Niedersächsisches Ministerialblatt

69. (74.) Jahrgang Hannover, den 24. 1. 2019 Nummer 3 b

ANLAGENBAND 2

zur

Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (VV TB) — Fassung Januar 2019 —

DIN EN 1993-1-1/A1

DIN EN 1993-1-1/NA

DIN EN 1993-1-4

DIN EN 1993-1-4/NA

DIN EN 1993-3-1

DIN EN 1993-3-1/NA

DIN EN 1993-3-2

DIN EN 1993-3-2/NA

DIN EN 1994-1-2/A1

Die hier abgedruckten Technischen Baubestimmungen sind nur in Verbindung mit dem RdErl. des MU vom 21. 1. 2019 (Nds. MBl. S. 169) zu verwenden.

Inhalt:

_	DIN EN 1993-1-1/A1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1 2005/A1:2014:	1
_	DIN EN 1993-1-1/NA: Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau	11
_	DIN EN 1993-1-4: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-4: Allgemeine Bemessungsregeln — Ergänzende Regeln zur Anwendung von nichtrostenden Stählen; Deutsche Fassung EN 1993-1-4:2006 + A1:2015	29
_	DIN EN 1993-1-4/NA: Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-4: Allgemeine Bemessungsregeln — Ergänzende Regeln zur Anwendung von nichtrostenden Stählen	65
_	DIN EN 1993-3-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine — Türme und Maste; Deutsche Fassung EN 1993-3-1:2006 + AC:2009	75
_	DIN EN 1993-3-1/NA: Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine — Türme und Maste	169
_	DIN EN 1993-3-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 3-2: Türme, Maste und Schornsteine — Schornsteine; Deutsche Fassung EN 1993-3-2:2006	215
_	DIN EN 1993-3-2/NA: Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 3-2: Türme, Maste und Schornsteine — Schornsteine	249
_	DIN EN 1994-1-2/A1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-2: Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall: Deutsche Fassung EN 1994-1-2: 2005/A1:2014	250

DEUTSCHE NORM

DIN EN 1993-1-1/A1



ICS 91.010.30; 91.080.10

Änderung von DIN EN 1993-1-1:2010-12

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005/A1:2014

Eurocode 3: Design of steel structures -

Part 1-1: General rules and rules for buildings; German version EN 1993-1-1:2005/A1:2014

Eurocode 3: Calcul des structures en acier -

Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments;

Version allemande EN 1993-1-1:2005/A1:2014

Gesamtumfang 9 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1993-1-1:2005/A1:2014) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Die Arbeiten auf nationaler Ebene wurden durch die Experten des NABau-Spiegelausschusses NA 005-08-16 AA "Tragwerksbemessung (SpA CEN/TC 250/SC 3)" begleitet.

EUROPÄISCHE NORM EUROPEAN STANDARD NORME EUROPÉENNE

EN 1993-1-1:2005/A1

Mai 2014

ICS 91.010.30; 91.080.10

Deutsche Fassung

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings

Eurocode 3: Calcul des structures en acier — Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Diese Änderung A1 modifiziert die Europäische Norm EN 1993-1-1:2005. Sie wurde vom CEN am 6. März 2014 angenommen.

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

Diese Änderung 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 des CEN-CENELEC mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

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



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

CEN-CENELEC Management-Zentrum: Avenue Marnix 17, B-1000 Brüssel

ınna	I T S	eite
Vorwo	rt	3
1	Änderung des Inhaltsverzeichnisses	4
2	Änderung des Vorwortes	4
3	Änderung in 1.1.1	4
4	Änderung in 2.1.2	4
5	Aufnahme eines normativen Anhangs C	4
Anhan C.1 C.1.1 C.1.2 C.2 C.2.1	g C (normativ) Auswahl der Ausführungsklasse	5 5 5
C.2.2	Auswahl	
6 6.1 6.2	Änderungen, die nur die Deutsche Fassung betreffen	7
6.3 6.4	Änderung zu 5.3.3(1)	7 7
6.5 6.6 6.7	Anderung zu 6.1(1)	7
6.8	Änderung zu 6.3.1.2(4)	

Vorwort

Dieses Dokument (EN 1993-1-1:2005/A1:2014) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

Diese Änderung zur Europäischen Norm EN 1993-1-1:2005 muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Mai 2015, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis Mai 2015 zurückgezogen werden.

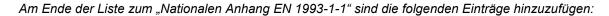
Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Elemente dieses Dokuments Patentrechte berühren können. CEN [und/oder CENELEC] sind nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

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

1 Änderung des Inhaltsverzeichnisses

Nach Durchführung der Änderungen ist das Inhaltsverzeichnis zu aktualisieren, um sicherzustellen, dass der neue Anhang C in diesem erscheint, siehe unten.

2 Änderung des Vorwortes



- C.2.2(3)
- C.2.2(4)."

3 Änderung in 1.1.1

In Abschnitt (3) ist die Verweisung auf EN 1090 durch

- EN 1090-1, Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken Teil 1: Konformitätsnachweisverfahren für tragende Bauteile
- EN 1090-2, Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken

zu ersetzen.

4 Änderung in 2.1.2

Der Inhalt des Abschnitts ist durch den Folgenden zu ersetzen:

- (1)P In Bezug auf die Anwendung von EN 1090-1 und EN 1090-2 sind die Ausführungsklassen nach Anhang C dieser Norm zu wählen.
- (2) Falls eine andere als die in dieser Norm empfohlene Zuverlässigkeit gefordert wird, sollte diese vorzugsweise durch entsprechende Gütesicherung bei der Tragwerksplanung und der Ausführung nach EN 1990:2010, Anhang B und Anhang C, sowie EN 1090 erreicht werden."

5 Aufnahme eines normativen Anhangs C

Der folgende neue Anhang C ist hinter Anhang B aufzunehmen:

4

Anhang C (normativ)

Auswahl der Ausführungsklasse

C.1 Allgemeines

C.1.1 Grundanforderungen

(1)PUm die in EN 1990 geforderte Zuverlässigkeit des fertig gestellten Tragwerks zu erreichen, ist eine angemessene Ausführungsklasse auszuwählen. Dieser Anhang bildet die Basis für diese Auswahl.

C.1.2 Ausführungsklasse

- (1) Die Ausführungsklasse (EXC) wird als in Klassen zusammengefasste Anforderungen, die für die Ausführung der Stahlkonstruktion als Ganzes, eines einzelnen Bauteils oder eines Details eines Bauteils festgelegt sind, definiert.
- (2) Um Anforderungen an die Ausführung von Stahlkonstruktionen nach EN 1090-1 und EN 1090-2 festzulegen, sollte die Auswahl der Ausführungsklasse EXC1, EXC2, EXC3 oder EXC4 vor Beginn der Ausführung getroffen werden. Die Anforderungen an die Ausführung steigen von EXC1 bis EXC4 an.

ANMERKUNG 1 Es wird davon ausgegangen, dass EN 1993 und EN 1994 in Verbindung mit EN 1090-1 und EN 1090-2 angewendet werden. EN 1993-1-9, EN 1993-2, EN 1993-3-1 und EN 1993-3-2 enthalten ergänzende Anforderungen zu EN 1090-2 an die Ausführung von Tragwerken, Bauteilen oder Details, die Ermüdungseinwirkungen ausgesetzt sind. Zusätzlich zu EN 1090-2 werden weitere Europäische Normen für die Ausführung von Pfählen und Spundwänden in EN 1993-5 in Bezug genommen.

ANMERKUNG 2 In EN 1090-2 wird festgelegt, dass die Ausführungsklasse EXC2 gilt, wenn keine Ausführungsklasse vorgegeben wird.

C.2 Auswahlverfahren

C.2.1 Maßgebende Faktoren

- (1) Die Auswahl der Ausführungsklasse sollte auf den folgenden drei Faktoren beruhen:
- der geforderten Zuverlässigkeit;
- der Art von Tragwerk, Bauteil oder Detail; und
- der Art der Belastung, für die das Tragwerk, das Bauteil oder das Detail bemessen wird.

C.2.2 Auswahl

- (1) Hinsichtlich der Behandlung der Zuverlässigkeit sollte die Auswahl der Ausführungsklasse entweder auf der geforderten Schadensfolgeklasse (CC, *consequence class*) oder der geforderten Zuverlässigkeitsklasse (RC, *reliability class*) oder auf beiden beruhen. Die Konzepte der Zuverlässigkeitsklasse und der Schadensfolgeklasse werden in EN 1990 definiert.
- (2) Hinsichtlich der Art der Belastung einer Stahlkonstruktion, eines Bauteils oder eines Details sollte die Ausführungsklasse darauf basieren, ob das Tragwerk, das Bauteil oder das Detail für statische Einwirkungen, quasi-statische Einwirkungen, Ermüdungseinwirkungen oder seismische Einwirkungen bemessen wurde.
- (3) Die Auswahl der Ausführungsklasse (EXC) sollte auf Tabelle C.1 beruhen.

Tabelle C.1 — Auswahl der Ausführungsklasse (EXC)

Zuverlässigkeitsklasse (RC)	Art der Belastung				
oder Schadensfolgeklasse (CC)	Statische, quasi- statische oder seismische Einwirkungen (DCL) ^a	Ermüdung ^b oder seismische Einwirkungen (DCM oder DCH) ^a			
RC3 oder CC3	EXC3 ^c	EXC3 ^c			
RC2 oder CC2	EXC2	EXC3			
RC1 oder CC1	EXC1	EXC2			

Seismische Duktilitätsklassen werden in EN 1998-1 definiert: niedrig = DCL; mittel = DCM; hoch = DCH.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf angeben, ob die Auswahl der Ausführungsklasse (EXC) auf der Zuverlässigkeitsklasse oder der Schadensfolgeklasse oder auf beiden beruht und ob die Wahl von der Art der Konstruktion abhängt. Der Nationale Anhang darf angeben, ob die Tabelle C.1 anzuwenden ist.

ANMERKUNG 2 Konstruktionen nach EN 1993-4-1 und EN 1993-4-2 sind von der Auswahl der Schadensfolgeklasse abhängig. Konstruktionen nach EN 1993-3-1 und EN 1993-3-2 sind von der Auswahl der Zuverlässigkeitsklasse abhängig.

(4) Falls sich die für bestimmte Bauteile und/oder Details geforderte Ausführungsklasse von der Ausführungsklasse, die im Allgemeinen für das Tragwerk gilt, unterscheidet, sollten diese Bauteile und/oder Details eindeutig identifiziert und angegeben werden.

ANMERKUNG Die Auswahl der Ausführungsklasse in Abhängigkeit von der Art von Bauteilen oder Details darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird Folgendes empfohlen:

Wird für ein Tragwerk die Klasse EXC1 ausgewählt, sollte die Klasse EXC2 für die nachstehend aufgeführten Bauteilarten gelten:

- a) geschweißte Bauteile, die aus Stahlprodukten der Stahlsorte S355 oder h\u00f6her hergestellt werden;
- b) für die Standsicherheit wesentliche Bauteile, die auf der Baustelle miteinander verschweißt werden;
- geschweißte Bauteile aus Kreishohlprofil-Fachwerkträgern, die besonders geschnittene Endquerschnitte erfordern;
- d) Bauteile, die durch Warmumformen gefertigt oder im Verlauf der Herstellung einer Wärmebehandlung unterzogen werden.
- (5) Die Festlegung einer höheren Ausführungsklasse für die Ausführung eines Tragwerks oder eines Bauteils oder eines Details sollte nicht dazu genutzt werden, um bei der Bemessung des betreffenden Tragwerks oder Bauteils oder Details die Anwendung niedrigerer Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand zu rechtfertigen."

b Siehe EN 1993-1-9.

EXC4 kann für Tragwerke festgelegt werden, wenn das Versagen der Konstruktion schwerwiegende Folgen hätte.

6 Änderungen, die nur die Deutsche Fassung betreffen

6.1 Änderung zu 5.1.1(3)

Ersetze "Das Berechnungsverfahren entspricht den Bemessungsannahmen." *durch* "Das Berechnungsverfahren muss den Bemessungsannahmen entsprechen."

6.2 Änderung zu 5.3.2

In

- Abschnitt (3)
 - im Punkt b);
 - in der Anmerkung unter Punkt b);
 - in Tabelle 5.1;
- Abschnitt (11), Gleichung (5.9) und (5.10)

ist " $e_{0,d}$ " zu ersetzen durch : " e_0 ".

6.3 Änderung zu 5.3.3(1)

Ersetze "... Einfluss der Imperfektionen der auszusteifenden Bauteile ..." durch "Einfluss der Imperfektionen der abgestützten Bauteile ..." und unter Gleichung (5.12) ist "L die Spannweite des aussteifenden Systems"

6.4 Änderung zu 5.3.4(3)

Ersetze "... darf die Imperfektion mit k $e_{0,d}$ angenommen werden, wobei $e_{0,d}$ die äquivalente Vorkrümmung..." durch "... darf die Imperfektion mit k e_0 angenommen werden, wobei e_0 die äquivalente Vorkrümmung...".

6.5 Änderung zu 6.1(1)

Im ersten Satz ist das letzte Wort "werden" vor der Aufzählung zu streichen.

6.6 Änderung zu 6.2.5(3)

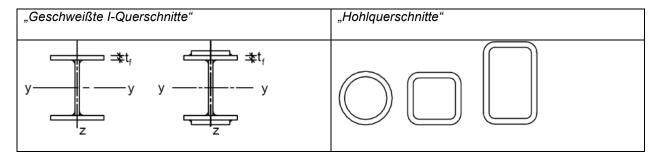
Ersetze "die" durch "das".

6.7 Änderung zu 6.2.9.3(2)

Ersetze "Gleichung (1)" durch "Gleichung (6.43)".

6.8 Änderung zu 6.3.1.2(4)

Die Bilder in Tabelle 6.2 zu "Geschweißte I-Querschnitte" und "Hohlquerschnitte" sind wegen kleiner Darstellungsfehler durch die folgenden Bilder zu ersetzen:



DEUTSCHE NORM

DIN EN 1993-1-1/NA



ICS 91.010.30; 91.080.10

Ersatz für DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

National Annex -

Nationally determined parameters –

Eurocode 3: Design of steel structures -

Part 1-1: General rules and rules for buildings

Annexe Nationale -

Paramètres déterminés au plan national -

Eurocode 3: Calcul des structures en acier -

Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Gesamtumfang 17 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

Inhal	t	Seite
Vorwo	rt	3
NA 1	Anwendungsbereich	4
NA 2	Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1993-1-1:2010-12 und DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07	4
NA 2.1	Allgemeines	4
NA 2.2	Nationale Festlegungen	5
NCI zu	1.1.1(3)	5
NDP zu	ı 2.3.1(1) Anmerkung 1:	5
NDP zu	ı 3.1(2) Anmerkung	5
NDP zu	ı 3.2.1(1) Anmerkung	6
NDP zu	ı 3.2.2(1) Anmerkung	6
NDP zu	ı 3.2.3(1)P Anmerkung	6
NDP zu	ı 3.2.3(3)B Anmerkung B	7
NDP zu	ı 3.2.4(1) Anmerkung 3B	7
NCI zu	5.1.1 Grundlegende Annahmen	7
NDP zu	ı 5.2.1(3) Anmerkung	8
NDP zu	ı 5.3.2(3) Anmerkung	9
	ı 5.3.2(11) Anmerkung 2	
NDP zu	ı 5.3.4(3) Anmerkung	10
NDP zu	ı 6.1(1) Anmerkung 1	10
NDP zu	ı 6.1(1) Anmerkung 2B	10
NCI zu	6.3.1.1(1)	10
NCI zu	6.3.1.3 (2)	11
	ı 6.3.2.2(2) Anmerkung 1	
NDP zu	ı 6.3.2.3(1) Anmerkung	11
NCI zu	6.3.2.3(2) Tabelle 6.6	11
NDP zu	ı 6.3.2.3(2) Anmerkung	12
	ı 6.3.2.4(1)B Anmerkung 2B	
	ı 6.3.2.4(2)B Anmerkung B	
NDP zu	ı 6.3.3(5) Anmerkung 2	12
NDP zu	ı 6.3.4(1) Anmerkung:	12
	ı 7.2.1(1)B Anmerkung B	
NDP zu	ı 7.2.2(1)B Anmerkung B	13
	ı 7.2.3(1)B Anmerkung B	
NCI zu	BB.1.1(2)B	13
	BB.1.2(2)B	
	ı BB.1.3(3)B Anmerkung	
	BB.2.1	
	BB.2.2	_
	ı C.2.2 (3), Anmerkung 1	
	ı C.2.2 (4), Anmerkung	
NCI	Literaturhinweise	

Vorwort

Dieses Dokument wurde vom NA 005-08-16 AA "Tragwerksbemessung" erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-1-1:2010-12 und DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.

Die Europäische Norm EN 1993-1-1 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: *Nationally determined parameters*, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1. Darüber hinaus enthält dieser nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1993-1-1:2010-12 und DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07 (en: *non-contradictory complementary information*, NCI).

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1993-1-1:2010-12 und DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

a) die A1-Änderung wurde eingearbeitet.

Frühere Ausgaben

DIN 1050: 1934-08, 1937xxxxx-07, 1946-10, 1957x-12, 1968-06

DIN 1073: 1928-04, 1931-09, 1941-01, 1974-07

DIN 1079: 1938-01, 1938-11, 1970-09

DIN 4100: 1931-05, 1933-07, 1934xxxx-08, 1956-12, 1968-12

DIN 4101: 1937xxx-07, 1974-07 Beiblatt zu DIN 1073: 1974-07

DIN 18800-1: 1981-03, 1990-11, 2008-11

DIN 18800-1/A1: 1996-02 DIN 4114-1: 1952xx-07

DIN 4114-2: 1952-07, 1953-02 DIN 18800-2: 1990-11, 2008-11

DIN 18800-2/A1: 1996-02 DIN 18801: 1983-09 DIN 18808: 1984-10

DIN V ENV 1993-1-1: 1993-04 DIN V ENV 1993-1-1/A1: 2002-05 DIN V ENV 1993-1-1/A2: 2002-05 DIN EN 1993-1-1/NA: 2010-12

NA 1 Anwendungsbereich

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Bauwerken aus Stahl, die bei der Anwendung von DIN EN 1993-1-1:2010-12 und DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1993-1-1:2010-12 und DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07.

NA 2Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1993-1-1:2010-12 und DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07

NA 2.1 Allgemeines

DIN EN 1993-1-1:2010-12 und DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07 weisen an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (NDP, en: *Nationally determined parameters*).

_	2.3.1(1)	_	6.1(1)
_	3.1(2)	_	6.3.2.2(2)
	3.2.1(1)	_	6.3.2.3(1)
_	3.2.2(1)	_	6.3.2.3(2)
_	3.2.3(1)P	_	6.3.2.4(1)B
_	3.2.3(3)B	_	6.3.2.4(2)B
_	3.2.4(1)	_	6.3.3(5)
_	5.2.1(3)	_	6.3.4(1)
_	5.2.2(8)	_	7.2.1(1)B
_	5.3.2(3)	_	7.2.2(1)B
_	5.3.2(11)	_	7.2.3(1)B
_	5.3.4(3)	_	BB.1.3.(3)B
_	6.1(1)	_	C.2.2(3)
		_	C.2.2(4)

Darüber hinaus enthält NA 2.2 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1993-1-1:2010-12 und DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07. Diese sind durch ein vorangestelltes "NCI" (en: non-contradictory complementary information) gekennzeichnet.

_	1.1.1(3)	_	BB.1.1(2)B
_	5.1.1	_	BB.1.2.(2)B
_	6.3.1.1(1)	_	BB.2.2
_	6.3.1.3(2)	_	Literaturhinweise
_	6.3.2.3(2)		

4

NA 2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1993-1-1:2010-12 und DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07.

NCI zu 1.1.1(3)

In diesem Abschnitt sind zusätzliche Verweise zu denen in DIN EN 1993-1-1:2010-12 und aktualisierte Verweise aus DIN EN 1993-1-1:2010-12 aufgelistet.

Ergänzende Verweisungen:

DIN EN 1990:2010-12, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002

DIN EN 1991 (alle Teile), Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke

DIN EN 1993-1-1:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005

DIN EN 1993-1-10/NA:2010-12, Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-10: Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung

DIN EN 1993-1-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-12: Zusätzliche Regeln zur Erweiterung von EN 1993 auf Stahlsorten bis S 700

SEP 1390, STAHL-EISEN-Prüfblatt des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute^{NA.1)}

Aktualisierte Verweisungen:

EN 10164:2004, Stahlerzeugnisse mit verbesserten Verformungseigenschaften senkrecht zur Erzeugnisoberfläche — Technische Lieferbedingungen

EN 10210-1:2006, Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen — Teil 1: Technische Lieferbedingungen

EN 10219-1:2006, Kaltgefertigte geschweißte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen — Teil 1: Technische Lieferbedingungen

NDP zu 2.3.1(1) Anmerkung 1:

Es werden keine zusätzlichen Festlegungen getroffen.

NDP zu 3.1(2) Anmerkung

Die Anwendung der DIN EN 1993-1-1 ist auf Stahlsorten und Stahlprodukte nach DIN EN 1993-1-1:2010-12, Tabelle 3.1 beschränkt. Die Anwendung weiterer Stahlsorten ist in DIN EN 1993-1-12 geregelt.

Andere als die oben genannten Stahlsorten dürfen nur verwendet werden, wenn

 die chemische Zusammensetzung, die mechanischen Eigenschaften und die Schweißeignung in den Lieferbedingungen des Stahlherstellers festgelegt sind und diese Eigenschaften einer der oben genannten Stahlsorten zugeordnet werden können, oder

NA.1) Zu beziehen bei: Verlag Stahleisen GmbH im Stahl-Zentrum, Sohnstraße 65, 40237 Düsseldorf.

- sie in Fachnormen vollständig beschrieben und hinsichtlich ihrer Verwendung geregelt sind, oder
- ihre Verwendbarkeit durch einen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis (z. B. allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall) nachgewiesen worden ist.

Zusätzlich sind für die Produkte mit Streckgrenzen bis zu 355 N/mm², an denen geschweißt wird und bei denen die Schweißnähte in auf Zug oder Biegezug beanspruchten Bereichen liegen, die Bedingungen nach Tabelle NA.1 einzuhalten. Alternativ hierzu darf die Eignung der Stähle durch einen Aufschweißbiegeversuch nach SEP 1390 nachgewiesen werden. Für Bauteile aus Stahlsorten nach DIN EN 10025-5 mit Dicken > 30 mm muss die Eignung durch den Aufschweißbiegeversuch nach SEP 1390 nachgewiesen werden.

ANMERKUNG Die Anforderung für die Prüfung nach SEP 1390 gilt nur für Langerzeugnisse. Somit sind Rundmaterialien als Vollquerschnittmaterial und Hohlprofile (quadratisch und kreisförmig) ausgeschlossen.

Stahlsorte	Dicke t					
	<i>t</i> ≤ 30 mm	<i>t</i> > 30 mm bis <i>t</i> ≤ 80 mm	t > 80 mm			
S355	keine besonderen Anforderungen	Feinkornbaustahl Güte N bzw. M nach DIN EN 10025-3 bzw. DIN EN 10025-4, DIN EN 10210-1 und DIN EN 10219-1	Feinkornbaustahl Güte NL bzw. ML nach DIN EN 10025-3 bzw. DIN EN 10025-4, DIN EN 10210-1 und DIN EN 10219-1			
S275	keine besonderen Anforderungen	Feinkornbaustahl Güte N bzw. M nach DIN EN 10025-3 bzw. DIN EN 10025-4, DIN EN 10210-1 und DIN EN 10219-1	Feinkornbaustahl Güte NL bzw. ML nach DIN EN 10025-3 bzw. DIN EN 10025-4, DIN EN 10210-1 und DIN EN 10219-1			
S235	S235 keine besonderen Anforderungen		ach DIN EN 10025-2			

Tabelle NA.1 — Äquivalenzkriterium

NDP zu 3.2.1(1) Anmerkung

Die Werte für f_y und f_u dürfen sowohl den entsprechenden Produktnormen (DIN EN 10025-2 bis DIN EN 10025-6, DIN EN 10210-1 und DIN EN 10219-1) als auch DIN EN 1993-1-1:2010-12, Tabelle 3.1 entnommen werden.

NDP zu 3.2.2(1) Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 3.2.3(1)P Anmerkung

Die für die Bemessung anzunehmenden niedrigsten Betriebstemperaturen sind in DIN EN 1993-1-10/NA:2010-12, Anhang A angegeben.

6

NDP zu 3.2.3(3)B Anmerkung B

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 3.2.4(1) Anmerkung 3B

Es gilt die Empfehlung.

NCI zu 5.1.1 Grundlegende Annahmen

Wenn für einen Nachweis eine Erhöhung der Streckgrenze zu einer Erhöhung der Beanspruchung führt, die nicht gleichzeitig zu einer proportionalen Erhöhung der zugeordneten Beanspruchbarkeit führt, ist für die Streckgrenze auch ein oberer Grenzwert

$$f_{\mathbf{y}}^{\text{oben}} = 1.3 f_{\mathbf{y}}$$
 (NA.1)

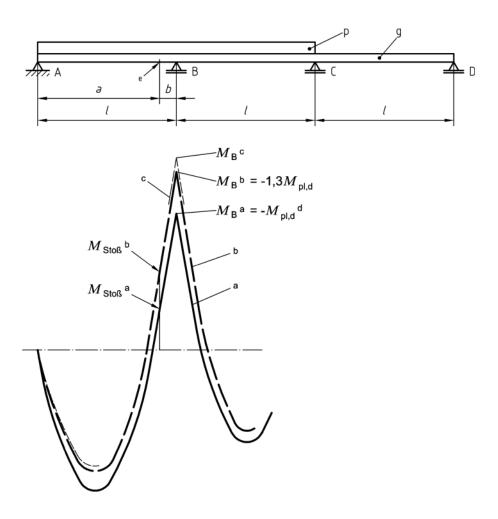
anzunehmen. Bei durch- oder gegengeschweißten Nähten kann die Erhöhung der Beanspruchbarkeit unterstellt werden.

Bei üblichen Tragwerken darf die Erhöhung von Auflagerkräften infolge der Annahme des oberen Grenzwertes der Streckgrenze unberücksichtigt bleiben.

Auf die Berücksichtigung des oberen Grenzwertes der Streckgrenze darf verzichtet werden, wenn für die Beanspruchungen aller Verbindungen die 1,2fachen Grenzschnittgrößen im plastischen Zustand der durch sie verbundenen Teile angesetzt werden und die Stäbe konstanten Querschnitt über die Stablänge haben.

ANMERKUNG 1 Beim Zweifeldträger mit über die Länge konstantem Querschnitt unter konstanter Gleichlast erhöht sich die Auflagerkraft an der Innenstütze vom Grenzzustand nach dem Verfahren Plastisch-Plastisch infolge der Annahme des oberen Grenzwertes der Streckgrenze nur um rund 4 %.

ANMERKUNG 2 Bei Anwendung der Fließgelenktheorie werden in den Fließgelenken die Schnittgrößen auf die Grenzschnittgrößen im plastischen Zustand begrenzt. Nimmt die Streckgrenze in der Umgebung eines Fließgelenkes einen höheren Wert an als die Grenznormalspannung σ_{Rd} (dieser Wert ist ein unterer Grenzwert), dann wird die am Fließgelenk auftretende Schnittgröße (Beanspruchung) größer als die untere Grenzschnittgröße. Für den Stab selbst bedeutet dies keine Gefährdung, da ja auch die Beanspruchbarkeit im selben Maße zunimmt. Für Verbindungen, die sich nicht durch Verformung der zunehmenden Beanspruchung entziehen können, kann die Berücksichtigung der oberen Grenzwerte der Streckgrenzen bemessungsbestimmend werden. Dies ist bei Verbindungen ohne ausreichende Rotationskapazität möglich.



