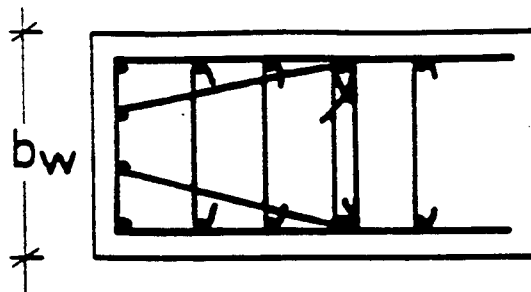


Bild D.14: Andeutungen zur Gestaltung von Umschnürungsbügeln für die Randbereiche von Wänden mit freien Rändern und $b_w > 250$ mm

(4) Diese Umschnürung sollte in vertikaler Richtung entlang der Höhe h_{cr} des wie in D.7.2.2.(3)b definierten kritischen Bereichs und in horizontaler Richtung entlang einer Länge l_c vorgesehen werden, die vom Rand der Wand bis zu dem Endpunkt des Bereichs gemessen wird, in dem unter zyklischer Belastung nicht umschnürter Beton infolge hoher Stauchung abplatzen kann. Wenn keine genaueren Angaben vorliegen, kann diese kritische Stauchung ϵ_{cc} zu 0,2 % angenommen werden (siehe Bild D.15). Der maßgebende Lastfall

sollte durch M_{Sd} und den zugehörigen Wert von N_{Sd} für die ungünstigste Richtung der Erdbebeneinwirkung definiert werden. Als Mindestbewehrung sollte der Wert von l_c nicht kleiner angenommen werden als $0,15 \cdot l_w$ oder $1,50 \cdot b_w$.

ANMERKUNG: Eine weitere Vereinfachung ist möglich, wenn man geschlossene Ausdrücke für l_c , in Abhängigkeit von Längskraft und q-Faktor, verwendet (siehe den informativen Anhang E).

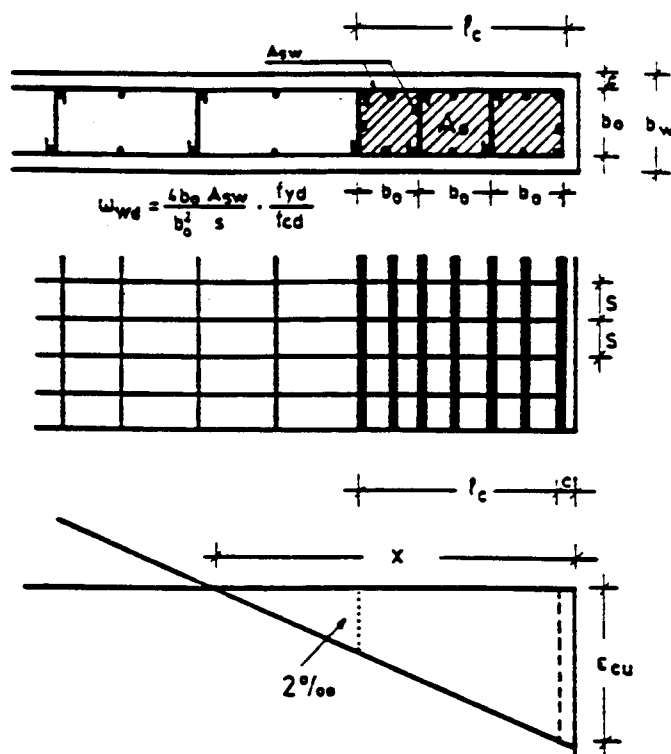


Bild D.15: Umschnürtes Randelement einer Wand mit freien Rändern

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

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

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \mu_{1/r} \nu_d \varepsilon_{sy,d} b_w l_w / b_o d - 10 \varepsilon_{cu} \quad (\text{D.22})$$

ermittelt werden, mit

$\alpha, \varepsilon_{sy,d}, \varepsilon_{cu}$ wie in Abschnitt D.6.3.(5)

d Nutzhöhe des Querschnitts (Abstand des Druckrandes vom Schwerpunkt der Zugbewehrung)

$$\nu_d = N_{Sd} / l_w b_w f_{cd} \quad (\text{D.23})$$

Dabei wird die Länge des Umschnürungsbereichs zu

$$l_c = 1,1 \nu_d l_w b_w / b_o \quad (\text{D.24})$$

angesetzt, während alle übrigen Vorschriften des Abschnitts D.7.5 gültig bleiben.

