

DIN EN 1998-6**DIN**

ICS 91.010.30; 91.060.40; 91.120.25

Ersatz für
DIN V ENV 1998-3:1999-09**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben –
Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine;
Deutsche Fassung EN 1998-6:2005**

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance –
Part 6: Towers, masts and chimneys;
German version EN 1998-6:2005

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes –
Partie 6: Tours, mâts et cheminées;
Version allemande EN 1998-6:2005

Gesamtumfang 43 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

Nationales Vorwort

Diese Europäische Norm ist in der Verantwortung von CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ entstanden.

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

Die Norm ist Bestandteil einer Reihe von Einwirkungs- und Bemessungsnormen, deren Anwendung nur im Paket sinnvoll ist. Dieser Tatsache wird durch die Richtlinie der Kommission der Europäischen Gemeinschaft für die Anwendung der Eurocodes Rechnung getragen, in dem dort Übergangsfristen für die verbindliche Umsetzung der Eurocodes in den Mitgliedstaaten vorgesehen sind. Die Übergangsfristen müssen im Einzelfall von CEN und der Kommission präzisiert werden.

Änderungen

Gegenüber DIN V ENV 1998-3:1999-09 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Die Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute wurden eingearbeitet und der Text redaktionell angepasst;
- b) Umnummerierung der Norm in DIN EN 1998-6;
- c) Überarbeitung und Anpassung des Inhalts an den Stand der Technik.

Frühere Ausgaben

DIN V ENV 1998-3: 1999-09

Deutsche Fassung

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
– Part 6: Towers, masts and chimneys

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux
séismes – Partie 6 : Tours, mâts et cheminées

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 25. April 2005 angenommen.

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

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

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



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

Management-Zentrum: rue de Stassart, 36 B-1050 Brüssel

Inhalt

	Seite
Vorwort	4
Hintergrund des Eurocode-Programms	4
Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes	5
Nationale Fassungen der Eurocodes	6
Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs)	6
Zusatzinformationen zu EN 1998-6	6
Nationaler Anhang für EN 1998-6	6
1 Allgemeines	7
1.1 Anwendungsbereich des Teils 6 von Eurocode 8	7
1.2 Normative Verweisungen	8
1.2.1 Verwendung	8
1.2.2 Allgemeine Bezugsnormen	8
1.2.3 Zusätzliche Bezugsnormen für Türme, Maste und Schornsteine	8
1.3 Annahmen	9
1.4 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln	9
1.5 Begriffe	9
1.5.1 Allgemeine Begriffe	9
1.5.2 Zusätzliche Begriffe und Definitionen, die in EN 1998-6 Verwendung finden	9
1.6 Formelzeichen	10
1.6.1 Allgemeines	10
1.7 SI-Einheiten	10
2 Funktionsanforderungen und Übereinstimmungskriterien	10
2.1 Grundlegende Anforderungen	10
2.2 Übereinstimmungskriterien	11
2.2.1 Gründung	11
2.2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit	11
2.2.3 Grenzzustand der Schadensbegrenzung	11
3 Erdbebeneinwirkung	11
3.1 Definition der seismischen Eingangsgrößen	11
3.2 Elastisches Antwortspektrum	11
3.3 Bemessungsantwortspektrum	11
3.4 Zeitverlaufsdarstellung	12
3.5 Langwellige Komponenten der Bodenbewegung in einem Punkt	12
3.6 Komponenten der Bodenbewegung	12
4 Auslegung erdbebenresistenter Türme, Masten und Schornsteine	12
4.1 Bedeutungsklassen und Bedeutungsbeiwerte	12
4.2 Regeln zur rechnerischen Abbildung und Rechenannahmen	13
4.2.1 Anzahl der Freiheitsgrade	13
4.2.2 Massen	14
4.2.3 Steifigkeit	14
4.2.4 Dämpfung	15
4.2.5 Boden-Bauwerk-Wechselwirkung	15
4.3 Berechnungsmethoden	15
4.3.1 Anwendbare Methoden	15
4.3.2 Verfahren der statischen Ersatzlasten (Vereinfachtes Antwortspektrumsverfahren)	16
4.3.3 Multimodales Antwortspektrumsverfahren	17
4.4 Kombinationen der Beanspruchungen infolge der Komponenten der Erdbebeneinwirkung	17
4.5 Kombinationen der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen	17
4.6 Verschiebungen	17

	Seite	
4.7	Sicherheitsnachweise	18
4.7.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	18
4.7.2	Tragfähigkeitsbedingung für tragende Bauteile	18
4.7.3	Effekte nach Theorie 2. Ordnung	18
4.7.4	Tragfähigkeit (Widerstand) der Verbindungen	18
4.7.5	Standsicherheit	19
4.7.6	Duktilität und Energiedissipationsbedingung	19
4.7.7	Gründungen	19
4.7.8	Abspannseile und Formstücke	20
4.8	Thermische Effekte	20
4.9	Grenzzustand der Schadensbegrenzung	20
4.10	Verhaltensbeiwert	20
4.10.1	Allgemeines	20
4.10.2	Werte des Modifikationsbeiwerts k_r	21
5	Besondere Regeln für Stahlbetonschornsteine	21
5.1	Anwendungsbereich	21
5.2	Auslegung für dissipatives Verhalten	21
5.3	Bauliche Durchbildung der Bewehrung	23
5.3.1	Mindestbewehrung (vertikal und horizontal)	23
5.3.2	Mindestbewehrung rund um Öffnungen	23
5.4	Besondere Regeln für die Berechnung und die Auslegung	24
5.5	Grenzzustand der Schadensbegrenzung	24
6	Besondere Regeln für Stahlschornsteine	25
6.1	Auslegung für dissipatives Verhalten	25
6.2	Werkstoffe	25
6.2.1	Allgemeines	25
6.2.2	Mechanische Eigenschaften von Kohlenstoff-Baustählen (Schwarzstählen)	26
6.2.3	Mechanische Eigenschaften von nichtrostenden Stählen	26
6.2.4	Verbindungen	26
6.3	Grenzzustand der Schadensbegrenzung	26
6.4	Grenzzustand der Tragfähigkeit	26
7	Besondere Regeln für Stahltürme	26
7.1	Anwendungsbereich	26
7.2	Auslegung für dissipatives Verhalten	26
7.3	Werkstoffe	27
7.4	Auslegung von Türmen mit konzentrischen Verbänden	27
7.5	Besondere Regeln für die Auslegung von Masten für Freileitungen	28
7.6	Grenzzustand der Schadensbegrenzung	28
7.7	Andere besondere Bemessungsregeln	29
8	Besondere Regeln für abgespannte Maste	30
8.1	Anwendungsbereich	30
8.2	Besondere Anforderungen für Berechnung und Bemessung	30
8.3	Werkstoffe	30
8.4	Grenzzustand der Schadensbegrenzung	31
Anhang A (informativ) Lineare dynamische Berechnung unter Berücksichtigung der Rotationskomponenten der Bodenbewegung		32
Anhang B (informativ) Modale Dämpfung bei der modalanalytischen Antwortspektrumsberechnung		34
Anhang C (informativ) Boden-Bauwerk-Wechselwirkung		36
Anhang D (informativ) Anzahl der Freiheitsgrade und der Schwingungseigenformen		38
Anhang E (informativ) Schornsteine aus Mauerwerk		39
Anhang F (informativ) Maste für elektrische Freileitungen		41

Vorwort

Dieses Dokument EN 1998-6:2005, Eurocode 8: Auslegungen von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus zuständig.

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

Dieses Dokument ersetzt ENV 1998-3:1996.

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

Hintergrund des Eurocode-Programms

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

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

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

Im Jahre 1989 entschieden sich die Kommission und die Mitgliedsländer der Europäischen Union und der EFTA, die Entwicklung und Veröffentlichung der Eurocodes über eine Reihe von Mandaten an CEN zu übertragen, damit diese den Status von Europäischen Normen (EN) erhielten. Grundlage war eine Vereinbarung¹⁾ zwischen der Kommission und CEN. Dieser Schritt verknüpft die Eurocodes de facto mit den Regelungen der Ratsrichtlinien und Kommissionsentscheidungen, die Europäischen Normen behandeln (z. B. die Ratsrichtlinie 89/106/EWG zu Bauprodukten, die Bauproduktenrichtlinie, die Ratsrichtlinien 93/37/EWG, 92/50/EWG und 89/440/EWG zur Vergabe öffentlicher Aufträge und Dienstleistungen und die entsprechenden EFTA-Richtlinien, die zur Einrichtung des Binnenmarktes eingeleitet wurden).

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

EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke*

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes

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

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

Die Eurocodes haben, da sie sich auf Bauwerke beziehen, eine direkte Verbindung zu den Grundlagendokumenten²⁾, auf die in Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hingewiesen wird, wenn sie auch anderer Art sind als die harmonisierten Produktnormen³⁾.

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

Die Eurocodes liefern Einzelbauteile, allgemeine Regelungen für den Entwurf, die Berechnung und Bemessung von vollständigen Tragwerken und Einzelbauteilen, die sich für die übliche Anwendung eignen. Sie treffen auf bewährte Bauweisen und Aspekte neuartiger Anwendungen, enthalten aber keine Regelungen für ungewöhnliche Konstruktionen oder Sonderlösungen, wofür es erforderlich ist Experten zu Rate zu ziehen.

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

3) Nach Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hat das Grundlagendokument

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

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

Nationale Fassungen der Eurocodes

Die Nationale Fassung eines Eurocodes enthält den vollständigen Text des Eurocodes (einschließlich aller Anhänge), so wie von CEN veröffentlicht, mit möglicherweise einer nationalen Titelseite und einem nationalen Vorwort sowie einem Nationalen Anhang.

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

- Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte und/oder Klassen, wo die Eurocodes Alternativen eröffnen,
- Zahlenwerte, wo die Eurocodes nur Symbole angeben,
- Landesspezifische, geographische und klimatische Daten, die nur für ein Mitgliedsland gelten, z. B. Schneekarten;
- Vorgehensweisen, wenn die Eurocodes mehrere zur Wahl anbieten;

Sie dürfen darüber hinaus enthalten:

- Vorschriften zur Verwendung der informativen Anhänge;
- Verweise zur Anwendung des Eurocodes, soweit diese ergänzen und nicht widersprechen.

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

Es besteht die Notwendigkeit, dass die harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte und die technischen Regelungen für die Tragwerksplanung⁴⁾ konsistent sind. Insbesondere sollten die Hinweise, die mit den CE-Zeichen an den Bauprodukten verbunden sind, die die Eurocodes in Bezug nehmen, klar erkennen lassen, welche national festzulegenden Parameter zugrunde liegen.

Zusatzinformationen zu EN 1998-6

Für die Auslegung von Bauwerken in erdbebengefährdeten Regionen müssen die Vorschriften dieser Norm zusätzlich zu den Vorschriften anderer einschlägiger Eurocodes Verwendung finden. Die Vorschriften der vorliegenden Norm ergänzen insbesondere jene des Teils 3-1 „Türme und Masten“ und des Teils 3-2 „Schornsteine“, welche die besonderen Anforderungen für die Erdbebenauslegung nicht abdecken.

Nationaler Anhang für EN 1998-6

Diese Norm enthält alternative Methoden und Werte sowie Empfehlungen für Klassen mit Hinweisen, an welchen Stellen nationale Festlegungen getroffen werden. Dazu wird die jeweilige nationale Ausgabe von EN 1998-6 einen Nationalen Anhang mit den national festzulegenden Parametern erhalten, mit dem die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauten, die in dem Ausgabeland gebaut werden sollen, möglich ist.

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

Nationale Festlegungen sind in EN 1998-6:2005 bei folgenden Regelungen vorgesehen:

Bezugsabschnitt	Gegenstand
1.1(2)	Informative Anhänge A, B, C, D, E und F.
3.1(1)	Bedingungen, welche die Berücksichtigung der Rotationskomponente der Bodenbewegung notwendig machen.
3.5(2)	Beiwert β für die untere Grenze der Bemessungs-Spektralordinaten wenn standort-spezifische Untersuchungen unter besonderer Berücksichtigung der langwelligen Anteile der seismischen Einwirkung durchgeführt worden sind.
4.1(5)P	Bedeutungsbeiwerte für Masten, Türme und Schornsteine.
4.3.2.1(2)	Detaillierte Vorschriften in Ergänzung derjenigen in 4.3.2.1(2) damit das vereinfachte Antwortspektrumsverfahren (Methode der statischen Ersatzlasten) Verwendung finden darf.
4.7.2(1)P	Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffe.
4.9(4)	Abminderungsbeiwert ν für die Verschiebungen beim Grenzzustand der Schadensbegrenzung.

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich des Teils 6 von Eurocode 8

(1) Der Anwendungsbereich des Eurocode 8 ist in EN 1998-1:2004, **1.1.1** und der Anwendungsbereich dieser Norm in **(2)** bis **(4)** definiert. Auf die zusätzlichen Teile von Eurocode 8 wird in EN 1998-1:2004, **1.1.3** hingewiesen.

(2) EN 1998-6 legt Anforderungen, Kriterien und Regeln für die Auslegung hoher schlanker Bauwerke fest, wie Türme, einschließlich Glockentürme, Einlasstürme, Rundfunk- und Fernsehtürme, Masten, Schornsteine (einschließlich freistehender Industrieschornsteine) und Leuchttürme. In den Abschnitten **5** und **6** werden zusätzliche Anforderungen jeweils für Stahlbeton- und für Stahlschornsteine gegeben. In den Abschnitten **7** und **8** werden zusätzliche Anforderungen jeweils für Stahlmaste und abgespannte Stahlmaste gegeben. Es werden auch Anforderungen für nicht tragende Bauteile wie Antennen, Werkstoffe für Innenrohre von Schornsteinen und andere Vorrichtungen angegeben.

ANMERKUNG 1 Im informativen Anhang A finden sich Anleitungen und Informationen für die lineare dynamische Berechnung unter Berücksichtigung von Rotationskomponenten der Bodenbewegung.

ANMERKUNG 2 Im informativen Anhang B finden sich Informationen und Anleitungen zur modalen Dämpfung in der modalanalytischen Antwortspektrum-Berechnungsmethode.

ANMERKUNG 3 Im informativen Anhang C finden sich Informationen über die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung und eine Anleitung zu ihrer Berücksichtigung bei linearen dynamischen Berechnungen.

ANMERKUNG 4 Im informativen Anhang D finden sich zusätzliche Informationen und Anleitungen über die Anzahl der bei der Berechnung mitzunehmenden Freiheitsgrade und Schwingungsformen.

ANMERKUNG 5 Im informativen Anhang E finden sich Informationen und Anleitungen zur Erdbebenauslegung von Schornsteinen aus Mauerwerk.

ANMERKUNG 6 Im informativen Anhang F finden sich zusätzliche Informationen über das seismische Verhalten und die Auslegung von Masten für Freileitungen.