Legende

- a Beanspruchung für Streckgrenze = f_y (unterer Grenzwert)
- b Beanspruchung für Streckgrenze $f_y^{\text{(oben)}}$ (oberer Grenzwert)
- c Beanspruchung bei Berechnung nach der Elastizitätstheorie
- d unter Berücksichtigung der gleichzeitig wirkenden Querkraft
- e Stoß

ANMERKUNG Wenn $\left|M_{\rm B}^{\rm \, c}\right| <$ 1,3 $\cdot M_{\rm \, pl}$ wird Fall c maßgebend.

Bild NA.1 — Beispiel zur Berücksichtigung des oberen Grenzwertes der Streckgrenze

NDP zu 5.2.1(3) Anmerkung

Bei Anwendung der plastischen Berechnung ist für die Abfrage von Gleichung (5.1) das statische System unmittelbar vor Ausbildung des letzten Fließgelenks zugrunde zu legen oder es ist jedes einzelne Teilsystem der Fließgelenkkette zu untersuchen. Der Grenzwert ist dann mit 10 statt mit 15 anzunehmen.

NDP zu 5.2.2(8) Anmerkung

Stabilitätsnachweise dürfen nach dem Ersatzstabverfahren nach DIN EN 1993-1-1:2010-12, 6.3 geführt werden, wenn die Konsequenzen für die Anschlüsse und die angeschlossenen Bauteile berücksichtigt werden. Typische Konsequenzen sind:

- b) Bei der Bemessung von biegesteifen Verbindungen ist statt des vorhandenen Biegemomentes M_{Ed} das vollplastische Moment $M_{\text{pl.Rd}}$ zu berücksichtigen, sofern kein genauerer Nachweis geführt wird.
- c) Bei verschieblichen Systemen mit angeschlossenen Pendelstützen muss eine zusätzliche Ersatzbelastung V_0 entsprechend der nachfolgenden Gleichung zur Berücksichtigung der Vorverdrehungen der Pendelstützen bei der Ermittlung der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung angesetzt werden:

$$V_{o} = \sum (P_{i} \phi) \tag{NA.2}$$

mit

P_i Normalkraft der Pendelstütze i

 ϕ nach DIN EN 1993-1-1:2010-12, 5.3.2(3) a)

NDP zu 5.3.2(3) Anmerkung

Die Empfehlungen dürfen angewendet werden. Falls die Ermittlung der Schnittgrößen des Gesamtsystems nach der Elastizitätstheorie erfolgt und ein Querschnittsnachweis mit einer linearen Querschnittsinteraktion geführt wird, dürfen auch die Werte nach Tabelle NA.2 verwendet werden.

Knicklinie nach DIN EN 1993-1-1:2010-12,	elastische Querschnitts- ausnutzung	plastische Querschnitts- ausnutzung
Tabelle 6.1	e_0 / L	e_0 / L
a ₀	1 / 600	
а	1 / 550	wie bei elastischer Querschnitts-
b	1 / 350	wie bei elastischer Querschnitts- ausnutzung, jedoch $\frac{M_{\rm pl,k}}{M_{\rm el,k}}$ -fach
С	1 / 250	M el,k
d	1 / 150	

Tabelle NA.2 —Vorkrümmung e_0/L von Bauteilen

Die angegebenen Bemessungswerte der Vorkrümmung e_0 / L dürfen die zulässigen Toleranzen der Produktnormen nicht unterschreiten.

NDP zu 5.3.2(11) Anmerkung 2

Das allgemeine Verfahren zur Ermittlung der maßgebenden Eigenfigur und deren maximale Amplitude der geometrischen Ersatzimperfektion darf angewendet werden. Falls unter Verwendung der nach Gleichung (5.9) ermittelten Imperfektionen die Ermittlung der Schnittgrößen des Gesamtsystems nach der Elastizitätstheorie erfolgt und ein Querschnittsnachweis unter Berücksichtigung der plastischen Tragfähigkeit geführt wird, dann muss der Querschnittsnachweis mit einer linearen Querschnittsinteraktion erfolgen.

NDP zu 5.3.4(3) Anmerkung

Die Imperfektion ist anstelle von ($k\cdot e_0$) mit den Werten der Tabelle NA.3 anzunehmen.

Tabelle NA.3 — Äquivalente Vorkrümmungen e_0

Querschnitt	Abmessungen	Elastische Querschnitts- ausnutzung e_0 / L	Plastische Querschnitts-ausnutzung e_0/L
gewalzte	<i>h</i> / <i>b</i> ≤ 2,0	1/500	1/400
I-Profile	<i>h/b</i> > 2,0	1/400	1/300
geschweißte	<i>h/b</i> ≤ 2,0	1/400	1/300
I-Profile	h/b > 2,0	1/300	1/200

Diese Werte sind im Bereich $0.7 \le \overline{\lambda}_{IT} \le 1.3$ zu verdoppeln.

NDP zu 6.1(1) Anmerkung 1

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 6.1(1) Anmerkung 2B

Die Teilsicherheitswerte γ_{Mi} für Hochbauten sind wie folgt festgelegt:

- --- γ_{M0} = 1,0;
- -- γ_{M1} = 1,1;
- $\gamma_{M2} = 1,25.$

Bei Stabilitätsnachweisen in Form von Querschnittsnachweisen mit Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung (siehe 5.2) ist bei der Ermittlung der Beanspruchbarkeit von Querschnitten statt γ_{M0} der Wert $\gamma_{M1}=1,1$ anzusetzen.

Die Teilsicherheitswerte γ_{Mi} sind für außergewöhnliche Bemessungssituationen wie folgt festgelegt:

- --- γ_{M0} = 1,0;
- $\gamma_{M1} = 1,0;$
- $\gamma_{M2} = 1,15$.

NCI zu 6.3.1.1(1)

Für den Nachweis des Biegeknickens darf Gleichung (6.46) auch bei Stäben mit veränderlichen Querschnitten und/oder veränderlichen Normalkräften $N_{\sf Ed}$ angewendet werden. Der Nachweis ist für alle

maßgebenden Querschnitte mit den jeweils zugehörigen Querschnittswerten und der zugehörigen Normalkraft $N_{\rm cr}$ an der betreffenden Stelle zu führen.

NCI zu 6.3.1.3 (2)

Die Übersetzung des ersten Satzes in 6.3.1.3(2) in DIN EN 1993-1-1:2010-12 ist folgendermaßen anzupassen:

Die für das Biegeknicken maßgebende Knicklinie ist in der Regel aus Tabelle 2 zu entnehmen.

NDP zu 6.3.2.2(2) Anmerkung 1

Es gilt die Empfehlung, einschließlich der Tabellen 6.3 und 6.4. Der in DIN EN 1993-1-1:2010-12, 6.3.2.3(2) angegebene Faktor f darf auch zur Modifizierung von χ_{LT} nach DIN EN 1993-1-1:2010-12, 6.3.2.2(1) angewendet werden.

Anstelle der Beiwerte α_{LT}^* dürfen alternativ die folgenden Imperfektionsbeiwerte α_{LT}^* in Gleichung (6.56) verwendet werden:

$$\alpha_{\mathsf{LT}}^{\star} = \frac{\alpha_{\mathsf{crit}}^{\star}}{\alpha_{\mathsf{crit}}} \alpha$$
 (NA.3)

Dabei ist

- α der Imperfektionsbeiwert für Ausweichen rechtwinklig zur z-z-Achse nach Tabelle 6.2;
- $lpha_{
 m crit}^{\star}$ der kleinste Vergrößerungsfaktor für die Bemessungswerte der Belastung, mit dem die ideale Verzweigungslast mit Verformungen aus der Hauptragwerksebene erreicht und die Torsionssteifigkeit vernachlässigt wird;
- $\alpha_{\rm crit}$ der kleinste Vergrößerungsfaktor für die Bemessungswerte der Belastung, mit dem die ideale Verzweigungslast mit Verformungen aus der Haupttragwerksebene unter Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit erreicht wird;
- α_{LT} Imperfektionsbeiwert für Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1:2010-12, Tabelle 6.3.

NDP zu 6.3.2.3(1) Anmerkung

Es gilt die Empfehlung, einschließlich Tabelle 6.5.

NCI zu 6.3.2.3(2) Tabelle 6.6

Der Korrekturbeiwert k_c darf auch nach Gleichung (NA.4) bestimmt werden.

$$k_{\rm c} = \sqrt{\frac{1}{C_1}} \tag{NA.4}$$

mit C_1 Momentenbeiwert für das Biegedrillknicken, z. B. nach [2] oder [3]

NDP zu 6.3.2.3(2) Anmerkung

Es gilt die Empfehlung, einschließlich Tabelle 6.6.

NDP zu 6.3.2.4(1)B Anmerkung 2B

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 6.3.2.4(2)B Anmerkung B

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 6.3.3(5) Anmerkung 2

Es dürfen die Interaktionsfaktoren sowohl nach dem Alternativverfahren 1 (DIN EN 1993-1-1:2010-12, Anhang A) als auch nach dem Alternativverfahren 2 (DIN EN 1993-1-1:2010-12, Anhang B) verwendet werden.

NDP zu 6.3.4(1) Anmerkung:

Das Verfahren gilt für Bauteile und Tragwerke die auf Biegung in Tragwerksebene und/oder Druck beansprucht werden. Als Querschnitte sind nur I-Profile zugelassen. Bei der Bestimmung von $\alpha_{\rm ult,k}$ ist der zur Bildung des ersten Fließgelenkes gehörende Wert zu verwenden. ^{NA.2)} Die Wahl der Knicklinie geht aus Tabelle NA.4 hervor.

Tabelle NA.4 — Wahl der Knicklinie

Knicken ohne Biegedrillknicken	Zuordnung der entsprechenden Knicklinie nach DIN EN 1993-1-1:2010 -12, Tabelle 6.2
Biegedrillknicken	Zuordnung der entsprechenden Knicklinie für das Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1:2010-12, Tabelle 6.4

Der Wert χ nach 6.3.1 ist für χ_{op} dann zu verwenden, wenn die Beanspruchung ausschließlich aus Normal-kräften besteht, der Wert χ_{LT} nach 6.3.2.2 ist für χ_{op} zu verwenden, wenn die Beanspruchung ausschließlich aus Biegemomenten besteht. Bei gemischter Beanspruchung ist der kleinere der beiden Werte χ oder χ_{LT} für χ_{op} zu verwenden.

NDP zu 7.2.1(1)B Anmerkung B

Für den Hochbau sind die Grenzwerte der vertikalen Durchbiegung nach DIN EN 1990:2010-12, A.1.4, Bild A.1.1 den Herstellerangaben zu entnehmen oder mit dem Auftraggeber abzustimmen.

12

NA.2) Für Tragwerke mit voutenförmigen Bauteilen ist die ideale Verzweigungslast für die vorhandene Geometrie zu ermitteln. Dies kann mit adäquaten numerischen Methoden erfolgen (z. B. FEM Modellierung mit Schalenelementen). Eine Abstufung mit Stabelementen führt in der Regel nicht zu richtigen Ergebnissen.

NDP zu 7.2.2(1)B Anmerkung B

Für den Hochbau sind die Grenzwerte der horizontalen Verformung nach DIN EN 1990:2010-12, A.1.4, Bild A.1.2 den Herstellerangaben zu entnehmen oder mit dem Auftraggeber abzustimmen.

NDP zu 7.2.3(1)B Anmerkung B

Für den Hochbau sind mit Bezug auf DIN EN 1990:2010-12, A.1.4.4, Vibrationen in Tragwerken zu begrenzen. Die Grenzwerte sind für jedes Projekt individuell festzulegen und mit dem Auftraggeber abzustimmen.

NCI zu BB.1.1(2)B

Die Übersetzung von BB.1.1(2)B in DIN EN 1993-1-1:2010-12 ist folgendermaßen anzupassen:

Die Knicklänge $L_{\rm cr}$ eines Gurtstabes mit I- oder H-Querschnitten darf zu 0,9 für Biegeknicken in der Ebene und zu 1,0 L für Biegeknicken aus der Ebene angenommen werden, sofern nicht eine kleinere Knicklänge durch genauere Berechnung gerechtfertigt wird.

NCI zu BB.1.2(2)B

Die Übersetzung von BB.1.2(2)B in DIN EN 1993-1-1:2010-12 ist folgendermaßen anzupassen:

Wird lediglich eine einzige Schraube für die Endverbindungen der Gitterstäbe aus Winkelprofilen verwendet, ist in der Regel die Exzentrizität unter Verwendung von 6.2.9 zu berücksichtigen und die Knicklänge L_{cr} ist als Systemlänge L anzunehmen.

NDP zu BB.1.3(3)B Anmerkung

Für den Hochbau dürfen die Hinweise zu Knicklängen von Hohlprofilstäben in Fachwerkträgern in [1] verwendet werden.

Falls für die Streben ein Knicklängenfaktor von 0,75 oder niedriger verwendet wird, dann darf in derselben Einwirkungskombination die Knicklänge für die Gurtstäbe nicht reduziert werden.

NCI zu BB.2.1

Unter der Gleichung (BB.2) ist in der Erläuterung zu *S* der Klammerausdruck "(je Längeneinheit Trägerlänge)" zu ersetzen durch "(auf den untersuchten Träger entfallender Anteil)".

NCI zu BB.2.2

Die Tabelle BB.1 ist durch die folgende neue Tabelle BB.1 zu ersetzen:

Tabelle BB.1 — Faktor K_{ϑ} zur Berücksichtigung des Momentenverlaufs und der Art der Lagerung in Abhängigkeit von der Biegedrillknicklinie nach Tabelle 6.5 (Gl. (6.57))

Zeile	deile Momentenverlauf freie Drehachse ge				gebur	oundene Drehachse	
Zelle	Momentenvenaui	b	С	d	b	С	d
1	M +	6,8	10,0	14,2	0	0	0
2	<u>M</u> +	4,8	7,3	10,9	0,04	0,11	0,40
3	M + M	4,2	6,4	9,7	0,22	0,40	0,66
4	<u>M</u> +	2,8	4,4	7,1	0	0	0
5	M	0,89	1,4	2,6	0,33	0,71	1,6
6	$\psi M + \psi \geq 0.3$	0,47	0,75	1,4	0,14	0,33	0,90
M Betrag des Biegemomentes $M_{ m y}$							

NDP zu C.2.2 (3), Anmerkung 1

Die Auswahl der Ausführungsklasse erfolgt in Deutschland auf Grundlage der Schadensfolgeklasse und der Konstruktionsart. Die Auswahlkriterien sind in Abschnitt "NDP zu C.2.2 (4), Anmerkung" festgelegt.

NDP zu C.2.2 (4), Anmerkung

Für die Auswahl der Ausführungsklassen gilt Folgendes:

Ausführungsklasse EXC 1

In diese Ausführungsklasse fallen statisch und quasi-statisch beanspruchte Bauteile oder Tragwerke aus Stahl bis zur Festigkeitsklasse S275 und Werkstoffdicke bis max. 20 mm und Kopf- und Fußplatten bis max. 30 mm, für die einer der folgenden Punkte (a bis f) vollständig zutrifft:

a) Tragkonstruktionen mit

- bis zu zwei Geschossen aus Walzprofilen ohne biegesteife Kopf- Fuß- und Stirnplattenstöße mit einer maximalen Geschosshöhe von 3 m;
- druck- und biegebeanspruchte Stützen ohne Stoß;
- Biegeträgern mit bis zu 5 m Spannweite und Auskragungen bis 2 m;

14

- charakteristischen veränderlichen, gleichmäßig verteilten Einwirkungen / Nutzlasten bis 2,5 kN/m² und charakteristischen veränderlichen Einzelnutzlasten bis 2,0 kN;
- b) Tragkonstruktionen mit max. 30° geneigten Belastungsebenen (z.B. Rampen) mit Beanspruchungen durch charakteristische Achslasten von max. 63 kN oder charakteristische veränderliche, gleichmäßig verteilte Einwirkungen / Nutzlasten von bis zu 17,5 kN/m² (Kategorie E2.4 nach DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, Tabelle 6.4DE) in einer Höhe von max. 1,25 m über festem Boden wirkend;
- c) Treppen, Geländer und Balkone in bzw. an Wohngebäuden bis zu einer Konstruktionshöhe von 12 m;
- d) Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßigen Personenverkehr (z.B. Scheunen, Gewächshäuser);
- e) Wintergärten an Wohngebäuden;
- f) Gebäude, die selten von Personen betreten werden, wenn der Abstand zu anderen Gebäuden oder Flächen mit häufiger Nutzung durch Personen mindestens das 1,5-fache der Gebäudehöhe beträgt.

Die Ausführungsklasse EXC 1 gilt auch für andere vergleichbare Bauwerke, Tragwerke und Bauteile.

Ausführungsklasse EXC 2

In diese Ausführungsklasse fallen statisch, quasi-statisch und ermüdungs-beanspruchte Bauteile oder Tragwerke aus Stahl bis zur Festigkeitsklasse S700, die nicht den Ausführungsklassen EXC 1, EXC 3 und EXC 4 zuzuordnen sind.

Ausführungsklasse EXC 3

In diese Ausführungsklasse fallen statisch, quasi-statisch und ermüdungs-beanspruchte Bauteile oder Tragwerke aus Stahl bis zur Festigkeitsklasse S700, für die mindestens einer der folgenden Punkte zutrifft:

- a) Dachkonstruktionen von Versammlungsstätten / Stadien;
- b) Gebäude mit mehr als 15 Geschossen;
- c) folgende Tragwerke oder deren Bauteile:
 - Geh- und Radwegbrücken,
 - Straßenbrücken,
 - Eisenbahnbrücken,
 - Fliegende Bauten,
 - Türme und Maste wie z.B. Antennentragwerke,
 - Kranbahnen,
 - zylindrische Türme wie z.B. Tragrohre für Schornsteine,
- d) Bauteile für den Stahlwasserbau, wie: Verschlüsse, Kanalbrücken und Schiffshebewerke.

Die Ausführungsklasse EXC 3 gilt auch für andere vergleichbare Bauwerke, Tragwerke und Bauteile.

Ausführungsklasse EXC 4

In diese Ausführungsklasse fallen alle Bauteile oder Tragwerke der Ausführungsklasse EXC 3 mit extremen Versagensfolgen für Menschen und Umwelt, wie z. B.:

- a) Straßenbrücken und Eisenbahnbrücken (siehe DIN EN 1991-1-7) über dicht besiedeltem Gebiet oder über Industrieanlagen mit hohem Gefährdungspotential;
- b) Sicherheitsbehälter in Kernkraftwerken;

ANMERKUNG Bei der Auswahl der Ausführungsklasse können seismische Beanspruchungen wie quasi-statische Beanspruchungen behandelt werden.

NCI Literaturhinweise

- [1] Knick- und Beulverhalten von Hohlprofilen (rund und rechteckig), CIDECT, J. Rondal et al., TÜV Rheinland, 1992, ISBN 3-8249-0067-X
- [2] Boissonnade, N., Greiner, R., Jaspart, J.P., Lindner, J., Rules for member stability in EN 1993-1-1, background documentation and design guidelines. ECCS/EKS publ. no. 119, Brüssel, 2006
- [3] Lindner, J.: Zur Aussteifung von Biegeträgern durch Drehbettung und Schubsteifigkeit. Stahlbau 77(2008), S. 427–435

DEUTSCHE NORM

DIN EN 1993-1-4



ICS 91.010.30; 91.080.10

Ersatz für DIN EN 1993-1-4:2007-02 Siehe Anwendungsbeginn

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-4: Allgemeine Bemessungsregeln – Ergänzende Regeln zur Anwendung von nichtrostenden Stählen; Deutsche Fassung EN 1993-1-4:2006 + A1:2015

Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels; German version EN 1993-1-4:2006 + A1:2015

Eurocode 3: Calcul des structures en acier – Partie 1-4: Règles générales – Règles supplémentaires pour les aciers inoxydables; Version allemande EN 1993-1-4:2006 + A1:2015

Gesamtumfang 36 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

DIN EN 1993-1-4:2015-10

Anwendungsbeginn

Anwendungsbeginn dieser Norm ist 2015-10-01.

Für DIN EN 1993-1-4:2007-02 besteht eine Übergangsfrist bis 2016-06-30.

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1993-1-4:2006 + A1:2015) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Die Arbeiten auf nationaler Ebene wurden durch die Experten des NABau-Spiegelausschusses NA 005-08-16 AA "Tragwerksbemessung" begleitet.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1993-1-4:2007-02 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

a) die europäische Änderung A1 wurde eingearbeitet.

Frühere Ausgaben

DIN V ENV 1993-1-4: 2002-05 DIN EN 1993-1-4: 2007-02

EUROPÄISCHE NORM EUROPEAN STANDARD NORME EUROPÉENNE

EN 1993-1-4

Oktober 2006

+ **A1**Juni 2015

ICS 91.010.30; 91.080.10

Deutsche Fassung

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-4: Allgemeine Bemessungsregeln — Ergänzende Regeln zur Anwendung von nichtrostenden Stählen

Eurocode 3 —
Design of steel structures —
Part 1-4: General rules —
Supplementary rules for stainless steels

Eurocode 3 —
Calcul des structures en acier —
Partie 1-4: Règles générales —
Règles supplémentaires pour les aciers inoxydables

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 9. Januar 2006 angenommen.

Die Änderung A1 modifiziert die Europäische Norm EN 1993-1-4:2006. Sie wurde vom CEN am 1, März 2015 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 des CEN-CENELEC 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 des CEN-CENELEC mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

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



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

CEN-CENELEC Management-Zentrum: Avenue Marnix 17, B-1000 Brüssel

DIN EN 1993-1-4:2015-10 EN 1993-1-4:2006 + A1:2015 (D)

Inhalt

	S	eite
Vorw	ort	4
A ₁ > V	orwort der Änderung A1	5
1 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6 2 2.1	Allgemeines	6 7 7 7 7
2.1.2 2.1.3 2.1.4 2.1.5 2.1.6 2.2 2.2.1 2.2.2		8 . 10 . 10 . 11 . 11 . 11 . 11
3 4 4.1 4.2	DauerhaftigkeitGrenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	. 12
5 5.1 5.2 5.2.1 5.2.2 5.2.3 5.2.4 5.3 5.3.1 5.4.1 5.4.2 5.4.3 5.5.5 5.6	Grenzzustände der Tragfähigkeit	. 14 . 14 . 15 . 15 . 15 . 15 . 19 . 19 . 19 . 20 . 20 . 20 . 21 . 22 . 23 . 24
6 6.1 6.2 6.3	Bemessung von Anschlüssen	24 25

DIN EN 1993-1-4:2015-10 EN 1993-1-4:2006 + A1:2015 (D)

7	Versuchsgestützte Bemessung	26
8	Ermüdung	26
9	Bemessung im Brandfall	26
Anha	ng A 🗗 (normativ) Werkstoffauswahl und Dauerhaftigkeit	27
	Korrosionsschutz von Bauprodukten — Anforderungen	
	Werkstoffauswahl	
	Schwimmhallenatmosphäre	
A.4	Korrosionsschutz von Verbindungen mit anderen Metallen	31
	Verzinkung und Kontakt mit geschmolzenem Zink	
Anhai	Anhang B (informativ) Kaltverfestigte, nichtrostende Stähle32	
	Grundlagen	
	Kaltverfestigung infolge der Fertigung	
Anhang C (informativ) Beschreibung des Materialverhaltens		33
C.1	Allgemeines	33
	Mechanische Eigenschaften	

DIN EN 1993-1-4:2015-10 EN 1993-1-4:2006 + A1:2015 (D)

Vorwort

Dieses Dokument (EN 1993-1-4:2006) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis April 2007, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Dieses Dokument ersetzt ENV 1993-1-4:2002.

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, Rumänien, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Nationaler Anhang für EN 1993-1-4

Diese Norm enthält alternative Verfahren, Kennwerte und Empfehlungen mit Anmerkungen, die darauf hinweisen, wann nationale Abänderungen anfallen. Deswegen gilt zur nationalen Norm, die EN 1993-1-4 implementiert, ein nationaler Anhang, der die national bestimmten Parameter zu Entwurf und Bemessung von Stahlbauten, die in dem jeweiligen Land zu errichten sind, enthält.

Nationale Abänderungen werden in den folgenden Regelungen der EN 1993-1-4 ermöglicht:

- 2.1.4(2)
- 2.1.5(1)
- 5.1(2)
- 5.5(1)
- 5.6(2)
- 6.1(2)
- 6.2(3)
- $A_1 > 7(1)$
- A.2(8)
- A.3, Tabelle A.4. (A)

M Vorwort der Änderung A1

Dieses Dokument (EN 1993-1-4:2006/A1:2015) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

Diese Änderung zur Europäischen Norm EN 1993-1-4:2006 muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Juni 2016, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis Juni 2016 zurückgezogen werden.

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

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

1 Aligemeines

1.1 Anwendungsbereich

(1) Dieser Teil 1-4 der EN 1993 enthält ergänzende Regelungen zu Konstruktion und Bemessung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken, die die Anwendung der EN 1993-1-1, EN 1993-1-3, EN 1993-1-5 und EN 1993-1-8 auf austenitische, austenitische and ferritische nichtrostende Stähle erweitern.

ANMERKUNG 1 Näheres zur Dauerhaftigkeit nichtrostender Stähle enthält Anhang A.

ANMERKUNG 2 Die Ausführung von Tragwerken aus nichtrostenden Stählen ist in EN 1090 geregelt.

ANMERKUNG 3 Richtlinien zur Weiterbehandlung einschließlich Wärmebehandlung enthält EN 10088.

1.2 Normative Verweisungen

Diese Europäische Norm nimmt teilweise Bezug auf andere Regelwerke. Die normativen Verweise werden an den betreffenden Textstellen zitiert und sind in der nachstehenden Liste enthalten. Für Dokumente, die ein Ausgabedatum tragen, gilt, dass eine neuere Ausgabe für das Arbeiten mit dieser Europäischen Norm nur dann anzuwenden ist, wenn hierfür ein Hinweis vorhanden ist. Bei nicht datierten Dokumenten ist die neueste Version maßgebend.