ANMERKUNG: Diese Alternative ist insbesondere bei kleineren Werten von ν_d günstig.

D.7.6 Besondere Maßnahmen

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

$$b_{wo} = \min \{150 \text{ mm}; b_{cr} = q \cdot l_w / 60; h_s / 20\}, \quad (\text{D.25})$$

worin für l_w kein größerer Wert als $1,6 h_s$ eingeführt zu werden braucht. Die Bedingung

$b_{wo} \leq b_{cr}$ kann vernachlässigt werden, wenn Randelemente vorhanden sind, deren Querschnittsfläche A_{wb} den Bedingungen $A_{wb} \geq b_{cr}^2$ und $A_{wb} \geq b_{cr} l_w/10$ genügt.

(2) Die Dicke b_w der umschnürten Wandabschnitte (der Randelemente) sollte folgenden Regeln genügen (siehe Bild D.16):

$$\text{a) Wenn } l_c \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot b_w \\ 0,2 \cdot l_w \end{array} \right. , \text{ dann } b_w \geq \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ mm} \\ h_s/10 \end{array} \right. \quad (\text{D.26a})$$

$$\text{b) Wenn } l_c < \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot b_w \\ 0,2 \cdot l_w \end{array} \right. , \text{ dann } b_w \geq \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ mm} \\ h_s/15 \end{array} \right. \quad (\text{D.26b})$$

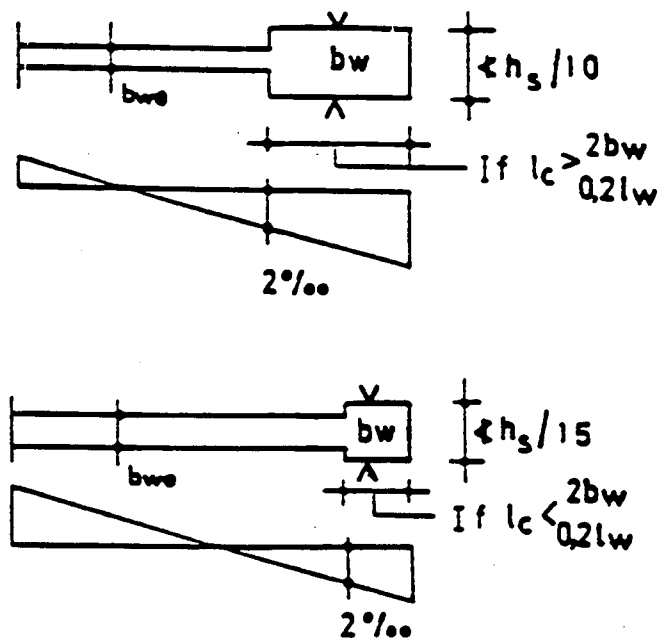


Bild D.16: Mindestdicke der umschnürten Randelemente

(3) Wenn der am stärksten gedrückte Rand der Wand an einen ausreichenden Querflansch - d. h. an einen Flansch mit $b_f \geq h_g/15$ und $l_f \geq h_g/5$ - anschließt (siehe Bild D.17), ist kein umschnürtes Randelement erforderlich.