(3) Die vorliegenden Anforderungen gelten nicht für Kühltürme und Offshore-Konstruktionen.

(4) Für Türme als Unterstützungsstrukturen von Behältern gilt EN 1998-4.

1.2 Normative Verweisungen

1.2.1 Verwendung

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

1.2.2 Allgemeine Bezugsnormen

(1) Es gilt EN 1998-1:2004, 1.2.1.

1.2.3 Zusätzliche Bezugsnormen für Türme, Maste und Schornsteine

(1) EN 1998-6 enthält andere normative Verweisungen, an den jeweiligen Stellen im Text zitiert. Diese normativen Verweisungen sind nachstehend aufgeführt:

EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung — Anwendung auf Türme und Maste*

EN 1992-1-1, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

EN 1992-1-2, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall*

EN 1993-1-1, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*

EN 1993-1-2, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall*

EN 1993-1-4, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Rostfreier Stahl*

EN 1993-1-5, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Bauteile aus ebenen Blechen*

EN 1993-1-6, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Festigkeit und Stabilität von Schalentragwerken*

EN 1993-1-8, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Bemessung von Anschlüssen*

EN 1993-1-10, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Werkstoffwahl im Hinblick auf Zähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung*

EN 1993-1-11, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten mit Zuggliedern*

EN 1993-3-1, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Türme und Maste*

EN 1993-3-2, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Schornsteine*

EN 1994-1-1, *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*

EN 1994-1-2, *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall*

EN 1998-1, *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*

EN 1998-5, *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte*

EN 1998-2, *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Brücken*

EN 13084-2, *Freistehende Schornsteine — Betonschornsteine*

EN 13084-7, *Freistehende Schornsteine — Produktfestlegungen für zylindrische Stahlbauteile zur Verwendung in einschaligen Stahlschornsteinen und Innenrohren aus Stahl*

1.3 Annahmen

(1)P Es gelten die allgemeinen Annahmen von EN 1990:2002, **1.3** und EN 1998-1:2004, **1.3(2)P**.

1.4 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln

(1) Es gilt EN 1990:2002, **1.4**.

1.5 Begriffe

1.5.1 Allgemeine Begriffe

(1) Es gelten EN 1998-1:2004, **1.5.1**, **1.5.2**.

(2) Darüber hinaus gelten die Begriffe nach EN 1993-3-1, **1.5** und EN 1993-3-2, **1.5**.

1.5.2 Zusätzliche Begriffe und Definitionen, die in EN 1998-6 Verwendung finden

Endmaste (auch verankerte Maste genannt)

Leitungsmaste, die in der Lage sind, die Leitungszüge der Gesamtheit der nur einseitig angeschlossenen Leitungen zusätzlich zu den Vertikal- und Querlasten aufzunehmen

Fachwerkmaste

Maste mit Knoten, die nicht für die Aufnahme der plastischen Momente der angeschlossenen Bauteile ausgelegt sind

Freileitungsmaste

Mast zum Tragen elektrischer Leitungen hoher oder niedriger Nennspannung

tangentiale Maste

Freileitungsmaste mit geraden Leitungen oder mit solchen, die im Grundriss eine Richtungsänderung um nicht mehr als 3° aufweisen. Sie nehmen Vertikallasten, die Querbelastung infolge der Umlenkung des Leitungszuges, Längskräfte infolge der ungleichen Spannweiten und Kräfte, die aus der Montage der Leitungen oder aus einem Leitungsbruch herrühren, auf.

teleskopartige Verbindungen

flanschlose Verbindungen von Rohrteilen, mit dem inneren Durchmesser des einen Teils gleich dem äußeren Durchmesser des anderen

Winkelmaste

Freileitungsmaste, an denen eine Änderung der Leitungslinienführung im Grundriss um mehr als 3° erfolgt. Sie nehmen die gleichen Arten von Kräften auf wie tangentielle Maste.

1.6 Formelzeichen

1.6.1 Allgemeines

- (1) Es gelten EN 1998-1:2004, **1.6.1** und **1.6.2**.
- (2) Weitere Formelzeichen, die im Zusammenhang mit der Erdbebenauslegung von Türmen, Masten und Schornsteinen verwendet werden, werden der Einfachheit halber im Text, in dem sie auftreten, definiert. Die in EN 1998-6 am häufigsten auftretenden Formelzeichen werden jedoch zusätzlich in **1.6.2** aufgelistet und definiert.

1.6.2 Weitere in EN 1998-6 verwendete Formelzeichen

E_{eq}	Äquivalenter Elastizitätsmodul;
M_i	Effektive Modalmasse für die i -te Eigenschwingungsform;
R^θ	Verhältnis des größten Moments in der Drehfeder eines Einmassenschwingers mit der Rotation als einzigem Freiheitsgrad und dem Drehträgheitsmoment um die Drehachse. Das Diagramm von R^θ als Funktion der Perioden der Eigenschwingung ist das Rotationsantwortspektrum;
$R_x^\theta, R_y^\theta, R_z^\theta$	Rotationsantwortspektren um die Achsen x, y und z , in rad/s^2 ;
γ	Wichte des Kabels;
σ	Zugspannung in dem Kabel;
$\bar{\xi}_j$	Äquivalenter modaler Dämpfungsprozentsatz der j -ten Eigenschwingungsform.

1.7 SI-Einheiten

- (1)P Es gilt EN 1998-1:2004, **1.7(1)P**.
- (2) Es gilt EN 1998-1:2004, **1.7(2)**.

2 Funktionsanforderungen und Übereinstimmungskriterien

2.1 Grundlegende Anforderungen

- (1)P Für die Bauwerksarten, die Gegenstand dieses Eurocodes sind, gilt die Standsicherheitsanforderung (Grenzzustand der Tragfähigkeit) nach EN 1998-1:2004, **2.1(1)P**, zum Schutz der Sicherheit von Menschen und von benachbarten Gebäuden und Einrichtungen.
- (2)P Für die Bauwerksarten, die Gegenstand dieses Eurocodes sind, gilt die Schadensbegrenzungsanforderung (Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit) nach EN 1998-1:2004, **2.1(1)P**, um die fortgesetzte Funktionsfähigkeit von Kraftwerken, Industrieanlagen und Kommunikationssystemen im Erdbebenfall sicherzustellen.
- (3)P Die Schadensbegrenzungsanforderung bezieht sich auf eine Erdbebeneinwirkung mit einer höheren Überschreitungswahrscheinlichkeit als die Auslegungs-Erdbebeneinwirkung. Das Bauwerk muss derart bemessen und gebaut werden, dass es diese Einwirkung ohne Schäden und ohne Einschränkungen der Funktionsfähigkeit übersteht, wobei die Schadenskosten unter Berücksichtigung der Auswirkungen auf die unterstützten Vorrichtungen sowie der eingeschränkten Nutzung infolge einer Betriebsunterbrechung der Einrichtung zu beziffern sind.
- (4) In Fällen niedriger Seismizität, wie in EN 1998-1:2004, **2.2.1(3)** und **3.2.1(4)** definiert, dürfen die grundlegenden Anforderungen dadurch erfüllt werden, dass das Bauwerk für die Erdbeben-Bemessungssituation als nichtdissipativ ausgelegt wird, ohne Berücksichtigung irgendeiner hysteretischen Energiedissipation und ohne Rückgriff auf die Regeln des vorliegenden Eurocodes, die sich speziell auf die Fähigkeit zur Energiedissipation beziehen. In diesem Fall sollte der Verhaltensbeiwert nicht größer als 1,5 angenommen werden, womit die Berücksichtigung der Überfestigkeiten als gegeben angenommen wird (siehe EN 1998-1:2004, **2.2.2(2)**).

2.2 Übereinstimmungskriterien

2.2.1 Gründung

(1)P Die Auslegung der Gründung muss EN 1998-5 genügen.

2.2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Es gilt EN 1998-1:2004, **2.2.2**.

2.2.3 Grenzzustand der Schadensbegrenzung

(1) In Ermangelung spezifischer Anforderungen des Eigentümers gelten die in **4.14** angegebenen Regeln. Sie sollen sicherstellen, dass Schäden am Bauwerk, an nicht tragenden Bauteilen und an der installierten Ausrüstung, die für diesen Grenzzustand nicht tragbar sind, verhindert werden. Die Verformungsgrenzen wurden unter Bezug auf eine Erdbebeneinwirkung festgelegt, deren Auftretenswahrscheinlichkeit höher ist als diejenige des Auslegungserdbebens, im Einklang mit EN 1998-1:2004, **2.1(1)P**.

(2) Die Vorschriften dieses Eurocodes gewährleisten keinen expliziten Schutz gegen Schäden an Einrichtungen und nicht tragenden Bauteilen unter der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung nach EN 1998-1:2004, **2.1(1)P**, es sei denn, es werden besondere Vorsichtsmaßnahmen ergriffen.

3 Erdbebeneinwirkung

3.1 Definition der seismischen Eingangsgrößen

(1) Für hohe Bauwerke in Gebieten hoher Seismizität sollte die Rotationskomponente der Bodenbewegung zusätzlich zu den in EN 1998-1:2004, **3.2.2** und **3.2.3** definierten Translationskomponenten berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 1 Die Bedingungen für die Berücksichtigung der Rotationskomponente der Bodenbewegung in einem Land werden in seinem nationalen Anhang festgelegt. Die empfohlenen Bedingungen sind: Bauwerke höher als 80 m in Gebieten, wo das Produkt $a_g S$ größer ist als 0,25 g.

ANMERKUNG 2 Der informative Anhang A gibt eine Möglichkeit zur Definition der Rotationskomponenten der Bodenbewegung und Hinweise zu ihrer Berücksichtigung bei der Berechnung an.

3.2 Elastisches Antwortspektrum

(1)P Das elastische Beschleunigungsantwortspektrum ist in EN 1998-1:2004, **3.2.2.2** für die horizontalen Translationskomponenten und in EN 1998-1:2004, **3.2.2.3** für die vertikale Translationskomponente definiert.

3.3 Bemessungsantwortspektrum

(1) Das Bemessungsantwortspektrum ist in EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** definiert. Der Wert des Verhaltensbeiwerts, q , berücksichtigt zusätzlich zur hysteretischen Energiedissipationskapazität des Bauwerks den Einfluss einer von 5 % verschiedenen viskosen Dämpfung, einschließlich der Dämpfung infolge Boden-Bauwerk-Wechselwirkung (siehe EN 1998-1:2004, **2.2.2(2)**, **3.2.2.5(2)** und (3)).

(2) Für Türme, Maste und Schornsteine kann in Abhängigkeit vom Querschnitt der Bauteile eine Bemessung für elastisches Verhalten bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit sinnvoll sein. In diesem Fall sollte der Verhaltensbeiwert den Wert $q = 1,5$ nicht überschreiten.

(3) Alternativ zu (2) darf die Auslegung für elastisches Verhalten mit Hilfe des elastischen Antwortspektrums mit $q = 1,0$ erfolgen, mit zum jeweiligen Fall passenden Dämpfungswerten, im Einklang mit **4.2.4**.

3.4 Zeitverlaufsdarstellung

(1) Für die Beschreibung der Erdbebeneinwirkung mit Hilfe von Beschleunigungszeitverläufen gilt EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**. Für Rotationskomponenten der Bodenbewegung werden einfach Drehbeschleunigungen anstelle der Translationsbeschleunigungen verwendet.

(2) Es sollten unabhängige Zeitverläufe für jeweils zwei verschiedene Komponenten der Bodenbewegung verwendet werden (einschließlich der Translations- und Rotationskomponenten).

3.5 Langwellige Komponenten der Bodenbewegung in einem Punkt

(1) Türme, Maste und Schornsteine reagieren oft empfindlich auf die langwelligen Anteile der Bodenbewegung. Weiche Bodenschichten oder besondere topographische Verhältnisse könnten zu ungewöhnlich großen Verstärkungen der langwelligen Anteile der Bodenbewegung führen. Diese Verstärkung sollte in geeigneter Weise berücksichtigt werden.

ANMERKUNG In EN 1998-5:2004, **4.2.2** und EN 1998-1:2004, **3.1.2**, werden Hinweise zur Beurteilung des Bodentyps zwecks Bestimmung passender Bodenspektren gegeben. Im informativen Anhang A von EN 1998-5:2004 werden Hinweise für Fälle gegeben, in denen die topographische Verstärkung der Bodenbewegung eine wesentliche Rolle spielen könnte.

(2) Wurden standortspezifische Untersuchungen unter besonderer Berücksichtigung der langwelligen Anteile der Bodenbewegung durchgeführt, können niedrigere Werte für den Beiwert β in der Beziehung (3.16) von EN 1998-1:2004 angenommen werden.

ANMERKUNG Der Wert von β zur Verwendung in einem Land in den Fällen, in denen standortspezifische Untersuchungen unter besonderer Berücksichtigung der langwelligen Anteile der Bodenbewegung durchgeführt wurden, kann in seinem nationalen Anhang festgelegt sein. Der empfohlene Wert für β in einem solchen Fall ist 0,1.

3.6 Komponenten der Bodenbewegung

(1) Die beiden Horizontalkomponenten und die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung sollen als gleichzeitig wirkend angenommen werden.

(2) Soweit berücksichtigt, sollten die Rotationskomponenten der Bodenbewegung als mit den Translationskomponenten gleichzeitig wirkend angenommen werden.

4 Auslegung erdbebenresistenter Türme, Masten und Schornsteine

4.1 Bedeutungsklassen und Bedeutungsbeiwerte

(1)^P Türme, Maste und Schornsteine sind in vier Bedeutungsklassen unterteilt, in Abhängigkeit von den Folgen des Versagens oder der Schädigung, von ihrer Wichtigkeit für die öffentliche Sicherheit und den Schutz der Öffentlichkeit in der Zeit unmittelbar nach einem Erdbeben, und von den gesellschaftlichen und wirtschaftlichen Folgen des Versagens oder der Schädigung.

(2) Die Definitionen der Bedeutungsklassen sind in Tabelle 4.1 enthalten.

Tabelle 4.1 — Bedeutungsklassen für Türme, Maste und Schornsteine

Bedeutungsklasse	
I	Turm, Mast oder Schornstein von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit
II	Turm, Mast oder Schornstein, der nicht Klasse I, III oder IV angehört
III	Turm, Mast oder Schornstein, dessen Versagen für umgebende Gebäude oder für Flächen, wo sich wahrscheinlich Menschen ansammeln, Folgen hätte
IV	Türme, Maste oder Schornsteine, deren ungestörte Funktion von zentraler Bedeutung für die Aufrechterhaltung der Funktionsfähigkeit von Dienstleistungen zum Schutz der Öffentlichkeit ist (Wasserversorgungsnetze, Elektrizitätswerke, Fernmeldeeinrichtungen, Krankenhäuser)

(3) Der Bedeutungsbeiwert $\chi = 1,0$ bezieht sich auf ein Beben mit der Referenz-Wiederkehrperiode nach EN 1998-1:2004, 3.2.1(3).