EN 508-3, Dachdeckungsprodukte aus Metallblech — Festlegungen für selbsttragende Bedachungselemente aus Stahlblech, Aluminiumblech oder nichtrostendem Stahlblech — Teil 3: Nichtrostender Stahl

EN 1990, Eurocode — Grundlagen der Tragwerksplanung

EN 1090-2, Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken — Teil 2: Technische Anforderungen an die Ausführung von Tragwerken aus Stahl

EN 1993-1-1:2005 (A), Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

EN 1993-1-2, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-2: Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall

EN 1993-1-3, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-3: Allgemeine Regeln — Ergänzende Regeln für dünnwandige Bauteile und Bleche

EN 1993-1-5, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile

EN 1993-1-6, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-6: Festigkeit und Stabilität von Schalen

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

EN 1993-1-9, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-9: Ermüdung

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

EN 1993-1-11, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-11: Tragwerke mit Zuggliedern aus Stahl

EN 1993-1-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-12: Zusätzliche Regeln zur Erweiterung von EN 1993 auf Stahlsorten bis S 700

EN 10029, Warmgewalztes Stahlblech von 3 mm Dicke an; Grenzabmaße, Formtoleranzen, zulässige Gewichtsabweichungen

EN 10052, Begriffe der Wärmebehandlung von Eisenwerkstoffen

A) EN 10088 (alle Teile), Nichtrostende Stähle (A)

EN 10162, Kaltprofile aus Stahl — Technische Lieferbedingungen — Grenzabmaße und Formtoleranzen

EN 10219-2, Kaltgefertigte geschweißte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen — Teil 2: Grenzabmaße, Maße und statische Werte

EN ISO 3506-1, Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus nichtrostenden Stählen — Teil 1: Schrauben

EN ISO 3506-2, Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus nichtrostenden Stählen — Teil 2: Muttern

EN ISO 3506-3, Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus nichtrostenden Stählen — Teil 3: Gewindestifte und ähnliche, nicht auf Zug beanspruchte Schrauben

EN ISO 7089, Flache Scheiben - Normale Reihe, Produktklasse A

EN ISO 7090, Flache Scheiben mit Fase - Normale Reihe, Produktklasse A

EN ISO 9445, Kontinuierlich gewalztes Kaltband, Kaltbreitband, Blech und Kaltband in Stäben aus nichtrostenden Stählen — Grenzabmaße und Formtoleranzen

1.3 Voraussetzungen

- (1) Es gilt zusätzlich zu den grundlegenden Annahmen der EN 1990:
- die Herstellung und Errichtung erfolgt nach EN 1090-2.

1.4 Unterscheidung von verbindlichen Regeln und nicht verbindlichen Regeln

(1) Es gelten die Regelungen in EN 1990, 1.4.

1.5 Begriffe

- (1) Es gelten die Regelungen in EN 1990, 1.5.
- (2) Solange nicht anderes festgelegt, gelten die Begriffe für die Behandlung von Eisenwerkstoffen nach EN 10052.

1.6 Formelzeichen

Zusätzlich zu den in EN 1990, EN 1993-1-1, EN 1993-1-3, EN 1993-1-5 und 1993-1-8 angegebenen Symbolen werden folgende Symbole verwendet:

 $f_{u,red}$ abgeminderte Beanspruchbarkeit bei Lochleibung;

E_{s.ser} elastischer Sekantenmodul zu Berechnungen der Gebrauchstauglichkeit;

E_{s.1} elastischer Sekantenmodul entsprechend der Spannung im Zugflansch;

 $E_{\rm s,2}$ elastischer Sekantenmodul entsprechend der Spannung im Druckflansch;

 $\sigma_{1, Ed, ser}$ Bemessungsspannung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit;

n Beiwert.

2 Werkstoffe

2.1 Nichtrostende Stähle im Bauwesen

2.1.1 Allgemeines

(1) Die in Teil 1-4 festgelegten Bemessungsvorschriften gelten für nichtrostenden Stahl im unverfestigten Zustand entsprechend Tabelle 2.1 und für kaltverfestigten, austenitischen, nichtrostenden Stahl entsprechend Tabelle 2.2.

Die für die Konstruktion von Bauwerken verwendeten typischen Stahlsorten sind in den Tabellen 2.1 und 2.2 aufgeführt. Die Bemessungsregeln in dieser Norm dürfen auch für andere Sorten in EN 10088-4 und EN 10088-5 unter der Voraussetzung angewendet werden, dass der entsprechende Teilsicherheitsbeiwert ($\gamma_{\rm M}$) um 10 % erhöht wird. Eine fachliche Beratung sollte gegebenenfalls in Bezug auf Dauerhaftigkeit, Fertigung, Schweißbarkeit, Ermüdungsfestigkeit und Beständigkeit gegen hohe Temperaturen dieser Stahlsorten hinzugezogen werden.

- (2) Die Nennwerte der Materialeigenschaften nach 2.1.2 sollten als charakteristische Werte bei der Tragwerksbemessung angesetzt werden.
- (3) Für nähere Angaben zu den Materialeigenschaften wird auf 🗗 Europäische Normen 🐴 verwiesen.

A₁) gestrichener Text (A₁

2.1.2 Mechanische Eigenschaften nichtrostender Stähle

- (1) Bei der Bemessung sollten die Kennwerte unabhängig von der Walzrichtung wie folgt angenommen werden:
- Streckgrenze, f_v: Nennspannung (0,2%-Dehngrenze), festgelegt in den Tabellen 2.1 und 2.2;
- Zugfestigkeit, f_i: Nennwert der Zugfestigkeit, festgelegt in den Tabellen 2.1 und 2.2.
- (2) Die Duktilitätsanforderungen in EN 1993-1-1:2005, 3.2.2, gelten ebenfalls für nichtrostende Stähle. Stähle, die mit einer der in Tabelle 2.1 aufgeführten Sorten übereinstimmen, sollten als diesen Anforderungen genügend angesehen werden. In Tabelle 2.2 aufgeführte Stähle sollten festgelegte Eigenschaften aufweisen, die die Duktilitätsanforderungen in EN 1993-1-1 erfüllen.
- (3) Höhere Festigkeitswerte, z. B. infolge von Kaltverfestigung des Grundmaterials, dürfen bei der Bemessung unter der Voraussetzung verwendet werden, dass sie durch Prüfungen entsprechend Abschnitt 7 verifiziert sind.

Tabelle 2.1 — Nennwerte der Streckgrenze $f_{\rm y}$ und der Zugfestigkeit $f_{\rm u}$ für nichtrostende Konstruktionsstähle nach EN 10088a

					Erzeug	nisform				
Gefügeart		Kaltgewa	ztes Band		ewalztes and		ewalztes ech		und- und Istahl	
des nicht-	Sorte	Nenndicke t								
rostenden Stahls	Conto	<i>t</i> ≤ 8	3 mm	<i>t</i> ≤ 13	,5 mm	<i>t</i> ≤ 75 mm		t ≤ 250 mm		
Otamo		f_{y}	f_{u}	f_{y}	f_{u}	f_{y}	f_{u}	f_{y}	f_{u}	
		N/mm ²								
	1.4003	280	450	280	450	250 ^c	450°	260 ^d	450 ^d	
Ferritische Stähle	1.4016	260	450	240	450	240°	430°	240 ^d	400 ^d	
Otanic	1.4512	210	380	210	380					
	1.4306							180	460	
	1.4307	220	520	200	520	200	500	175	500	
	1.4541							190	500	
	1.4301	230	540	210	520	210	520	150	300	
	1.4401	240	530	220	530	220	520	200	500	
	1.4404								300	
	1.4539							230	530	
Austeni- tische	1.4571		540		540			200	500	
Stähle	1.4432	240	550	220	550	220	520			
	1.4435	240	000		330	220	020			
	1.4311	290	550	270	550	270	550	270	550	
	1.4406	300	580	280	580	280	580	280	580	
	1.4439	290		270	000	270				
	1.4529	_			_	300	650	300 ^b	650 ^b	
	1.4547	320	650	300	650	300	650	300	650	
	1.4318	350	650	330	650	330	630	_	-	
	1.4062	530 ^e	700 ^e	480 ^f	680 ^f	450 ⁹	650 ^g	380 ^b	650 ^b	
A:	1.4162	530 ^e	700 ^e	480 ^f	680 ^f	450	650	450 ^b	650 ^b	
Austeni- tisch-ferri-	1.4482	500 ^e	700 ^e	480 ^f	660 ^f	450	650	400 ^b	650 ^b	
tische	1.4662	550 ^e	750 ^e	550	750	480	680	450 ^b	650 ^b	
Stähle	1.4362	450	650	400	650	400	630	400 ^b	600 ^b	
	1.4462	500	700	460	700	460	640	450 ^b	650 ^b	

Die Nennwerte f_y und f_u in dieser Tabelle dürfen ohne gesonderte Beachtung der Anisotropie oder von Verfestigungseffekten für die Bemessung verwendet werden.

b $t \le 160 \text{ mm}$

 $t \le 25 \text{ mm}$

d $t \le 100 \text{ mm}$

e $t \le 6,4 \text{ mm}$

f $t \le 10 \text{ mm}$

⁹ $t \le 50 \text{ mm } (f_y = 430 \text{ N/mm}^2 \text{ und } f_U = 625 \text{ N/mm}^2 \text{ bei } 50 \text{ mm } < t \le 75 \text{ mm})$

Tabelle 2.2 — Nennwerte der Streckgrenze $f_{\rm V}$ und der Zugfestigkeit $f_{\rm U}$ für nichtrostende Baustähle nach EN 10088, die kaltverfestigt sind

		Kaltve	rfestigt	
Conto	СР	350	СР	500
Sorte	f_{y}	$f_{u}^{\;a}$	f_{y}	$f_{u}^{\;a}$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
1.4301	350	600	460	650
1.4318	b	b	460	650
1.4541	350	600	460	650
1.4401	350	600	460	650
1.4571	350	600	460	650

Entsprechend EN 10088 legt die CP-Klassifizierung nur die erforderliche 0,2 %-Dehngrenze, $f_{y'}$ fest. Die verwendeten Stähle sollten festgelegte Eigenschaften aufweisen, die die tabellierten konservativen Werte für die Zugfestigkeit, $f_{u'}$ erfüllen, sofern nicht durch die Bauartprüfung die Zulässigkeit niedrigerer Werte nachgewiesen wird.

(A₁

2.1.3 Werkstoffkennwerte

- (1) Für eine Tragwerksberechnung und zur Bestimmung der Bauteil- und Querschnittswiderstände dürfen die folgenden Werte angesetzt werden:
- Elastizitätsmodul E:

 $E = 200~000~\text{N/mm}^2$ für austenitische und austenitisch-ferritische Sorten der Tabelle 2.1 außer für die Sorten 1.4539, 1.4529 und 1.4547

 $E = 195\,000\,\text{N/mm}^2$ für austenitische Sorten 1.4539, 1.4529 und 1.4547

 $E = 220~000~\text{N/mm}^2$ für ferritische Sorten der Tabelle 2.1

— Schubmodul
$$G$$
 mit $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

— Querdehnungszahl v = 0,3

Wahlweise dürfen für unverfestigte Werkstoffe Spannungs-Dehnungskurven nach Anhang C zur Beschreibung des Materialverhaltens herangezogen werden.

(2) Zur Berechnung der Verformungen von Bauteilen darf der Sekantenmodul, der zu den Spannungen im Bauteil im Gebrauchszustand gehört, angesetzt werden, siehe 4.2(5).

2.1.4 Bruchzähigkeit

(1) Es darf unterstellt werden, dass die austenitischen und austenitisch-ferritischen, nichtrostenden Stähle nach Teil 1-4 bis zu Gebrauchstemperaturen von –40 °C ausreichend zäh und unempfindlich gegen Sprödbruch sind.

ANMERKUNG 1 Austenitische Stähle dürfen auch bei Temperaturen unter -40 °C zum Einsatz kommen, jedoch sind die Anforderungen für den Einzelfall zu ermitteln.

ANMERKUNG 2 Zur Versprödung in Verbindung mit flüssigem Zink, siehe Anhang 🗗 A.5 📶.

Die Stahlsorte 1.4318 hat im unverfestigten Zustand eine 0,2 %-Dehngrenze von 350 N/mm²; siehe Tabelle 2.1.

(2) EN 1993-1-10 gilt für ferritische, nichtrostende Stähle. Die erforderlichen Versuchstemperaturen und CVN-Werte dürfen der Tabelle 2.1 der EN 1993-1-10 entnommen werden.

ANMERKUNG 1 Ferritische Stähle sind nicht in Untergruppen unterteilt.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf weitere Informationen zur Bruchzähigkeit von ferritischen, nichtrostenden Stählen geben.

2.1.5 Eigenschaften in Dickenrichtung

EN 1993-1-10 enthält Regelungen zur Bestimmung der Eigenschaften in Dickenrichtung.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Informationen zur Auswahl von Eigenschaften in Dickenrichtung geben.

2.1.6 Toleranzen

(1) Die Abmessungs- und Massentoleranzen von Walzprofilen, Konstruktionshohlprofilen und Blechen sollten der jeweiligen Liefernorm entsprechen, wenn nicht strengere Werte gefordert wurden.

ANMERKUNG Näheres zu Toleranzen für Erzeugnisdicken kaltgewalzter, nichtrostender Stähle enthält EN ISO 9445:2006. Zu Blechen siehe EN 10029.

- (2) Für geschweißte Konstruktionsteile sollten die Toleranzen nach EN 1090-2 angewendet werden.
- (3) Zur Tragwerksberechnung und -bemessung sollten die Nennwerte der Abmessungen verwendet werden, wenn nicht die Bemessungswerte der Werkstoffdicken nach 3.2.4(3) der EN 1993-1-3 ermittelt werden.

2.2 Schrauben

2.2.1 Aligemeines

- (1) Schrauben und Muttern aus nichtrostendem Stahl sollten EN ISO 3506-1, EN ISO 3506-2 und EN ISO 3506-3 entsprechen. Unterlegscheiben sollten ebenfalls aus austenitischem Stahl bestehen und EN ISO 7089 bzw. EN ISO 7090 entsprechen. Die Korrosionsbeständigkeit der Schrauben sollte im Vergleich zum Grundwerkstoff gleichwertig oder besser sein.
- (2) Die Nennwerte für Streckgrenze f_{yb} und Zugfestigkeit f_{ub} für Schrauben aus nichtrostendem Stahl sind Tabelle 2.2 zu entnehmen.
- (3) Bis zum Erscheinen einer gültigen Europäischen Norm sollten die spezifizierten Eigenschaften mit einer anerkannten Qualitätsprüfung mit Proben aus jedem Lieferlos nachgewiesen werden.

Tabelle 2.3 — Nennwerte für $f_{\rm vb}$ und $f_{\rm ub}$ für Schrauben aus nichtrostendem Stahl

Werkstoffgruppe	Festigkeitsklasse nach EN ISO 3506	Schraubengröße	Streckgrenze $f_{ m yb}$ N/mm ²	Zugfestigkeit f _{ub} N/mm ²
Austenitisch und austenitisch-ferritisch	50	≤ M 39	210	500
	70	≤ M 24	450	700
	80	≤ M 24	600	800

2.2.2 Vorgespannte Schrauben

ANMERKUNG Hochfeste Schrauben aus nichtrostenden Stählen sollten nicht in gleitfesten vorgespannten Schraubenverbindungen eingesetzt werden, wenn nicht durch Versuche die Eignung im Einzelfall nachgewiesen werden kann.

2.2.3 Andere mechanische Verbindungsmittel

Anforderungen an andere Verbindungsmittel enthält EN 1993-1-3.

2.3 Schweißzusatzwerkstoffe

- (1) Es gelten die in EN 1993-1-8 gestellten Anforderungen an Schweißzusatzwerkstoffe.
- (2) Als Ausnahme zu 2.3 (1) dürfen bei kaltverfestigtem austenitischem nichtrostendem Stahl Schweißzusatzwerkstoffe eine niedrigere Nennfestigkeit haben, als das Grundmaterial, siehe 6.3. Im Allgemeinen sollten austenitische Schweißzusatzwerkstoffe beim Schweißen von kaltverfestigten nichtrostenden Stählen verwendet werden. Austenitisch-ferritische Schweißzusatzwerkstoffe dürfen ebenfalls unter der Voraussetzung verwendet werden, dass die mechanischen Eigenschaften der Anschlüsse durch Versuche entsprechend Abschnitt 7 verifiziert sind.
- (3) (4) Die Schweißelektroden und das gewählte Schweißverfahren sollten zusätzlich zu den Anforderungen nach EN 1993-1-8 eine Schweißnaht mit ausreichender Korrosionsbeständigkeit, die den vorhandenen Umgebungsbedingungen entspricht, ermöglichen.

A) gestrichener Text (A)

ANMERKUNG Für die Wahl des Schweißverfahrens für Anschlüsse mit nichtrostendem Stahl wird eine Fachberatung empfohlen.

3 Dauerhaftigkeit

(1) Anhang A enthält eine Verfahrensweise zur Auswahl der geeigneten Sorte des nichtrostenden Stahls, der für die jeweiligen Umgebungsbedingungen des Bauteils zu verwenden ist. (4)

4 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

4.1 Allgemeines

- (1) Auf nichtrostende Stähle sollten die in EN 1993-1-1, Abschnitt 7 gestellten Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit angewendet werden.
- (2) Bauteilverformungen sollten nach 4.2 abgeschätzt werden.

4.2 Ermittlung von Verformungen

(1) Bei der Abschätzung der Verformungen sollten die Einflüsse der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für nichtrostende Stähle und die Wirksamkeit des Querschnitts berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Richtlinien zur Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens unverfestigter Werkstoffe enthält der informative Anhang C.

(2) Die Grundanforderungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit enthält EN 1990, 3.4.

ANMERKUNG EN 1990 enthält die jeweiligen Einwirkungskombinationen für die nachstehenden Bemessungsfälle:

- Berechnung der Verformungen unter ständigen und/oder variablen Einwirkungen;
- Berücksichtigung von Langzeiteffekten wie Schwinden, Kriechen und Relaxation;
- -- Berücksichtigung der optischen Erscheinung, des Nutzungskomforts oder der Maschinenlauffähigkeit.

12

- (3) Bei Querschnitten der Klasse 4 darf der wirksame Querschnitt auf der sicheren Seite liegend mit den wirksamen Breiten der druckbeanspruchten Querschnittsteile nach 5.2.3 bestimmt werden. Wahlweise darf die genauere Methode nach 4.4(4) in EN 1993-1-5 verwendet werden.
- (4) Bei Bauteilen, bei denen Schubverzerrungen durch den Ansatz mittragender Breiten zu berücksichtigen sind, dürfen die Querschnittswerte auf der sicheren Seite liegend nach EN 1993-1-5, 3.2 ermittelt werden.
- (5) Verformungen sollten unter Verwendung des Sekantenmoduls $E_{\rm s,ser}$, der die Gebrauchsspannungen unter der maßgebenden Lastkombination und die Walzrichtung berücksichtigt, abgeschätzt werden. Ist die Walzrichtung nicht bekannt oder kann sie nicht sichergestellt werden, sollte der Wert für die Längsrichtung verwendet werden. Wahlweise dürfen numerische Verfahren (FEM) nach EN 1993-1-5, Anhang C zusammen mit der Formulierung des nichtlinearen Materialverhaltens nach Anhang C dieser Norm zum Einsatz kommen.
- (6) Der Wert des Sekantenmoduls $E_{\rm s.ser}$ darf folgendermaßen bestimmt werden:

$$E_{s,ser} = \frac{(E_{s,1} + E_{s,2})}{2}$$
 (4.1)

Dabei ist

 $E_{\rm s,1}$ der Sekantenmodul, bezogen auf die Spannung $\sigma_{\rm 1}$ im Zugflansch;

 $E_{\rm s,2}$ der Sekantenmodul, bezogen auf die Spannung σ_2 im Druckflansch.

(7) Die Werte $E_{s,1}$ und $E_{s,2}$ für die entsprechende Gebrauchsspannung $\sigma_{i,Ed,ser}$ und die Walzrichtung dürfen abgeschätzt werden mit:

$$E_{s,i} = \frac{E}{1 + 0,002 \frac{E}{\sigma_{i,Ed,ser}} \left(\frac{\sigma_{i,Ed,ser}}{f_{y}}\right)^{n}}$$
(4.2)

mit:

i = 1 oder 2.

(8) Der Koeffizient n darf der Tabelle 4.1 entnommen werden.

ANMERKUNG Anhang C enthält eine Methode zur Bestimmung von n für Sorten, die nicht in Tabelle 4.1 enthalten sind.

(9) Zur Vereinfachung darf die Veränderung von $E_{s,ser}$ über die Bauteillänge vernachlässigt und stattdessen der Minimalwert für $E_{s,ser}$ (an der Stelle der maximalen Bauteilspannungen $\sigma_{1,Ed,ser}$ und $\sigma_{2,Ed,ser}$) verwendet werden.

Tabelle 4.1 — Koeffizient n

Stableage	Koeffizient n		
Stahlsorte	Längsrichtung	Querrichtung	
1.4003	7	11	
1.4016	6	14	
1.4512	9	16	
1.4301			
1.4306			
1.4307	6	8	
1.4318			
1.4541			
1.4401			
1.4404			
1.4432	7	9	
1.4435	7	, s	
1.4539			
1.4571			
1.4462	5	5	
1.4362	3	3	

5 Grenzzustände der Tragfähigkeit

5.1 Allgemeines

- (1) Die in EN 1993-1-1, Abschnitte 5 und 6 getroffenen Festlegungen sollten für nichtrostende Stähle angewendet werden, es sei denn, sie werden durch die besonderen Bestimmungen in diesem Teil 1-4 verändert oder ersetzt.
- (2) Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\rm M}$ entsprechend der Definition in 2.4.3 der EN 1993-1-1 beziehen sich auf die unterschiedlichen charakteristischen Beanspruchbarkeitsgrößen dieses Abschnitts, siehe Tabelle 5.1.

Tabelle 5.1 — Teilsicherheitsbeiwerte

Querschnittstragfähigkeit gegenüber ausgeprägtem Fließen einschließlich lokaler Instabilitäten	Умо
Bauteiltragfähigkeit gegenüber Instabilitäten entsprechend Bauteilnachweisen	γм1
Querschnittstragfähigkeit gegenüber Zugbruch	γ _{M2}
Beanspruchbarkeit von Schrauben, Nieten, Schweißnähten, Bolzen und Blechen mit Lochleibungsbeanspruchung	<i>Υ</i> _{M2}

ANMERKUNG γ_{M} -Werte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt sein. Die folgenden Werte werden empfohlen:

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

(3) Diese Norm enthält keine Regelungen für eine plastische Tragwerksberechnung.

ANMERKUNG Tragwerke sollten nicht mit plastischen Berechnungsverfahren berechnet werden, solange keine ausreichenden Versuchsdaten vorliegen, die die Berechnungsannahmen durch Messung des tatsächlichen Tragwerksverhaltens bestätigen. Insbesondere sollte der Versuchsnachweis erbracht werden, dass die Anschlüsse in der Lage sind, die infolge von Verfestigungseffekten vergrößerten Schnittgrößen aufzunehmen.

- (4)P Auf Ermüdung beanspruchte Anschlüsse müssen die Grundsätze in EN 1993-1-9 erfüllen.
- (5) Werden Bauteile signifikant verformt, darf die Kaltverfestigung austenitischer, nichtrostender Stähle berücksichtigt werden. Werden durch die Kaltverformung die Schnittgrößen in den Bauteilen erhöht, so sollten die Anschlüsse so bemessen werden, dass sie auf die höhere Bauteiltragfähigkeit abgestimmt sind, besonders dann, wenn eine Kapazitätsbemessung erforderlich ist.

5.2 Einstufung in Querschnittsklassen

5.2.1 Maximales Breite-zu-Dicke-Verhältnis

- (1) Die in diesem Teil 1-4 getroffenen Festlegungen zur Bemessung dürfen für Querschnitte mit Abmessungen innerhalb der Grenzen nach EN 1993-1-3 angewendet werden, es sei denn, die Grenzverhältnisse für blt und hlt in EN 1993-1-3 sind größer als 400, siehe Bild 5.1.
- (2) Sind sichtbare Profilverformungen ebener Querschnittsteile unter Gebrauchslast nicht zumutbar, darf ein Grenzwert $blt \le 75$ angesetzt werden.

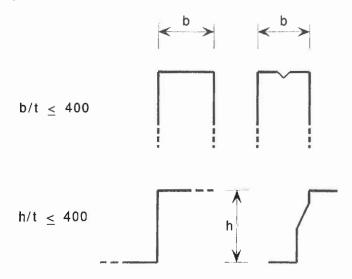


Bild 5.1 - Maximale Breite-zu-Dicke-Verhältnisse

5.2.2 Klassifizierung druckbeanspruchter Querschnittsteile

(1) Druckbeanspruchte Querschnittsteile sollten in die Klassen 1, 2 oder 3 in Abhängigkeit der Grenzen nach Tabelle 5.2 eingeteilt werden. Druckbeanspruchte Querschnittsteile, die die Kriterien der Klasse 3 nicht erfüllen, sollten der Klasse 4 zugeordnet werden.