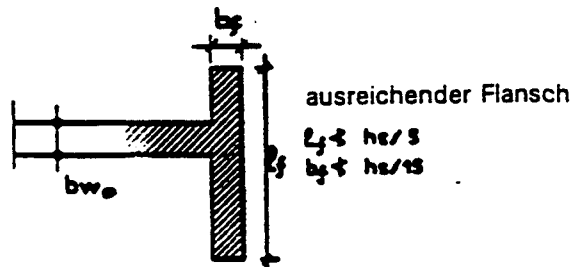


Bild D.17: Wandränder mit ausreichendem Querflansch

ANHANG E (INFORMATIV)

Vorbemessung der Randelemente von Stahlbetonwänden der Zähigkeitsklasse 3

(1) Die folgenden empirischen Ausdrücke können für eine Vorabschätzung der Werte der mit der Zähigkeitssicherung verknüpften Größen l_c und ω_{wd} (siehe D.7.5), vor dem endgültigen rechnerischen Nachweis der Wand, verwendet werden.

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

$$(l_c/l_w)_{req} \approx 0,1 + \lambda_1 \cdot \left[\frac{q}{2,5} \right]^2 \cdot ((\mu_d + \nu_d) - 0,1) \quad (E.1)$$

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

$$\omega_{wd,req} \approx 0,1 + \lambda_2 \cdot \left[\frac{q}{2,5} \right]^2 \cdot ((\mu_d + \nu_d) - 0,1) \quad (E.2)$$

(4) Die in den Gleichungen (E.1) und (E.2) verwendeten Parameter sollten wie folgt angenommen werden:

$$\mu_d + \nu_d = \frac{M_{Sd}}{b_w \cdot l_w^2 \cdot f_{cd}} + \frac{N_{Sd}}{b_w \cdot l_w \cdot f_{cd}} \quad (E.3)$$

$$\lambda_1 = \begin{cases} 1,1 - 2,0 \cdot \omega_{\text{wd}} & \text{wenn } \omega_{\text{wd}} < 0,4 \\ 0,3 & \text{wenn } \omega_{\text{wd}} > 0,4 \end{cases} \quad (\text{E.4})$$

$$\lambda_2 = 1,5 - 2,0 \cdot (l_c/l_w) \quad (\text{E.5})$$

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

ERLÄUTERUNGEN

Zu Abschnitt 2.2 Auslegungskonzepte

Bauwerke können gemäß 2.2.(2) nach Art und Umfang der Dissipation der dem Tragwerk durch das Erdbeben zugeführten Energie nach zwei grundsätzlich verschiedenen Konzepten, als dissipative oder als nichtdissipative Tragwerken ausgelegt werden. Ein dissipatives Tragwerk ist zur Energiedissipation durch duktiles, nichtlineares, hysteretisches Verhalten fähig. Für seine Bemessung wird der Verhaltensbeiwert q zur Reduzierung der durch lineare Berechnung ermittelten Kräfte verwendet, um die nichtlineare Antwort des Tragwerks in Verbindung mit dem Baustoff, dem Tragsystem und den Bemessungsverfahren zu berücksichtigen. Ein nichtdissipatives Tragwerk wird für den Lastfall Erdbeben bemessen, ohne dabei das nichtlineare Baustoffverhalten - dessen Einfluß bei solchen Tragwerken von untergeordneter Bedeutung sein kann - zu berücksichtigen.

Die Tragfähigkeit und die Zähigkeit oder Duktilität, die dem Tragwerk zugeordnet werden, sind vom Umfang der Ausnutzung seiner nichtlinearen Antwort abhängig. Vom rechnerischen Nachweis her ist ein solches Gleichgewicht zwischen Tragfähigkeit und Zähigkeit durch die Werte des Verhaltensbeiwerts q gekennzeichnet, die in den folgenden Abschnitten dieser Norm aufgeführt sind. Für den Grenzfall der Auslegung von Tragwerken, die als nichtdissipativ eingestuft sind, wird keine hysteretische Energiedissipation berücksichtigt und der Verhaltensbeiwert beträgt 1,0. Für dissipative Tragwerke wird der Verhaltensbeiwert größer als 1,0 genommen, womit man die hysteretische Energiedissipation berücksichtigt, die in eigens dafür bemessenen Bereichen, die als dissipative Bereiche oder kritische Bereiche bezeichnet werden, stattfindet.