(4)P Der Wert von χ für die Bedeutungsklasse II ist definitionsgemäß gleich 1,0.

(5)P Die Bedeutungskategorien werden durch verschiedene Bedeutungsbeiwerte χ charakterisiert, wie in EN 1998-1:2004, 2.1(3) beschrieben.

ANMERKUNG Die χ zur Verwendung in einem Land zugewiesenen Werte können in seinem nationalen Anhang festgelegt sein. Die Werte von χ können für die verschiedenen Erdbebenzonen des Landes unterschiedlich sein, in Abhängigkeit von der Erdbebengefährdung und von Überlegungen, die die öffentliche Sicherheit betreffen (siehe Anmerkung zu EN 1998-1:2004, 2.1(4)). Die empfohlenen Werte für χ in den Bedeutungsklassen I, III und IV sind jeweils gleich 0,8, 1,2 und 1,4.

4.2 Regeln zur rechnerischen Abbildung und Rechenannahmen

4.2.1 Anzahl der Freiheitsgrade

(1) Das mathematische Modell sollte:

- die Verschiebungs- und Verdrehungsfreiheitsgrade der Gründung berücksichtigen;
- ausreichend viele Freiheitsgrade mit ihren jeweiligen Massen enthalten, um die Antwort aller wesentlichen tragenden Bauteile, Einrichtungen oder angeschlossener Teile wiederzugeben;
- die Steifigkeit von Kabel und Abspannseilen enthalten;
- die Relativverschiebungen von Festhaltepunkten von Vorrichtungen oder Maschinen berücksichtigen (zum Beispiel die Wechselwirkung zwischen einer Dämmschicht und dem äußeren Rohr in einem Schornstein);
- Wechselwirkungen mit angeschlossenen Rohren, äußerlich angebrachten konstruktiven Halterungen, hydrodynamischen Lasten (sowohl Massen- als auch Steifigkeitseffekte, in Abhängigkeit vom Einzelfall) berücksichtigen.

(2) Modelle elektrischer Freileitungen sollten für die Gesamtstrecke repräsentativ sein. Es sollten mindestens drei aufeinander folgende Freileitungsmaste im Modell enthalten sein, so dass die abgebildeten Massen der Leitungen und deren Steifigkeit die Verhältnisse für den mittleren Freileitungsmast richtig wiedergeben.

(3) Dynamische Modelle von Glockentürmen sollten die Glockenschwingungen berücksichtigen, wenn die Masse der Glocken im Verhältnis zu derjenigen des oberen Teils des Glockenturms ins Gewicht fällt.

4.2.2 Massen

(1)P Die Massendiskretisierung im Modell muss die Verteilung der Trägheitskräfte unter der Erdbebeneinwirkung richtig wiedergeben. Wird eine grobe Diskretisierung der Translationsmassen verwendet, müssen den entsprechenden Drehfreiheitsgraden Rotationsträgheiten zugewiesen werden.

(2)P Die Massen müssen alle ständig vorhandenen Teile, Armaturen, Abgasrohre, Dämmschichten, Staub oder Asche, die an der Oberfläche haften, vorhandene und später anzubringende Beschichtungen, Innenrohre (einschließlich aller maßgebenden kurz- und mittelfristigen Effekte von Flüssigkeiten oder der Feuchtigkeit auf die Dichte des Innenrohrs) und Vorrichtungen enthalten. Es müssen der ständige Wert der Masse von Bauwerken oder Bauteilen usw., der quasi-ständige Wert der Masse von Vorrichtungen und von Eis- oder Schneelasten, und der quasi-ständige Wert der aufgebrachten Lasten auf Plattformen (unter Berücksichtigung von Wartungsarbeiten und zeitweilig vorhandenen Vorrichtungen) berücksichtigt werden.

(3)P Die in EN 1998-1:2004, 3.2.4(2)P, Gleichung (3.17), für die Berechnung der Trägheitsauswirkungen der Erdbebeneinwirkung eingeführten Kombinationsbeiwerte ψ_{Ei} müssen gleich den Kombinationsbeiwerten ψ_{2i} für den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkung q_i wie in EN 1990:2002, Anhang A3 angegeben, angenommen werden.

(4)P Die Masse der Leitungen und Abspannungen muss im Modell enthalten sein.

(5) Ist die Masse der Leitung oder der Abspannung im Verhältnis zu derjenigen des Turmes oder des Freileitungsmastes bedeutsam, sollte die Leitung oder die Abspannung als System mit diskreten Massen modelliert werden.

(6)P Die Gesamteffektivmasse des unter dem Wasserspiegel gelegenen Teils von Einlasstürmen muss gleich der Summe folgender Teilmassen angenommen werden:

- der tatsächlichen Masse des Turmschaftes (ohne Berücksichtigung des Auftriebs),
- der Masse des Wassers, das möglicherweise im Turm eingeschlossen ist (bei Hohltürmen),
- die dynamisch mitwirkende Masse des umgebenden Wassers.

ANMERKUNG In Ermangelung einer genauen Berechnung kann die zusätzliche Masse des mitgeführten Wassers nach dem informativen Anhang F von EN 1998-2:2005 abgeschätzt werden.

4.2.3 Steifigkeit

(1) In Bauteilen aus Stahlbeton sollten die Steifigkeitseigenschaften unter Berücksichtigung der Auswirkungen der Rissbildung bestimmt werden. Beruht die Bemessung auf einem Wert q größer als 1, mit dem entsprechenden Bemessungsspektrum, sollten diese Steifigkeitseigenschaften dem beginnenden Fließen entsprechen und dürfen nach EN 1998-1:2004, 4.3.1(6) und (7) bestimmt werden. Beruht die Bemessung auf einem Wert $q = 1$ und dem elastischen Antwortspektrum oder einer entsprechenden Zeitverlaufsdarstellung der Bodenbewegung, sollte die Steifigkeit von Stahlbetonbauteilen aus den Eigenschaften des gerissenen Querschnitts, die dem Spannungsniveau unter der Erdbebeneinwirkung entsprechen, berechnet werden.

(2) Die Auswirkungen der erhöhten Temperaturen auf die Steifigkeit und die Festigkeit des Stahls oder des Stahlbetons in Stahl- oder Stahlbetonschornsteinen sollte berücksichtigt werden.

(3) Wird ein Kabel durch eine einzige Feder für die Gesamtlänge, statt durch eine Reihe diskreter Massen, die durch Federn verbunden sind, modelliert, sollte die Steifigkeit der einen Feder den Durchhang des Kabels berücksichtigen. Das darf durch Verwendung des folgenden äquivalenten Elastizitätsmoduls geschehen:

$$E_{eq} = \frac{E_c}{1 + \frac{(\gamma \ell)^2}{12 \sigma^3} E_c} \quad (4.1)$$

Dabei ist

E_{eq} der äquivalente Elastizitätsmodul,

γ die Wichte des Kabels, einschließlich des Gewichts etwaiger Eislasten der Leitung in der Erdbeben-Bemessungssituation,

σ die Zugspannung des Kabels,

ℓ die Länge des Kabels,

E_C der Elastizitätsmodul des Werkstoffs des Kabels.

(4) Für Litzen, die aus verdrehten Seilen oder Drähten bestehen, ist E_C im Allgemeinen kleiner als der Elastizitätsmodul E eines einzelnen Strangs. In Ermangelung spezifischer Herstellerangaben darf folgende Abminderung vorgenommen werden:

$$\frac{E_C}{E} = \cos^3 \beta \quad (4.2)$$

mit β als Wickelwinkel des Einzelstrangs.

(5) Ist die Vorspannung des Kabels so groß, dass der Durchhang vernachlässigt werden kann, oder ist der Mast niedriger als 40 m, so darf das Kabel als lineare Feder modelliert werden.

ANMERKUNG Die Kabelmasse sollte im Einklang mit 4.2.2(4)P voll berücksichtigt werden.

4.2.4 Dämpfung

(1) Wird die Berechnung nach 3.3(3) auf der Grundlage des elastischen Antwortspektrums von EN 1998-1:2004, 3.2.2.2, durchgeführt, darf eine viskose Dämpfung ungleich 5 % verwendet werden. In diesem Fall darf eine multimodale Antwortspektrumsberechnung mit verschiedenen Dämpfungswerten für jede Modalform durchgeführt werden.

ANMERKUNG Im informativen Anhang B wird ein multimodales Antwortspektrumsverfahren unter Berücksichtigung modaler Dämpfungswerte beschrieben.

4.2.5 Boden-Bauwerk-Wechselwirkung

(1) Für Bauwerke, die auf weiche Bodenschichten gegründet sind, gilt EN 1998-1:2004, 4.3.1(9)P für die Auswirkungen der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung.

ANMERKUNG 1 Der informative Anhang C gibt Anweisungen für die Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung bei der Berechnung.

ANMERKUNG 2 In hohen Bauwerken, z. B. mit einer Höhe größer als die fünffache größte Basisabmessung, ist die Drehnachgiebigkeit des Bodens wichtig und könnte die Effekte nach Theorie 2. Ordnung wesentlich verstärken.

4.3 Berechnungsmethoden

4.3.1 Anwendbare Methoden

(1) Die Erdbebenbeanspruchungen und die Beanspruchungen infolge anderer Einwirkungen, die in der Erdbeben-Bemessungssituation enthalten sind, dürfen auf der Grundlage eines linear-elastischen Verhaltens des Bauwerks bestimmt werden.

(2) Es gelten EN 1998-1:2004, 4.3.3.1(2)P, (3), (4) und (5).

ANMERKUNG Es gilt die Anmerkung von EN 1998-1:2004, 4.3.3.1(4).

(3)P Damit die Annahme der in ihrer Ebene starren Scheibe für Stahltürme gilt, muss ein horizontales Aussteifungssystem vorgesehen werden, das in der Lage ist, die benötigte Steifigkeit zu liefern.

(4)P Damit die Annahme der in ihrer Ebene starren Scheibe für Stahlschornsteine gilt, müssen horizontale Aussteifungsringe in kleinen Abständen vorgesehen werden.

(5) Sind die Bedingungen für die Anwendbarkeit der Annahme von in ihrer Ebene starren Scheiben nicht erfüllt, sollte eine dreidimensionale dynamische Berechnung durchgeführt werden, die in der Lage ist, die Verformungen des Bauwerks in Horizontalschnitten zu erfassen.

4.3.2 Verfahren der statischen Ersatzlasten (Vereinfachtes Antwortspektrumsverfahren)

4.3.2.1 Allgemeines

- (1) Diese Art von Berechnung ist auf Bauwerke anwendbar, die beide der folgenden Bedingungen erfüllen.
- a) Die Verteilungen der horizontalen Steifigkeit und der Masse sind im Grundriss in etwa symmetrisch, bezogen auf zwei horizontale rechtwinklige Achsen, so dass für jede dieser zwei zueinander orthogonalen Richtungen ein unabhängiges Modell verwendet werden kann.
 - b) Die Antwort wird durch Beiträge höherer Schwingungsformen nur unwesentlich beeinflusst.

(2) Damit die Bedingung (1)b) erfüllt ist, sollten die Perioden in der Grundschiebungsförm in jeder der beiden Horizontalrichtungen nach (1)a) EN 1998-1:2004, 4.3.3.2.1(2)a erfüllen. Zusätzlich sollten die horizontale Steifigkeit, die Masse und die horizontalen Abmessungen des Bauwerks konstant bleiben oder allmählich von der Basis zur Spitze abnehmen, ohne sprunghafte Änderungen.

ANMERKUNG Die detaillierten oder zusätzlichen Bedingungen für die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrumsverfahrens in einem Land können in seinem nationalen Anhang festgelegt sein. Die empfohlenen zusätzlichen Bedingungen sind: Gesamthöhe H nicht größer als 60 m und Bedeutungsklasse I oder II.

(3) Wenn die Relativbewegungen zwischen den Festhaltepunkten von Rohren und Vorrichtungen, die in verschiedenen Punkten aufgelagert sind, für den Nachweis der Rohre oder der Vorrichtungen wichtig sind, sollte eine multimodale Antwortspektrumsberechnung durchgeführt werden, um den Beitrag höherer Modalformen zur Größe dieser Relativbewegungen zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Das vereinfachte Antwortspektrumsverfahren könnte die Größe der Relativbewegung zwischen verschiedenen Punkten des Bauwerks unterschätzen.

4.3.2.2 Erdbebenkräfte

(1) Die Berechnung der seismischen Beanspruchung wird durchgeführt, indem Horizontalkräfte F_i , $i = 1, 2, \dots, n$ auf die n diskrete Massen des Bauwerkmodells aufgebracht werden, einschließlich der Massen der Gründung. Die Summe dieser Kräfte ist gleich der Gesamterdbebenkraft, definiert als:

$$F_t = S_d(T) \sum_1^n m_j \tag{4.3}$$

Dabei ist

$S_d(T)$ die Ordinate des Bemessungsantwortspektrums wie in EN 1998-1:2004, 3.2.2.5 für die Periode T der Grundschiebungsförm in Richtung der Horizontalkräfte definiert. Wird die Periode T nicht wie in EN 1998-1:2004, 4.3.3.2.2(2) bestimmt, sollte in dem Ausdruck (4.3) stattdessen der Spektralwert $S_d(T_C)$ verwendet werden.

(2) Die Verteilung der Horizontalkräfte F_i auf die n diskrete Massen sollte nach EN 1998-1:2004, **4.3.3.2.3** erfolgen.

ANMERKUNG Das vereinfachte Antwortspektrumsverfahren überschätzt normalerweise die Erdbebenbeanspruchungen in konisch zulaufenden Türmen, in denen die Massenverteilung mit der Höhe stark abnimmt.

4.3.3 Multimodales Antwortspektrumsverfahren

4.3.3.1 Allgemeines

(1) Diese Berechnungsmethode darf auf alle Bauwerke angewendet werden, wobei die seismische Einwirkung durch ein Antwortspektrum definiert wird.

4.3.3.2 Anzahl der Eigenschwingungsformen

(1)P Es gilt EN 1998-1:2004, **4.3.3.3.1(2)P**.

(2) Die in (1)P festgelegten Anforderungen dürfen als erfüllt betrachtet werden, wenn die Summe der berücksichtigten effektiven Modalmassen mindestens 90 % der Gesamtmasse des Bauwerks erreicht.

ANMERKUNG 1 Der informative Anhang D liefert weitere Informationen und Anleitungen für die Anwendung von (2).

ANMERKUNG 2 Die Anzahl der für die Bestimmung der seismischen Beanspruchung an der Spitze des Bauwerks notwendigen Modalformen ist im Allgemeinen höher als diejenige, die dazu ausreicht, um das Kippmoment oder die Gesamterdbebenkraft am Fuß des Bauwerks zu bestimmen.