Tabelle 5.2 — (Blatt 1 von 3): Maximale Breiten-zu-Dicken-Verhältnisse druckbeanspruchter Querschnittsteile

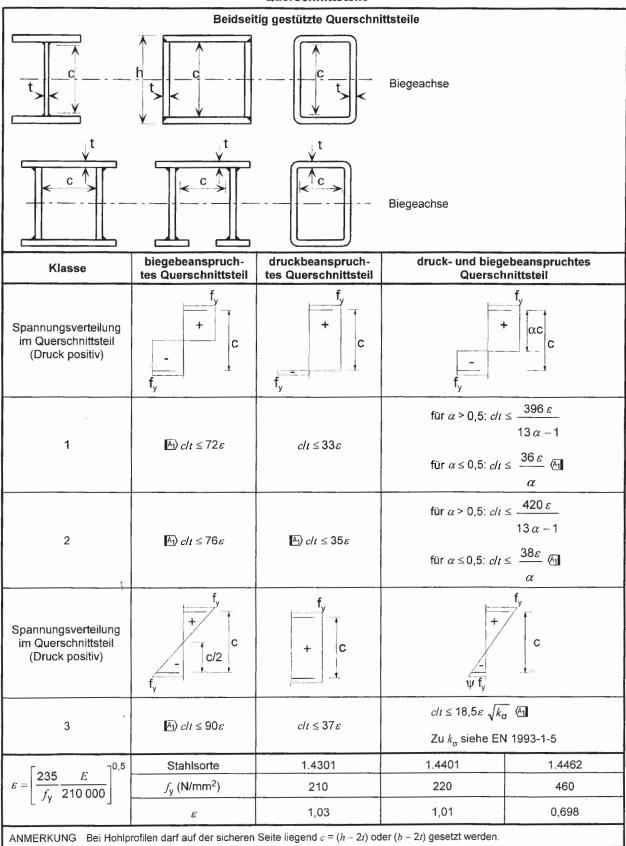
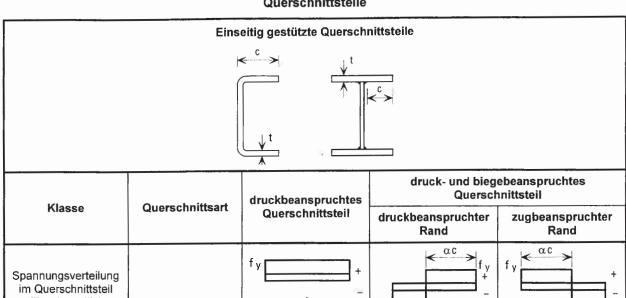
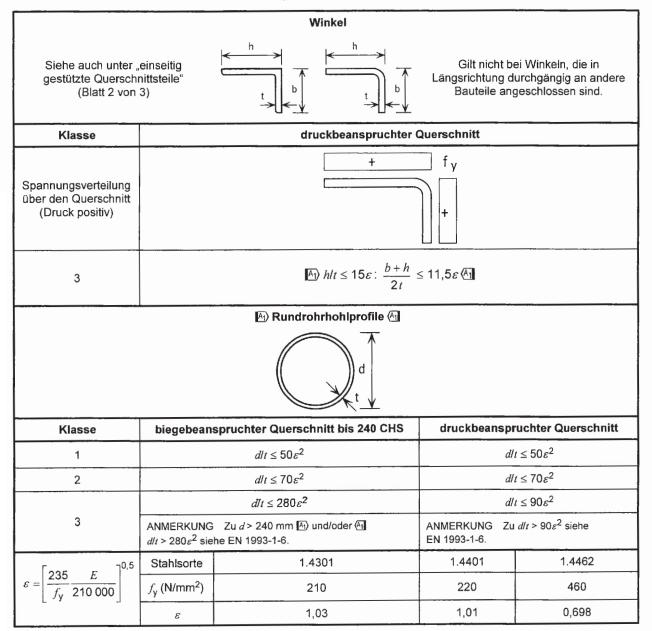


Tabelle 5.2 — (Blatt 2 von 3): Maximale Breiten-zu-Dicken-Verhältnisse druckbeanspruchter Querschnittsteile



	0	druckbeanspruchtes	Quersch	nnittsteil
Klasse	Querschnittsart	Querschnittsteil		zugbeanspruchter Rand
Spannungsverteilung im Querschnittsteil (Druck positiv)		fy +	$f_{y} = \begin{pmatrix} \alpha c \\ + \\ - \\ - \end{pmatrix}$	$\begin{array}{c c} f_{\gamma} & \stackrel{\alpha c}{\longleftarrow} & \stackrel{+}{\longrightarrow} & \stackrel{+}{\longrightarrow}$
1	A kaltgeformt und geschweißt	$clt \leq 9\varepsilon$	$clt \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$clt \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}} $ (4)
2	A) kaltgeformt und geschweißt	clt ≤ 10ε	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$clt \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}} \text{(4)}$
Spannungsverteilung im Querschnittsteil (Druck positiv)		f y +	f y +	f y +
3	♠ kaltgeformt und geschweißt	clt ≤ 14ε	$c/t \le 21.0\varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}$ Zu k_{σ}	, siehe EN 1993-1-5 ॔॔
[335 E] ^{0,5}	Stahlsorte	1.4301	1.4401	1.4462
$\varepsilon = \left \frac{235}{f_{\rm y}} \frac{E}{210000} \right ^{6.5}$	f _y (N/mm²)	210	220	460
,	ε	1,03	1,01	0,698

Tabelle 5.2 — (Blatt 3 von 3): Maximale Breiten-zu-Dicken-Verhältnisse druckbeanspruchter Querschnittsteile



5.2.3 Wirksame Breiten von Querschnitten der Klasse 4

- (1) Die wirksamen Breiten druckbeanspruchter Querschnittsteile der Klasse 4 für die notwendige Abminderung der Tragfähigkeit infolge lokalen Beulens dürfen nach EN 1993-1-5, 4.4(1) bis (5) bestimmt werden. Dabei sollte der Abminderungsbeiwert jedoch folgendermaßen ermittelt werden:
- Beiderseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile (kaltgeformt oder geschweißt):

$$\rho = \frac{0,772}{\overline{\lambda}_p} - \frac{0,079}{\overline{\lambda}_p^2} \text{ jedoch } \le 1$$
 (5.1)

Einseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile (kaltgeformt oder geschweißt):

$$\rho = \frac{1}{\lambda_p} - \frac{0.188}{\lambda_p^2} \text{ jedoch} \le 1$$
 (5.2) (5.2)

Dabei ist $\overline{\lambda}_{D}$ der Schlankheitsgrad eines Querschnittsteils mit folgender Definition:

$$\overline{\lambda}_{p} = \frac{\overline{b}/t}{28.4 \,\varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}}$$

Dabei ist

- t die entsprechende Dicke;
- k_{σ} der Beulwert für das maßgebende Spannungsverhältnis ψ und die Randbedingungen nach Tabelle 4.1 oder gegebenenfalls Tabelle 4.2 in EN 1993-1-5;
- \overline{b} die folgende, maßgebende Breite:

 $\overline{b} = d$ bei Stegen (außer für RHS-Querschnitte);

 $\overline{b}\,$ = Breite der ebenen Stegflächen von Rechteckhohlprofilen (RHS), auf der sicheren Seite

$$\overline{b} = h - 2t$$
;

 \overline{b} = b bei beidseitig gestützten Teilflächen (außer bei RHS);

 \overline{b} = Breite der ebene Flanschfläche von Rechteckhohlprofilen (RHS), auf der sicheren Seite $\overline{b} = b - 2t$:

 $\overline{b} = c$ bei einseitig gestützten Querschnittselementen;

 $\overline{b} = h$ bei gleichschenkligen und ungleichschenkligen Winkeln;

 ε der Werkstoffbeiwert nach Tabelle 5.2.

5.2.4 Wirkung der Schubverzerrung

(1) Die Wirkung der Schubverzerrung sollte durch eine reduzierte, mittragende Breite nach EN 1993-1-5, 3.3 berücksichtigt werden.

5.3 Querschnittstragfähigkeit

5.3.1 Zugtragfähigkeit an Stellen mit Schraubenlöchern

(1) Die Zugtragfähigkeit eines Querschnitts sollte als der kleinste Wert aus der plastischen Tragfähigkeit $N_{\rm pl,Rd}$ des Bruttoquerschnitts und der Zugtragfähigkeit $N_{\rm u,Rd}$ des Nettoquerschnitts angesetzt werden.

(2) Die plastische Tragfähigkeit des Bruttoquerschnitts sollte bestimmt werden aus:

$$N_{\rm pl,Rd} = A f_{\rm v} / \gamma_{\rm MO} \tag{5.4}$$

(3) Die Zugtragfähigkeit des Nettoquerschnitts sollte bestimmt werden aus:

$$N_{\rm u,Rd} = k_{\rm r} A_{\rm net} f_{\rm u} / \gamma_{\rm M2} \tag{5.5}$$

mit:

$$k_r = (1 + 3 r (d_0/u - 0.3))$$
 jedoch $k_r \le 1$

r = [Anzahl der Schrauben im kritischen Schnitt]/[Gesamtanzahl der Schrauben in der Verbindung]

 $u = 2 e_2$ jedoch $u \le p_2$

Dabei ist

Anet die Fläche des Nettoquerschnitts;

- d_0 der Nenndurchmesser des Schraubenlochs;
- e₂ der Abstand zwischen Mitte des Schraubenlochs und benachbartem Rand senkrecht zur Kraftrichtung;
- p_2 der Abstand zwischen den Mitten der Schraubenlöcher senkrecht zur Kraftrichtung.

5.4 Stabilität von Bauteilen

5.4.1 Allgemeines

(1) Die in EN 1993-1-1 und gegebenenfalls EN 1993-1-3 getroffenen Festlegungen zu Biegeknicken, Biegedrillknicken, Drillknicken und Querschnittsinstabilitäten sollten für nichtrostende Stähle bis auf die Ergänzungen oder Abänderungen in 5.4.2 oder 5.4.3 angewendet werden.

ANMERKUNG EN 1993-1-1, 6.3.2.3 gilt nicht bei nichtrostenden Stählen.

(2) Die Belastungen sollten in die Gleichungen in EN 1993-1-1 als Absolutwerte eingesetzt werden. χ_{min} ist das Minimum aus χ_{y} und χ_{z} für Biegeknicken, χ_{T} für Drillknicken und χ_{TF} für Biegedrillknicken.

5.4.2 Gleichförmige Bauteile mit planmäßig zentrischem Druck

5.4.2.1 Knickspannungslinien

(1) Bei druckbeanspruchten Bauteilen sollte χ in Abhängigkeit des Schlankheitsgrads $\overline{\lambda}$ und der maßgebenden Knickspannungslinie ermittelt werden:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \left[\varphi^2 - \overline{\lambda}^2\right]^{0.5}} \le 1 \tag{5.6}$$

mit:

$$\varphi = 0.5 \left(1 + \alpha \left(\overline{\lambda} = \overline{\lambda}_0 \right) + \overline{\lambda}^2 \right) \tag{5.7}$$

20

Dabei ist

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$$
 für Querschnitte der Klassen 1, 2 und 3; (5.8)

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{\text{eff}} f_{\text{y}}}{N_{\text{cr}}}}$$
 für Querschnitte der Klasse 4; (5.9)

 α ein Imperfektionsbeiwert;

 $N_{
m cr}$ die elastische Verzweigungslast der maßgebenden Knickform, gerechnet mit dem Bruttoquerschnitt;

 $\overline{\lambda}_0$ die Grenzschlankheit.

- (2) Die Werte α und $\overline{\lambda}_0$ sollten für die jeweiligen Knickspannungslinien der Tabelle 5.3 entnommen werden. Die Knickspannungslinien der Tabelle 5.3 gelten nicht für nach der Fertigung geglühte Hohlprofile.
- (3) Bei Schlankheitsgraden $\overline{\lambda} \leq \overline{\lambda}_0$ oder bei $\frac{N_{\rm Ed}}{N_{\rm Cr}} \leq \overline{\lambda}_0^2$ darf Knicken vernachlässigt werden, so dass nur Querschnittsnachweise zu führen sind.

Tabelle 5.2 — Werte lpha und $\ \overline{\lambda}_0$ für Biegeknicken, Drillknicken und Biegedrillknicken

Knickform	Art des Bauteils	α	$\overline{\lambda}_0$
Biegeknicken	Kaltgeformte, offene Profile	ene Profile 0,49	
	Hohlprofile (geschweißt und nahtlos)	0,49	0,40
	Geschweißte offene Querschnitte (um die starke Hauptachse)	0,49	0,20
	Geschweißte offene Querschnitte (um die schwache Hauptachse)	0,76	0,20
Drillknicken und Biegedrillknicken	Alle Bauteile	0,34	0,20

5.4.3 Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse

5.4.3.1 Biegedrillknickkurven

(1) Bei biegebeanspruchten Bauteilen gleich bleibenden Querschnitts sollte χ_{LT} in Abhängigkeit des jeweiligen Schlankheitsgrads $\overline{\lambda}_{LT}$ ermittelt werden:

$$\chi_{\mathsf{LT}} = \frac{1}{\varphi_{\mathsf{LT}} + \sqrt{\varphi_{\mathsf{LT}}^2 - \overline{\lambda}_{\mathsf{LT}}^2}} \le 1 \tag{5.10}$$

Dabei ist

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left(1 + \alpha_{LT} \left(\overline{\lambda}_{LT} - 0.4 \right) + \overline{\lambda}_{LT}^{2} \right); \tag{5.11}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{Cr}}}; \qquad (5.12)$$

 α_{LT} der Imperfektionsbeiwert

- = 0,34 bei kaltgeformten Querschnitten und Hohlprofilen (geschweißt und nahtlos);
- = 0,76 bei geschweißten offenen Querschnitten und anderen Querschnitten, für die keine Versuchsergebnisse existieren;

 $M_{
m cr}$ das elastische Verzweigungsmoment für Biegedrillknicken.

(2) Bei Schlankheitsgraden $\overline{\lambda}_{LT} \le 0,4$ oder bei $\frac{M_{Ed}}{M_{Cr}} \le 0,16$ darf Biegedrillknicken außer Acht gelassen werden, so dass nur ein Querschnittsnachweis zu führen ist.

5.5 Auf Biegung und Druck beanspruchte gleichförmige Bauteile

(1) Bauteile mit gleichzeitiger Beanspruchung aus Biegung und Druck sollten folgende Bedingungen erfüllen:

Druckkraft und einachsige Biegung um die starke Hauptachse

gegen vorzeitiges Versagen um die starke Hauptachse:

$$\frac{N_{\mathsf{Ed}}}{(N_{\mathsf{b},\mathsf{Rd}})_{\mathsf{min}}} + k_{\mathsf{y}} \left(\frac{M_{\mathsf{y},\mathsf{Ed}} + N_{\mathsf{Ed}} e_{\mathsf{Ny}}}{\beta_{\mathsf{W},\mathsf{y}} \mathcal{W}_{\mathsf{pl},\mathsf{y}} f_{\mathsf{y}} / \gamma_{\mathsf{M1}}} \right) \le 1 \tag{5.13}$$

gegen vorzeitiges Versagen um die schwache Hauptachse (bei biegedrillknickgefährdeten Bauteilen):

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{(N_{\text{b,Rd}})_{\text{min1}}} + k_{\text{LT}} \left(\frac{M_{\text{y,Ed}} + N_{\text{Ed}} e_{\text{Ny}}}{M_{\text{b,Rd}}} \right) \le 1$$
(5.14)

Druckkraft und einachsige Biegung um die schwache Hauptachse

gegen vorzeitiges Versagen um die schwache Hauptachse:

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{(N_{\text{b,Rd}})_{\text{min}}} + k_{\text{z}} \left(\frac{M_{\text{z,Ed}} + N_{\text{Ed}} e_{\text{Nz}}}{\beta_{\text{W,z}} W_{\text{pl,z}} f_{\text{y}} / \gamma_{\text{M1}}} \right) \le 1$$
(5.15)

Druckkraft und zweiachsige Biegung

Alle Bauteile sollten folgende Bedingung erfüllen:

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{(N_{\text{b,Rd}})_{\text{min}}} + k_{y} \left(\frac{M_{\text{y,Ed}} + N_{\text{Ed}} e_{\text{Ny}}}{\beta_{\text{W,y}} W_{\text{pl,y}} f_{y} / \gamma_{\text{M1}}} \right) + k_{z} \left(\frac{M_{\text{z,Ed}} + N_{\text{Ed}} e_{\text{Nz}}}{\beta_{\text{W,z}} W_{\text{pl,z}} f_{y} / \gamma_{\text{M1}}} \right) \le 1$$

$$(5.16)$$

Für biegedrillknickgefährdete Bauteile gilt zusätzlich:

$$\frac{N_{\mathsf{Ed}}}{(N_{\mathsf{b},\mathsf{Rd}})_{\mathsf{min1}}} + k_{\mathsf{LT}} \left(\frac{M_{\mathsf{y},\mathsf{Ed}} + N_{\mathsf{Ed}} e_{\mathsf{Ny}}}{M_{\mathsf{b},\mathsf{Rd}}} \right) + k_{\mathsf{Z}} \left(\frac{M_{\mathsf{z},\mathsf{Ed}} + N_{\mathsf{Ed}} e_{\mathsf{Nz}}}{\beta_{\mathsf{W},\mathsf{z}} W_{\mathsf{pl},\mathsf{z}} f_{\mathsf{y}} / \gamma_{\mathsf{M1}}} \right) \le 1$$

$$(5.17)$$

In den obigen Gleichungen sind:

 e_{Nv} und e_{Nz} die Verschiebungen der Nulllinien bei gleichmäßiger Druckbeanspruchung über

den Querschnitt;

beiden Achsen);

 $(N_{\rm b,Rd})_{\rm min}$ der kleinste Wert von $N_{\rm b,Rd}$ für die folgenden vier Knickfälle: Biegeknicken um die

y- und die z-Achse, Drillknicken und Biegedrillknicken;

 $(N_{b,Rd})_{min1}$ der kleinste Wert von $N_{b,Rd}$ für die drei folgenden Knickfälle: Biegeknicken um die

z-Achse, Drillknicken und Biegetorsionsknicken;

 β_{W_X} und β_{W_Z} die Beiwerte jeweils für die y- oder z-Achse mit:

 β_W = 1,0 für Querschnitte der Klasse 1 oder 2;

 $\beta_{\text{W}} = W_{\text{el}}/W_{\text{pl}}$ für Querschnitte der Klasse 3;

 $\beta_{W} = W_{\text{eff}}/W_{\text{pl}}$ für Querschnitte der Klasse 4;

 $W_{\mathsf{pl},\mathsf{y}}$ und $W_{\mathsf{pl},\mathsf{z}}$ die plastischen Widerstandsmomente jeweils für die y- oder die z-Achse;

 $M_{\rm b,Rd}$ die Tragfähigkeit gegenüber Biegedrillknicken;

 k_{V} , k_{Z} , k_{LT} die Interaktionsbeiwerte.

ANMERKUNG 1 Der nationale Anhang darf k_V , k_Z , k_{LT} definieren. Die folgenden Werte werden empfohlen:

$$k_y = 1.0 + 2(\overline{\lambda}_y - 0.5) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}}$$
 jedoch $1.2 \le k_y \le 1.2 + 2 \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}}$,

$$k_z = 1.0 + 2(\overline{\lambda}_z - 0.5) \frac{N_{\text{Ed}}}{(N_{\text{b,Rd}})_{\text{min 1}}}$$
 jedoch 1,2 $\leq k_z \leq$ 1,2 + 2 $\frac{N_{\text{Ed}}}{(N_{\text{b,Rd}})_{\text{min 1}}}$;

$$k_{LT} = 1.0$$

ANMERKUNG 2 Der nationale Anhang darf andere Interaktionsgleichungen als die der Gleichungen (5.13) bis (5.17) enthalten.

5.6 Schubtragfähigkeit

- (1) Die Schubtragfähigkeit $V_{\rm c,Rd}$ sollte als der kleinste Wert aus der Tragfähigkeit $V_{\rm b,Rd}$ gegenüber Schubbeulen nach EN 1993-1-5, 5.2(1) mit den Abänderungen in (3) und (4) und aus der plastischen Schubtragfähigkeit $V_{\rm pl,Rd}$ nach EN 1993-1-1, 6.2.6(2) angesetzt werden.
- (2) Bleche mit $h_{\rm W}/t$ -Werten größer als $\frac{56,2}{\eta}\varepsilon$ bei einem nicht ausgesteiften Steg oder $\frac{24,3}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_{\tau}}$ bei einem ausgesteiften Steg sollten in Bezug auf Schubbeulen nachgewiesen und durch Quersteifen an den Auflagern ausgesteift werden.

Dabei ist

 $h_{\rm w}$ die lichte Steghöhe zwischen den Flanschen, siehe EN 1993-1-5, Bild 5.1,

 ε nach Tabelle 5.2;

 k_{τ} nach EN 1993-1-5, 5.3.

ANMERKUNG η darf im Nationalen Anhang definiert sein. Es wird η = 1,20 empfohlen.

 \bigcirc (3) Bei Stegen mit Quersteifen nur an den Auflagern und bei Stegen mit dazwischen liegenden Quersteifen und/oder Längssteifen ist in der Regel der Beiwert χ_{W} für den Stegbeitrag gegen Schubbeulen nach Tabelle 5.4 zu bestimmen:

Tabelle 5.4 — Abminderungsbeiwert des Steges gegen Schubbeulen χ_{w}

	$\chi_{ m W}$ bei starrer Auflagersteife	χ_{w} bei verformbarer Auflagersteife
$\overline{\lambda}_{\mathbf{W}} \leq 0.65/\eta$	η	η
$0.65/\eta < \overline{\lambda}_{W} < 0.65$	0,65/ $\overline{\lambda}_{W}$	0,65/ Z _W
$\overline{\lambda}_{W} \geq 0.65$	$1,56/(0,91 + \overline{\lambda}_{W})$	1,19/(0,54 + $\bar{\lambda}_W$)

Die Kriterien für Auflagersteifen (Endauflager) und $\overline{\lambda}_W$ sind in EN 1993-1-5, 5.3 (3) und (5), festgelegt.

(4) Wird die Flanschtragfähigkeit nicht vollständig zur Aufnahme des Biegemoments genutzt, d. h. $M_{\text{Ed}} < M_{\text{f,Rd}}$, darf ein Flanschfaktor χ_{f} in die Berechnung der Schubtragfähigkeit eingeführt werden. χ_{f} ist in EN 1993-1-5, 5.4(1) definiert; für den Wert c gilt jedoch:

$$c = \left[0.17 + \frac{3.5 \, b_{\rm f} \, t_{\rm f}^2 \, f_{\rm yf}}{t_{\rm W} \, h_{\rm W}^2 \, f_{\rm yW}} \right] a \text{ und } \frac{c}{a} \le 0.65$$
 (5.20)

5.7 Quersteifen im Steg

- Die Festlegungen in EN 1993-1-5, 9.3 gelten, wenn zusätzlich (2) und (3) beachtet werden.
- (2) Die Knicktragfähigkeit $N_{\rm b,Rd}$ der Steifen senkrecht zur Blechebene sollte nach 5.4.2 mit α = 0,49 und $\overline{\lambda}_0$ = 0,2 ermittelt werden. Die Knicklänge l der Steife sollte entsprechend den Randbedingungen, jedoch nicht mit weniger als 0,75 $h_{\rm w}$ festgelegt werden, wenn beide Enden seitlich gehalten sind. Ein größerer Wert sollte für weniger wirksame Randeinspannungen verwendet werden. Weist die Steife einen Ausschnitt am belasteten Rand auf, sollte die Querschnittstragfähigkeit mit dem Nettoquerschnitt nachgewiesen werden.
- (3) Für den Knicknachweis sollte als wirksame Steifenfläche die Fläche der Steife selbst und ein Steganteil von 11 $\varepsilon t_{\rm w}$ an jeder Seite angesetzt werden. An den Bauteilenden (oder an Stegöffnungen) sollte das Maß 11 $\varepsilon t_{\rm w}$ durch das tatsächlich verfügbare Maß begrenzt werden.

6 Bemessung von Anschlüssen

6.1 Grundlagen

(1) Die Festlegungen in EN 1993-1-8 sollten auf nichtrostende Stähle angewendet werden, außer wo sie durch die besonderen Festlegungen in 6.2 und 6.3 ergänzt oder ersetzt werden.

ANMERKUNG Näheres zur Dauerhaftigkeit enthält Anhang A. Näheres zur Herstellung von Verbindungen enthält EN 1090-2.

(2) Die Bemessung der Verbindungen von Blechen aus nichtrostenden Stählen mit selbstfurchenden Schrauben sollte nach EN 1993-1-3 erfolgen. Dabei ist die Beanspruchbarkeit gegen Herausziehen durch Versuche zu ermitteln.

ANMERKUNG 1 Liegen nicht genügend Erfahrungswerte vor, sollte die Verwendbarkeit von selbstfurchenden Schrauben für Bleche aus nichtrostenden Stählen durch Versuche nachgewiesen werden.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf Gleichungen für die Beanspruchbarkeit gegenüber Herausziehen auf der Grundlage von Versuchen nach Abschnitt 7 angeben.

6.2 Schraubenverbindungen

(1) Die Beanspruchbarkeit gegenüber Lochleibung sollte statt mit f_{u} mit einem abgeminderten Wert $f_{u,red}$ berechnet werden:

$$f_{u,red} = 0.5 f_v + 0.6 f_u$$
 jedoch $\leq f_u$ (6.1)

- (2) Abscherbeanspruchte Schrauben aus nichtrostenden Stählen der Festigkeitsklassen 50, 70 und 80 nach EN ISO 3506 sollten wie Schrauben der Festigkeitsgüte 4.6, 5.6 und 8.8 behandelt werden.
- (3) Für die Beanspruchbarkeit $F_{v,Rd}$ gegenüber Abscheren sollte Folgendes angesetzt werden:

$$F_{\text{v,Rd}} = \frac{\alpha f_{\text{ub}} A}{\gamma_{\text{M2}}}$$
 (6.2)

Dabei ist

A der Schaftquerschnitt (bei Scherfläche im Schaft); oder der Spannungsquerschnitt (bei Scherfläche im Gewinde);

 $f_{\rm ub}$ die Zugfestigkeit einer Schraube, siehe Tabelle 2.2.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf den Wert α angeben. Empfohlene Werte sind:

- bei Scherfläche durch den Schaft, α = 0,6;
- bei Scherfläche durch das Gewinde, α = 0,5.

6.3 Geschweißte Verbindungen

- (1) Bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Beanspruchbarkeit von Kehlnähten sollte bei nichtrostenden Stählen für jede Sorte ein Korrelationsbeiwert $\beta_W = 1,0$ angesetzt werden, sofern sich nicht ein kleinerer Wert aus Versuchen nach Abschnitt 7 ergibt.
- (2) Bei geschweißten kaltverfestigten Werkstoffen sollte die Beanspruchbarkeit des Grundmaterials in den Wärmeeinflusszonen von Stumpfnähten als die Zugfestigkeit des unverfestigten Grundmaterials eingesetzt werden, siehe jedoch auch 6.3 (4).
- (3) Beim Schweißen von kaltverfestigten Werkstoffen darf der metallische Schweißzusatzwerkstoff eine niedrigere Festigkeit haben, als die des Grundmaterials, in diesem Fall sollte der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit von Kehl- und Stumpfnähten auf der Nennzugfestigkeit des Schweißzusatzwerkstoffs beruhen. Siehe jedoch auch 6.3 (4).
- (4) In geschweißten Anschlüssen von kaltverfestigtem Werkstoff kann das Erweichen der Wärmeeinflusszonen unvollständig sein, und die tatsächliche Festigkeit der Anschlüsse kann höher sein als die nach 6.3 (2) und (3) berechnete. Unter diesen Umständen kann es möglich sein, höhere Festigkeitswerte durch Versuche entsprechend Abschnitt 7 festzustellen.

7 Versuchsgestützte Bemessung

- (1) 5.2 und Anhang D der EN 1990 sowie Abschnitt 9 und Anhang A der EN 1993-1-3 gelten sinngemäß für nichtrostende Stähle.
- 🖎 ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Informationen in Bezug auf den Versuch enthalten. 🔄
- (2) Versuchskörper sollten auf ähnliche Art und Weise wie die Komponenten des Endprodukts hergestellt werden, so dass sich dieselben Verfestigungsgrade einstellen.
- (3) Da nichtrostende Stähle Anisotropien aufweisen können, sollten die Versuchskörper aus Blechen mit gleicher Orientierung zur Walzrichtung wie für das Tragwerk beabsichtigt hergestellt werden (d. h. senkrecht oder parallel zur Walzrichtung). Ist die Walzrichtung nicht bekannt oder kann sie nicht garantiert werden, sollten Versuche für beide Walzrichtungen durchgeführt und das ungünstigste Ergebnis zugrunde gelegt werden.

8 Ermüdung

(1) EN 1993-1-9 sollte bei der Bestimmung der Ermüdungsbeanspruchbarkeit von nichtrostenden Stählen angewendet werden.

9 Bemessung im Brandfall

(1) Für die Bemessung im Brandfall sollten die mechanischen Eigenschaften bei erhöhten Temperaturen in EN 1993-1-2, Anhang C verwendet werden.

Anhang A An (normativ)

Werkstoffauswahl und Dauerhaftigkeit

A.1 Korrosionsschutz von Bauprodukten — Anforderungen

(1) Unter der Voraussetzung, dass der Werkstoff entsprechend dem in den Tabellen A.1, A.2 und A.3 angegebenen Verfahren ausgewählt wird, den Beschränkungen in A.2 unterliegt sowie keine zusätzlichen Anforderungen nach A.3 bis A.6 vorhanden sind, erfordern Bauteile und Verbindungselemente aus nichtrostendem Stahl keinen Korrosionsschutz, um eine ausreichende Dauerhaftigkeit sicherzustellen.

A.2 Werkstoffauswahl

- (1) Das in diesem Unterabschnitt angegebene Verfahren bezieht sich auf die Auswahl von Werkstoffen für konstruktive Anwendungen und setzt voraus, dass es sich um tragende Bauteile handelt.
- (2) Das Verfahren berücksichtigt nicht:
- Sorten-/Produktverfügbarkeit;
- Anforderungen an die Oberflächenbearbeitung, z. B. aus architektonischen oder hygienischen Gründen;
- Anschluss-/Verbindungsverfahren.

Die Art der Oberflächenbeschaffenheit kann eine entscheidende Wirkung auf die Dauerhaftigkeit haben. Sofern optische Anforderungen wichtig für ein bestimmtes Bauteil sind, darf in Übereinstimmung mit EN 10088-4 oder EN 10088-5 eine geeignete Oberflächenbeschaffenheit festgelegt werden.