Dissipative Tragwerke sind im allgemeinen günstiger für die Aufnahme hoher Erdbebenlasten als nichtdissipative Tragwerke, da sie durch ihre Duktilität eine mögliche Überschreitung des Bemessungswertes der Erdbebeneinwirkung besser aufnehmen können.

Zu Abschnitt 5.1.(3)-(4), Nachweise der Standsicherheit, Allgemeines

Für Bauwerke in der Erdbebenzone 1, die den Grundlagen der Auslegung nach Anhang B entsprechen, sind auch bei Nichteinhaltung der Bedingungen für die Standsicherheit in Abschnitt 5.2 keine Erdbebenschäden zu erwarten, die zum Einsturz des Bauwerks führen. Es kann daher, wenn man für Hochbauten mit nicht mehr als 4 Vollgeschossen über Geländeneiveau der Bedeutungskategorie II bis IV gegebenenfalls auch größere Schäden in Kauf nimmt, die jedoch die Sicherheit gegen Einsturz nicht gefährden, auf die Einhaltung der Bedingungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Zähigkeit, Gleichgewicht, Tragsicherheit der Gründung und erdbebengerechte Fugen in Abschnitt 5.2 verzichtet werden.

Ein Gleiches gilt für Hochbauten der Bedeutungskategorie III-IV mit nicht mehr als 2 Vollgeschossen über Geländeneiveau in der Erdbebenzone 2.

Zu Abschnitt 6.1.2 Zähigkeitsklassen

Auf der Grundlage des für erdbebenwiderstandsfähige Betonbauten vorgesehenen Konzepts, wonach die Auslegung dem Tragwerk eine ausreichende Fähigkeit zur Energiedissipation ohne wesentlichen Abfall seiner allgemeinen Tragfähigkeit gegenüber horizontalen und vertikalen Lasten verleihen soll, wurden drei Zähigkeitsklassen mit unterschiedlichen Anforderungen an die hysteretische Dissipationsfähigkeit entwickelt. Die Festlegung dieser drei Zähigkeitsklassen erfolgte in Anlehnung an ENV 1998-1 (Eurocode 8, Teil 1), wobei alle Möglichkeiten zu Erleichterungen in Planung und Konstruktion von Bauten in Schwachbebengebieten genutzt wurden.

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

Die Einführung der Zähigkeitsklasse 2 setzt die in ENV 1998-1-3, Abschnitt 2.1.3.(6)P gebotene Möglichkeit in die Praxis um, Betonbauten in Schwachbebengebieten für die Erdbeben-Lastkombination unter Beschränkung auf die Regeln in Eurocode 2, und unter Vernachlässigung der spezifischen Vorschriften in EC 8, auszulegen, wenn der Verhaltensbeiwert q , basierend auf den Grundgedanken von EC 8, entsprechend festgelegt wird. Da