ANMERKUNG 3 Quasi-axisymmetrische Bauwerke besitzen normalerweise sehr eng beieinander liegende Eigenformen, die einer besonderen Behandlung bedürfen.

4.3.3.3 Kombination der Modalbeiträge

(1) Es gelten EN 1998-1:2004, **4.3.3.3.2(1)**, (2) und (3)P für die Kombination der modalen Maxima der Antworten.

4.4 Kombinationen der Beanspruchungen infolge der Komponenten der Erdbebeneinwirkung

(1) Die Beanspruchung infolge jeder Rotationskomponente der Bodenbewegung um eine horizontale Richtung darf mit derjenigen der Translationskomponente in der rechtwinklig dazu verlaufenden Horizontalrichtung mit Hilfe der SRSS-Regel kombiniert werden.

(2) Die Kombination der Beanspruchungen der Komponenten der Erdbebeneinwirkung sollte im Einklang mit einer der beiden alternativen Vorgehensweisen nach EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2(4)** erfolgen. Für die Anwendung der Vorgehensweise nach EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2(4)** auf Basis der Gleichungen (4.20) bis (4.22) sollten etwaige Rotationskomponenten um eine Horizontalrichtung zuerst mit den Translationskomponenten in der senkrecht dazu verlaufenden Horizontalrichtung nach (1) überlagert werden.

4.5 Kombinationen der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen

(1) Es gelten EN 1990:2002, **6.4.3.4** und EN 1998-1:2004, **3.2.4(1)P** und (4) für die Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen in der Erdbeben-Bemessungssituation.

4.6 Verschiebungen

(1) Es gelten EN 1998-1:2004, **4.3.4(1)P** und (3) für die Berechnung der durch die Bemessungs-Erdbebeeinwirkung hervorgerufenen Verschiebungen.

4.7 Sicherheitsnachweise

4.7.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1)P Die Forderung des Nichtversagens in der Erdbeben-Bemessungssituation (Grenzzustand der Tragfähigkeit) ist als erfüllt anzusehen, wenn die in folgenden Unterabsätzen niedergelegten Bedingungen hinsichtlich der Festigkeit der Bauteile und Verbindungen, der Duktilität und der Standsicherheit erfüllt sind.

4.7.2 Tragfähigkeitsbedingung für tragende Bauteile

(1)P Folgende Beziehung muss für alle tragenden Bauteile einschließlich ihrer Verbindungen erfüllt sein:

$$R_d \geq E_d \quad (4.4)$$

Dabei ist

R_d die Bemessungs-Tragfähigkeit (Widerstand) des Bauteils, berechnet im Einklang mit den mechanischen Modellen und den Regeln des betreffenden Werkstoffs (ausgedrückt durch die charakteristischen Werte der Werkstoffeigenschaften, f_k , und den Teilsicherheitsbeiwerten γ_M),

E_d der Bemessungswert der Beanspruchung in der Erdbeben-Bemessungssituation (siehe EN 1990:2002 **6.4.3.4**), unter Einbeziehung, sofern notwendig, von Effekten nach Theorie 2. Ordnung (siehe **4.7.3**) und von thermischen Effekten (siehe **4.8**). Eine Umlagerung von Biegemomenten ist nach EN 1992-1-1:2004, EN 1993-1-1:2004 und EN 1994-1-1:2004 erlaubt.

ANMERKUNG Die den Teilsicherheitsbeiwerten für Stahl, Beton, Baustahl, Mauerwerk und anderen Werkstoffen zur Verwendung in einem Land zugewiesenen Werte können in dem einschlägigen nationalen Anhang zu dieser Norm festgelegt sein. Anmerkungen zu den Absätzen **5.2.4(3)**, **6.1.3(1)**, **7.1.3(1)** und **9.6(3)** in EN 1998-1:2004 betreffen die Werte der Teilsicherheitsbeiwerte für Stahl, Beton, Baustahl und Mauerwerk für die Auslegung neuer Gebäude in verschiedenen Ländern.

4.7.3 Effekte nach Theorie 2. Ordnung

(1)P Effekte nach Theorie 2. Ordnung müssen berücksichtigt werden, es sei denn, die Bedingung in (2) ist erfüllt.

(2) Effekte nach Theorie 2. Ordnung brauchen nicht berücksichtigt zu werden, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$\delta M / M_0 < 0,10 \quad (4.5)$$

Dabei ist

δM das Kippmoment infolge des (P- Δ) Effekts nach Theorie 2. Ordnung,

M_0 das Kippmoment nach Theorie 1. Ordnung.

4.7.4 Tragfähigkeit (Widerstand) der Verbindungen

(1)P Für geschweißte oder geschraubte nichtdissipative Verbindungen muss die Tragfähigkeit im Einklang mit EN 1993-1-1 bestimmt werden.

(2)P Die für geschweißte oder geschraubte dissipative Verbindungen vorzusehende Tragfähigkeit muss größer sein als die plastische Tragfähigkeit der verbundenen dissipativen Bauteile, ermittelt auf der Grundlage der Bemessungs-Streckgrenze des Werkstoffs wie in EN 1993-1-1 definiert und unter Berücksichtigung des Überfestigkeitsbeiwerts (siehe EN 1998-1, **6.1.3(2)** und **6.2**).

(3) Bezüglich der Anforderungen an und Eigenschaften von Schrauben und Schweißhilfsstoffen gilt EN 1993-1-8:2004.

(4) Nichtdissipative Verbindungen dissipativer Bauteile mittels durchgehender Stumpfnähte erfüllen die Überfestigkeitsbedingung.

4.7.5 Standsicherheit

(1)P Die globale Standsicherheit des Bauwerks in der Erdbeben-Bemessungssituation muss nachgewiesen werden, und zwar unter Berücksichtigung des Einflusses der Wechselwirkung mit den angeschlossenen Rohren und von hydrodynamischen Lasten, sofern sie für die Erdbeben-Bemessungssituation relevant sind.

(2) Die globale Standsicherheit darf als gegeben betrachtet werden, wenn die Bedingungen zum Standsicherheitsnachweis in EN 1992-1-1, EN 1993-1-1, EN 1993-1-5, EN 1993-1-6, EN 1993-3-1 und EN 1993-3-2 erfüllt sind.

(3) Die Verwendung von Querschnitten der Klasse 4 in Stahlbauteilen ist erlaubt, unter der Voraussetzung, dass alle der folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) die spezifischen Regeln in EN 1993-1-1:2004, **5.5** sind erfüllt;
- b) der Wert des Verhaltensbeiwerts q ist auf 1,5 begrenzt (siehe auch die spezifischen Regeln der Abschnitte **6** oder **7** für Bauwerke mit Querschnitten der Klasse 4); und
- c) die Schlankheit λ ist nicht größer als:
 - 120 in Fußstützen;
 - 180 in seismisch primären Aussteifungsstäben;
 - 250 in seismisch sekundären Aussteifungsstäben;

Seismisch primäre und seismisch sekundäre Bauteile sind in EN 1998-1:2004, **4.2.2** definiert.

4.7.6 Duktilität und Energiedissipationsbedingung

(1)P Die tragenden Bauteile und das Bauwerk als Ganzes müssen Duktilitäts- und Energiedissipationskapazitäten besitzen, die zur Abdeckung der Anforderungen bei der Erdbeben-Bemessungseinwirkung ausreichen. Der Zahlenwert des Verhaltensbeiwerts, der bei der Bemessung verwendet wird, sollte von der Duktilität und der Energiedissipationskapazität des Bauwerks abhängen.

(2) Die Anforderung in (1)P kann durch jede der folgenden Bemessungsvarianten als erfüllt betrachtet werden:

- a) Auslegung des Bauwerks für ein dissipatives Verhalten, unter Verwendung eines Verhaltensbeiwerts größer als 1,5 und Anwendung der in den Abschnitten **5**, **6**, **7** und **8** angegebenen spezifischen Regeln für die Energiedissipationskapazität der in diesen Abschnitten angesprochenen verschiedenen Bauwerksarten.
- b) Auslegung des Bauwerks für nichtdissipatives (oder leicht dissipatives) Verhalten, unter Verwendung eines Zahlenwerts für den Verhaltensbeiwert nicht größer als 1,5 und Anwendung von **2.1(4)**.

4.7.7 Gründungen

(1)P Es gilt EN 1998-1:2004, **2.2.2(4)P**.

(2) Die Bemessung und der Nachweis der Gründung sollten im Einklang mit EN 1998-1:2004, 4.4.2.6 sein. Ist die berechnete Beanspruchung für die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung, $E_{F,E}$, in Gleichung (4.30) der EN 1998-1:2004 die Vertikalkraft infolge des Bebens, N_{Ed} , darf der Beitrag der Vertikalkomponente der seismischen Einwirkung zu N_{Ed} vernachlässigt werden, wenn er ein Abheben der Gründung verursacht.

4.7.8 Abspannseile und Formstücke

(1) Für die Anforderungen an und die Eigenschaften von Seilen, Litzen, Drähten und Formstücken gilt EN 1993-1-11.

4.8 Thermische Effekte

(1) Die thermischen Effekte der normalen Betriebstemperatur auf die mechanischen Eigenschaften der tragenden Bauteile, wie z. B. auf den Elastizitätsmodul und die Streckgrenze, sollten im Einklang mit EN 1992-1-2:2004, EN 1993-1-2:2004 und EN 1994-1-2:2004 berücksichtigt werden. Thermische Effekte dürfen bei einer Temperatur der tragenden Bauteile von unter 100 °C vernachlässigt werden. Für freistehende Stahlschornsteine, siehe EN 13084-7.

4.9 Grenzzustand der Schadensbegrenzung

(1) Die Schadensbegrenzungsanforderung stellt Grenzwerte für die Verschiebungen unter der Erdbebeneinwirkung entsprechend dem Grenzzustand der Schadensbegrenzung auf. Die Abschnitte 5, 6, 7 und 8 stellen Grenzwerte in Abhängigkeit von der Bauwerksart zur Verfügung.

(2) Ist der Betrieb des Bauwerks empfindlich gegenüber Verformungen (zum Beispiel in Fernmeldetürmen, wo Verformungen zu bleibenden Schäden der Ausrüstung oder Signalverlust führen können), dürfen kleinere Verformungsgrenzen verwendet werden.

(3) Verformungen für die Schadensbegrenzungsbedingung dürfen berechnet werden, indem die im Einklang mit 4.6(1) für die seismische Bemessungseinwirkung entsprechend den Anforderungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit berechneten Werte mit einem Abminderungsfaktor ν multipliziert werden, der die niedrigere Wiederkehrperiode der mit der Schadensbegrenzungsanforderung verknüpften Erdbebeneinwirkung berücksichtigt (siehe EN 1998-1:2004, 4.4.3.1).

(4) Der Wert des Abminderungsfaktors ν darf auch von der Bedeutungsklasse des Bauwerks abhängen.

ANMERKUNG Die ν zur Verwendung in einem Land zugewiesenen Werte können in seinem nationalen Anhang festgelegt sein. Es können verschiedene Werte für ν für die verschiedenen Erdbebenzonen des Landes definiert werden, in Abhängigkeit von den Umständen der Erdbebengefährdung und den Zielen der Schadensbegrenzung, die für Türme, Maste oder Schornsteine verschieden sein können. Die empfohlenen Werte für ν sind $\nu=0,4$ für die Bedeutungsklassen III und IV und $\nu=0,5$ für die Bedeutungsklassen I und II.

4.10 Verhaltensbeiwert

4.10.1 Allgemeines

(1)P Der Zahlenwert des Verhaltensbeiwerts q muss wie folgt bestimmt werden:

$$q = q_0 k_r \geq 1,5 \quad (4.6)$$

Dabei ist

q_0 der Grundwert des Verhaltensbeiwerts, in Abhängigkeit von der Duktilität des Aussteifungssystems zur Aufnahme von Horizontallasten, mit Werten, die in den Abschnitten 5, 6, 7 und 8 für jede Bauwerksart definiert werden,

k_r der Modifikationsbeiwert, abhängig von den Abweichungen von einer gleichmäßigen Verteilung für Massen, Steifigkeiten oder Festigkeiten, mit den in **4.10.2** definierten Werten.

4.10.2 Werte des Modifikationsbeiwerts k_r

(1)P Der Wert von k_r muss gleich 1,0 angenommen werden, es sei denn, er wurde wegen einer der folgenden Unregelmäßigkeiten im Bauwerk verändert.

- a) Horizontale Ausmittigkeit der Masse in einer Horizontalebene bezogen auf den Steifigkeitsmittelpunkt der Bauteile in dieser Ebene, die 5 % der dazu parallelen Abmessung des Bauwerks übersteigt:

$$k_r = 0,8$$

- b) Öffnungen in einem Turm oder Tragrohr, die zu einer Reduktion des Trägheitsmoments des Querschnitts von 30 % oder mehr führen:

$$k_r = 0,8$$

- c) Konzentrierte Massen innerhalb des oberen Drittels der Bauwerkshöhe, die mit 50 % oder mehr am Kippmoment am Fuß beteiligt sind:

$$k_r = 0,7$$

(2)P Sind mehr als eine der obigen Unregelmäßigkeiten vorhanden, muss k_r gleich dem 0,9fachen Wert des niedrigsten k_r -Werts angenommen werden.

5 Besondere Regeln für Stahlbetonschornsteine

5.1 Anwendungsbereich

(1)P Dieser Abschnitt behandelt Stahlbetonschornsteine mit ringförmigem (hohlkreisförmigem) Querschnitt.

(2)P Stahlbetonschornsteine, die nach diesem Eurocode bemessen werden, müssen EN 1992-1-1:2004 und EN 1992-1-2:2004 sowie den in diesem Abschnitt festgelegten zusätzlichen Regeln genügen. Für freistehende Stahlbetonschornsteine gelten ebenfalls die Regeln von EN 13084-2:2001, soweit diese die Regeln von EN-Eurocodes ergänzen und nicht widersprechen.

(3) Der Beton sollte keiner niedrigeren Klasse als C20/25 angehören, wie in EN 1992-1-1:2004 definiert.

5.2 Auslegung für dissipatives Verhalten

(1) Stahlbetonschornsteine dürfen für dissipatives Verhalten mit einem Grundwert $q_0 = 2,5$ für den Verhaltensbeiwert ausgelegt werden, wenn innerhalb der in (2) definierten kritischen Bereiche die Regeln dieses Absatzes **5.2** Anwendung finden.

(2) Die kritischen Bereiche sollten wie folgt angenommen werden:

- vom Fuß des Schornsteins bis zu einer Höhe D über dem Fußquerschnitt;
- von einer sprunghaften Querschnittsänderung bis zu einer Höhe D oberhalb der sprunghaften Querschnittsänderung;
- ein Abstand D oberhalb und unterhalb von Schornsteinquerschnitten mit mehr als einer Öffnung.

D ist der äußere Schornsteindurchmesser in der Mitte des kritischen Bereichs.