- (3) Das Verfahren geht davon aus, dass die folgenden Kriterien erfüllt werden:
- die Einsatzumgebung wird in der N\u00e4he eines neutralen pH-Bereichs (pH-Wert 4 bis 10) liegen;
- die Bauteile sind nicht direkt oder nur teilweise einem chemisch technologischen Verfahren oder chemischen Prozess ausgesetzt;
- die Bauteile sind nicht ständig oder häufig in Meerwasser eingetaucht.

Werden diese Bedingungen nicht erfüllt, sollte eine fachliche Beratung in Anspruch genommen werden.

In Bezug auf Leitlinien zur Werkstoffauswahl für Befestigungen in Beton oder Mauerwerk sollte auf EN 1992 und EN 1996 verwiesen werden.

- (4) Das Verfahren ist für Umgebungen geeignet, die innerhalb Europas vorhanden sind. Das Verfahren sollte nicht für Regionen außerhalb Europas angewendet werden und kann besonders in bestimmten Teilen der Welt irreführend sein, z. B. im Mittleren Osten, Fernen Osten und Zentralamerika.
- (5) Das Verfahren umfasst folgende Arbeitsschritte:
- Ermittlung des Korrosionsbeständigkeitsfaktors (CRF, en: corrosion resistance factor) für die Umgebung (Tabelle A.1);
- Bestimmung der Korrosionsbeständigkeitsklasse (CRC, en: corrosion resistance class) aus dem CRF (Tabelle A.2).

Tabelle A.3 enthält Stahlsorten, die eine ausreichende Korrosionsbeständigkeit für die vorgesehenen Einsatzbedingungen aufweisen. Die Auswahl der spezifischen Stahlsorte wird neben der Korrosionsbeständigkeit von weiteren Faktoren abhängen, z. B. der Festigkeit und Verfügbarkeit der erforderlichen Erzeugnisform. Die Spezifikation des Werkstoffes mithilfe der CRC und der Bemessungsfestigkeit, z. B. CRC II und $f_y = 450 \text{ N/mm}^2$, ist ausreichend, um dem Lieferanten zu ermöglichen, eine geeignete Stahlsorte aus der CRC zu empfehlen.

(6) Das Verfahren gilt für Bauteile die dem Außenbereich ausgesetzt sind. Bei Bauteilen in Innenräumen ist der CRF = 1.

Ein Innenraum ist ein Bereich, der entweder belüftet oder beheizt wird, oder sich innerhalb geschlossener Türen befindet. Parkhäuser, Verladerampen oder andere Bauwerke mit großen Öffnungen sollten als Außenbereiche gelten.

ANMERKUNG Hallenbäder sind Sonderfälle von Innenräumen, die in A.3 behandelt werden.

(7) Der CRF hängt von der Korrosivität der Umgebung ab und ist wie folgt zu berechnen:

$$CRF = F_1 + F_2 + F_3$$

Dabei ist

F₁ das Risiko der Exposition gegenüber Chloriden aus Salzwasser oder Auftausalzen (Streusalz);

F₂ das Risiko der Exposition gegenüber Schwefeldioxid;

F₃ das Reinigungskonzept oder die Exposition gegenüber Abwaschen durch Regen.

(8) Der Wert von F_1 ist bei Anwendungen an der Küste von dem bestimmten Ort in Europa abhängig und wird aus Erfahrungswerten mit vorhandenen Bauwerken, Daten von Korrosionsprüfungen sowie von der Chloridverteilung abgeleitet. Die Vielzahl von Umgebungsbedingungen innerhalb Europas bedeutet, dass in einigen Fällen der berechnete CRF konservativ sein wird.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf festlegen, ob ein moderaterer CRF ausgewählt werden darf, wenn validierte örtliche Erfahrungen oder Prüfdaten eine derartige Auswahl unterstützen.

- (9) Verschiedene Bauteile eines Bauwerks können unterschiedliche Expositionsbedingungen aufweisen, z. B. kann ein Bauteil vollständig exponiert und ein anderes Teil vollständig geschützt sein. Jede Exposition sollte einzeln beurteilt werden.
- (10) Das Verfahren geht davon aus, dass die Anforderungen von EN 1090-2 eingehalten werden in Bezug auf:
- die Schweißverfahren und die anschließende Nachbearbeitung der Schweißnaht;
- die Vermeidung oder die Entfernung und Reinigung von Verunreinigung der Oberflächen von nichtrostenden Stählen nach dem thermischen oder mechanischen Schneiden.

Nichtbeachtung kann zur Verminderung der Korrosionsbeständigkeit der geschweißten Bauteile führen.

Tabelle A.1 — Bestimmung des Korrosionsbeständigkeitsfaktors $CRF = F_1 + F_2 + F_3$

F_{1} Risiko der Exposition gegenüber Chloriden aus Salzwasser oder Auftausalzen (Streusalz)						
ANMERKUNG	NMERKUNG M ist der Abstand vom Meer und S ist der Abstand von Straßen mit Einsatz von Auftausalzen.					
1	Innenräume					
0	Niedriges Expositionsrisiko	M > 10 km oder S > 0.1 km				
-3	Mittleres Expositionsrisiko	1 km $< M \le$ 10 km oder 0,01 km $< S \le$ 0,1 km				
-7	Hohes Expositionsrisiko	$0,25 \text{ km} < M \le 1 \text{ km oder } S \le 0,01 \text{ km}$				
-10	Sehr hohes Expositionsrisiko	Straßentunnel, bei denen Auftausalz ausgebracht wird oder wenn Fahrzeuge Auftausalze in den Tunnel einbringen könnten.				
-10	Sehr hohes Expositionsrisiko	$M \le 0,25 \text{ km}$ Nordseeküste Deutschlands und alle Küstenregionen der Ostsee.				
–1 5	Sehr hohes Expositionsrisiko	 M ≤ 0,25 km Atlantikküste Portugals, Spaniens und Frankreichs. Küste des Ärmelkanals und der Nordseeregionen des UK, Frankreichs, Belgiens, den Niederlanden und Südschwedens. Alle anderen Küstenregionen des UK, Norwegens, Dänemarks und Irlands. Mittelmeerküste 				
	F ₂ Risiko der Exposition	on gegenüber Schwefeldioxid				

In den europäischen Küstenregionen ist die Schwefeldioxidkonzentration üblicherweise gering. Im Landesinneren ist die Schwefeldioxidkonzentration entweder gering oder mittel. Ein hohes Expositionsrisiko ist ungewöhnlich und stets mit besonderen Standorten der Schwerindustrie oder spezifischen Umgebungsbedingungen, wie beispielsweise Straßentunneln, verbunden. Die Schwefeldioxidkonzentration kann in Übereinstimmung mit dem Verfahren in ISO 9225 bewertet werden.

0	Niedriges Expositionsrisiko	Mittelwert der Gaskonzentration < 10 μg/m ³			
-5 Mittleres Expositionsrisiko		Mittelwert der Gaskonzentration 10 μg/m³ bis 90 μg/m³			
-10	-10 Hohes Expositionsrisiko Mittelwert der Gaskonzentration 90 μg/m³ 250 μg/m³				
F_3	, = = -	position gegenüber Abwaschen durch Regen $F_2 \ge 0$, dann $F_3 = 0$)			
0	Vollständige Exposition gegenüber Abwaschen durch Regen				
-2	-2 Spezifisches Reinigungskonzept				
-7	-7 Kein Abwaschen durch Regen oder keine spezifische Reinigung				

Wenn das Bauteil regelmäßig auf Anzeichen von Korrosion überprüft und gereinigt werden muss, sollte das dem Anwender in schriftlicher Form mitgeteilt werden. Die Überprüfung, das Reinigungsverfahren und die Häufigkeit sollten festgelegt sein. Je häufiger die Reinigung erfolgt, desto größer ist der Nutzen. Die Zeitspanne zwischen den Reinigungen sollte nicht größer als 3 Monate sein. Ist eine Reinigung festgelegt, sollte sie für alle Teile des Bauwerks gelten und nicht nur für die leicht zugänglichen und gut sichtbaren Bauteile.

Tabelle A.2 — Bestimmung der Korrosionsbeständigkeitsklasse (CRC)

Korrosionsbeständigkeitsfaktor (CRF)	Korrosionsbeständigkeitsklasse (CRC)
CRF = 1	I
0 ≥ CRF > -7	П
-7 ≥ CRF > -15	s III
-15 ≥ CRF ≥ -20	IV
CRF < -20	V

Tabelle A.3 — Stahlsorten in jeder Korrosionsbeständigkeitsklasse (CRC)

	Korrosionsbeständigkeitsklasse (CRC)					
I	П	III	IV	v		
1.4003	1.4301	1.4401	1.4439	1.4565		
1.4016	1.4307	1.4404	1.4462	1.4529		
1.4512	1.4311	1.4435	1.4539	1.4547		
	1.4541	1.4571		1.4410		
	1.4318	1.4429		1.4501		
	1.4306	1.4432		1.4507		
	1.4567	1.4162				
	1.4482	1.4662				
		1.4362				
		1.4062				
		1.4578				

Die Stahlsorte einer höheren Klasse darf anstelle der durch den CRF vorgegebenen verwendet werden.

ANMERKUNG Die Korrosionsbeständigkeitsklassen sind nur für die Anwendung mit diesem Auswahlverfahren für Stahlsorten vorgesehen und gelten nur für Konstruktionen mit tragender Funktion.

A.3 Schwimmhallenatmosphäre

(1) Um das Risiko von Spannungsrisskorrosion (SCC, en: stress corrosion cracking) in Schwimmhallenatmosphären zu berücksichtigen, dürfen für tragende Bauteile, die der Schwimmhallenatmosphäre ausgesetzt sind, nur die in Tabelle A.4 angegebenen Stahlsorten verwendet werden.

Tabelle A.4 — Stahlsorten für Schwimmhallenatmosphären

Tragende Bauteile in Schwimmhallenatmosphäre	Korrosionsbeständigkeitsklasse (CRC)			
	CRC III oder CRC IV			
Tragende Bauteile, die regelmäßig gereinigt werden ^a	(außer 1.4162, 1.4662, 1.4362, 1.4062)			
	CRC V			
Tragende Bauteile, die nicht regelmäßig gereinigt werden	(außer 1.4410, 1.4501 und 1.4507)			
	CRC V			
Alle Befestigungs-, Verbindungsmittel und Gewindeteile	(außer 1.4410, 1.4501 und 1.4507)			

Wenn das Bauteil regelmäßig auf Anzeichen von Korrosion überprüft und gereinigt werden muss, sollte das dem Anwender in schriftlicher Form mitgeteilt werden. Die Überprüfung, das Reinigungsverfahren und die Häufigkeit sollten festgelegt sein. Je häufiger die Reinigung erfolgt, desto größer ist der Nutzen. Die Zeitspanne zwischen den Reinigungen sollte nicht größer als eine Woche sein. Ist die Reinigung festgelegt, sollte sie für alle Teile des Bauwerks gelten und nicht nur für die leicht zugänglichen und gut sichtbaren Bauteile.

ANMERKUNG

Der Nationale Anhang darf festlegen, ob eine weniger häufige Reinigung zulässig ist.

A.4 Korrosionsschutz von Verbindungen mit anderen Metallen

- (1) Bimetallkorrosion kann auftreten, wenn unterschiedliche Metalle miteinander in elektrischem Kontakt stehen und der Kontaktbereich einem Elektrolyten (z. B. Wasser oder Boden) ausgesetzt ist. Bimetallkorrosion kann zu zusätzlicher Korrosion eines der Metalle führen, wenn dieses nicht geschützt oder vom anderen Metall nicht elektrisch isoliert ist.
- (2) Falls erforderlich, sollte Bimetallkorrosion durch elektrische Isolierung des nichtrostenden Stahls vom anderen Metall vermieden werden. Die elektrische Isolierung kann durch die Verwendung von isolierenden Unterlegscheiben an beiden Seiten der Verbindung oder durch eine auf die nichtrostenden Stahlbauteile aufgebrachte Schutzbeschichtung erreicht werden.
- (3) Besondere Maßnahmen sollten unternommen werden, um die Dauerhaftigkeit der Schweißnähte zwischen nichtrostendem Stahl und anderen Metallen (üblicherweise Baustahl) sicherzustellen, beispielsweise sollte die Schweißnaht beschichtet sein und die Beschichtung mindestens 75 mm auf die Oberfläche des nichtrostenden Stahls aufgebracht werden.

A.5 Verzinkung und Kontakt mit geschmolzenem Zink

- (1) Die Feuerverzinkung von Bauteilen aus nichtrostendem Stahl ist nicht zulässig, da der Kontakt mit geschmolzenem Zink zur Versprödung des nichtrostenden Stahls führen kann.
- (2) Vorsichtsmaßnahmen sollten getroffen werden, um sicherzustellen, dass im Fall eines Brandes kein geschmolzenes Zink vom verzinkten Stahl auf den nichtrostenden Stahl tropfen oder laufen kann und damit eine Versprödung verursacht. Zusätzlich besteht das Risiko von Versprödung, wenn ein Bauteil aus nichtrostendem Stahl mit einem Bauteil aus Baustahl verbunden und anschließend feuerverzinkt wird. (41)

Anhang B (informativ)

Kaltverfestigte, nichtrostende Stähle

B.1 Grundlagen

A) gestrichener Text (A)

(1) (1) Die Regelungen gelten nur dann, wenn die Eigenschaften im Verlauf der Fertigung, Montage und der Nutzungszeit beibehalten werden. Schweißen oder Wärmebehandlung der Erzeugnisse sollte vermieden werden, außer wenn Versuche nach Abschnitt 7 belegen, dass die mechanischen Eigenschaften dadurch nicht unter die angesetzten Größen abfallen.

A₁) gestrichener Text (A₁

B.2 Kaltverfestigung infolge der Fertigung

(1) Die Kaltverfestigung infolge der Bauteilfertigung kann bei der Bemessung mit angesetzt werden, sofern dieser Effekt der Kaltverformung durch Großversuche nach Abschnitt 7 verifiziert wurde.

(2) Bei der Bemessung der Anschlüsse, die nicht Teil von Großversuchen sind, sind in der Regel die Nennwerte anzusetzen.

Anhang C (informativ)

Beschreibung des Materialverhaltens

C.1 Aligemeines

(1) Dieser Anhang enthält Regelungen zur Beschreibung des Materialverhaltens.

C.2 Mechanische Eigenschaften

- (1) Die mechanischen Eigenschaften E, f_y und f_u für FE-Berechnungen sollten als charakteristische Werte angesetzt werden. Regeln für die Bemessung mit FE-Methoden enthält der informative Anhang C der EN 1993-1-5.
- (2) Abhängig von der geforderten Genauigkeit und den zu erzielenden Maximaldehnungen können die folgenden Näherungen zur Beschreibung des Materialverhaltens herangezogen werden:
- a) Spannungs-Dehnungs-Kurven mit Verfestigung, wie folgt:

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{\sigma}{E} + 0,002 \left(\frac{\sigma}{f_{y}}\right)^{n} & \text{für } \sigma \leq f_{y} \\ 0,002 + \frac{f_{y}}{E} + \frac{\sigma - f_{y}}{E_{y}} + \varepsilon_{u} \left(\frac{\sigma - f_{y}}{f_{u} - f_{y}}\right)^{m} & \text{für } f_{y} < \sigma \leq f_{u} \end{cases}$$
(C.1)

Dabei ist

n ein Koeffizient mit der Definition $n = \frac{\ln(20)}{\ln(f_V/R_{p0.01})}$

wobei:

R_{p0.01} die Festigkeit bei 0,01 % plastischer Dehnung ist;

n darf der Tabelle 4.1 entnommen oder aus den gemessenen Spannungs-Dehnungs-Linien zurückgerechnet werden;

 $E_{\rm V}$ der Tangentenmodul der Spannungs-Dehnungs-Linie bei Erreichen der Streckgrenze:

$$E_{y} = \frac{E}{1 + 0,002 \, \text{n}^{E} / f_{y}}$$

 $\varepsilon_{\rm u}$ die Maximaldehnung zugehörig zur Zugfestigkeit $f_{\rm u}$, die näherungsweise wie folgt ermittelt werden kann:

$$\varepsilon_{\rm U} = 1 - \frac{f_{\rm y}}{f_{\rm U}}$$
 jedoch $\varepsilon_{\rm U} \le A$ mit A als die Bruchdehnung definiert in EN 10088;

m ein Koeffizient der Größe $m = 1 + 3.5 \frac{f_y}{f_y}$

- b) Spannungs-Dehnungs-Linie nach a) aber mit gemessenen Größen;
- c) wahre Spannungs-Dehnungs-Linie, ermittelt aus der technischen Spannungs-Dehnungs-Kurve nach:

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma(1 + \varepsilon)$$
 (C.2)

$$\varepsilon_{\text{true}} = \ln(1 + \varepsilon)$$

DEUTSCHE NORM

DIN EN 1993-1-4/NA



ICS 91.010.30; 91.080.13

Ersatz für DIN EN 1993-1-4/NA:2010-12

Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-4: Allgemeine Bemessungsregeln – Ergänzende Regeln zur Anwendung von nichtrostenden Stählen

National Annex -

Nationally determined parameters -

Eurocode 3: Design of steel structures -

Part 1-4: General rules - Supplementary rules for stainless steels

Annexe Nationale -

Paramètres déterminés au plan national -

Eurocode 3: Calcul des structures en acier -

Partie 1-4: Règles générales – Règles supplémentaires pour les aciers inoxydables

Gesamtumfang 10 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

DIN EN 1993-1-4/NA:2017-01

Inhalt

	Seite	3
Vorwo	rt3	3
1	Anwendungsbereich	ł
2 2.1 2.2	Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1993-1-4:2015-10	1
	2.1.1 Allgemeines	
	2.1.2 Mechanische Eigenschaften nichtrostender Stähle	
NDP zu	2.1.4(2) Anmerkung 2	7
NDP zu	2.1.5(1) Anmerkung	3
NDP zu	5.1(2) Anmerkung	3
NDP zu	5.5(1) Anmerkung 1	3
NDP zu	5.5(1) Anmerkung 2	3
NDP zu	5.6(2) Anmerkung	3
NDP zu	6.1(2) Anmerkung 2	3
NDP zu	6.2(3) Anmerkung	3
NDP zu	17(1) Anmerkung	9
NCI zu	8 Nachweis der Ermüdungssicherheit für Fassadenelemente	9
NCI zu	A.2(3) Werkstoffauswahl	9
NDP zu	A.2(8) Anmerkung	9
	A.3, Tabelle A.4 Anmerkung	
NCI zu	A.3 Schwimmhallenatmosphäre1	0
NCI	Literaturhinweise	0

Vorwort

Dieses Dokument wurde vom Arbeitsausschuss NA 005-08-16 AA "Tragwerksbemessung" im DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau) erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-1-4:2015-10, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-4: Allgemeine Bemessungsregeln — Ergänzende Regeln zur Anwendung von nichtrostenden Stählen.

Die Europäische Norm EN 1993-1-4 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: *Nationally determined parameters*, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1. Darüber hinaus enthält dieser nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1993-1-4:2015-10 (en: *non-contradictory complementary information*, NCI).

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1993-1-4:2015-10.

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

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1993-1-4/NA:2010-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

a) Anpassung an die Neuausgabe von DIN EN 1993-1-4:2015-10.

Frühere Ausgaben

DIN EN 1993-1-4/NA: 2010-12

DIN EN 1993-1-4/NA:2017-01

1 Anwendungsbereich

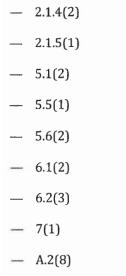
Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für "ergänzende Regelungen zu Konstruktion und Bemessung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken, die die Anwendung der EN 1993-1-1, EN 1993-1-3, EN 1993-1-5 und EN 1993-1-8 auf austenitische, austenitisch-ferritische und ferritische nichtrostende Stähle erweitern", die bei der Anwendung von DIN EN 1993-1-4:2015-10 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1993-1-4:2015-10.

2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1993-1-4:2015-10

2.1 Allgemeines

DIN EN 1993-1-4:2015-10 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (NDP, en: *nationally determined parameters*).



A.3, Tabelle A.4

Darüber hinaus enthält NA 2.2 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1993-1-4:2015-10. Diese sind durch ein vorangestelltes "NCI" (en: non-contradictory complementary information) gekennzeichnet.

- 2.1.1
 2.1.2
 8
 A.2(3)
 A.3
- Literaturhinweise

4

2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1993-1-4:2015-10.

NCI zu 2.1.1 Allgemeines

Ergänzend zu den in DIN EN 1993-1-4:2015-10, Tabelle 2.1 aufgeführten Konstruktionsstählen im unverfestigten Zustand dürfen auch die Stahlsorten nach Tabelle NA.1 verwendet werden [1]. Die in Abschnitt 2.1.1 in DIN EN 1993-1-4:2015-10 geforderte Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{\rm M}$ ist bei den Tabellenwerten bereits berücksichtigt. Für die Bemessung sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach NDP zu 5.1(2) zu verwenden.

Tabelle NA.1 — Nennwerte der Streckgrenze $f_{\rm y}$ und der Zugfestigkeit $f_{\rm u}$ für nichtrostende Konstruktionsstähle nach EN 10088 $^{\rm a}$

Gefügeart des nicht- rostenden Stahls	Sorte	Erzeugnisform								
		Kaltgewalztes Band		Warmgewalztes Band		Warmgewalztes Blech		Stab-, Rund- und Profilstahi		
		Nenndicke t								
		<i>t</i> ≤ 6 mm		<i>t</i> ≤ 10 mm		<i>t</i> ≤ 40 mm		<i>t</i> ≤ 160 mm		
Stanis		f_{y}	f_{u}	f_{y}	f_{u}	f_{y}	$f_{\rm u}$	$f_{\mathbf{y}}$	$f_{\mathbf{u}}$	
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
Austeni-	1.4567			-	_	_	_	175	450	
tische	1.4578	_	_	_	_	_	_	175	450	
Stähle	1.4565	420	800	420	800	420	800	420	600	

Die Nennwerte f_y und f_u in dieser Tabelle dürfen ohne gesonderte Beachtung der Anisotropie oder von Verfestigungseffekten für die Bemessung verwendet werden.

NCI zu 2.1.2 Mechanische Eigenschaften nichtrostender Stähle

Neben den in DIN EN 1993-1-4:2015-10, Tabelle 2.2 aufgeführten Konstruktionsstählen im kaltverfestigten Zustand nach CP-Klassifizierung dürfen auch die Stahlsorten in den Festigkeitsstufen bis zu den angegebenen Höchstdicken nach Tabelle NA.2 verwendet werden [1]. Dabei ist entweder mit den Werten nach Tabelle 2.2 in DIN EN 1993-1-4:2015-10 oder mit den Werten nach Tabelle NA.2 zu rechnen.

Tabelle NA.2 — Nennwerte der Streckgrenze $f_{\rm y}$ und der Zugfestigkeit $f_{\rm u}$ für nichtrostende kaltverfestigte Konstruktionsstähle nach EN 10088

1	2	3	4		5	6	7	8	9	
			Streck	grenze b		Zugfestigkeit ^b	Höchstdicken			
Festig- keits-	Werk- stoff-	Bauteile		Schweißverbindungen				a. 1	Temperatur- dehnzahl	Dichte
klasse	Nr.	Kaltge- walztes Band ^a	Sonstige	Kaltge- walztes Band ^a	Sonstige		Flach- material ^c	Stab- material ^d	ucinizani	
		f _y N/mm ²		f _y N/mm ²		f_{u}	t e	de od. te		
						N/mm ²	mm	mm	10 ⁻⁶ × K ⁻¹	kg/dm
S 275	1.4003							80	10	7,7
	1.4301			275	275		6	80		
	1.4307	275	İ				6	80		7.0
	1.4541		275]	6	60		7,9
	1.4567					550		30	ļ	
	1.4578					550		30	16	
	1.4401		275	275 2	275		6	80		
	1.4404	275					6	80		8,0
	1.4571	2/5			275		6	80		
	1.4539						6	80		
S 355	1.4003		355		320			80	10	7,7
	1.4301		355				8	60		
	1.4307	355		355	355		6	60	1	7.0
	1.4541						6	50]	7,9
	1.4567							30]	
	1.4578							30	16	
	1.4401					600	6	60	16	
	1.4404	355		355	355		8	60		8,0
	1.4571						6	40		
	1.4539				320			80		
	1.4529	255		055	355		6	80		8,1
	1.4547	355		355			6		17	8,0

Tabelle NA.2 (fortgesetzt) — Nennwerte der Streckgrenze f_y und der Zugfestigkeit f_u für nichtrostende kaltverfestigte Konstruktionsstähle nach EN 10088

1	2	3		4	ļ.	5	6	7	8	9
		Streckgrenze ^b		Zugfestigkeit ^b	Höchstdicken					
Festig-	Werk-	Baut		Schweißver	Schweißverbindungen				Temperatur-	Dichte
keits- klasse	stoff- Nr.	Kaltge- walztes Band ^a	Sonstige	Kaltge- walztes Band ^a	Sonstige		Flach- material ^c	Stab- material ^d	dehnzahl	
		f_{y}		f	y	f_{u}	t e	de od. te		
		N/m			nm²	N/mm ²	mm	mm	$10^{-6} \times \text{K}^{-1}$	kg/dm ³
S460	1.4003				320			60	10	7,7
	1.4301		460		255]	6	50		
l	1.4307			055	355] :	4	50		
	1.4318	460		355]	6			7,9
	1.4541]	355		6	30		
	1.4567					600		42	İ	
	1.4578					500		42	16	
	1.4401	460	460	355	355		4	50]	
	1.4404	460	460	333	355	561	6	50	1	8,0
	1.4539				320]		50		
	1.4571	460		355	355]	6	22	ı	
	1.4529				420			50		8,1
S 690	1.4301				355			22		7,9
	1.4307				333			22	16	7,5
	1.4539				320		50	50		8,0
1	1.4529				420			50		8,1
1	1.4401		1	1				22		
l	1.4404		690		355	800		22		8,0
1	1.4571	-	690					22		
	1.4362				400			60		
	1.4462				450			60		
	1.4062				400			40	13	7,8
	1.4162				450			40		
	1.4662				430		L	40		

a Nach DIN EN 10088-4.

NDP zu 2.1.4(2) Anmerkung 2

Die in DIN EN 1993-1-4 und dem vorliegenden Nationalen Anhang berücksichtigten ferritischen nichtrostenden Stähle mit Blechdicken bis zu 6 mm können als ausreichend zäh und nicht sprödbruchgefährdet angenommen werden. Für Blechdicken größer 6 mm sind gesonderte Untersuchungen hinsichtlich der Werkstoffwahl zur Vermeidung von Sprödbruch auf Basis der Prinzipien und des bruchmechanisch basierten Konzeptes der DIN EN 1993-1-10 durchzuführen.

Die charakteristischen Werte wurden durch Versuche nachgewiesen. Sie gelten bis zu den angegebenen Höchstdicken und sind im Abnahmeprüfzeugnis 3.1 durch die 0,2 %-Dehngrenze $R_{p0,2}(f_{y,k})$ und die Zugfestigkeit $R_m(f_{u,k})$ zu bestätigen.

c Blech, Band und Hohlprofile

d Stäbe und Draht, stranggepresste und kaltumgeformte Profile

e Größere Werte sind zulässig, wenn das durch eine anerkannte Stelle nachgewiesen und bescheinigt wurde.