Schwachbebengebiete gemäß ENV 1998-1-1, Abschnitt 4.1.(4) als Erdbebenzonen definiert sind, in denen der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung die Bedingung $a_g \leq 0,1 \text{ g}$ erfüllt, gehören die deutschen Erdbebengebiete, die diese Bedingung durchwegs erfüllen, voll zu den Schwachbebengebieten, in denen die Zähigkeitsklasse 2 zugelassen ist. Eine Beschränkung auf die konstruktiven Vorschriften nach EC 2 bedeutet vorrangig Verzicht auf eine Anhebung der Zähigkeit durch Umschnürung des Betons in den kritischen Bereichen von Stützen und Wänden, und damit eine Beschränkung auf die "natürliche", ohne Umschnürung erhaltene Zähigkeit der Stahlbetonbauteile. Setzt man den in ENV 1998-1-3, Abschnitt 2.3.2.1.(1)P angegebenen Mindestwert des Verhaltensbeiwerts $q = 1,5$ an, so ergibt sich als Bedingung für das Erreichen der damit verknüpften Zähigkeitsanforderung die Begrenzung des Bemessungswerts der bezogenen Längskraft in Druckgliedern (Stützen und Wänden) auf $\nu_d = 0,25$. Während sich diese Bedingung bei Wänden meist problemlos erfüllen läßt, können sich bei Skelettbauten die damit verbundenen größeren Stützenquerschnitte von Funktion und Ästhetik des Bauwerks her als störend erweisen. In solchen Fällen wird man, soweit man nicht in der Zone 1 die Zähigkeitsklasse 1 nutzt, der Zähigkeitsklasse 3 den Vorzug geben, bei welcher die Zulassung von Bemessungswerten der bezogenen Längskraft bis zu $\nu_d = 0,75$ eine Abminderung der Querschnittsfläche der Stützen auf 1/3 des für die Zähigkeitsklasse 2 geforderten Wertes möglich macht.

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

Zu Abschnitt 6.1.3 Sicherheitsnachweise

In Schwachbebengebieten kann wegen der sehr kurzen Dauer der Beben der Festigkeitsabfall der Baustoffe infolge zyklischer Verformungen praktisch vernachlässigt werden. Da bei den Zähigkeitsklassen 1 und 2 auch eine Minderung der Tragfähigkeit infolge Abplatzen der Betondeckung in den kritischen Bereichen keine Rolle spielt (Zähigkeitsklasse 1: elastisches

Verhalten, Zähigkeitsklasse 2: Begrenzung der Betonstauchung auf $\varepsilon_{cu} = 0,0035$), dürfen für diese Zähigkeitsklassen Teilsicherheitsbeiwerte für außergewöhnliche Lastkombinationen verwendet werden, beziehungsweise dürfen bei Beibehaltung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Grundkombination die Verhaltensbeiwerte um den Faktor $1,5/1,3 = 1,15$ (Beton) beziehungsweise $1,15/1,0 = 1,15$ (Stahl) angehoben werden. Das führt für die Zähigkeitsklasse 1 zum Bemessungswert des Verhaltensbeiwerts $q_d = 1,15$ und für die Zähigkeitsklasse 2 zum Bemessungswert des Verhaltensbeiwerts $q_d = 1,7$. Dabei ist für die Zähigkeitsklasse 2 die Unterscheidung zwischen q und q_d nicht nur für die Bestimmung der von q , und nicht von q_d , abhängigen Zähigkeitsanforderungen wichtig, sondern auch für den Sicherheitsnachweis der Gründung. Gemäß Abschnitt 5.2.5.(3) darf für $q \leq 1,5$ die Gründung ohne Berücksichtigung der Kapazitätsbemessung berechnet werden. Anderenfalls sind gemäß 5.2.5.(2) die auf die Gründung anzusetzenden Schnittgrößen auf der Grundlage der Kapazitätsbemessung zu ermitteln.

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

Zu Abschnitt D.3 Auslegungskriterien für Betonbauten der Zähigkeitsklasse 3

Die Kriterien für die Auslegung erdbebenwiderstandsfähiger Bauteile von Betonbauten der Zähigkeitsklasse 3 werden wie folgt angewendet.

Kriterium der örtlichen Beanspruchbarkeit

Die Beanspruchbarkeit aller kritischen Bereiche eines Tragwerks soll ausreichend höher sein, als die in Erdbebenbemessungssituation für die betreffenden Bereiche ermittelten, aufzunehmenden Schnittgrößen. Wirkungen zweiter Ordnung sind wie im Abschnitt 5.2.2 vorgesehen zu berücksichtigen.