(3) Bei der Auslegung für dissipatives Verhalten sollte innerhalb der kritischen Bereiche nach (2) ein Mindestwert der örtlichen Krümmungsduktilität, μ_ϕ , vorhanden sein. Die örtliche Krümmungsduktilität sollte durch das Vorhandensein von Umschnürungsbewehrung im Einklang mit (4) und mit EN 1998-1:2004, 5.4.3.2.2(10)P und (11) sichergestellt sein.

(4) Das wie in EN 1998-1:2004, 5.4.3.2.2(8) definierte mechanische volumetrische Verhältnis der Umschnürungsbewehrung ω_{wd} , sollte mit der örtlichen Krümmungsduktilität, μ_ϕ , nach Abplatzen der Betondeckung in Beziehung gebracht werden. Das geschieht durch das allgemeine Vorgehen über:

- a) die Definition der Krümmungsduktilität aus den Krümmungen im Bruch- und im Fließzustand als $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$,
- b) die Berechnung von ϕ_u als $\phi_u = \varepsilon_{cu2,c} / x_u$ und von ϕ_y als $\phi_y = 1,5f_y / (E_s D)$, mit D als Durchmesser wie in (2) definiert;
- c) die Höhe der Druckzone, x_u , die aus dem Gleichgewicht auf Querschnittsebene im Bruchzustand geschätzt wird;
- d) die Spannungs-Dehnungs-Modelle in EN 1992-1-1:2004, 3.1.9 und die Festigkeit und Bruchdehnung des umschnürten Betons $f_{ck,c}$ und $\varepsilon_{cu2,c}$ als Funktionen der effektiven horizontalen Einschnürungspressung im Einklang mit EN 1992-1-1:2004, 3.1.9; und
- e) den Ausdruck $0,5\alpha\omega_{wd}$ für die effektive horizontale Einschnürungspressung, mit dem Effektivitätsbeiwert der Umschnürung α nach EN 1998-1:2004, 5.4.3.2.2(8)b) oder c).

(5) Der Zahlenwert der Krümmungsduktilität μ_ϕ der in (3), (4) einzusetzen ist, darf aus der Verschiebungsduktilität, μ_δ , mit Hilfe folgender Gleichung berechnet werden:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 1 + \frac{\mu_\delta - 1}{4 \frac{L_{pl}}{L_V} - 0,5 \frac{L_{pl}}{L_V}} \quad (5.1)$$

Dabei ist

L_{pl} die Länge der plastischen Zone (Fließgelenk),

$L_V = M_{Ed} / V_{Ed}$ die Schublänge des Schornsteins am unteren Querschnitt des kritischen Bereichs, auf der Grundlage der berechneten Werte für das Biegemoment und für die Querkraft ermittelt.

(6) Der Wert der Verschiebungsduktilität μ_δ der in Gleichung (5.1) einzusetzen ist, darf aus folgenden Beziehungen zwischen μ_δ und q_0 hergeleitet werden:

$$\mu_\delta = q_0 \quad \text{falls } T_1 \geq T_C \quad (5.2)$$

$$\mu_\delta = 1 + (q_0 - 1) T_C / T_1 \quad \text{falls } T_1 < T_C \quad (5.3)$$

mit T_1 als Periode der Grundschiwingung des Schornsteins und T_C als Periode an der oberen Grenze des Bereichs konstanter Beschleunigungen im Spektrum, nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2(2)P.

(7) Der Wert der Länge der plastischen Zone L_{pl} , der in Gleichung (5.1) einzusetzen ist, darf angenommen werden zu

$$L_{pl} = 0,5D \quad (5.4)$$

mit D als Außendurchmesser des Schornsteins, wie in (2) definiert.

(8) Zur Vermeidung eines implodierenden Abplatzens des Betons der Innenleibung sollte das Verhältnis des äußeren Durchmessers, wie in (2) definiert, zur Wanddicke des Querschnitts innerhalb der kritischen Bereiche nach (2) den Wert 20 nicht überschreiten.

(9) Horizontale Arbeitsfugen sollten innerhalb der nach (2) definierten kritischen Bereiche vermieden werden.

(10) EN 1998-2:2005, 6.2.3 gilt innerhalb der kritischen Bereiche, wie in (2) definiert.

5.3 Bauliche Durchbildung der Bewehrung

5.3.1 Mindestbewehrung (vertikal und horizontal)

(1)P In Schornsteinen mit einem Außendurchmesser D von 4 m oder mehr muss die vertikale und horizontale Bewehrung in jeweils zwei Lagen verlegt werden, nämlich in einer Lage je Richtung nahe der Innen- und einer anderen nahe der Außenfläche, wobei nicht weniger als die Hälfte der gesamten Vertikalbewehrung in die Lage nahe der Außenfläche verlegt werden muss.

(2) In Schornsteinen mit einem Außendurchmesser von 4 m oder mehr sollte das Mindestverhältnis der Vertikalbewehrung zur Querschnittsfläche nicht kleiner sein als 0,003.

(3) In Schornsteinen mit einem Außendurchmesser von 4 m oder mehr sollte das Mindestverhältnis der Horizontalbewehrung zur Querschnittsfläche nicht kleiner sein als 0,002 5. Für freistehende Stahlbetonschornsteine gilt ebenfalls die einschlägige Regel von EN 13084-2:2001,

(4)P In Schornsteinen mit einem Außendurchmesser kleiner als 4 m darf die gesamte vertikale oder horizontale Bewehrung in einer einzigen Lage („Vorhang“) je Richtung nahe der Außenfläche verlegt werden. In diesem Fall sollte das Verhältnis der Bewehrung in der äußeren Lage zur Querschnittsfläche je Richtung mindestens 0,002 betragen.

(5) In der Nähe der Schornsteinspitze, wo die Spannungen infolge ständiger Lasten niedrig sind, darf der Mindestbewehrungsgrad der Vertikalbewehrung gleich demjenigen der Horizontalbewehrung genommen werden.

(6) Der Abstand von lotrechten Bewehrungsstäben sollte nicht mehr als 250 mm betragen, derjenige von Horizontalstäben nicht mehr als 200 mm.

(7) Die horizontalen Bewehrungsstäbe sollten zwischen den vertikalen Bewehrungsstäben und der Betonaußenfläche liegen. Es sollten Querhaken zwischen der äußeren und der inneren Bewehrungslage vorhanden sein, mit einem horizontalen und vertikalen Abstand von höchstens 600 mm.

5.3.2 Mindestbewehrung rund um Öffnungen

(1) Längs des Umrisses und der Ecken von Öffnungen sollte zusätzliche Bewehrung zu derjenigen, die in einiger Entfernung von der Öffnung vorhanden ist, verlegt werden. Die zusätzliche Bewehrung sollte an den Ecken sowohl Diagonal- als auch Vertikal- und Horizontalstäbe umfassen und möglichst nahe an der Außenfläche der Öffnung verlegt werden, soweit dies die üblichen konstruktiven Überlegungen erlauben. Die Länge der Stäbe sollte eine volle Verankerungslänge jenseits des Umrisses der Öffnung nicht unterschreiten.

(2) Die Querschnittsfläche der zusätzlichen Horizontal- und Vertikalbewehrung in jeder Richtung sollte nicht kleiner sein als diejenige der Bewehrungsstäbe, die infolge der Öffnung unterbrochen wurden. In den beiden Streifen entlang der Vertikalseiten der Öffnung mit einer Breite jeweils gleich der halben Breite der Öffnung sollte der vertikale Bewehrungsgrad 0,007 5 nicht unterschreiten.

5.4 Besondere Regeln für die Berechnung und die Auslegung

(1) Mit Ausnahme der Fälle nach (2)P braucht nur eine Horizontalkomponente der Bodenbewegung berücksichtigt zu werden.

(2)P In Schornsteinen, die innerhalb der in 5.2(2) definierten kritischen Bereiche Öffnungen haben, deren horizontale Abmessung größer ist als die Dicke der Schornsteinwand, müssen beide Horizontalkomponenten der Bodenbewegung berücksichtigt werden.

(3) Die Vertikalkomponente der Bodenbewegung darf vernachlässigt werden.

(4) Wird das Innenrohr (bestehend aus Ziegelmauerwerk, Stahl oder anderen Werkstoffen) quer in eng gestaffelten Punkten an der Schornsteinwandschale befestigt, so dass die Relativbewegung zwischen Innenrohr und Wandschale vernachlässigbar angenommen wird, darf die Masse des Innenrohrs derjenigen der Wandschale zugeschlagen werden, ohne besondere Freiheitsgrade für das Innenrohr zu berücksichtigen.

(5) Lässt die Verbindung des Schornsteininnenrohrs mit der Schornsteinspitze und eventuell mit Zwischenpunkten Relativbewegungen zwischen dem Innenrohr und der Wandschale zu, sollte das Innenrohr im dynamischen Berechnungsmodell getrennt von der Wandschale betrachtet werden. In diesem Fall sollte, wenn das elastische Antwortspektrum nach 3.3(2) und 4.2.4 für die Berechnung verwendet wird, der Dämpfungswert für das Innenrohr von ihrer Bauweise abhängen.

ANMERKUNG Der informative Anhang B schlägt Dämpfungswerte für typische Innenrohrwerkstoffe vor.

5.5 Grenzzustand der Schadensbegrenzung

(1) Abgasrohre in Schornsteinen sollten hinsichtlich erzwungener Verformungen zwischen den Festhaltepunkten und hinsichtlich des freien Raums zwischen den inneren Teilen überprüft werden, so dass die Gasdichtigkeit nicht verloren geht und eine ausreichende Sicherheit gegen ein Versagen des Abgasrohrs unter den nach 4.9(3) berechneten Verschiebungen sichergestellt bleibt.

(2) Die Schadensbegrenzungsbedingung wird als erfüllt angesehen, wenn die Horizontalverschiebung der Bauwerksspitze, nach 4.9(3) berechnet, 0,5 % der Bauwerkshöhe nicht überschreitet.

(3) Die nach 4.9(3) berechnete Relativverschiebung zwischen verschiedenen Befestigungspunkten für das Innenrohr sollte aus Gründen der Schadensbegrenzung des Innenrohrs niedrig gehalten werden. Werden für das konkrete Projekt keine strengeren Werte vorgegeben, sollten folgende Grenzwerte für die horizontale Relativverschiebung benachbarter Befestigungspunkte des Innenrohrs eingehalten werden:

a) wenn Vorkehrungen getroffen wurden, um Relativverschiebungen zwischen unterschiedlichen Teilen des Innenrohrs zu ermöglichen (z. B. indem man das Innenrohr aus Teilrohren konstruiert, die unabhängig voneinander sind und einen geeigneten Spielraum zu einander haben):

$$d_r \leq 0,020 \Delta H \quad (5.5)$$

b) in allen anderen Fällen:

$$d_r \leq 0,012 \Delta H \quad (5.6)$$

ΔH ist der Vertikalabstand von benachbarten Podesten zur Abstützung der Auskleidung.

6 Besondere Regeln für Stahlschornsteine

6.1 Auslegung für dissipatives Verhalten

(1) Stahlrahmen oder Fachwerke, die zur horizontalen Abstützung von Abgasrohren von Schornsteinen dienen, dürfen im Einklang mit den einschlägigen Regeln von EN 1998-1:2004, Abschnitt 6, für dissipatives Verhalten ausgelegt werden. In diesem Fall sollte ihre Bemessung auf Grundwerten q_0 vom Verhaltensbeiwert basieren, die folgende Werte nicht überschreiten:

- a) biegesteife Rahmen oder Rahmen mit exzentrischen Verbänden: $q_0 = 5$
- b) Rahmen mit konzentrischen Verbänden: q_0 wird Bild 7.1 entnommen

(2) Stahlschornsteine, die aus einem Tragrohr bestehen, die für dissipatives Verhalten ausgelegt wurde, sollten die Bedingungen von EN 1993-1-1:2004, 5.4.3 und 5.6 für plastische Tragwerksberechnung erfüllen. In diesem Fall darf ihre Bemessung auf einem Grundwert des Verhaltensbeiwerts $q_0 = 2,5$ basieren.

(3) Der Grundwert des Verhaltensbeiwerts wird in Abhängigkeit von den gewählten Querschnitten durch die Zahlenwerte der Tabelle 6.1 begrenzt.

ANMERKUNG Abgespannte Stahlschornsteine sind normalerweise leicht. Dadurch ist für deren Bemessung für horizontale Einwirkungen üblicherweise der Wind maßgebend, es sei denn, es sind große Fackelkonstruktionen oder andere Massen in der Nähe der Spitze vorhanden.

Tabelle 6.1 — Einschränkungen für den Grundwert des Verhaltensbeiwerts in Abhängigkeit von der Querschnittsklasse der Stahlbauteile

Grundwert q_0 des Verhaltensbeiwerts	Erlaubte Querschnittsklasse
$q_0 \leq 1,5$	Klasse 1, 2, 3 oder 4 (im Einklang mit 4.7.5(3))
$1,5 < q_0 \leq 2$	Klasse 1, 2 oder 3
$2 < q_0 \leq 4$	Klasse 1 oder 2
$q_0 > 4$	Klasse 1

6.2 Werkstoffe

6.2.1 Allgemeines

(1)P Der Baustahl muss den in EN 1993-1-1:2004, 1.2.2 und EN 1993-3-2 erwähnten, Europäischen Normen genügen.

(2)P Der Baustahl muss EN 1993-1-1:2004, 3.2 genügen.

(3)P Die Dicke der Stahlbauteile sollte den Anforderungen von EN 1993-1-10:2004, Tabelle 2.1 genügen, in Abhängigkeit von der Arbeit bei der Charpy-Kerbschlagzähigkeitsprüfung mit V-Kerbe (CVN) und anderen einschlägigen Kennwerten, und von EN 1993-3-2.

(4) Für Verbindungen zwischen Bauteilen aus Edelstahl oder legiertem Stahl und Kohlenstoffstahl sind geschraubte Verbindungen vorzuziehen. Um beschleunigte Korrosion infolge galvanischer Effekte zu vermeiden, sollten solche Verbindungen isolierende Dichtungen haben. Schweißen ist unter der Voraussetzung erlaubt, dass eine fachmännische metallurgische Überprüfung beim Schweißverfahren und bei der Elektrodenwahl stattfindet.

6.2.2 Mechanische Eigenschaften von Kohlenstoff-Baustählen (Schwarzstählen)

(1)P Die mechanischen Eigenschaften der Kohlenstoff-Baustähle S 235, S 275, S 355, S 420, S 460 müssen EN 1993-1-1:2004 und, die Eigenschaften bei höheren Temperaturen betreffend, EN 1993-1-2:2004, 3.2 und EN 1993-3-2 entnommen werden.

6.2.3 Mechanische Eigenschaften von nichtrostenden Stählen

(1)P Mechanische Eigenschaften von nichtrostenden Stählen müssen EN 1993-1-4 und, die Eigenschaften bei höheren Temperaturen betreffend, EN 1993-1-2:2004 entnommen werden.