DIN EN 1993-1-4/NA:2017-01

NDP zu 2.1.5(1) Anmerkung

Nichtrostende Stähle sind in der Regel nicht terrassenbruchgefährdet. Abschnitt 3 in DIN EN 1993-1-10:2010-12 ist nicht anzuwenden. Wenn bei speziellen Anwendungsfällen (große Blechdicken, hohe Beanspruchung in z-Richtung) Terrassenbruch nicht eindeutig ausgeschlossen werden kann, sollten entsprechende Untersuchungen erfolgen.

NDP zu 5.1(2) Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen.

Für außergewöhnliche Bemessungssituationen gelten die folgenden Teilsicherheitsbeiwerte:

 $\gamma_{M0} = 1.0$

 $\gamma_{\rm M1} = 1.0$

 $\gamma_{\rm M2} = 1.15.$

NDP zu 5.5(1) Anmerkung 1

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 5.5(1) Anmerkung 2

Es gelten die Gleichungen (5.13) bis (5.17).

NDP zu 5.6(2) Anmerkung

Für Stahlsorten bis zur Festigkeitsklasse von einschließlich S460 gilt die Empfehlung.

Für Stahlsorten der Festigkeitsklassen > S460 ist $\eta = 1,0$ anzusetzen.

NDP zu 6.1(2) Anmerkung 2

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 6.2(3) Anmerkung

Dier Nachweis der Abschertragfähigkeit ist unabhängig von der Lage der Scherfläche stets mit dem Spannungsquerschnitt zu führen.

Der Wert α ist wie folgt anzunehmen:

- für austenitische Schrauben:
 - α = 0.75 für Festigkeitsklasse 50
 - α = 0,68 für Festigkeitsklassen 70 und 80
- für austenitisch-ferritische Schrauben:
 - α = 0,5 für Festigkeitsklassen 50, 70 und 80.

8

NDP zu 7(1) Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen.

NCI zu 8 Ermüdung: Nachweis der Ermüdungssicherheit für Fassadenelemente

Für Bauteile, Verankerungs- und Verbindungsmittel von Fassadenelementen aus nichtrostenden Stählen, die außerhalb der Wärmedämmung eines Gebäudes liegen, darf temperaturbedingten plastischen Verformungen nur dann zugestimmt werden, wenn durch Versuche und ein zugehöriges Gutachten einer auf diesem Gebiet erfahrenen Prüfstelle eine ausreichende Ermüdungssicherheit nachgewiesen wird.

Die Teile sind mit einer der Wärmeausdehnung entsprechenden Auslenkung im Versuch zu prüfen.

Hierbei ist für eine Schwellbeanspruchung folgendes Lastkollektiv anzusetzen:

Lastwechsel für eine Verschiebung entsprechend $\Delta T = 70 \text{ K}$,

2 000 Lastwechsel für eine Verschiebung entsprechend $\Delta T = 60 \text{ K}$,

20 000 Lastwechsel für eine Verschiebung entsprechend $\Delta T = 50$ K.

Im Anschluss an dieses Lastkollektiv müssen im statischen Versuch Lasten erreicht werden, die sicherstellen, dass noch mindestens 80 % der statischen Tragfähigkeit des Bauteils ohne Ermüdungsbeanspruchung vorhanden sind.

Bei den Versuchen dürfen unter der charakteristischen Einwirkung keine bleibenden Verformungen auftreten.

Bei einer maximalen Spannung von $\alpha_k \cdot \sigma \le 225 \, \text{N/mm}^2$ unter Gebrauchslast erübrigt sich für temperaturbedingte Schwellbeanspruchung ein Nachweis der Ermüdungssicherheit durch Versuche, wobei in die Formel für α_k entsprechend dem Kerbradius (z. B. für Schraubengewinde nach DIN 13-1:1999-11 $\alpha_k = 4,0$) einzusetzen ist. In diesem Falle ist ein Nachweis der Tragfähigkeit unter statischer oder quasistatischer Beanspruchung ausreichend.

NCI zu A.2(3) Werkstoffauswahl

In Bezug auf Leitlinien zur Werkstoffauswahl für Befestigungen in Beton oder Mauerwerk wird auf DIN EN 1992 und DIN EN 1996, jeweils in Verbindung mit dem Nationalen Anhang, verwiesen.

NDP zu A.2(8) Anmerkung

Ein moderaterer Korrosionsbeständigkeitsfaktor CRF ist zulässig, wenn validierte örtliche Erfahrungen über einen Zeitraum von mindestens 5 Jahren die Eignung einer Stahlsorte in der nächst niedrigeren Korrosionsbeständigkeitsklasse (CRC) gezeigt haben. Die dabei maximal zulässige Erhöhung des CRF beträgt +5.

Die entsprechenden Daten dürfen nicht weiter als 5 km vom Verwendungsort und für Küstenbereiche nicht weiter als 1 km landeinwärts vom Verwendungsort stammen.

Für die Beurteilung des Verhaltens ist ein Gutachten eines auf diesem Gebiet erfahrenen Gutachters erforderlich. Dabei sind außer dem Werkstoff, die Beschaffenheit der Oberfläche, die Ausrichtung der Bauteile und die Exposition gegenüber Chloriden und Luftverunreinigungen, wie z. B. SO₂, zu berücksichtigen, um die Vergleichbarkeit sicherzustellen.

NDP zu A.3, Tabelle A.4 Anmerkung

Eine weniger häufige Reinigung ist nicht zulässig.

DIN EN 1993-1-4/NA:2017-01

NCI zu A.3 Schwimmhallenatmosphäre

Ergänzend zu den in Tabelle A.4 angegebenen Stahlsorten dürfen in der Korrosionsbeständigkeitsklasse CRC III auch die austenitisch-ferritischen Stahlsorten (Duplexstähle) 1.4062, 1.4162, 1.4362 und 1.4662 verwendet werden, wenn eine regelmäßige Reinigung mindestens einmal in der Woche erfolgt.

NCI Literaturhinweise

[1] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-30.3-6 "Erzeugnisse, Verbindungsmittel und Bauteile aus nichtrostenden Stählen" vom 22.04.2014; Deutsches Institut für Bautechnik DIBt

10

DIN EN 1993-3-1



ICS 91.010.30; 91.060.40

Ersatz für DIN EN 1993-3-1:2007-02 und DIN EN 1993-3-1 Berichtigung 1:2009-09; teilweiser Ersatz für DIN V 4131:2008-09

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste;

Deutsche Fassung EN 1993-3-1:2006 + AC:2009

Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys –

Towers and masts;

German version EN 1993-3-1:2006 + AC:2009

Eurocode 3: Calcul des structures en acier -

Partie 3-1: Tours, mâts et cheminées -

Pylônes et mâts haubannés;

Version allemande EN 1993-3-1:2006 + AC:2009

Gesamtumfang 93 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1993-3-1:2006 + AC:2009) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Die Arbeiten auf nationaler Ebene wurden durch die Experten des NABau-Spiegelausschusses NA 005-08-18 AA "Türme und Maste" begleitet.

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 09. Januar 2006 angenommen.

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

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

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

Der Beginn und das Ende des hinzugefügten oder geänderten Textes wird im Text durch die Textmarkierungen 🗥 🗠 🚾 angezeigt.

Änderungen

Gegenüber DIN V ENV 1993-3-1:2002-05 und DIN V ENV 1993-3-1 Berichtigung 1:2002-11 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) die Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute wurden eingearbeitet;
- b) der Vornormcharakter wurde aufgehoben;
- c) der Text wurde vollständig überarbeitet;
- d) die Berichtigung wurde eingearbeitet.

Gegenüber DIN EN 1993-3-1:2007-02, DIN EN 1993-3-1 Berichtigung 1:2009-09 und DIN V 4131:2008-09 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) auf europäisches Bemessungskonzept umgestellt;
- b) Ersatzvermerke korrigiert;
- c) Vorgänger-Norm mit der Berichtigung 1 konsolidiert;
- d) redaktionelle Änderungen durchgeführt.

Frühere Ausgaben

DIN V 4131: 1969-03, 1991-11, 2008-09

DIN V ENV 1993-3-1: 2002-05

DIN V ENV 1993-3-1 Berichtigung 1: 2002-11

DIN EN 1993-3-1: 2007-02

DIN EN 1993-3-1 Berichtigung 1: 2009-09

2

EUROPÄISCHE NORM EUROPEAN STANDARD NORME EUROPÉENNE

EN 1993-3-1

Oktober 2006

+AC

Juli 2009

ICS 91.010.30; 91.080.10

Ersatz für ENV 1993-3-1:1997

Deutsche Fassung

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine — Türme und Maste

Eurocode 3: Design of steel structures — Part 3-1: Towers, masts and chimneys — Towers and masts Eurocode 3: Calcul des structures en acier — Partie 3-1: Tours, mâts et cheminées — Pylônes et mâts haubannés

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 09. Januar 2006 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 1. Juli 2009 in Kraft und wurde in EN 1993-3-1:2006 eingearbeitet.

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

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

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



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

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

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

Inhalt

	· ·	Seite
Vorw	ort	6
Hinte	rgrund des Eurocode-Programms	6
Statu	s und Gültigkeitsbereich der Eurocodes	7
	nale Fassungen der Eurocodes	
	-	8
Verbi	ndung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETA)	8
Beso	ndere Hinweise zu EN 1993-3-1 und EN 1993-3-2	8
Natio	naler Anhang zu EN 1993-3-1	9
1	Allgemeines	10
1.1	Anwendungsbereich	10
1.1.1	Anwendungsbereich von Eurocode 3	
	Anwendungsbereich von Eurocode 3 — Teil 3.1	
1.2	Normative Verweisungen	
1.3	Annahmen	
1.4	Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln	
1.5	Begriffe	
1.6	Formelzeichen	
1.7	Definition der Bauteilachsen	
2	Grundlagen für die Tragwerksplanung	
2.1	Anforderungen	
	Grundlegende Anforderungen	
	Sicherheitsklassen	
2.2	Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen	
2.3	Einwirkungen und Umgebungseinflüsse	
	Windeinwirkungen	
	Eislasten	
	Temperatureinwirkungen	
	Eigengewicht	
	Vorspannung in Abspannseilen	
	Veränderliche Lasten	
	Andere Einwirkungen	
	Lastverteilung	
2.4	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit	
2.5	Versuchsgestützte Bemessung	
2.6	Dauerhaftigkeit	17
3	Werkstoffe	17
3.1	Baustahl	
3.2	Verbindungsmittel	
3.3	Abspannseile und Anschlussstücke	
	•	
4	Dauerhaftigkeit	
4.1	Korrosionsschutz	
4.2	Abspannseile	18
5	Tragwerksberechnung	18
5.1	Berechnungsmodelle zur Bestimmung von Schnittgrößen	
5.1 5.2	Berechnungsmodelle für Verbindungen	
	Grundlagen	
5.2.2	Tragwerke aus Dreieckselementen (Gelenkfachwerke)	19
	Tragwerke ohne Fachwerkwirkung (Balkentragwerke)	19

Seite

5.2.4	Fachwerke mit Berücksichtigung der Balkenwirkung zur Vermeidung kinematischer Ketten	19
6	Grenzzustände der Tragfähigkeit	
6.1	Allgemeines	
6.2	Beanspruchbarkeit von Querschnitten	
	Klassifizierung der Querschnitte	
	Bauteile von Gittermasten und Gittertürmen	
	Abspannseile und Zubehör	
6.3	Beanspruchbarkeit von Bauteilen	
	Druckbeanspruchte Bauteile	
6.4	Verbindungen	
	AllgemeinesZugbeanspruchte Schrauben in Kopfplattenverbindungen (Flanschverbindungen)	
	Ankerschrauben	
	Schweißverbindungen	
6.5	Sonderverbindungen für Maste	
	Anschluss des Mastfußes	
6.5.1	Anschlüsse der Abspannseile	24
	•	
7	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	
7.1	Grundlagen	
7.2	Auslenkungen und Verdrehungen	
	Anforderungen	
	Festlegung von Grenzwerten	
7.3	Schwingungen	.25
8	Versuchsgestützte Bemessung	26
9	Ermüdung	. 26
9.1	Allgemeines	26
9.2	Ermüdungsbelastung	
9.2.1	Schwingungen in Windrichtung	
	Wirbelerregte Querschwingungen	
	Dynamische Antwort einzelner Bauteile	
9.3	Ermüdungsfestigkeit	
9.4	Nachweis	28
9.5	Teilsicherheitsbeiwerte für den Ermüdungsnachweis	28
9.6	Ermüdung von Abspannseilen	. 28
Anha	ng A (normativ) Zuverlässigkeitsdifferenzierung und Teilsicherheitsbeiwerte für	00
A .1	EinwirkungenZuverlässigkeitsdifferenzierung für Türme und Maste	
	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen	
	•	
	ng B (informativ) Berechnungsannahmen für Windeinwirkungen	
B.1	Allgemeines	31
	Anwendungsbereich dieses Anhangs	
	Formelzeichen	
B.2	Windkraft	
B.2.1	Allgemeines	32
	Windkraftbeiwerte für Bauteile	
	Windkraftbeiwerte für langgestreckte Außenanbauten	
	Windkraftbeiwerte für einzelne kompakte Außenanbauten	
	Windkraftbeiwerte für Abspannseile	
	Anleitung für Spezialfälle	
B.3	Tragwerksreaktion von Gittermasten	
	Bedingungen für die Anwendung statischer Verfahren	
	Statische Ersatzlast-Methode	
	Spektralmethode	

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

	Se	eite
	Wirbelerregte Schwingungen quer zur Windrichtung	
	Dynamische Antwort von abgespannten Masten	
D.4.1 R 1/2	Bedingungen für statische Methoden	52
	Statische Ersatzlast-Methode	
	Spektralverfahren	
	Wirbelerregte Querschwingungen	
B.4.6	Seilschwingungen	62
Δnhai	ng C (informativ) Eislast und kombinierte Einwirkung aus Eis und Wind	63
C.1	Allgemeines	63
	Eislast	
C.3	Eisgewicht	64
	Wind und Eis	
C.5	Asymmetrische Eislast	65
C.6	Kombinationen von Eis und Wind	65
Anhaı	ng D (normativ) Seile, Dämpfer, Isolatoren, Außenanbauten und Zusatzeinrichtungen	66
D.1	Seile	66
	Stahlseile und stählerne Zugglieder	
	Nichtmetallische Seile	
	Dämpfer	
	Dämpfer für das Tragwerk	
	Isolatoren	
	Außenanbauten und Zusatzeinrichtungen	-
	Steigleitern, Bühnen usw	
	Blitzschutz	
	Flugsicherung	
D.4.4	Schutz gegen Vandalismus	68
∆nhaı	ng E (informativ) Seilbruch	69
	Einleitung	
	Vereinfachtes Berechnungsmodell	
E.3	Konservative Vorgehensweise	71
E.4	Berechnung für den Zustand nach einem Seilbruch	72
∆nhaı	ng F (informativ) Ausführung	73
	Allgemeines	
F.2	Schraubverbindungen	
F.3	Schweißverbindungen	73
	Toleranzen	_
	Allgemeines	
	Ausführungstoleranzen	
	Beschränkungen für die Vorspannung	
	ng G (informativ) Knicken druckbeanspruchter Bauteile in Türmen und Masten	
	Beanspruchbarkeit von Druckstäben auf Biegeknicken	
	Beiwert k für den effektiven Schlankheitsgrad	
Anhaı	ng H (informativ) Knicklängen und Schlankheiten von druckbeanspruchten Bauteilen	.81
	Allgemeines	
	Bauteile in Eckstielen	
	Füllstäbe	
	AllgemeinesEinfaches Fachwerk	
	Kreuzweise Ausfachung	
	Kreuzweise Ausfachung mit Zuggliedern	
	Kreuzweise Ausfachung mit sekundären Füllstäben	

Seite

H.3.6 Kreuzweise Ausfachung mit im Kreuzungspunkt unterbrochenen Füllstäben und	
durchgehenden horizontalen Füllstäben	84
H.3.7 Kreuzweise Ausfachung mit diagonalen Eckstreben	85
H.3.8 Diagonalstäbe von K-Fachwerken	
H.3.9 Horizontale Füllstäbe in einer Fachwerkwand mit horizontaler Ausfachungsebene	
H.3.10 Horizontale Füllstäbe ohne horizontale Ausfachungsebene	88
H.3.11 K-Fachwerke mit Abknickungen	
H.3.12 Portalrahmenfachwerk	
H.3.13 Mehrfach vergitterte Fachwerke	89
H.4 Sekundäre Füllstäbe	
H.5 Schalentragwerke	

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

Vorwort

Dieses Dokument (EN 1993-3-1:2006 + AC:2009) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird. CEN/TC 250 ist verantwortlich für alle Eurocode-Teile.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis April 2007, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Dieses Dokument ersetzt ENV 1993-3-1:1997.

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, Rumänien, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Hintergrund des Eurocode-Programms

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 sie schließlich 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 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 0: Grundlagen der Tragwerksplanung;

EN 1991, Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke;

EN 1992, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauten;

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 (BC/CEN/03/89).

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

EN 1994, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Stahl-Beton-Verbundbauten;

EN 1995, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten;

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 Aluminiumkonstruktionen.

Die Europäischen Normen berücksichtigen die Verantwortlichkeit der Bauaufsichtsorgane in den Mitgliedsländern und haben deren Recht zur nationalen Festlegung sicherheitsbezogener Werte berücksichtigt, so dass diese Werte von Land zu Land unterschiedlich bleiben können.

Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes

Die Mitgliedsländer der EU und von 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 Festigkeit und Standsicherheit und der wesentlichen Anforderung Nr 2: Brandschutz;
- als Grundlage für die Spezifizierung von Verträgen für die Ausführung von Bauwerken und dazu erforderlichen Ingenieurleistungen;
- als Rahmenbedingung für die Herstellung harmonisierter, technischer Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETA).

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

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

³⁾ Nach Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hat das Grundlagendokument

a) die wesentliche Anforderung zu konkretisieren, indem die Begriffe und, soweit erforderlich, die technische Grundlage für Klassen und Anforderungshöhen vereinheitlicht werden,

b) die 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.

Die Eurocodes liefern Regelungen für den Entwurf, die Berechnung und Bemessung von kompletten Tragwerken und Baukomponenten, die sich für die tägliche Anwendung eignen. Sie gehen auf traditionelle Bauweisen und Aspekte innovativer Anwendungen ein, liefern aber keine vollständigen Regelungen für ungewöhnliche Baulösungen und Entwurfsbedingungen, wofür Spezialistenbeiträge erforderlich sein können.

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 (informativ).

Der Nationale Anhang (informativ) 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 γ-Faktoren 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;
- Vorgehensweise, wenn die Eurocodes mehrere zur Wahl anbieten;
- Verweise zur Anwendung des Eurocodes, soweit diese ergänzen und nicht widersprechen.

Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETA)

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

Besondere Hinweise zu EN 1993-3-1 und EN 1993-3-2

EN 1993-3 gehört zu den sechs Teilen des Eurocode 3, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*, und liefert Grundsätze und Anwendungsregeln für die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Stahltragwerke von Türmen, Masten und Schornsteinen. Türme und Maste werden in Teil 3-1 behandelt, Stahlschornsteine in Teil 3-2.

Die Regeln in EN 1993-3 gelten ergänzend zu den Grundregeln in EN 1993-1.

Es ist vorgesehen, dass EN 1993-3 zusammen mit EN 1990, *Grundlagen der Tragwerksplanung*, EN 1991, *Einwirkungen auf Tragwerke*, und den Teilen 1 von EN 1992 bis EN 1998 angewendet wird, soweit diese auf Stahltragwerke oder Stahlkomponenten von Türmen, Masten und Schornsteinen Bezug nehmen.

Regelungen in diesen Normen werden nicht wiederholt.

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

Die Anwendung von EN 1993-3 ist gedacht für:

- Komitees zur Erstellung von Spezifikationen für Bauprodukte, Normen für Prüfverfahren sowie Normen für die Bauausführung;
- Auftraggeber (z. B. zur Formulierung spezieller Anforderungen);
- Tragwerksplaner und Bauausführende;
- zuständige Behörden.

Die Zahlenwerte für γ -Faktoren und andere Parameter, die die Zuverlässigkeit festlegen, gelten als Empfehlungen, mit denen ein akzeptables Zuverlässigkeitsniveau erreicht werden soll. Bei ihrer Festlegung wurde vorausgesetzt, dass ein angemessenes Niveau der Ausführungsqualität und Qualitätsprüfung vorhanden ist.

Der Anhang B von EN 1993-3-1 ergänzt die Regelungen von EN 1991-1-4 in Bezug auf Windeinwirkungen auf Gittermaste und abgespannte Maste oder abgespannte Schornsteine.

Zu Masten von Überlandleitungen sind alle Regelungen zu Windbelastungen und Eislasten, Lastkombinationen, Sicherheitsfragen und allen besonderen Anforderungen (z. B. für Leitungen, Isolatoren, Freiräume usw.) in der CENELEC-Norm EN 50341 zu finden, auf die für die Bemessung dieser Tragwerke Bezug genommen werden kann.

Bei Anwendung der in diesem Teil angegebenen Festigkeitsanforderungen an Stahlbauteile darf davon ausgegangen werden, dass diese die Anforderungen der EN 50341 an Maste von Überlandleitungen erfüllen und als Alternativen zu den Regelungen in EN 50341 gelten können.

Der Teil 3-2 wurde zusammen mit dem technischen Komitee CEN/TC 297, Freistehende Schornsteine, ausgearbeitet.

Für Tragwerke oder Teile davon, die im Zusammenhang mit einem abgestimmten experimentellen Untersuchungsprogramm bemessen werden, ist die Anwendung besonderer Teilsicherheitsbeiwerte vorgesehen.

Nationaler Anhang zu EN 1993-3-1

Diese Norm enthält alternative Methoden, Zahlenangaben und Empfehlungen in Verbindung mit Anmerkungen, die darauf hinweisen, wo nationale Festlegungen getroffen werden können. EN 1993-3-1 wird bei der nationalen Einführung einen Nationalen Anhang enthalten, der alle national festzulegenden Parameter enthält, die für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten im jeweiligen Land erforderlich sind.

Nationale Festlegungen sind bei folgenden Regelungen vorgesehen:

— 2.1.1(3)P	— 5.2.4(1)	— B.2.1.1(5)	— AC D.1.1(2) (AC
— 2.3.1(1)	— 6.1(1)	— B.2.3(1)	— D.1.2(2)
— 2.3.2(1)	— 6.3.1(1)	— AC gestrichener	 D.3(6) (zweimal)
— 2.3.6(2)	— 6.4.1(1)	Text (AC	— D.4.1(1)
— 2.3.7(1)	— 6.4.2(2)	— B.3.2.2.6(4)	— D.4.2(3)
— 2.3.7(4)	— 6.5.1(1)	— B.3.3(1)	— D.4.3(1)
— 2.5(1)	— 7.1(1)	— B.3.3(2)	— D.4.4(1)
2.6(1)	— 9.5(1)	— B.4.3.2.2(2)	— F.4.2.1(1)
4.1(1)	— A.1(1)	— B.4.3.2.3(1)	— F.4.2.2(2)
 4.2(1)	 A.2(1)P (zweimal) 	— B.4.3.2.8.1(4)	— G.1(3)
— 5.1(6)	— B.1.1(1)	— C.2(1)	— H.2(5)
		— C.6.(1)	— H.2(7)

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

1.1.1 Anwendungsbereich von Eurocode 3

Siehe EN 1993-1-1, 1.1.1.

1.1.2 Anwendungsbereich von Eurocode 3 — Teil 3.1

- (1) EN 1993-3-1 regelt die Bemessung und Konstruktion von Gittermasten und abgespannten Masten und ähnlicher Konstruktionen, die prismatische, zylindrische oder andere sperrige Elemente tragen. Regelungen für freistehende und abgespannte zylindrische und kegelförmige Türme (AC) und Schornsteine sind in EN 1993-3-2 enthalten. Regelungen für die Seile von abgespannten Tragwerken einschließlich abgespannten Schornsteinen finden sich in EN 1993-1-11 mit Ergänzungen in diesem Normenteil.
- (2) Die Regeln in diesem Teil von EN 1993 gelten in Ergänzung zu denen in EN 1993-1.
- (3) Soweit die Anwendbarkeit einer Regelung aus praktischen Gründen oder aufgrund von Vereinfachungen eingeschränkt ist, werden deren Anwendungsgrenzen definiert und erläutert.
- (4) Dieser Teil enthält keine Vorschriften für die Bemessung von Lichtmasten mit polygonalem oder kreisförmigem Querschnitt, die in EN 40 behandelt werden. Gittermaste mit polygonalem Gesamtquerschnitt werden in diesem Normenteil nicht behandelt. Für Maste mit aus Blechen geformten polygonalen Querschnitten dürfen die angegebenen Lastansätze verwendet werden. Hinweise zur Festigkeit solcher Maste können EN 40 entnommen werden.
- (5) Dieser Teil enthält keine besonderen Vorschriften für die Bemessung im Hinblick auf Erdbeben; diese sind in EN 1998-3 enthalten.
- (6) Besondere Maßnahmen zur Begrenzung von Unfallfolgen werden in diesem Normenteil nicht behandelt. Zum Brandwiderstand wird auf EN 1993-1-2 verwiesen.
- (7) Zur Herstellung und Montage von Türmen und Masten aus Stahl wird auf EN 1090 verwiesen.

ANMERKUNG Fertigung und Montage werden bis zu einem gewissen Maße behandelt, um die erforderliche Qualität der eingesetzten Werkstoffe und Bauprodukte und die Ausführungsqualität auf der Baustelle festlegen zu können, so dass die den Bemessungsregeln zugrunde liegenden Annahmen eingehalten sind.

1.2 Normative Verweisungen

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

EN 40, Lichtmaste

EN 365, Persönliche Schutzausrüstung zum Schutz gegen Absturz — Allgemeine Anforderungen an Gebrauchsanleitungen, Wartung, regelmäßige Überprüfung, Instandsetzung, Kennzeichnung und Verpackung

EN 795, Schutz gegen Absturz — Anschlageinrichtungen — Anforderungen und Prüfverfahren

EN 1090, Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken

EN ISO 1461, Durch Feuerverzinken auf Stahl aufgebrachte Zinküberzüge (Stückverzinken — Anforderungen und Prüfungen

EN ISO 12944, Beschichtungsstoffe — Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme

EN ISO 14713, Schutz von Eisen- und Stahlkonstruktionen vor Korrosion — Zink- und Aluminiumüberzüge — Leitfäden

ISO 12494, Atmospheric icing of structures

1.3 Annahmen

(1) Siehe EN 1993-1-1, 1.3.

1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln

(1) Siehe EN 1993-1-1, 1.4.