Kriterium der Kapazitätsbemessung (capacity design, CD)

Der Bildung von spröden oder anderen unerwünschten Versagensmechanismen (z. B. Schubversagen von Bauteilen, die zum Tragwerk gehören, Versagen von Balken-Stützen-Knoten, Plastifizierung von Gründungen oder von anderen Bauteilen, die elastisch bleiben sollen) ist vorzubeugen, indem man die Bemessungsschnittgrößen für bestimmte, ausgewählte Bereiche aus Gleichgewichtsbedingungen ermittelt, die der Situation mit plastischen Gelenken in den benachbarten Bereichen, unter Berücksichtigung von deren möglichen Überfestigkeiten, entsprechen. Die plastischen Gelenke sollen über das gesamte Tragwerk verteilt und nicht in einem einzelnen Geschoß konzentriert sein ("soft storey"-Mechanismus) und sollen - wenn man von denjenigen an der Bauwerksunterkante absieht - mit genügender Zuverlässigkeit nur in Balken und nicht in Stützen auftreten.

Die Erfüllung der obigen Anforderungen wird erleichtert, wenn für den verwendeten Betonstahl

- die tatsächliche Festigkeit an der Streckgrenze nicht bedeutend höher liegt als die bei der Bemessung angesetzte Festigkeit an der Streckgrenze,
- das Verhältnis von Zugfestigkeit und Festigkeit an der Streckgrenze angemessen begrenzt ist.

In ENV 1998-1-3 (Eurocode 8, Teil 1-3) sind für Betonbauten der Zähigkeitsklassen DC "M" und DC "H" explizite Nachweise für das Kriterium der Kapazitätsbemessung vorgeschrieben. Für die auf Schwachbebengebiete ausgerichtete Zähigkeitsklasse "L" - und

damit für die Zähigkeitsklasse 1 dieser Norm - wird auf solche Nachweise weitgehend verzichtet.

Kriterium der örtlichen Zähigkeit

Zur Sicherung der allgemeinen Zähigkeit des Tragwerks sollen die potentiellen Bereiche für die Bildung plastischer Gelenke - die später für jedes Bauteil zu definieren sind - eine hohe plastische Rotationsfähigkeit besitzen. Diese Anforderung wird als erfüllt betrachtet, wenn die folgenden Bedingungen eingehalten sind:

- a) In allen kritischen Bereichen, einschließlich an allen Stützenden (ungeachtet des Bestrebens, die Bildung von plastischen Gelenken in Stützen zu vermeiden) wird eine genügend hohe Krümmungszähigkeit vorgesehen.
- b) Örtliches Ausknicken von gedrückten Bewehrungsstäben in potentiellen Plastifizierungsbereichen wird durch geeignete Maßnahmen verhindert. Einschlägige Anwendungsregeln dafür sind in D.5 und D.6 angegeben.
- c) Es werden für die Sicherung einer hohen örtlichen Zähigkeit geeignete Beton- und Stahlgüten vorgesehen. Insbesondere soll
 - der in kritischen Bereichen vorgesehene Stahl eine ausreichende plastische Gleichmaßdehnung aufweisen,
 - das Verhältnis von Zugfestigkeit und Festigkeit an der Streckgrenze für den in kritischen Bereichen vorgesehenen Stahl ausreichend höher als eins sein.

Wenn genauere Angaben fehlen, wird die obige Bedingung a) als erfüllt betrachtet, wenn der konventionale Krümmungszähigkeitsfaktor (conventional curvature ductility factor - CCDF) $\mu_{1/r}$ in diesen Bereichen höher ist als die dafür in D.6 und D.7 angegebenen spezifischen Werte (dabei wird der konventionale Krümmungszähigkeitsfaktor $\mu_{1/r}$ definiert als Verhältnis der Krümmung, die dem 0,85fachen Spitzenwert des aufnehmbaren Momentes, auf dem absteigenden Ast des Momenten-Krümmungs-Diagramms, entspricht, und der Krümmung bei Erreichen des Plastifizierungszustands, vorausgesetzt, daß hierbei die Grenzdehnungen ε_{cu} und $\varepsilon_{su,k}$ nicht überschritten werden).