6.2.4 Verbindungen

(1) Für Verbindungsmaterialien, Schweißhilfsstoffe usw. sollte auf EN 1993-1-8:2004 und die dort bezeichneten Produktrichtlinien Bezug genommen werden.

ANMERKUNG Es wird auch auf den informativen Anhang C und E von EN 1993-3-2 hingewiesen.

6.3 Grenzzustand der Schadensbegrenzung

(1) Es gilt 5.5(1).

(2) Es gilt 5.5(2).

6.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Es wird davon ausgegangen dass die Auslegung nach der vorliegenden Norm einschließlich der Zahlenwerte für die Verhaltensbeiwerte für dissipatives oder nichtdissipatives Verhalten sicherstellt, dass ein Versagen von konstruktiven Details (besonders Verbindungen) nach einigen wenigen Beanspruchungszyklen (low cycle fatigue) keinen Beitrag zum Grenzzustand der Tragfähigkeit leistet.

(2) Bei der Bemessung von konstruktiven Details (z. B. von Flanschen) sollte die plastische Spannungsverteilung berücksichtigt werden.

(3) Beim Nachweis eines Schornsteins in der Erdbeben-Bemessungssituation sollte ein Korrosionszuschlag bei der Dicke nach EN 1993-3-2 berücksichtigt werden, es sei denn, es werden die besonderen Maßnahmen gegen Korrosion nach EN 1993-1-1:2004 ergriffen.

(4) Querschnittsschwächungen durch Ausschnitte oder Öffnungen (Mannlöcher, Abgasrohr-Eintrittsöffnungen) müssen durch örtliche Verstärkungen des Tragrohrs kompensiert werden (z. B. durch Aussteifungen der Öffnungsränder), unter Berücksichtigung von örtlichen Stabilitätsüberlegungen (siehe EN 1993-3-2).

7 Besondere Regeln für Stahltürme

7.1 Anwendungsbereich

(1)P Stahltürme, die nach diesem Eurocode bemessen werden, müssen den einschlägigen Teilen von EN 1993, einschließlich EN 1993-1-1:2004 und EN 1993-3-1, und den zusätzlichen Regeln dieses Abschnitts genügen.

7.2 Auslegung für dissipatives Verhalten

(1) Die Auslegung von Stahltürmen für dissipatives Verhalten sollte im Einklang mit den einschlägigen Regeln von EN 1998-1:2004, Abschnitt 6 sein. In diesem Fall sollte ihre Bemessung auf Zahlenwerten für den Grundwert des Verhaltensbeiwerts q_0 basieren, die folgende Werte nicht überschreiten:

- a) biegesteife Rahmen oder Rahmen mit exzentrischen Verbänden: $q_0 = 5$
- b) Rahmen mit konzentrischen Verbänden: q_0 wird Bild 7.1 entnommen

(2) Es gilt **6.1(3)**.

(3) Werden Fachwerkrohren in den Hauptdiagonalen des Turms verwendet, sollte der Grundwert des Verhaltensbeiwerts nicht größer als 2 sein.

7.3 Werkstoffe

(1)P Der Baustahl muss den in EN 1993-1-1:2004, **1.2.2** und EN 1993-3-1 erwähnten Europäischen Normen genügen.

(2)P Es gilt **6.2.1(2)P**.

(3)P Es gilt **6.2.1(3)P**.

(4) Es gelten die Anforderungen nach EN 1998-1:2004, **6.2**.

(5) Die Dicke von kalt gewalzten Bauteilen für Türme sollte mindestens 3 mm betragen.

ANMERKUNG Stahltürme werden manchmal daraufhin bemessen, dass sie 30 Jahre bis 40 Jahre wartungsfrei in Betrieb sein können. In diesem Fall darf witterungsbeständiger Stahl verwendet werden, es sei denn, ein Korrosionsschutz, wie z. B. Feuerverzinkung, vorgesehen wird.

7.4 Auslegung von Türmen mit konzentrischen Verbänden

(1) Bild 7.1 zeigt die q_0 -Werte an, die bei der Bemessung üblicher Formen von Stahltürmen mit konzentrischen Verbänden für dissipatives Verhalten zu verwenden sind.

(2) In den Rahmen in Bild 7.1 (a) bis (e) und (h) müssen sowohl die Zug- als auch die Druckdiagonalen in einer linear-elastischen Berechnung des Tragwerks für die Erdbebeneinwirkung berücksichtigt werden.

(3) Die Rahmen in Bild 7.1 (a) bis (c) haben Verbände vom K-Typ und sind für dissipatives Verhalten nicht zugelassen. Der q -Wert für diese Rahmenform darf 1,5 nicht überschreiten.

(4) Die Rahmen in Bild 7.1(d) und (h) dürfen wie Rahmen mit V-Verbänden betrachtet werden, mit dem Schnittpunkt der Diagonalstäbe auf einem durchlaufenden Horizontalriegel. Die Bemessung für dissipatives Verhalten sollte den in EN 1998-1:2004, **6.7** für Rahmen mit V-Verbänden angegebenen Regeln genügen.

(5) Für den Rahmen in Bild 7.1(e) sollte die Bemessung für dissipatives Verhalten im Einklang mit den Regeln in EN 1998-1:2004, **6.7** sein, die Rahmen mit Diagonalverbänden betreffen, in denen die Diagonalen nicht als X-Verbände wirken.

(6) Die X-förmig ausgesteiften Rahmen in Bild 7.1 (f) und (g) dürfen als Rahmen mit X-Diagonalverbänden betrachtet werden. Bei der Bemessung für dissipatives Verhalten sollten in einer linear-elastischen Berechnung des Bauwerks für die Erdbebeneinwirkung nur die Zugdiagonalen berücksichtigt werden. Diese Bemessung sollte im Einklang mit den Regeln in EN 1998-1:2004, **6.7** für Rahmen mit X-Diagonalverbänden sein.

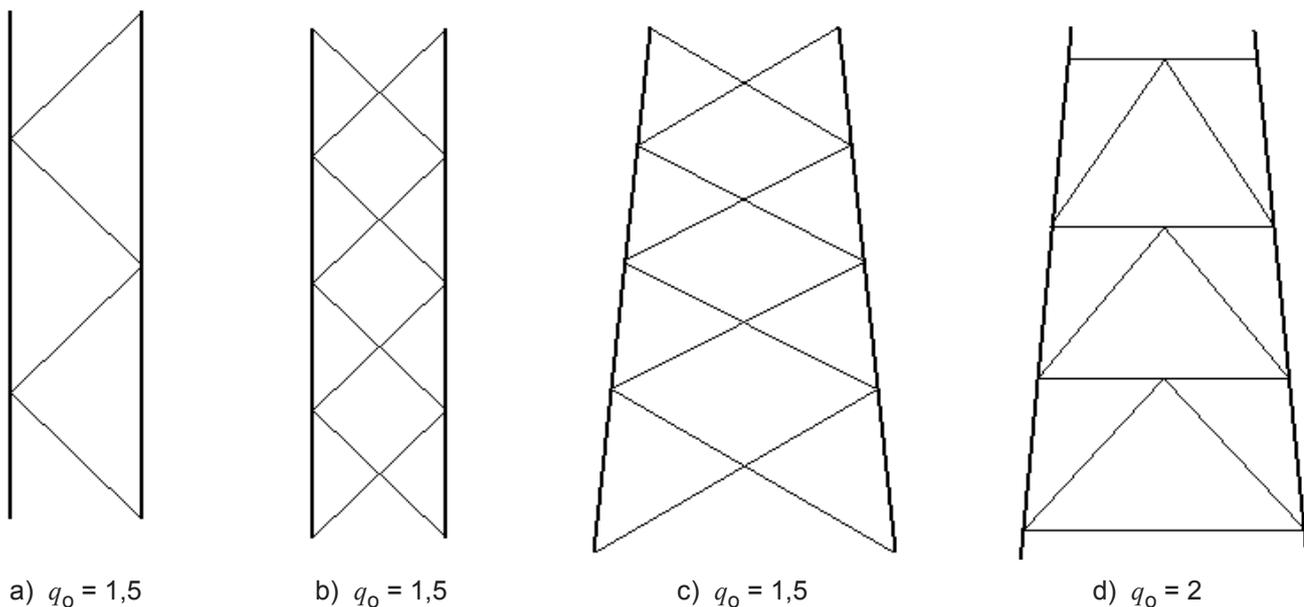
(7) Ist der bei der Bemessung verwendete Grundwert des Verhaltensbeiwerts größer oder gleich 3,5, sollten aus vollständigen Dreiecken bestehende, horizontale Fachwerksverbände, wie in Bild 7.2 gezeigt, vorhanden sein.

7.5 Besondere Regeln für die Auslegung von Masten für Freileitungen

- (1) Die Auslegung sollte die ungünstigen Auswirkungen der Leitungszüge zwischen benachbarten Masten auf die Maste selbst berücksichtigen.
- (2) Die Anforderung in (1) darf als erfüllt betrachtet werden, wenn die seismischen Beanspruchungen des Mastes durch einfache Addition folgender Beiträge ermittelt werden (es sollten keine Kombinationsregeln wie SRSS oder Ähnliches verwendet werden):
- Seismische Beanspruchungen infolge der Kräfte, die von den Kabeln auf den Mast ausgeübt werden, unter der Annahme, dass sich der Mast gegenüber den Nachbarmasten statisch in die ungünstigste Richtung bewegt. Die angenommene Relativverschiebung sollte gleich der doppelten Bemessungsbodenverschiebung nach EN 1998-1:2004, **3.2.2.4** sein. Es sollte ein Satz von allen physikalisch möglichen Relativverschiebungen zwischen den Masten rechnerisch untersucht werden, unter der Annahme, dass die Mastfußquerschnitte fest eingespannt sind.
 - Seismische Beanspruchungen infolge Trägheitskräften aus einer dynamischen Berechnung nach **4.2.1(2)**. Bei dem Drei-Maste-Modell darf eine einschränkende Annahme für die beiden Nachbarmaste getroffen werden, wenn diese tangentiale Maste sind. In diesem Fall dürfen Trägheitskräfte unter der Annahme berechnet werden, dass der benachbarte Mast auf Höhe der Kabel und in ihrer Richtung elastisch gestützt ist.

7.6 Grenzzustand der Schadensbegrenzung

- (1) In Abhängigkeit von der Funktion des Turms sollten für das jeweilige Projekt zur Schadensbegrenzung Grenzwerte für die nach **4.9(3)** berechneten Verschiebungen festgelegt werden.



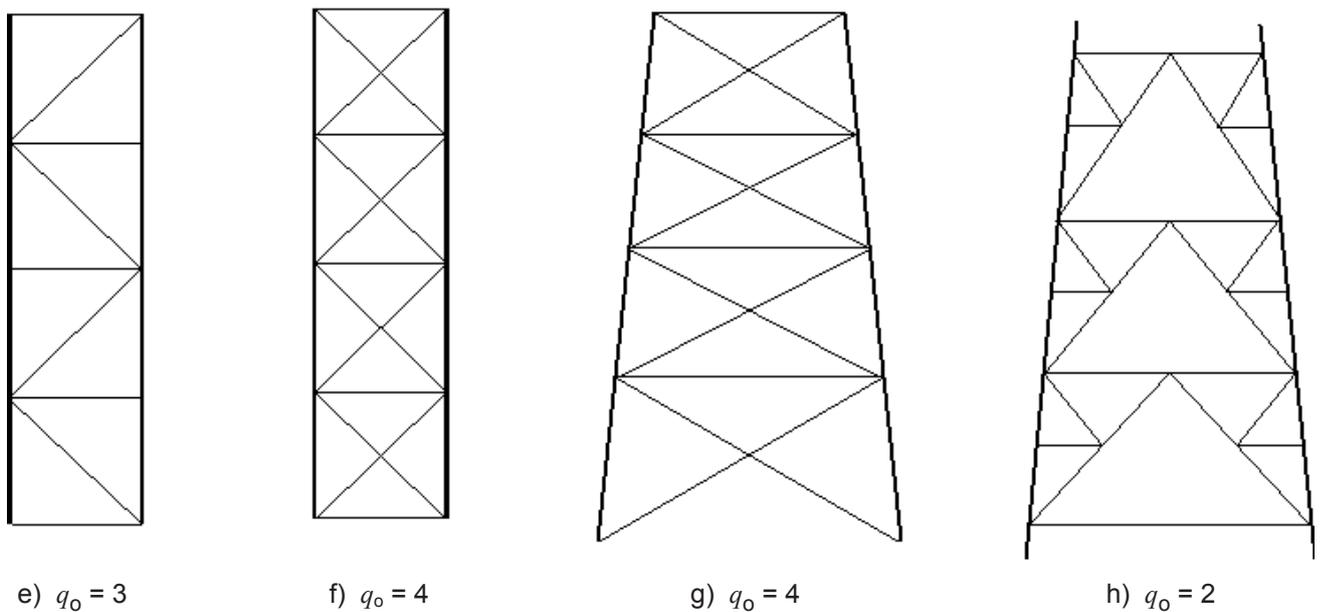


Bild 7.1 — Grundwerte des Verhaltensbeiwerts für Stahlrahmen mit konzentrischen Verbänden

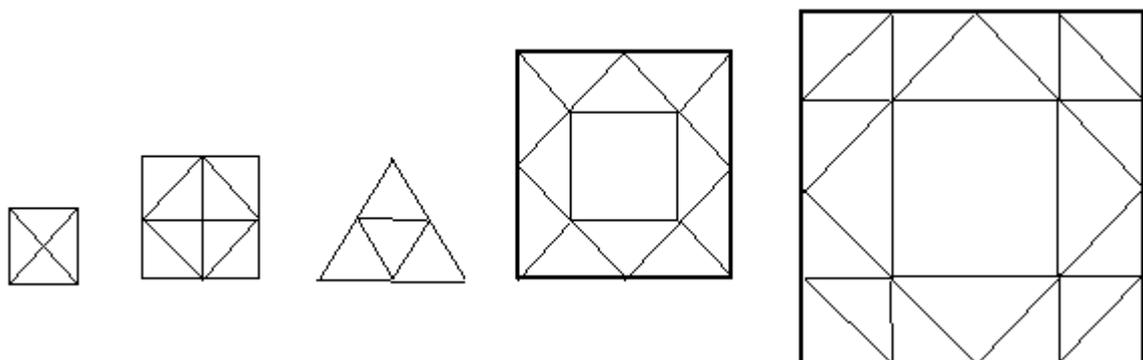


Bild 7.2 — Beispiele von aus vollständigen Dreiecken bestehenden, horizontalen Fachwerksverbänden, die für Türme mit $q_0 \geq 3,5$ zu verwenden sind

7.7 Andere besondere Bemessungsregeln

(1) „Teleskopartige Verbindungen“ dürfen nur dann in aus Rohren bestehenden Stahltürmen verwendet werden, wenn eine experimentelle Eignungsprüfung vorliegt.