1.5 Begriffe

- (1) In dieser EN 1993-3-1 gelten die allgemeinen Begriffe nach EN 1990, 1.5.
- (2) Zusätzlich zu EN 1993-1 gelten für die Anwendung in diesem Teil 3-1 folgende Begriffe:

1.5.1

Tragwerksberechnung

Bestimmung der Schnittgrößen in einem Tragwerk, die mit der entsprechenden Kombination von Einwirkungen im Gleichgewicht stehen

1.5.2

Turm

freistehende, als Kragarm tragende Stahlgitterkonstruktion mit dreieckiger, quadratischer oder rechteckiger Querschnittsform oder freistehender Mast mit kreisförmigem oder polygonalem Vollwandquerschnitt

1.5.3

abgespannter Mast

Stahlgitterkonstruktion mit dreieckiger, quadratischer oder rechteckiger Querschnittsform oder zylindrische Stahlkonstruktion, die durch in verschiedenen Höhen angeordnete und am Boden oder einem anderen Bauwerk verankerte Seile gehalten wird

1.5.4

Schaft

vertikales Stahltragwerk eines Mastes

1.5.5

Eckstiele

Gurtstäbe

Stahlbauteile, die die wesentlichen lastabtragenden Komponenten des Tragwerks darstellen

156

primäre Füllstäbe

außer den Eckstielen notwendige Bauteile zur Abtragung von Lasten

1.5.7

sekundäre Füllstäbe

Bauteile zur Verringerung der Knicklänge anderer Bauteile

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

1.5.8

Winkel mit einem Öffnungswinkel von 60°

modifizierte, gleichschenklige, warmgewalzte Winkelprofile mit ursprünglich 90°-Öffnungswinkel, bei denen die Enden der Flansche um 15° gebogen sind, so dass sich zwischen den äußeren Flanschenden und der Symmetrieachse ein Winkel vom 30° ergibt (siehe Bild 1.1)

1.5.9

Windwiderstand

Widerstand, den ein Bauteil eines Turmes oder abgespannten Mastes mit Anbauteilen der Windströmung entgegensetzt; der Widerstand wird aus dem Produkt des aerodynamischen Kraftbeiwertes und der Projektionsfläche, gegebenenfalls unter Berücksichtigung von Eisansatz, berechnet

1.5.10

langgestreckte Außenanbauten

nicht zur Tragkonstruktion gehörenden Anbauteile, die sich über mehrere Module erstrecken, z. B. Wellenleitern, Leitungen, Steigleitern, Rohre

1.5.11

einzelne Außenanbauten

nicht zur Tragkonstruktion gehörenden Anbauteile, die auf wenige Module konzentriert sind, z. B. Parabolreflektoren, Antennen, Beleuchtungsmittel, Plattformen, Geländer, Isolatoren usw.

1.5.12

Projektionsfläche

angenommene Schattenfläche des betrachteten Bauteils, die sich durch Parallelprojektion auf die Ansichtsfläche des Tragwerks in Windrichtung ergibt, gegebenenfalls unter Berücksichtigung von Eislast; bei nicht auf eine Ansichtsfläche senkrechter Windanströmung wird eine Bezugsansichtsfläche als Projektionsfläche angesetzt 🖾 (siehe Anhang B) 🖾

1.5.13

Modul (eines Turmes oder Mastes)

Abschnitt eines Turmes oder abgespannten Mastes; dieser wird zur Ermittlung der Projektionsfläche und des Windwiderstandes über die vertikale Erstreckung in Module unterteilt; Module werden in der Regel, jedoch nicht notwendigerweise, zwischen den Stößen von Eckstielen und primären Füllstäben angenommen

1.5.14

Segment

Abschnitt

Abschnitt eines Turmes oder abgespannten Mastes, der mehrere Module umfasst, die annähernd oder exakt baugleich sind und zur Ermittlung des Windwiderstandes herangezogen werden

1.5.15

Abspannseil

ein ausschließlich als Zugglied wirkendes Bauteil, das an beiden Enden verankert ist, um eine horizontale Lagerung des Mastes in verschiedenen Höhen zu erreichen; das untere Ende des Abspannseiles ist am Boden oder einem vorhandenen Bauwerk verankert und erlaubt üblicherweise das Vorspannen des Seiles

ANMERKUNG 1 Die Begriffe "Pardune" und "Abspannseil" sind im Allgemeinen austauschbar; in dieser Norm wird ausschließlich der Begriff "Abspannseil" verwendet.

ANMERKUNG 2 Anhang D enthält besondere Definitionen zu Abspannseilen sowie Hinweise zu Montage und Zubehörteilen.

1.5.16

Schwingungsdämpfer

Vorrichtung zur Erhöhung der Bauwerksdämpfung, wodurch die Bauwerksreaktion oder Seilreaktion begrenzt wird

12

1.6 Formelzeichen

(1) In Ergänzung zu EN 1993-1-1 werden folgende Formelzeichen verwendet:

Lateinische Großbuchstaben

- $D_{\rm b}$ Durchmesser des Kreises durch die Lochachsen für die Schrauben;
- D_{i} Durchmesser des Eckstiels;
- G Böenreaktionsfaktor;
- M Biegemoment;
- N Zugkraft, Lastspielzahl;
- N_{i} Lastspielzahl;
- N_{b} Normalkraft;
- T Bemessungsnutzungsdauer des Tragwerks, gemessen in Jahren.

Lateinische Kleinbuchstaben

- b Schenkellänge eines Winkelprofils;
- $c_{\rm e}\left(z\right)$ aerodynamischer Beiwert;
- $c_{\rm s}c_{\rm d}$ Strukturfaktor;
- e Exzentrizitäten;
- h Schenkellänge eines Winkelprofils;
- $k_{\rm p}$ Faktor zur Berücksichtigung von Abstützkräften;
- k_{σ} Beulwert;
- m Wöhlerlinienneigung;
- *n* Schraubenanzahl;
- r_1 Radius des konvexen Auflagerteils;
- r₂ Radius des konkaven Auflagerteils;
- t Dicke.

Griechische Großbuchstaben

- ϕ Neigung der Achse des Mastes am Mastfuß;
- $\Delta\sigma_{\mathsf{E}}$ Spannungsschwingbreite.

Griechische Kleinbuchstaben

- β_{A} Beiwert zur Berücksichtigung der wirksamen Fläche;
- $\gamma_{\rm M}$ Teilsicherheitsbeiwert;
- $\delta_{\rm S}$ logarithmisches Dekrement der Strukturdämpfung;
- ε Beiwert in Abhängigkeit von f_{V}
- $\overline{\lambda}$ Schlankheitsgrad;
- $\bar{\lambda}_p$ Beulschlankheitsgrad;

 $\overline{\lambda}_{p,1}$ Beulschlankheitsgrad für Winkelschenkel Nr. 1;

 $\overline{\lambda}_{p,2}$ Beulschlankheitsgrad für Winkelschenkel Nr. 2;

 ρ Abminderungsbeiwert.

(2) Weitere Formelzeichen werden im Text definiert.

1.7 Definition der Bauteilachsen

(1) Es gilt die Definition der Bauteilachsen entsprechend Bild 1.1.

ANMERKUNG Hierdurch wird die durch unterschiedliche Definitionen für warmgewalzte und kaltgeformte Winkelprofile hervorgerufene Verwechslungsgefahr vermieden.

(2) Für mehrteilige Bauteile gilt die Definition der Bauteilachsen nach EN 1993-1-1, Bild 6.9.

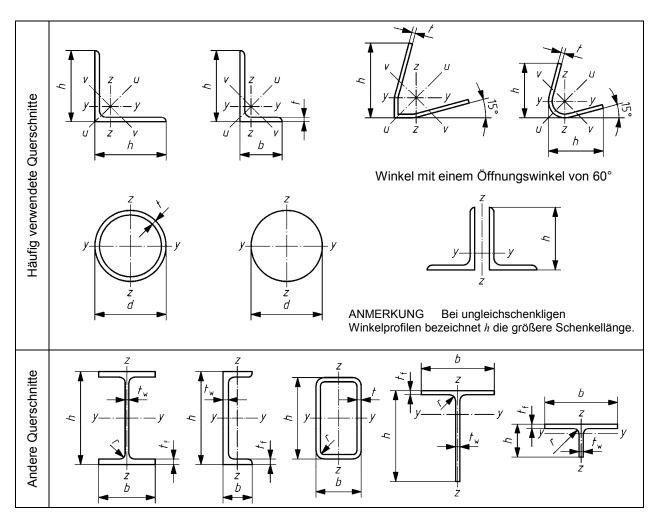


Bild 1.1 — Abmessungen und Bauteilachsen

2 Grundlagen für die Tragwerksplanung

2.1 Anforderungen

2.1.1 Grundlegende Anforderungen

- (1)P Für die Tragwerksplanung von Türmen und abgespannten Masten gelten die Grundlagen in EN 1990.
- (2) In der Regel sind die Bestimmungen für Stahlbauten nach EN 1993-1-1 anzuwenden.
- (3)P Zusätzlich sind abgespannte Masten mit hoher Sicherheitsklasse (siehe 2.1.2) bezüglich ihrer Standfestigkeit für Ausfall eines Abspannseiles zu bemessen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Hinweise zum Ausfall eines Abspannseiles geben. Die Anwendung der Regelungen in Anhang E wird empfohlen.

2.1.2 Sicherheitsklassen

(1) Es dürfen verschiedene Sicherheitsklassen für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Türmen und Masten in Abhängigkeit der Versagensfolgen angenommen werden.

ANMERKUNG Anhang A gibt Hinweise zur Definition verschiedener Sicherheitsklassen.

2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen

(1) Siehe EN 1993-1-1, 2.2.

2.3 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse

2.3.1 Windeinwirkungen

(1) Windeinwirkungen sind in der Regel EN 1991-1-4 zu entnehmen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Hinweise zur Erweiterung von EN 1991-1-4 für Türme und Maste geben. Die Anwendung der zusätzlichen Regelungen in Anhang B wird empfohlen.

2.3.2 Eislasten

(1) Eislasten sind in der Regel sowohl hinsichtlich des erhöhten Eigengewichts als bezüglich ihrer Auswirkungen auf die Windeinwirkungen zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Hinweise zu Eislasten, Eisdicken, Eisdichten und Eisverteilungen sowie Lastfallkombinationen und Kombinationsbeiwerte 🖾 für Wind- und Eiseinwirkungen auf Türme und Maste 🖾 geben. Es wird die Anwendung von Anhang C empfohlen.

2.3.3 Temperatureinwirkungen

(1) Temperatureinwirkungen sind in der Regel entsprechend EN 1991-1-5 zu ermitteln.

2.3.4 Eigengewicht

- (1) Das Eigengewicht ist in der Regel entsprechend EN 1991-1-1 zu ermitteln.
- (2) Das Eigengewicht von Abspannseilen ist in der Regel entsprechend EN 1993-1-11 zu ermitteln.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

2.3.5 Vorspannung in Abspannseilen

- (1) Die Vorspannung in Abspannseilen ist in der Regel als ständige Last anzunehmen, wenn keine klimatischen Lasten einwirken, siehe EN 1993-1-11.
- (2) In der Regel sind Nachstellmöglichkeiten für Abspannseile vorzusehen. Geschieht dies nicht, so ist in der Regel bei der Bemessung die Spanne möglicher Vorspannkräfte in den Abspannseilen zu berücksichtigen, siehe EN 1993-1-11.

2.3.6 Veränderliche Lasten

- (1) Bauteile mit einer Neigung gegenüber der Horizontalen ≤ 30° sind in der Regel für eine Mannlast zu bemessen; die Mannlast darf als vertikale Einzellast von 1 kN angenommen werden.
- (2) In der Regel sind auf Plattformen und Geländern veränderliche Last zu berücksichtigen.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf Hinweise zu veränderlichen Lasten auf Plattformen und Geländern geben. Es werden folgende charakteristische veränderliche Lasten empfohlen:

veränderliche Lasten auf Plattformen: 2,0 kN/m²;
 (2.1a)

horizontale Lasten auf Geländer: 0,5 kN/m. (2.1b)

ANMERKUNG 2 Es darf angenommen werden, dass diese Lasten nicht gleichzeitig mit anderen klimatischen Lasten wirken.

2.3.7 Andere Einwirkungen

(1) Zu außergewöhnlichen Einwirkungen und Anprallasten siehe EN 1991-1-7.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann Hinweise zur Auswahl außergewöhnlicher Einwirkungen geben.

(2) Einwirkungen während der Montage sind in der Regel unter Beachtung des Montageablaufs zu berücksichtigen. Die entsprechenden Lastfallkombinationen und Abminderungsbeiwerte können EN 1991-1-6 entnommen werden.

ANMERKUNG Die begrenzte Dauer vorübergehender Bemessungssituationen darf berücksichtigt werden.

- (3) Falls notwendig, sind ungleichmäßige Setzungen der Fundamente nachzuweisen. Dies gilt insbesondere für Gittermaste, bei denen die Eckstiele auf Einzelfundamenten stehen, sowie für abgespannte Maste, bei denen ungleichmäßige Setzungen zwischen dem Mastschaftfundament und den Seilverankerungen auftreten können.
- (4) Einwirkungen aus der Halterung und Verankerung von Ausrüstungen zum Schutz gegen Absturz dürfen mit Bezug auf EN 795 ermittelt werden. Erfordert der Schutz gegen Absturz die Verwendung von Arbeitsbühnen-Systemen oder mobilen Auffangsystemen, sollten entsprechende Anschlagpunkte vorgesehen werden, siehe EN 365.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

2.3.8 Lastverteilung

(1) Es sind sowohl Einflüsse aus über die Bauteillänge verteilten Lasten als auch Einflüsse aus Belastungen, die sich infolge von Wind- und Eigenlasten auf an das betrachtete Bauteil angeschlossene andere Bauteile ergeben, zu berücksichtigen.

2.4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Zu Bemessungswerten von Einwirkung und Kombinationsbeiwerten siehe EN 1990.

ANMERKUNG Zu Teilsicherheitsbeiwerten im Grenzzustand der Tragfähigkeit siehe Anhang A.

(2) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Eigenlasten und Vorspannung der Abspannseile sind in der Regel entsprechend EN 1993-1-11 anzusetzen.

2.5 Versuchsgestützte Bemessung

(1) Die allgemeinen Anforderungen entsprechend EN 1990 sind in der Regel unter Beachtung der besonderen Anforderungen in EN 1993-3-1, Abschnitt 8 zu erfüllen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise zu Tragwerken oder Bauteilen geben, für die ein abgestimmtes Versuchsprogramm mit Großproben durchgeführt wird, siehe 6.1.

2.6 Dauerhaftigkeit

(1) Dauerhaftigkeit wird in der Regel durch den Nachweis gegen Ermüdung (siehe Abschnitt 9) und geeigneten Korrosionsschutz (siehe Abschnitt 4) gewährleistet.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise zur Bemessungsnutzungsdauer eines Tragwerkes geben. Es wird eine Bemessungsnutzungsdauer von 30 Jahren vorgeschlagen.

3 Werkstoffe

3.1 Baustahl

- (1) Zu Anforderungen und Eigenschaften von Baustahl siehe EN 1993-1-1 und EN 1993-1-3.
- (2) Zu Zähigkeitsanforderungen siehe EN 1993-1-10.

3.2 Verbindungsmittel

(1) Zu Anforderungen und Eigenschaften von Schrauben und Schweißwerkstoffen siehe EN 1993-1-8.

3.3 Abspannseile und Anschlussstücke

(1) Zu Anforderungen und Eigenschaften von Seilen, Litzen, Drähten und Anschlussstücken siehe EN 1993-1-11.

ANMERKUNG Siehe auch Anhang D.

4 Dauerhaftigkeit

4.1 Korrosionsschutz

(1) Abhängig von dem Standort, der Nutzungsdauer und der Bauwerksunterhaltung sind in der Regel geeignete Korrosionsschutzmaßnahmen vorzusehen.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

ANMERKUNG 2 Siehe auch:

- EN ISO 1461 zu Zinküberzügen,
- EN ISO 14713 zu Spritzverzinkung,
- EN ISO 12944 zu Beschichtungen.

4.2 Abspannseile

(1) Zu Korrosionsschutz von Abspannseilen siehe EN 1993-1-11.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben. Die folgenden Maßnahmen werden empfohlen:

Abhängig von Korrosionsangriff sollten Seile aus verzinkten Stahldrähten einen zusätzlichen Korrosionsschutz erhalten, z. B. Fett oder eine Beschichtung. Diese Schutzschicht soll verträglich mit dem bei der Herstellung des Seils verwendeten Korrosionsschutz sein.

Als alternative Schutzmaßnahme können Stahlseile mit Durchmessern bis 20 mm mit einer Polypropylen-Imprägnierung geschützt werden. Sie brauchen dann keine weitere Schutzmaßnahme, außer wenn der Überzug bei der Montage oder Nutzung verletzt wird. Besondere Sorgfalt ist bei der Gestaltung der Seilendstücke hinsichtlich Korrosionsschutz erforderlich. Seile mit Mantel, der nicht imprägniert ist, sollten wegen der Möglichkeit versteckter Korrosion nicht benutzt werden.

Blitzschlag kann den Polypropylenüberzug lokal beschädigen.

5 Tragwerksberechnung

5.1 Berechnungsmodelle zur Bestimmung von Schnittgrößen

- (1) Die Schnittgrößen sind in der Regel mit einer elastischen Tragwerksberechnung zu ermitteln.
- (2) Zur elastischen Tragwerksberechnung siehe EN 1993-1-1.
- (3) Bei der Tragwerksberechnung dürfen die Querschnittseigenschaften des Bruttoquerschnitts angesetzt werden.
- (4) Bei der Tragwerksberechnung sollten die Verformungskennwerte der Fundamente berücksichtigt werden.
- (5) Entstehen aus der Tragwerksverformung nicht mehr vernachlässigbare Einflüsse (z. B. für Türme mit hohen Kopflasten), sind Verfahren der Theorie II. Ordnung anzuwenden, siehe EN 1993-1-1.
- ANMERKUNG 1 Gittermaste dürfen zunächst ohne Verformungseinfluss (Theorie I. Ordnung) berechnet werden.
- ANMERKUNG 2 Bei Masten und abgespannten Schornsteinen sollten die Verformungen beim Gleichgewicht berücksichtigt werden (Theorie II. Ordnung).
- ANMERKUNG 3 Zum Knicken der gesamten symmetrischen Mastkonstruktionen siehe B.4.3.2.6.
- (6) Bei der Tragwerksberechnung des gesamten Mastes oder des abgespannten Schornsteins sollte das nichtlineare Verhalten der Abspannseile berücksichtigt werden, siehe EN 1993-1-11.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

5.2 Berechnungsmodelle für Verbindungen

5.2.1 Grundlagen

(1) Das Verhalten der Verbindungen sollte bei der Tragwerksberechnung und den lokalen Nachweisen berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Berechnungsverfahren für Verbindungen sind in EN 1993-1-8 geregelt.

5.2.2 Tragwerke aus Dreieckselementen (Gelenkfachwerke)

- (1) Bei Gelenkfachwerken darf angenommen werden, dass sich in den Anschlüssen der Bauteile keine Biegemomente bilden. Das statische Modell darf deshalb von Gelenkverbindungen ausgehen.
- (2) Die Verbindungen sollten die Bedingungen für gelenkige Anschlüsse erfüllen:
- entweder nach EN 1993-1-8, 5.2.2.2 oder
- nach EN 1993-1-8, 5.2.3.2.

5.2.3 Tragwerke ohne Fachwerkwirkung (Balkentragwerke)

(1) Bei Balkentragwerken sollte die elastische Berechnung von voller Kontinuität der Biegelinie ausgehen, wenn die Verbindungen die Bedingung für starre Verbindungen nach EN 1993-1-8, 5.2.2.3 erfüllen.

5.2.4 Fachwerke mit Berücksichtigung der Balkenwirkung zur Vermeidung kinematischer Ketten

(1) Die elastische Tragwerksberechnung sollte von einer zuverlässigen Vorhersage des Momenten-Rotations-Verhaltens oder Kraft-Verschiebungs-Verhaltens der eingesetzten Verbindungen ausgehen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

6 Grenzzustände der Tragfähigkeit

6.1 Allgemeines

(1	 Es gelte 	en für die v	verschiedenen	Grenzzustände	folgende :	Teilsicherheitsbeiwerte YM

Plastizieren der Querschnitte:
 Stabilitätsversagen der Bauteile:
 Bruchversagen des Nettoquerschnitts (an Schraubenlöchern):
 Bruch der Verbindung:
 Beanspruchbarkeit der Seile und Seilköpfe:
 γ_{M2} Beanspruchbarkeit der Isolatoren:

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

ANMERKUNG 1 Der nationale Anhang darf Hinweise zu den Teilsicherheitsbeiwerte γ_{M} geben. Die folgenden Zahlenwerte werden empfohlen;

 $\gamma_{M0} = 1,00$

 $\gamma_{M1} = 1,00$

 $\gamma_{M2} = 1,25$

 $\gamma_{Mq} = 2,00$

 $\gamma_{\rm Mi} = 2,50$

ANMERKUNG 2 Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\rm Mg}$ bezieht sich auf das Seil einschließlich Seilkopf (oder anderer Endverankerung). Die zugehörigen Bolzen, Verbinder und Bleche sind passend zu den Seilen und Seilköpfen zu bemessen und können einen höheren Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\rm Mg}$ erfordern, siehe EN 1993-1-11.

ANMERKUNG 3 Liegen die Ergebnisse von Großversuchen zu dem Bautyp oder einem ähnlichen Bautyp vor, kann je nach Ergebnis der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\rm M}$ reduziert sein.

6.2 Beanspruchbarkeit von Querschnitten

6.2.1 Klassifizierung der Querschnitte

Bei Türmen und Masten gelten die Querschnittsklassen nach EN 1993-1-1, 5.5.2.

ANMERKUNG Die c/t-Verhältnisse von Winkelprofilen nach EN 1993-1-1, Tabelle 5.2 dürfen mit den Werten (h-2t)/t anstelle von h/t gebildet werden.

6.2.2 Bauteile von Gittermasten und Gittertürmen

(1) Bei mit einem Schenkel angeschlossenen Winkelstäben gelten die Regelungen in EN 1993-1-8, 3.10.3 bei Schraubverbindungen oder EN 1993-1-8, 4.13 bei Schweißverbindungen.

6.2.3 Abspannseile und Zubehör

(1) Zu Abspannseilen und Zubehör siehe EN 1993-1-11 und Anhang D.

6.3 Beanspruchbarkeit von Bauteilen

6.3.1 Druckbeanspruchte Bauteile

- (1) Druckbeanspruchte Bauteile in Gittermasten und -türmen sind in der Regel nach einer der beiden folgenden Verfahren zu bemessen:
- a) Verfahren in Anhang G und Anhang H;
- b) Verfahren in EN 1993-1-1 unter Berücksichtigung der Exzentrizitäten.

ANMERKUNG 1 Das Verfahren in EN 1993-1-1, Anhang B, B.1.2 (2)B kann für die Stabilitätsnachweise von Bauteilen in Gittermasten und -türmen konservativ sein.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf ein Verfahren festlegen.

(2) Der wirksame Querschnitt von Bauteilen sollte nach EN 1993-1-5, 4.3 berechnet werden.

ANMERKUNG 1 Bei Winkelstäben darf der Abminderungsbeiwert ρ mit dem Schlankheitsgrad $\overline{\lambda}_p$ aufbauend auf der vorhandenen Breite \overline{b} des gedrückten Winkelschenkels wie folgt berechnet werden:

a) bei gleichschenkligen Winkeln:

$$\overline{\lambda}_{p} = \frac{\overline{b}/t}{28.4 \ \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{(h-2t)/t}{28.4 \ \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}}$$

b) bei ungleichschenkligen Winkeln:

$$\overline{\lambda}_{p,1} = \frac{\overline{b}/t}{28.4 \ \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{(h-2t)/t}{28.4 \ \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} \text{ und}$$

$$\overline{\lambda}_{p,2} = \frac{\overline{b}/t}{28.4 \ \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{(b-2t)/t}{28.4 \ \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}}$$

ANMERKUNG 2 Bei mit nur einem Schenkel angeschlossenen Winkeln bezieht sich der Abminderungsbeiwert ρ nur auf den angeschlossenen Schenkel.

ANMERKUNG 3 Zu k_{σ} siehe EN 1993-1-5. Für einen Winkelschenkel unter Druck gilt k_{σ} = 0,43.

- (3) Drillknicken und Biegedrillknicken sollten wie folgt ebenfalls nachgewiesen werden:
- a) Drillknicken von gleichschenkligen Winkel wird durch den Beulnachweis nach (2) erfasst;
- b) bei ungleichschenkligen Winken und anderen Querschnitten siehe EN 1993-1-1, 6.3.1.4 und EN 1993-1-3.
- (4) Zu kaltgeformten dünnwandigen Bauteile, siehe EN 1993-1-3.

6.4 Verbindungen

6.4.1 Allgemeines

(1) Zu Verbindungen siehe EN 1993-1-8.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte für Verbindungen in Türmen und Masten dürfen im Nationalen Anhang angegeben sein. Die Zahlenwerte in EN 1993-1-8, Tabelle 2.1 werden empfohlen.

(2) Alle Schrauben sind in der Regel gegen Lockern zu sichern.

6.4.2 Zugbeanspruchte Schrauben in Kopfplattenverbindungen (Flanschverbindungen)

- (1) Können bei Flanschverbindungen Zugkräfte auftreten, sollten die Schrauben vorgespannt sein.
- (2) Der kleinste zulässige Schraubendurchmesser ist in der Regel 12 mm.

Bei der Bestimmung der Flanschdicke ist Folgendes zu beachten:

- a) die Scherbeanspruchbarkeit der Verbindung des Flansches mit dem Hohlprofil;
- b) die Beanspruchbarkeit des Flansches in dem Kreis, der durch die Schraubenlöcher geht, im Hinblick auf Biegung und Schub. Das Biegemoment (*M*) darf mit

$$M = N (D_{b} - D_{i})/2$$

angesetzt werden.

Dabei ist

- N die Zugkraft im Hohlprofilstab;
- D_{b} der Durchmesser des Kreises durch die Schraubenlöcher;
- $D_{\rm i}$ der Durchmesser des Hohlprofils.

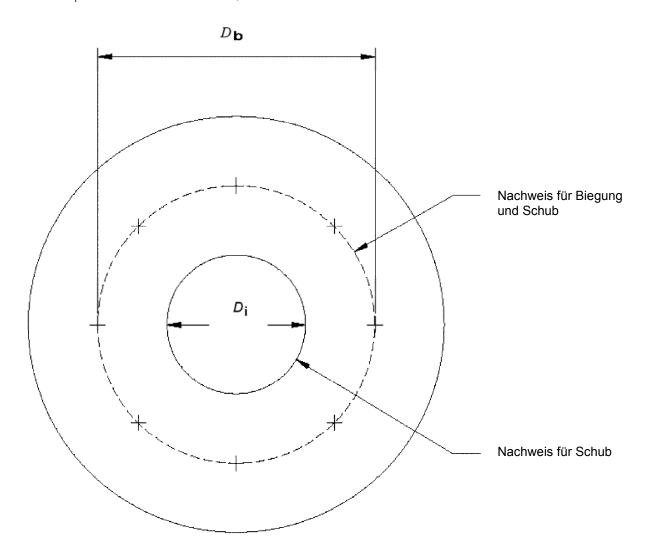


Bild 6.1 — Geschraubte Flanschverbindung

Die Zugkraft N_h in einer Schraube ist

$$N_{\rm b} = \frac{Nk_{\rm p}}{n}$$

Dabei ist

n die Anzahl der Schrauben;

k_n der Faktor zu Berücksichtigung von Abstützkräften, anzusetzen mit

 $k_{\rm n}$ = 1,2 bei vorgespannten Schrauben;

 $k_{\rm p}$ = 1,8 bei nicht vorgespannten Schrauben.

Alle Schrauben sollten gegen Ermüdung vorgespannt sein, siehe EN 1993-1-8.

6.4.3 Ankerschrauben

(1) Bei Ermüdungsbelastung sind die Ankerschrauben in der Regel vorzuspannen; in diesem Fall gelten die Werkstoffanforderungen in EN 1993-1-8.

ANMERKUNG Zur Wahl der Vorspannung siehe auch Regeln zu Hebelwirkungen, Spannungsniveau usw. in EN 1993-1-8.