Vereinfachend darf der konventionale Krümmungszähigkeitsfaktor (CCDF) durch folgenden Formelausdruck berechnet werden:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy,k}} \cdot \frac{1 - \xi_{sy}}{\xi_{cu}} \quad (\text{Betonversagen})$$

$$\mu_{1/r} = \min$$

$$\frac{\varepsilon_{su,k}}{\varepsilon_{sy,k}} \cdot \frac{1 - \xi_{sy}}{1 - \xi_{su}} \quad (\text{Stahlversagen})$$

mit

ε_{cu} - Betonstauchung, die dem $0,85 f_{ck}$ -Niveau auf dem absteigenden Ast des σ_c - ε_c -Diagramms entspricht; bei der Abschätzung des ε_{cu} -Wertes darf die vorhandene Umschnürung berücksichtigt werden,

$\varepsilon_{sy,k}$ charakteristischer Wert der Stahldehnung an der Streckgrenze,

$\varepsilon_{su,k}$ charakteristischer Wert der Stahldehnung bei Höchstlast (Gleichmaßdehnung),

ξ_{cu} bezogene Höhe der Nulllinie, die dem 85 %-Niveau der Betonfestigkeit, nach deren Erreichen als Spitzenwert des σ_c - ε_c -Diagramms, entspricht, wenn der Beton kritisch wird (Betonversagen); das Abplatzen der Betondeckung wird dabei berücksichtigt,

ξ_{sy} bezogene Höhe der Nulllinie bei Erreichen der Stahl-Streckgrenze,

ξ_{su} bezogene Höhe der Nulllinie bei Stahlversagen, wenn die plastische Stahldehnung kritisch wird.

Tragwerksredundanz

Ein hoher Grad der Redundanz, ergänzt durch die Fähigkeit zur Umverteilung von Beanspruchungen, ist anzustreben und so eine weiter gestreute Energiedissipation mit einem höheren Gesamtwert der dissipierten Energie zu ermöglichen. Dementsprechend werden

Tragsystemen mit einem geringeren Grad an statischer Unbestimmtheit niedrigere Verhaltensbeiwerte zugeordnet (siehe Tabelle D.1). Die erforderliche Fähigkeit zur Umverteilung von Beanspruchungen wird durch die Anwendung der oben angegebenen Regeln zur Sicherung der örtlichen Zähigkeit erreicht.

Sekundäre Tragwirkungen

In der Berechnung nicht explizit berücksichtigte Trag- oder stabilisierende Wirkungen können sowohl die Tragfähigkeit als auch die Energiedissipation steigern (z. B. Membraverhalten von Platten infolge nach oben gerichteter Auslenkungen von Tragwänden). Nichttragende Bauteile können ebenfalls zur Energiedissipation beitragen. Dabei wird vorausgesetzt, daß sie gleichmäßig über das Tragwerk verteilt sind. Es sollten jedoch geeignete Maßnahmen gegen mögliche ungünstige örtliche Folgen der Wechselwirkung zwischen tragenden und nichttragenden Bauteilen getroffen werden.

Besondere Zusatzmaßnahmen

Wegen des Zufallscharakters der Erdbebenwirkung und der Unsicherheit der Angaben hinsichtlich des nichtlinearen zyklischen Verhaltens von Betonbauten ist hierfür die allgemeine Ungewißheit beträchtlich höher als unter normalen Einwirkungen. Daher sind geeignete Maßnahmen zu ergreifen, um die

- Unsicherheit von Angaben hinsichtlich der baulichen Durchbildung,
- Unsicherheit von Angaben hinsichtlich der Berechnung,
- Unsicherheit von Angaben hinsichtlich der Beanspruchbarkeit,
- Unsicherheit von Angaben hinsichtlich der Zähigkeit

zu reduzieren.