(2) Die Verankerung mit der Gründung sollte am Stützenfuß für die Zugkraft erfolgen, die sich als der größte der beiden folgenden Werte ergibt, wenn sie Zugkräfte sind:

a) die nach 4.2.1(2) berechnete Kraft;

b) die aus der Berechnung für die Erdbeben-Bemessungssituation resultierende Kraft unter Verwendung eines Verhaltensbeiwerts nicht größer als $q = 2$.

(3) Anschlüsse in Masten sollten so bemessen und durchkonstruiert werden, dass sie den einschlägigen Anforderungen in EN 1998-1:2004, Abschnitt 6 für Anschlüsse in Tragsystemen ähnlicher Art und Form, die für den gleichen Grundwert des Verhaltensbeiwerts q_0 wie der Mast bemessen wurden, genügen.

8 Besondere Regeln für abgespannte Maste

8.1 Anwendungsbereich

(1)P Dieser Abschnitt bezieht sich auf Stahlmaste.

(2)P Stahlmaste, die nach diesem Eurocode bemessen werden, müssen den Anforderungen in den einschlägigen Teilen von EN 1993, einschließlich EN 1993-1-1 und EN 1993-3-1, und den zusätzlichen Regeln, die in diesem Abschnitt enthalten sind, genügen.

8.2 Besondere Anforderungen für Berechnung und Bemessung

(1) Eine Bemessung für dissipatives Verhalten ist bei abgespannten Masten unzulässig. Sie sollten für niedrigdissipatives Verhalten mit $q = 1,5$ bemessen werden.

(2)P Die Spannung in den Abspannseilen infolge der Erdbeben-Bemessungseinwirkung muss kleiner sein als die vorhandene Vorspannung.

(3) Die elastische Stützung des Mastes durch die Abspannseile sollte wie folgt berücksichtigt werden:

- in relativ niedrigen Masten (bis zu 30 m oder 40 m) darf angenommen werden, dass die Abspannseile wie einfache Zuganker wirken, mit konstanter Steifigkeit während der Biegeverformung des Mastes;
- in höheren Masten ist der Durchhang der Abspannseile groß und er sollte über eine verformungsabhängige Steifigkeit, die nach 4.2.3(2) und (3) berechnet wird, berücksichtigt werden.

(4) Der Durchhang der Abspannseile infolge des in der Erdbeben-Bemessungssituation berücksichtigten Eisbehangs sollte berücksichtigt werden.

(5) Sowohl für gerade Abspannseile als auch für solche mit Durchhang sollte die Horizontalkomponente der Seilsteifigkeit wie folgt angenommen werden:

$$K_{\text{eff,h}} = \cos^2 \alpha \frac{A_c E_{\text{eq}}}{\ell} \quad (8.1)$$

Damit ist

A_c der Querschnitt des Abspannseils,

E_{eq} der effektive Elastizitätsmodul des Abspannseils (unter Berücksichtigung des Durchhangs nach 4.2.3(3) und 4.2.3(4), falls nach (3), (4) erforderlich),

ℓ die Länge des Abspannseils,

α der Winkel des Abspannseils zur Horizontalen.

(6) Sind sowohl der Durchhang als auch die Masse des Abspannseils groß, sollte die Möglichkeit einer stoßartigen Belastung des Mastes durch das Abspannseil in der Erdbeben-Bemessungssituation berücksichtigt werden.

8.3 Werkstoffe

(1)P Es gilt 6.2.1(1)P.

(2)P Es gilt 6.2.1(2)P.

(3)P Es gilt 6.2.1(3)P.

(4) Es gelten die Anforderungen nach EN 1998-1:2004, 6.2.

8.4 Grenzzustand der Schadensbegrenzung

(1) Es gilt **5.5(2)**.

(2) In Abhängigkeit von der Funktion des Mastes sollten für das jeweilige Projekt Grenzen für die nach **4.9(3)** berechneten Relativverschiebungen zwischen den horizontal aussteifenden Bauteilen für den Grenzzustand der Schadensbegrenzung festgelegt werden.

Anhang A (informativ)

Lineare dynamische Berechnung unter Berücksichtigung der Rotationskomponenten der Bodenbewegung

- (1) Wenn die Rotationskomponenten der Bodenbewegung während des Bebens berücksichtigt werden, darf die seismische Einwirkung durch drei elastische Antwortspektren für die Translationskomponenten und drei elastische Antwortspektren für die Rotationskomponenten beschrieben werden.
- (2) Die elastischen Antwortspektren für die zwei horizontalen Translationskomponenten (Achsen x und y) und für die Vertikalkomponente (Achse z) sind diejenigen von EN 1998-1:2004, **3.2.2.2** und **3.2.2.3**.
- (3) Das Rotationsantwortspektrum wird analog zum Antwortspektrum für Translationskomponenten definiert, d. h. durch Betrachtung der Maximalantwort eines Rotations-Einmassenschwingers mit der Eigenschwingungsperiode T und dem Dämpfungsgrad ξ auf die Rotationskomponente der Bewegung.
- (4) R^θ bezeichnet das Verhältnis zwischen dem Maximalmoment in der Feder des Einmassenschwingers und dessen Drehträgheitsmoment um seine Drehachse. Das Diagramm von R^θ als Funktion der Eigenschwingungsperiode T für gegebene Werte von ξ ist das Rotationsantwortspektrum.
- (5) Wenn Ergebnisse einer besonderen Untersuchung oder gut dokumentierte Feldmessungen nicht zur Verfügung stehen, dürfen die Rotationsantwortspektren wie folgt bestimmt werden:

$$R_x^\theta(T) = 1,7 \pi S_e(T) / v_s T \quad (\text{A.1})$$

$$R_y^\theta(T) = 1,7 \pi S_e(T) / v_s T \quad (\text{A.2})$$

$$R_z^\theta(T) = 2,0 \pi S_e(T) / v_s T \quad (\text{A.3})$$

Dabei ist

- $R_x^\theta, R_y^\theta, R_z^\theta$ Rotationsantwortspektren um die x -, y - und z -Achsen, in rad/s^2 ;
- $S_e(T)$ das elastische Antwortspektrum für die Horizontalkomponenten am Standort, in m/s^2 ;
- T die Eigenschwingungsperiode in Sekunden;
- v_s der Mittelwert der S-Wellen-Geschwindigkeit, in m/s , in den oberen 30 m des Bodenprofils. Es darf der Wert für Schwingungen mit kleiner Amplitude, d. h. entsprechend Schubgleitungen in der Größenordnung von 10^{-6} , verwendet werden.

- (6) Der Wert von v_s wird direkt durch Feldversuche bestimmt, oder nach Bestimmung des Schubmoduls G bei niedrigen Werten der Schubgleitung sowie der Bodendichte ρ im Labor aus Gleichung (3.1) in EN 1998-5:2004, **3.2(1)**:

$$v_s = \sqrt{G / \rho}$$

- (7) In denjenigen Fällen, in denen v_s nicht aus Feldversuchen nach (6) bestimmt wird, darf sie aus Tabelle A.1 entnommen werden, mit Werten, die als charakteristisch für die Baugrundklasse des Standorts gelten:

Tabelle A.1 — Vorbelegungen der Scherwellengeschwindigkeit für die fünf Standard-Baugrundklassen

Baugrundklasse	Scherwellengeschwindigkeit v_s
	m/s
A	800
B	580
C	270
D	150

(8) Die Translationskomponente $\ddot{x}(t)$ in der horizontalen x -Richtung wird zusammen mit der Rotationsbeschleunigung $\ddot{\theta}(t)$ in der x - z -Vertikalebene betrachtet. Mit der Trägheitsmatrix $[M]$, der Steifigkeitsmatrix $[K]$ und der Dämpfungsmatrix $[C]$ lauten die Bewegungsdifferentialgleichungen für den Mehrmassenschwinger:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -(\{m\}\ddot{x} + \{m h\}\ddot{\theta}) \quad (\text{A.4})$$

Dabei ist

- $\{\ddot{u}\}$ der Vektor der Beschleunigungen in den Freiheitsgraden des Bauwerks relativ zum Fußpunkt;
- $\{\dot{u}\}$ der Vektor der Geschwindigkeiten in den Freiheitsgraden des Bauwerks;
- $\{u\}$ der Vektor der Verschiebungen in den Freiheitsgraden des Bauwerks relativ zum Fußpunkt;
- $\{m\}$ der Vektor mit den Translationsmassen in Richtung der horizontalen Translationserregung. Dieser Vektor ist gleich der Hauptdiagonale der Massenmatrix $[M]$ wenn der Vektor $\{u\}$ nur Translationsverschiebungen in der horizontalen Erregungsrichtung enthält;
- $\ddot{x}(t)$ die Translationsbodenbeschleunigung, durch S_e beschrieben;
- $\ddot{\theta}(t)$ die Rotationsbeschleunigung des Fußpunkts, durch R^θ beschrieben.

(9) Zur Berücksichtigung des Terms $\{m\}$ lautet der modalanalytische Anteilfaktor der Eigenform k

$$a_{ku} = \frac{\{\Phi^T\} \{m\}}{\{\Phi^T\} [M] \{\Phi\}} \quad (\text{A.5})$$

während der Anteilfaktor für den Term $\{m h\} \ddot{\theta}$ wie folgt lautet:

$$a_{k\theta} = \frac{\{(\Phi h)^T\} \{m\}}{\{\Phi^T\} [M] \{\Phi\}} \quad (\text{A.6})$$

Dabei ist

- $\{\Phi\}$ die k -te Eigenform;
- $\{\Phi h\}$ der Vektor mit den Produkten der Eigenformordinate Φ_i des Freiheitsgrads i mit der zugehörigen Höhe h_i .

(10) Die Auswirkungen der zwei Erregungen sollten normalerweise im Zeitbereich überlagert werden. Sie treten im Allgemeinen phasenverschoben auf, und deshalb dürfen die Beanspruchungen infolge der Rotationsbewegung des Bodens mit denjenigen infolge der Translationsbewegung mit Hilfe der SRSS-Regel (Quadratwurzel der Summe der Quadrate) kombiniert werden.

Anhang B (informativ)

Modale Dämpfung bei der modalanalytischen Antwortspektrumsberechnung

(1) Bei der Anwendung des Bemessungsantwortspektrums berücksichtigt der Wert des Verhaltensbeiwerts q die Energiedissipation im linear-elastischen Bereich der Bauwerksantwort, die Energiedissipation infolge Boden-Bauwerk-Wechselwirkung und die Energiedissipation infolge des hysteretischen Bauwerksverhaltens. Bei Verwendung des elastischen Antwortspektrums in der Berechnung muss der Dämpfungsgrad (Verhältnis der vorhandenen zur kritischen Dämpfung) explizit definiert werden. Wird eine modale Analyse durchgeführt, müssen die Dämpfungsgrade für jede Modalform ermittelt werden. Wenn eine Modalform im Wesentlichen nur einen Werkstoff betrifft, sollte der Dämpfungsgrad mit den dissipativen Eigenschaften dieses Werkstoffs übereinstimmen und mit der Verformungsamplitude konsistent sein.

(2) Für die häufigsten Werkstoffe für Bauteile dürfen die in EN 1998-2:2005, **4.1.3** angegebenen Dämpfungswerte verwendet werden.

(3) Wird davon ausgegangen, dass nicht tragende Bauteile zur Energiedissipation beitragen, dürfen höhere Dämpfungswerte angenommen werden. Infolge der Abhängigkeit von der Verformungsamplitude sind für die Erdbebeneinwirkung im Grenzzustand der Schadensbegrenzung im Allgemeinen Werte an der unteren Grenze der Bereiche der Dämpfungsgrade geeignet, während für die Erdbeben-Bemessungseinwirkung Werte an der oberen Grenze geeignet sind. Diese Grenzwerte dürfen wie folgt angenommen werden:

- für keramische Auskleidungen: 0,015 bis 0,05;
- für Ziegelinnenrohr: 0,03 bis 0,10;
- für Stahlinnenrohr: 0,01 bis 0,04;
- für Innenrohr aus faserverstärkten Polymeren: 0,015 bis 0,03.

(4) Repräsentative Bereiche des Dämpfungsgrades für viskose Dämpfer zur Modellierung der Energiedissipation des Baugrunds sind:

- für die horizontalen Freiheitsgrade (Horizontal-Verschiebungsnachgiebigkeit des Bodens): 0,10 bis 0,20;
- für die Rotationsfreiheitsgrade (Kippnachgiebigkeit des Bodens): 0,07 bis 0,15;
- für die vertikalen Freiheitsgrade (Vertikalnachgiebigkeit des Bodens): 0,15 bis 0,20.

— (5) Den viskosen Dämpfern zur Modellierung von Gründungen auf einer flachen Bodenschicht über felsigem oder ähnlich steifem Untergrund sollten niedrige Dämpfungsgrade zugewiesen werden.

(6) Für die Bauwerkstypen, die Gegenstand dieses Eurocodes sind, beinhaltet jede Modalform im Allgemeinen die Verformung von mehr als nur einem Werkstoff. In diesem Fall ist für jede Modalform der Dämpfungsgrad als gewichteter Mittelwert auf der Grundlage der in dieser Modalform gespeicherten elastischen Deformationsenergie anzunehmen.

(7) Die entsprechende Formel lautet

$$\bar{\xi}_j = \frac{\{\phi\}^T [\bar{K}] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [K] \{\phi\}} \quad (\text{B.1})$$

Damit ist

$\bar{\xi}_j$ der äquivalente modale Dämpfungsgrad der j -ten Modalform;

$[K]$ die Steifigkeitsmatrix;

$[\bar{K}]$ die modifizierte Steifigkeitsmatrix, mit Koeffizienten gleich dem jeweiligen Element der Steifigkeitsmatrix $[K]$ multipliziert mit dem Dämpfungsgrad des entsprechenden Bauteils und

$\{\phi\}$ die j -te Eigenform.

(8) Sind genauere Angaben über die Dämpfungseigenschaften von Unterstrukturen verfügbar, dürfen auch andere Methoden verwendet werden.

(9) Es wird empfohlen, dass der Wert von $\bar{\xi}_j$ 0,15 nicht überschreitet, es sei denn, der Wert wird durch Versuche untermauert.

Anhang C (informativ)

Boden-Bauwerk-Wechselwirkung

(1) Dieser Anhang enthält zusätzliche Angaben zu denjenigen des informativen Anhangs D von EN 1998-5:2004.

(2) Die Bemessungs-Erdbebenbodenbewegung wird für die Bodenoberfläche unter Freifeldbedingungen definiert, d. h. unter der Annahme, dass keine Beeinflussung durch Trägheitskräfte infolge des Vorhandenseins des Bauwerks stattfindet. Wenn das Bauwerk auf Sedimenten oder weichem Baugrund gegründet ist, wird die resultierende Bewegung am Fußpunkt des Bauwerks infolge der Verformbarkeit des Baugrunds sich von derjenigen unter Freifeldbedingungen auf gleicher Höhe unterscheiden. Für hohe Bauwerke kann die Rotationsnachgiebigkeit des Baugrunds wichtig sein und die Effekte nach Theorie 2. Ordnung wesentlich verstärken.

(3) Die Modellierungsverfahren für die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung sollten folgende Punkte berücksichtigen:

- a) das Ausmaß der Einbettung,
- b) die Tiefe bis zum möglichen Felsuntergrund,
- c) die Schichtenfolge des Bodens,
- d) die Veränderlichkeit der Bodenkennwerte innerhalb jeder einzelnen Schicht und
- e) die Abhängigkeit der Bodeneigenschaften (Schubmodul und Dämpfung) von der Verzerrung.

(4) Die Annahme horizontaler Schichten ist im Allgemeinen zulässig.

(5) Ein oberer Grenzwert für die Bodensteifigkeit darf gewonnen werden, indem der komplette Satz der besten Annahmen der Bodenkennwerte mit 2 multipliziert wird, ein unterer Grenzwert entsprechend durch Multiplikation des kompletten Satzes mit 0,5, es sei denn, dass die Bodenuntersuchung einen passenden Schwankungsbereich für die dynamischen Bodenkennwerte liefert.

(6) Wegen ihrer Abhängigkeit von der Verzerrungsamplitude sollten die Dämpfungs- und Schubkennwerte jeder Bodenschicht der erwarteten effektiven Schubgleitung während der betrachteten Erdbebeneinwirkung entsprechen. Eine äquivalente lineare Methode ist zulässig. In diesem Fall sollte die Berechnung iterativ erfolgen. In jedem Iterationszyklus ist die Berechnung linear, doch die Bodeneigenschaften werden von Iterationszyklus zu Iterationszyklus angepasst, bis die berechneten Verzerrungen mit den in der Berechnung verwendeten Bodeneigenschaften kompatibel sind. Dieses iterative Vorgehen darf für die Sedimente im Freifeld unter Vernachlässigung des Vorhandenseins des Bauwerks angewendet werden.

(7) Die Amplituden der effektiven Schubspannung in jeder Schicht, die zur Berechnung der dynamischen Kennwerte und der Dämpfung im Rahmen von äquivalenten linearen Methoden verwendet werden, dürfen wie folgt angenommen werden

$$\gamma_{\text{eff}} = 0,65 \gamma_{\text{max,t}} \quad (\text{C.1})$$

mit $\gamma_{\text{max,t}}$ als Größtwert der Freifeld-Schubgleitung im Boden während der betrachteten Erdbebeneinwirkung.

(8) Werden Finite Elemente zur Modellierung des Bodens verwendet, sollten die Kriterien für die Festlegung der Position der unteren und seitlichen Begrenzungen des modellierten Bereichs erläutert und begründet werden. Die Erregerfunktionen zur Simulierung der Erdbebenbodenbewegung werden im Allge-

meinen auf diese Ränder aufgebracht. In solchen Fällen muss ein an den Rändern angreifendes System von Erregungsfunktionen erzeugt werden, so dass die dadurch entstehende Bewegung des Baugrunds an der Freifeldoberfläche identisch ist mit der Bodenbewegung infolge der betrachteten Erdbebeneinwirkung. Die Vorgehensweise und die zugrunde liegende Theorie für die Erzeugung solcher Systeme von Erregungsfunktionen sollten erläutert werden.

(9) Wird die Halbraum-Modellierungsmethode (mit diskreten Parametern) verwendet, sollten die in der Berechnung verwendeten Parameter für die Nachgiebigkeit des Bodens die Schichtenfolge berücksichtigen. Darüber hinaus sollte die Schwankungsbreite der Bodenkennwerte und der verzerrungsabhängigen Eigenschaften berücksichtigt werden.

(10) Alle anderen Modellierungsmethoden, die zur Berechnung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung verwendet werden, sollten klar erläutert werden.

(11) Die Entscheidung, von der Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung abzusehen, sollte begründet werden.

Anhang D (informativ)

Anzahl der Freiheitsgrade und der Schwingungseigenformen

(1) Eine dynamische Berechnung (z. B. Antwortspektrumsberechnung oder Zeitverlaufsberechnung) wird anzuwenden sein, wenn die Verwendung der statischen Ersatzlasten (vereinfachtes Antwortspektrumsverfahren) nicht gerechtfertigt erscheint.

(2) Die Berechnung sollte:

- die Kipp- und Verschiebungsantwort der Gründung berücksichtigen;
- eine ausreichende Anzahl von Massen und Freiheitsgraden enthalten, um die Antwort von jedem Bauteil und jeder Einrichtung der Anlage bestimmen zu können;
- eine ausreichende Anzahl von Modalbeiträgen berücksichtigen, um sicherzustellen, dass die Beiträge aller wesentlichen Eigenformen enthalten sind;
- den Größtwert der gegenseitigen Verschiebung zwischen den Befestigungspunkten von Ausrüstungsteilen oder Maschinen liefern (bei einem Schornstein z. B. die Wechselwirkung zwischen inneren und äußeren Rohren);
- maßgebende Effekte berücksichtigen, wie z. B. Wechselwirkungen mit angeschlossenen Rohrleitungen, von außen aufgezwungene konstruktive Verformungsbeschränkungen, hydrodynamische Lasten (sowohl Massen- als auch Steifigkeitseffekte) und mögliches nichtlineares Verhalten;
- Etagenspektren liefern, wenn das Bauwerk wichtige leichte Geräte oder Anlagen trägt.

(3) Die effektive Modalmasse M_i der Modalform i , in 4.3.3.2(2) erwähnt, wird wie folgt definiert:

$$M_i = \frac{\{\phi\}^T [M] \{i\}^2}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (D.1)$$

Dabei ist

$\{\phi\}$ die i -te Eigenform;

$\{i\}$ der Spaltenvektor mit Koeffizienten gleich 1 oder 0, welcher die Verschiebungen in den entsprechenden Freiheitsgraden wiedergibt, wenn der Fußpunkt einer Einheitsverschiebung in Richtung der betrachteten Erdbebenkomponente unterworfen wird.

(4) Im Zusammenhang mit leichten Geräten oder Einrichtungen gewährleistet das in 4.3.3.2(2) angegebene Kriterium eine problemgerechte Diskretisierung der Massen nicht. In diesem Fall könnte das obige Kriterium zwar erfüllt, aber das mathematische Modell des Bauwerks außerstande sein, die Antwort des Geräts oder der Einrichtung zu beschreiben. Wenn eine rechnerische Untersuchung für das Gerät oder die Einrichtung notwendig ist, sollte ein Etagenspektrum für das Niveau, auf welchem das Gerät oder die Einrichtung befestigt ist, erstellt werden. Diese Vorgehensweise wird auch empfohlen, wenn ein Teil des Bauwerks getrennt berechnet werden muss, z. B. ein inneres gemauertes Rohr eines Schornsteins, das durch Einzelkonsolen der Wandschale gehalten wird.

Anhang E (informativ)

Schornsteine aus Mauerwerk

E.1 Einführung

(1) Ein gemauerter Schornstein ist ein Schornstein, der aus Mauersteinen und Mörtel, im Folgenden als Mauerwerk bezeichnet, errichtet wurde. Schornsteine aus Mauerwerk sollten wie in diesem Anhang vorgeschrieben gebaut, verankert, gestützt und verstärkt werden.

E.2 Fundamente und Gründungen

(1) Fundamente für Schornsteine aus Mauerwerk sollten aus Beton oder massivem Mauerwerk mit einer Mindestdicke von 300 mm bestehen und auf allen Seiten mindestens 150 mm jenseits der Außenfläche des Schornsteins oder der stützenden Wand reichen. Fundamente sollten auf gewachsenem ungestörtem Boden oder auf ingenieurmäßig durchgeführten Schüttungen unterhalb der Frosttiefe gegründet werden. In nicht frostgefährdeten Gegenden sollten die Fundamente mindestens 300 mm unterhalb der Bodenoberfläche liegen.

E.3 Verhaltensbeiwert

(1) Der Verhaltensbeiwert soll zu $q = 1,5$ angenommen werden, entsprechend einem niedrig dissipativen Verhalten.

E.4 Mindest-Vertikalbewehrung

(1) Für Schornsteine mit Horizontalabmessungen bis 1 m sollten insgesamt vier durchgehende, im Fundament verankerte Vertikalstäbe mit 12 mm Durchmesser in Beton zwischen massiven Mauerwerkschalen verlegt oder in den Hohlräumen von Hohlblocksteinen eingeführt und vermörtelt werden. Die Haftung des Mörtels mit dem Abgasinnenrohr sollte verhindert werden, um deren Temperaturexpansion nicht zu behindern. Für Schornsteine mit Horizontalabmessungen größer als 1 m sollten zwei weitere durchlaufende Vertikalstäbe mit 12 mm Durchmesser für jeden weiteren angefangenen Meter in Horizontalrichtung vorgesehen werden.

E.5 Mindest-Horizontalbewehrung

(1) Die Vertikalbewehrung sollte mit 6 mm dicken Bügeln oder mit anderer Bewehrung gleicher Querschnittsfläche in einem Abstand von höchstens 400 mm umschlossen werden.

E.6 Seismische Mindestverankerung

(1) Schornsteine aus Mauerwerk, die durch die Decken und das Dach eines Gebäudes hindurchgehen, sollten auf Höhe aller Geschosse oder des Dachs, sofern diese mehr als 2 m über dem Erdboden liegen, verankert werden, mit Ausnahme solcher, die vollständig innerhalb von Außenwänden liegen. Zwei Stahlbänder der Abmessungen 5 mm × 25 mm sollten in den Schornstein über eine Mindestlänge von 300 mm eingebettet werden. Die Bänder sollten durch Haken an den äußeren Bewehrungsstäben verankert

werden und um weitere 150 mm jenseits des gebogenen Hakens reichen. Jedes Band sollte mindestens an vier Deckenbalken mit je zwei 12-mm-Schrauben befestigt werden.

E.7 Auskragende Schornsteine

(1) Schornsteine aus Mauerwerk sollten nicht kragträgerartig aus einer Wand oder aus einer Gründung mit einer Kraglänge größer als die halbe Schornsteinwanddicke herausragen. Schornsteine aus Mauerwerk sollten nicht kragträgerartig aus einer Mauer oder einer Gründung, die unter 300 mm dick ist, herausragen, es sei denn, sie ragen in gleichem Maß aus beiden Seiten der Wand heraus. Als Ausnahme darf im oberen Geschoss zweigeschossiger Gebäude die horizontale Auskragung von Schornsteinen in den Außenwänden gleich der Wanddicke sein. Die Auskragung einer einzelnen Steinlage darf die halbe Höhe eines Mauersteins oder ein Drittel der Dicke von dessen Lagerfuge nicht überschreiten, wobei der kleinere Wert maßgebend ist.

E.8 Änderungen der Abmessungen

(1) Schornsteinmauern oder Schornstein-Abgasinnenrohre sollten ihre Form oder ihre Abmessungen innerhalb von 150 mm über oder unter der Ebene, wo der Schornstein durch eine Decke, das Dach oder deren Bestandteile hindurch tritt, nicht ändern.

E.9 Versatz

(1) Bei Schornsteinen aus Mauerwerk mit einem Schamotte-Abgasinnenrohr, die von einer Mauerschale umgeben ist, sollte der Größtwert des Versatzes so sein, dass die Mittellinie des Abgaskanals oberhalb des Versatzes nicht außerhalb der Mitte der Schornsteinmauer unterhalb des Versatzes zu liegen kommt. Die Beschränkung des Versatzmaßes gilt nicht, wenn der versetzte Schornstein von unten durch Mauerwerk gestützt wird und der Schornstein dafür bemessen wurde.

E.10 Zusätzliche Vertikallasten

(1) Schornsteine sollten keine Vertikallasten zusätzlich zu ihrem Eigengewicht tragen, es sei denn, sie werden dafür bemessen. Schornsteine aus Mauerwerk dürfen als Teil von Mauerwerks- oder Betonwänden des Gebäudes gebaut werden.

E.11 Wanddicken

(1) Schornsteinmauern sollten aus Vollsteinen oder mit Mörtel gefüllten Hohlsteinen gebaut werden, mit einer Nominaldicke von über 100 mm.

Anhang F (informativ)

Maste für elektrische Freileitungen

- (1) Bei der Auslegung von Konstruktionen für den Transport und die Verteilung elektrischer Energie und von Leitungsstützen für Unterstationen sind im Normalfall die Windlasten maßgebend, häufig in Kombination mit Eislasten oder Ungleichgewichtskräften aus den Leitungszügen. Die Erdbeben-Bemessungssituation ist im Allgemeinen für deren Auslegung nicht maßgebend, es sei denn im Fall hoher Eislasten. Das Verhalten solcher Bauwerke unter Erdbebenbelastung hat gezeigt, dass die Erdbebenlasten von den Tragwerken durch die traditionellen Belastungsannahmen für Transport- und Verteilungskonstruktionen sowie für die Leitungsstützen in Unterstationen abgedeckt werden. Schwere Geräte, wie Transformatoren in Verteilungsbauwerken, könnten andererseits zu wesentlichen Erdbebenbelastungen und zu Schäden führen.
- (2) Erdbebenschäden an Transport- und Verteilungskonstruktionen sowie an Leitungsstützen für Unterstationen entstehen oft infolge großer Fundamentverschiebungen wegen Erdrutsches, Grundbruchs oder Bodenverflüssigung. Solche Vorkommnisse verursachen normalerweise örtliches Versagen oder Schäden an der Konstruktion, ohne einen vollständigen Kollaps mit Funktionsverlust des Bauwerks herbeizuführen.
- (3) Die Grundeigenfrequenz dieser Art von Bauwerken liegt typischerweise im Bereich von 0,5 Hz bis 6 Hz. Einmastkonstruktionen haben Grundeigenfrequenzen im Bereich von 0,5 Hz bis 1,5 Hz. Konstruktionen mit H-Portalen haben Eigenfrequenzen im Bereich von 1 Hz bis 3 Hz, mit den niedrigen Eigenfrequenzen in Richtung senkrecht zur Bauwerksebene und den höheren in der Bauwerksebene. Vierbeinige Gitterkonstruktionen haben Grundeigenfrequenzen im Bereich von 2 Hz bis 6 Hz. Gittermaste als Tangentialmaste haben üblicherweise Grundeigenfrequenzen im unteren, Winkel- und Endmaste im oberen Teil dieses Bereichs. Diese Frequenzbereichsangaben können dazu dienen, festzustellen, ob es wahrscheinlich ist, dass Erdbebenlasten für die konstruktive Auslegung des Mastes maßgebend sein könnten. Ist das der Fall, sollte eine genauere Bestimmung der Eigenfrequenzen und Eigenformen der Konstruktion durchgeführt werden.