Um die Unsicherheiten der Angaben hinsichtlich der Zähigkeit möglichst gering zu halten, sind folgende Regeln zu berücksichtigen:

- a) Ein angemessener Mindestbetrag an örtlicher Zähigkeit ist für jedes erdbebenwiderstandsfähige, zum Tragwerk gehörende Bauteil vorzusehen (siehe D.5 und D.6).
- b) Eine Mindest-Zugbewehrung ist vorzusehen, um einen Sprödbruch beim Reißen des Betons zu vermeiden (siehe D.5).

c) Eine angemessene Begrenzung des Bemessungswertes der bezogenen Längskraft ist einzuhalten (siehe D.6), um die Folgen des Abplatzens der Betondeckung zu verringern und die bei höheren bezogenen Längskräften auftretenden größeren Ungewißheiten hinsichtlich der verfügbaren Zähigkeit zu vermeiden.

Zu Abschnitt D.4.2.2 Verankerung der Bewehrung bei Balken

In ENV 1998-1-3, Abschnitt 2.6.2.2 wird, um einen Verbundbruch zu vermeiden, eine Begrenzung der Durchmesser d_{bL} der in Balken-Stützen-Knoten verankerten Längsbewehrungsstäbe nach den Beziehungen

a) für Balken-Stützen-Innenknoten

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq 7,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_{Rd}} \cdot f_{yd} \cdot \frac{1 + 0,8 v_d}{1 + k_D \cdot \rho' / \rho_{\max}}$$

b) für Balken-Stützen-Außenknoten

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 v_d}{1 + k_D \cdot \rho' / \rho_{\max}}$$

mit den schon im Abschnitt D.4.2.2 dieser Norm angegebenen Bezeichnungen und

k_D Beiwert zur Berücksichtigung der Zähigkeitsklasse

ρ' Bewehrungsgrad der durch den Knoten gehenden Balken-Druckbewehrungsstäbe,

ρ_{\max} Zulässiger Höchstwert des Bewehrungsgrades der Zugbewehrung,

$\gamma_{Rd} = 1,25/1,15/1,00$ für DC"H"/DC"M"/DC"L" (Überfestigkeitsverhältnis für den Stahl der Balken-Längsbewehrung, in Abhängigkeit von der Zähigkeitsklasse)

vorgeschrieben, woraus sich, mit einigen Vereinfachungen, die Ausdrücke (D.6a) und (D.6b) ergeben.

Bei der Herleitung dieser Beziehungen aus ENV 1998-1-3 wurde vorausgesetzt, daß die ganze aufnehmbare Kraft des Bewehrungsstabes über Verbund auf die Stütze übertragen werden muß. Diese Voraussetzung erscheint jedoch als übertrieben konservativ, da sie die Tatsache vernachlässigt, daß der durch die Vertikallast bedingte Anteil der Kraft im Bewehrungsstab zu beiden Seiten der Stütze wirkt und somit nur einen meist geringfügigen, durch Unsymmetrie bedingten Schub erzeugt. Auf diese Art wird die Wahl des Durchmessers von

Bewehrungsstäben unnötig stark eingeengt und damit die Konstruktion unnötig erschwert.

Um die durch eine Begrenzung der Durchmesser von Bewehrungsstäben eingeführte Einengung der Konstruktionsmöglichkeiten auf ein sinnvolles Maß zu reduzieren, wird eine Einschränkung des Anwendungsbereichs der Ausdrücke (D.6a) und (D.6b) auf solche Fälle eingeführt, in denen das Balkenmoment aus Erdbebeneinwirkung dasjenige aus Vertikallast betragsmäßig überschreitet. Da dies wegen der verhältnismäßig niedrigen Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung in deutschen Erdbebengebieten nur in Ausnahmefällen vorkommt, ist hier die Begrenzung des Durchmessers von Bewehrungsstäben durch die genannten Beziehungen auf seltene Sonderfälle beschränkt.