6.4.4 Schweißverbindungen

(1) Siehe EN 1993-1-8.

ANMERKUNG Zur Ausführung siehe EN 1090.

6.5 Sonderverbindungen für Maste

6.5.1 Anschluss des Mastfußes

(1) Die Bestimmung der Lagerpressung in dem Kugelgelenk sollte entsprechend den Berechnungsvorschriften für Kalottenlager in EN 1337-6 erfolgen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann Hinweise zu Exzentrizitäten und Grenzwerte der Hertz'schen Pressung geben.

Für den Nachweis, dass sich die Druckzone bei dem erwarteten Verdrehwinkel am Mastfuß (siehe Bild 6.2) in den Grenzen der Auflagerfläche befindet, und um die Biegemomente aus den Exzentrizitäten für die Bemessung des Lagers und des Querschnitts des Mastfußes zu ermitteln, wird die folgende Vorgehensweise empfohlen:

Bei Kugellagern sollte angenommen werden, dass sich der Kontaktpunkt in Richtung der möglichen Neigung der Mastachse durch Rollen über die Lageroberfläche bewegt.

Die Exzentrizitäten $e_{\rm u}$ und $e_{\rm o}$ (siehe Bild 6.2) sind dann:

$$e_{\mathsf{u}} = r_{\mathsf{1}} \times \sin \, \psi_{\mathsf{1}} \tag{6.1a}$$

$$e_0 = r_2 \left(\sin \psi_1 - \sin \phi \right) \tag{6.1b}$$

Dabei ist

 r_1 der Radius des konvexen Lagerteils;

r₂ der Radius des konkaven Lagerteils;

 $r_2 > r_1$

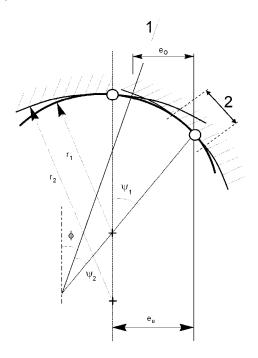
 ϕ der Drehwinkel der Mastachse am Fuß;

mit

$$\psi_1 = \frac{r_2 \phi}{r_2 - r_1} \tag{6.2a}$$

$$\psi_2 = \psi_1 - \phi \tag{6.2b}$$

Bei ebener Fläche $(r_2 = \infty)$ gilt $e_0 = r_1 \phi \cos \phi$.



Legende

- 1 Mastachse
- 2 Druckfläche

Bild 6.2 — Exzentrizität infolge Mastdrehung am Fuß

- (2) Vorrichtungen zur Verhinderung der Verdrehung des Mastes am Mastfuß um seine Mastachse sollten so konstruiert sein, dass Verdrehungen um die horizontale Achse nicht behindert werden.
- (3) Bei eingespanntem Mastfuß sind in der Regel die möglichen Setzungen des Mastfundamentes und der Fundamente der Seilverankerungen bei der Berechnung zu berücksichtigen.

6.5.2 Anschlüsse der Abspannseile

(1) Die Anschlüsse der Abspannseile an den Mast und die Seilfundamente sollten Verdrehungen der Seilenden in vertikaler und horizontaler Richtung erlauben, siehe EN 1993-1-11.

Bei der Bemessung und konstruktiven Durchbildung ist in der Regel zu berücksichtigen, dass die Seile sich bei Zugbelastung um die Längsachse verdrehen können.

ANMERKUNG Bei Bolzenverbindungen kann die Verdrehfreiheit durch eine "kugelförmige" Ausbildung der Löcher in dem Anschlussblech erreicht werden. In Ausnahmefällen können auch "Kugellager" angewendet werden.

- (2) Alle Bolzen sind in der Regel gegen Herausfallen zu sichern, z. B. durch Muttern mit Splint.
- (3) Sowohl das Anschlussblech am Mast als auch am Fundament ist in der Regel für die seitlichen Kräfte zu dimensionieren, die durch Wind senkrecht zur Seilebene entstehen.

24

(4) Schweißverbindungen sollten für Sichtprüfungen und zerstörungsfreie Prüfungen zugänglich sein.

7 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

7.1 Grundlagen

- (1) Die folgenden Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit können maßgebend sein:
- Auslenkungen und Verdrehungen, die die Nutzung einschränken, z. B. die Funktion von Antennen oder anderen Einrichtungen;
- Schwingungen, Bewegungen oder Schiefstellungen, die die Signalübertragung stören;
- Verformungen, Auslenkungen, Schwingungen oder Schiefstellungen, die Schäden an nicht tragenden Bauteilen verursachen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf hinweise zu Begrenzungen und zugehörigen $\gamma_{\rm M}$ -Werten geben. Der Wert $\gamma_{\rm M}$ = 1,0 wird empfohlen.

7.2 Auslenkungen und Verdrehungen

7.2.1 Anforderungen

- (1) Die maximalen Auslenkungen und Verdrehungen sind in der Regel für die charakteristische Lastkombination auf das Tragwerk und die Anbauten zu bestimmen.
- (2) Die Auslenkungen und Verdrehungen von Masten und abgespannten Schornsteinen sollten, soweit notwendig, nach Theorie II. Ordnung (siehe EN 1993-1-1) und unter Berücksichtigung dynamischer Wirkungen berechnet werden.

7.2.2 Festlegung von Grenzwerten

(1) Die Grenzwerte sollten zusammen mit dem Lastfall für den Nachweis festgelegt werden.

ANMERKUNG Bei abgespannten Masten siehe Anhang B.

(2) Bei Funk- und Flutlichtmasten sollten die Grenzwerte für die horizontale Auslenkung und Verdrehung der Mastspitze beachtet werden. Bei Richtantennen beziehen sich die Anforderungen auf den Anschlusspunkt der Richtantenne.

7.3 Schwingungen

- (1) Türme und Maste sollten zu folgenden Schwingungen untersucht werden:
- böenerregte Schwingungen (die Schwingungen in Windrichtung erzeugen);
- wirbelerregte Schwingungen bei Türmen und Masten mit prismatischen, zylindrischen oder anderen Anbauten oder mit Umhüllungen (die Schwingungen quer zur Windrichtung erzeugen);
- Galloping-Schwingungen (der Abspannseile);
- Regen-Wind-induzierte Schwingungen.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

ANMERKUNG 1 Zu dynamischen Effekten siehe Anhang B, sowie EN 1991-1-4 und EN 1993-3-2, Anhang B.

ANMERKUNG 2 Schwingungen können schnell zu Ermüdungsschäden führen, siehe Abschnitt 9.

(2) Wenn bei Gittermasten und -türmen und abgespannten Schornsteinen die Gefahr von Windschwingungen vorhergesagt wird und nicht von vornherein schwingungsreduzierende Maßnahmen im Entwurf getroffen werden, sollte Vorsorge für den möglichen späteren Einbau von Dämpfungsmaßnahmen getroffen werden.

ANMERKUNG Siehe EN 1993-3-2, Anhang B.

8 Versuchsgestützte Bemessung

- (1) Die Regelungen für die versuchsgestützte Bemessung in EN 1990 sind in der Regel zu beachten.
- (2) Wenn die Werte für das logarithmische Dekrement der Dämpfung $\delta_{\rm S}$ in EN 1991-1-4 für die Anwendung auf Gittertürme und Maste, die aus zylindrischen Elementen bestehen oder solche Elemente tragen, ungeeignet erscheinen, können Versuche durchgeführt werden, um diese Werte zu bestimmen.

ANMERKUNG \mathbb{A} EN 1993-3-2, Anhang D \mathbb{A} enthält Hinweise zur Bestimmung von $\delta_{\mathbb{S}}$.

- (3) Insbesondere bei abgespannten Masten können höhere Schwingungsmoden als die Grundschwingung maßgebend sein, so dass bei der Bestimmung des logarithmischen Dekrements der Dämpfung darauf zu achten ist.
- (4) Es ist in der Regel darauf zu achten, dass die Schwingfrequenzen von den Belastungsbedingungen abhängig sind, z. B. bei ruhigem Wetter, bei Wind oder unter Eisbelastung.

9 Ermüdung

9.1 Allgemeines

- (1) Für die Ermüdungsnachweise gelten die Regeln in EN 1993-1-9.
- (2) Die Wirkung möglicher sekundärer Biegemomente auf die Ermüdungsbeanspruchung, die gegebenenfalls bei den Tragfähigkeitsnachweisen nicht berücksichtigt wurden, ist in der Regel zu beachten.

9.2 Ermüdungsbelastung

9.2.1 Schwingungen in Windrichtung

(1) Fine Ermüdungsbelastung infolge von böenerregten Schwingungen in Windrichtung (ohne wirbelerregte Querschwingungen) braucht bei Gittermasten nicht ermittelt zu werden.

ANMERKUNG Vorausgesetzt, dass die Kerbfalldetails höher als 71 N/mm² eingestuft sind, darf bei abgespannten Masten die Nutzungsdauer dieser Konstruktionen, die böenerregten Schwingungen in Windrichtung (ohne wirbelerregte Querschwingungen) ausgesetzt sind, mit 50 Jahren oder größer angenommen werden.

(2) In allen anderen Fällen sollten Ermüdungsnachweise für die gewählten Konstruktionsdetails geführt werden.

ANMERKUNG Zu Ermüdungsnachweisen für Schwingungen in Windrichtung siehe EN 1991-1-4. Die folgende vereinfachte Vorgehensweise darf angewendet werden:

a) Der Spannungs-Zeit-Verlauf infolge von Windböen wird ermittelt, indem die j\u00e4hrliche Einwirkungsdauer verschiedener mittlerer Windgeschwindigkeiten aus unterschiedlichen Richtungen aus meteorologischen Aufzeichnungen f\u00fcr den Bauwerksstandort bestimmt wird. Die Spannungsschwankungen um die Mittelwerte d\u00fcrfen dann als normalverteilt mit einer Standardabweichung angenommen werden, die dem G/4-fachen der Spannung infolge der mittleren Windgeschwindigkeit entspricht. Der B\u00f6enreaktionsfaktor G ist wie folgt definiert:

$$G = c_{e}(z) c_{s}c_{d} - 1$$

Dabei ist

 $c_{\rm e}(z)$ der aerodynamische Beiwert, siehe EN 1991-4;

 $c_{\rm s}c_{\rm d}$ der Strukturbeiwert, siehe EN 1991-4.

Siehe auch Anhang B.

b) Die Spannungsschwingbreite $\Delta \sigma_{Si}$ darf als der 1,1-fache Wert der Differenz zwischen der Spitzenspannung (mit Böenreaktionsfaktor) und der mittleren Spannung (aufgrund des 10-min-Mittels der Windgeschwindigkeit) angesetzt werden. Die schadensäquivalente Anzahl N_i der Schwingspiele wird mit:

$$N_{\rm i} = 10^5 \, T/50 \tag{9.1}$$

angenommen.

Dabei ist

T der Bemessungswert der Nutzungsdauer in Jahren.

9.2.2 Wirbelerregte Querschwingungen

(1) Die Ermüdungsbelastung von Türmen und abgespannten Masten, die aus tragenden oder nicht tragenden zylindrischen oder ähnlichen Elementen bestehen, wird aus der Maximalamplitude der maßgebenden Schwingform und der Anzahl der Schwingspiele ermittelt.

ANMERKUNG Zu Ermüdungsbelastungen siehe EN 1991-1-4, Anhang E.

9.2.3 Dynamische Antwort einzelner Bauteile

(1) Schlanke einzelne Bauteile der Tragwerks müssen in der Regel im Hinblick auf Querwindschwingungen nachgewiesen werden.

ANMERKUNG Zu Ermüdungseinwirkungen siehe EN 1991-1-4, Anhang E. Die Begrenzungen der Schlankheit nach H.2(1) und H.3.1(3) reichen im Allgemeinen aus, um solche Schwingungserregungen zu vermeiden. Die Erhöhung der Dämpfung (durch Reibung oder zusätzliche Dämpfer) ist eine Möglichkeit, solche Schwingungen zu unterdrücken, wenn sie unter Betrieb auftreten.

9.3 Ermüdungsfestigkeit

(1) In der Regel ist für typische Details von Türmen, Schornsteinen und Masten auf die Ermüdungsfestigkeiten in EN 1993-1-9 Bezug zu nehmen.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

9.4 Nachweis

(1) Der Ermüdungsnachweis ist in der Regel nach EN 1993-1-9, 8(2) wie folgt zu führen:

$$\Delta \sigma_{E2} = \lambda \Delta \sigma_{E} \tag{9.2}$$

Dabei ist

 λ der Schadenäquivalenzbeiwert, um $\Delta \sigma_{\rm E}$ auf $N_{\rm c}$ = 2 × 10⁶ Schwingspiele umzurechnen;

 $\Delta \sigma_{\rm E}$ die Spannungsschwingbreite zugehörig zu N Schwingspielen (siehe 9.2), gegebenenfalls unter Berücksichtigung von Spannungskonzentrationsfaktoren.

(2) Der Schadenäquivalenzfaktor λ darf wie folgt ermittelt werden:

$$\lambda = \left(\frac{N}{2 \times 10^6}\right)^{\frac{1}{m}} \tag{9.3}$$

Dabei ist *m* die Neigung der Wöhlerlinie.

9.5 Teilsicherheitsbeiwerte für den Ermüdungsnachweis

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Ermüdungsnachweis sind in der Regel nach EN 1993-1-9, 3(6), 3.6(7) und 6.2(1) zu wählen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Zahlenwerte für $\gamma_{\rm Ff}$ und $\gamma_{\rm Mf}$ vorgeben. Es wird der Wert $\gamma_{\rm Ff}$ = 1,00 empfohlen. Zu den $\gamma_{\rm Mf}$ Werten siehe EN 1993-1-9, Tabelle 3.1.

9.6 Ermüdung von Abspannseilen

(1) Die Ermüdungsnachweise für Abspannseile sollten nach EN 1993-1-11 durchgeführt werden.

Anhang A (normativ)

Zuverlässigkeitsdifferenzierung und Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

ANMERKUNG Da dieser Anhang sich mit Zuverlässigkeitsdifferenzierung und Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen auf Türme und Maste befasst, wird erwartet, dass er in EN 1990, Anhang A überführt wird.

A.1 Zuverlässigkeitsdifferenzierung für Türme und Maste

(1) Zuverlässigkeitsdifferenzierungen können bei Türmen und Masten durch die Anwendung von Zuverlässigkeitsklassen erfolgen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Zuverlässigkeitsklassen angeben, in denen die Folgen des Tragwerksversagens berücksichtigt werden. Die Klassen in Tabelle A.1 werden empfohlen.

Tabelle A.1 — Zuverlässigkeitsdifferenzierungen für Türme und Maste

Zuverlässigkeitsklasse	
3	Türme und Maste, die an städtischen Standorten errichtet werden oder dort, wo ihr Versagen zu Verletzten oder Toten führen kann; Türme und Maste für wichtige zentrale Telekommunikationsanlagen; andere bedeutende Bauwerke, bei denen die Versagensfolgen sehr hoch sein können.
2	Alle Türme und Maste, die nicht zu Klasse 1 oder 3 gehören.
Türme und Maste, die auf unbewohntem offenen Gelände stehen; Türme und Maderen Versagen wahrscheinlich keine Verletzungen entstehen.	

A.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

(1)P Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen hängen von der Zuverlässigkeitsklasse des Turms oder Mastes ab.

ANMERKUNG 1 Bei der Wahl der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Lasten $\gamma_{\rm G}$ und für Verkehrslasten $\gamma_{\rm Q}$ kann der dominierende Einfluss der Windeinwirkung in der Bemessung berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang kann Zahlenwerte für $\gamma_{\rm G}$ und $\gamma_{\rm Q}$ angeben. Für die in Tabelle A.1 empfohlenen Zuverlässigkeitsklassen werden die Werte in Tabelle A.2 für $\gamma_{\rm G}$ und $\gamma_{\rm Q}$ empfohlen.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

Tabelle A.2 — Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Lasten und Verkehrslasten

Wirkung der Einwirkung	Zuverlässigkeitsklasse, siehe Anmerkung zu 2.1.2	Ständige Lasten	Verkehrslasten $(Q_{\rm S})$
	3	1,2	1,6
ungünstig	2	1,1	1,4
	1	1,0	1,2
günstig alle Zuverlässig- keitsklassen		1,0	0,0
Außergewöhnli	che Situationen	1,0	1,0

ANMERKUNG 3 Der Nationale Anhang darf Hinweise zur Verwendung von dynamischen Berechnungsmethoden für Windlasten angeben, siehe Anhang B.

Anhang B (informativ)

Berechnungsannahmen für Windeinwirkungen

ANMERKUNG Da sich dieser Anhang mit ergänzenden Regeln zu Windeinwirkungen auf Gittermaste, abgespannte Maste und abgespannte Schornsteine sowie mit deren dynamischer Antwort befasst, wird erwartet, dass dieser später in die EN 1991-1-4 überführt wird.

B.1 Allgemeines

B.1.1 Anwendungsbereich dieses Anhangs

- (1) Dieser Anhang enthält ergänzende Angaben zu Windeinwirkungen auf Türme und abgespannte Maste in folgenden Punkten:
- Windkräfte, siehe B.2;
- Tragwerksreaktion von Gittermasten, siehe B.3;
- Tragwerksreaktion von abgespannten Masten, siehe B.4.

ANMERKUNG Dieser Anhang nimmt für Eislasten auf ISO 12494 Bezug. Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise bereitstellen.

B.1.2 Formelzeichen

- (1) Ergänzend zu den in EN 1993-1-1 und EN 1991-1-4 angegebenen werden die folgenden wichtigsten Formelzeichen in diesem Anhang verwendet:
- i Anordnung der feldweisen Belastung;
- K Beiwert;
- L projizierte Länge, Sehnenlänge;
- N Anzahl;
- O Parameter;
- S Schnittgröße in einem Bauteil (z. B. Längskraft, Querkraft oder Biegemoment);
- T Torsionsmoment;
- α Neigung eines Abspannseils gegen die Horizontale;
- β Parameter;
- η Abschattungsfaktor;
- θ Winkel des Windeinfalls, bezogen auf die Flächennormale; Neigung;
- τ Konstante;
- ψ Winkel des Windeinfalls, bezogen auf die Längsachse;
- ω Abstandsverhältnis;
- k_s Skalierungsfaktor.

(2)	Ergänzend	zu	den	in	ΕN	1993-1-1	angegebenen	werden	die	folgenden	Indizes	in	diesem	Anhang
verwe	endet:													

- Element der Außenanbauten; Kragarm; С Bauteil mit kreisförmigem Querschnitt; effektiv; Außenfläche; F kantige Bauteile; Abspannseil; G Masthöhe; Н Länge; ı ausschließlich bezogen auf den Mast; М Mast; gemittelt; m Einzelfachwerk; n feldweise Belastung; PLBelastungsfeld; р Schub; q
- Bauwerk; S
- überkritisch;
- Turm, total; Т
- in Windrichtung; W
- mit Wind; w
- quer zur Windrichtung; х
- in vertikaler Richtung; Ζ
- Höhe z über Grund;
- Winkel des Windeinfalls.

B.2 Windkraft

B.2.1 Allgemeines

B.2.1.1 Silhouetten

Für die Berechnung der Windkräfte sollte das Tragwerk in eine Reihe von Abschnitten mit mehreren identischen oder nahezu identischen Modulen aufgeteilt werden, siehe Bild B.2.1. Die Angriffsfläche für die Winddrücke sollten die Projektionsflächen senkrecht zur Windrichtung unter Außerachtlassung von Flächen parallel zur Windrichtung und im Windschatten (z. B. bei Verbänden) umfassen.

- (2) Die Anzahl der Abschnitte sollte ausreichend sein, um die Windbelastung für die Berechnung des Gesamtsystems korrekt abzubilden.
- (3) Die auf einen Abschnitt oder ein Bauteil wirkende Windkraft ist nach EN 1991-1-4, 5.3(2) zu bestimmen.
- (4) Bei der Berechnung der Windkraft mit Eisansatz sind um die Eisschicht vergrößerte Projektionsflächen der tragenden Bauteile und der Außenanbauten anzusetzen.
- (5) Bei Anwendung der in diesem Anhang angegebenen Berechnungsmethode ist die maximale Windkraft innerhalb eines Winkels $\pm\,30^\circ$ zur nominellen Windrichtung anzusetzen, um die maximale Windlast in Windrichtung zu bestimmen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise zu Windkanalversuchen geben.

B.2.1.2 Verfahren

(1) Das in B.2.1.3 angegebenem Verfahren dient der Bestimmung der Windkräfte auf quadratische oder gleichseitige dreieckförmige Gittermaste.

ANMERKUNG 1 Das in B.2.7 angegebene Verfahren ist nur anwendbar:

- a) auf Tragwerke mit rechteckigem Querschnitt oder
- b) für den Nachweis bestehender Bauwerke, bei denen die Anordnung von Anbauten und Antennen genau bekannt ist.

ANMERKUNG 2 Das in B.2.7 angegebene Verfahren kann zu geringeren Windkräften führen als das Verfahren in B.2.1.3, wenn K_A in B.2.3 und B.2.4 als 1,0 angenommen wird.

B.2.1.3 Gesamter Windkraftbeiwert

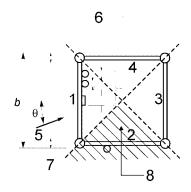
(1) Der gesamte Windkraftbeiwert \triangleright $\sum c_{\rm f}$ in Windrichtung eines Bauwerksegmentes ist wie folgt anzusetzen:

$$\boxed{\text{AC}} \sum c_{\text{f}} \ \boxed{\text{AC}} = c_{\text{f,S}} + c_{\text{f,A}} \tag{B.1}$$

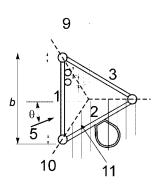
Dabei ist

- $c_{\rm f,S}$ der Windkraftbeiwert ohne Anbauten, ermittelt nach B.2.2 unter Verwendung des Völligkeitsgrades φ für das Bauwerk ohne Anbauten;
- $c_{\mathrm{f,A}}$ der Windkraftbeiwert für die Außenanbauten, ermittelt nach B.2.3 und B.2.4.
- (2) Wenn die Projektionsflächen der Außenanbauten nicht mehr als 10 % der Bauteilprojektionsflächen ausmachen, dann können sie der Projektionsfläche der tragende Bauteile zugeschlagen werden und die gesamte Windkraft nach B.2.2 bestimmt werden.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)



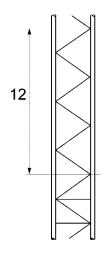
ANMERKUNG Die Ansichtsfläche 1 gilt als Windangriffsfläche für $-45^{\circ} \le \theta \le 45^{\circ}$



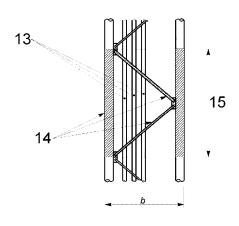
ANMERKUNG Die Ansichtsfläche 1 gilt als Windangriffsfläche für $-60^{\circ} \le \theta \le 60^{\circ}$. Eine externe Leiter sollte als individuelles Objekt behandelt werden.

a) Gittermast mit quadratischem Querschnitt

b) Gittermast mit dreieckigem Querschnitt



c) Mastabschnitt



d) Einzelnes Modul

Legende

- 1 Ansichtsfläche 1
- 2 Ansichtsfläche 2
- 3 Ansichtsfläche 3
- 4 Ansichtsfläche 4
- 5 Wind
- 6 Außenanbauten (Projektion senkrecht zur Ansichtsfläche 1)
- 7 Eckstiel (Projektion senkrecht zur Ansichtsfläche)
- 8 Der Ansichtsfläche 2 zugeordnete Außenanbauten
- 9 Außenanbauten inklusive Sprossenleitern, Schützbügel usw. (Projektion senkrecht zur Ansichtsfläche)
- 10 Eckstiel (Projektion senkrecht zur Ansichtsfläche)
- 11 Der Ansichtsfläche 2 zugeordnete Außenanbauten
- 12 Mastabschnitt
- 13 Außenanbauten in der Projektionsfläche A_A
- 14 Tragende Bauteile in der Projektionsfläche AS
- 15 Höhe des Moduls (h)

Bild B.2.1 — Für die Ermittlung des Völligkeitsgrades φ anzusetzende Projektionsfläche eines Moduls

B.2.2 Windkraftbeiwerte für Bauteile

B.2.2.1 Allgemeines

(1) Für Gittermaste mit quadratischem oder gleichseitigem, dreieckigem Querschnitt, die gleiche Ansichtsflächen auf jeder Seite besitzen, ist der Gesamtwindkraftbeiwert $\bigcirc c_{f,S} \bigcirc c_{$

Dabei ist

 $c_{f,S,0}$ der Gesamtwindkraftbeiwert für den Abschnitt j ohne Berücksichtigung von Endeffekten nach B.2.2.2;

 K_{Θ} der Windrichtungsbeiwert;

- die Gesamtfläche als Projektion senkrecht zur Fläche der tragenden Bauteile, einschließlich jener Außenanbauten, die als tragende Bauteile behandelt werden, der betrachten Fläche innerhalb der Höhe eines Abschnitts auf dem betreffenden Niveau (siehe Bild B.2.1), einschließlich Vereisung, sofern zutreffend;
 - $\sum A$ $A_{
 m ref}$ nach EN 1991-1-4, 5.3(2); es kann jeder angenommene Wert angesetzt werden (zum Beispiel Eins), solange $A_{
 m ref}$ als derselbe Wert angesetzt wird. (AC)
- (2) Der Windrichtungsbeiwert K_{θ} darf folgendermaßen angesetzt werden:

$$K_{\theta} = 1.0 + K_1 K_2 \sin^2 2\theta$$
 für quadratische Gittermaste (B.3a)

$$K_{\theta} = \frac{A_{\text{c}} + A_{\text{c,sup}}}{A_{\text{S}}} + \frac{A_{\text{f}}}{A_{\text{S}}} \left(1 - 0.1 \sin^2 1.5 \theta \right) \text{ für dreieckige Gittermaste}$$
(B.3b)

Dabei ist

$$K_1 = \frac{0.55A_f}{A_S} + \frac{0.8(A_c + A_{c,sup})}{A_S}$$
 (B.3c)

$$K_2 = 0.2 \text{ für } 0 \le \varphi \le 0.2 \text{ und } 0.8 \le \varphi \le 1.0$$
 (B.3d)

$$= \varphi \text{ für } 0.2 < \varphi \le 0.5$$
 (B.3e)

$$= 1 - \varphi \text{ für } 0.5 < \varphi < 0.8$$
 (B.3f)

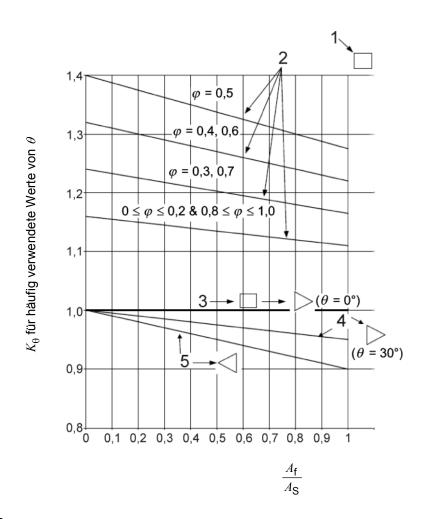
- θ Winkel des Windeinfalls (im Grundriss) senkrecht zur Ansichtsfläche 1;
- φ Völligkeitsgrad, siehe EN 1991-1-4, 7.11(2);
- $A_{\rm f}$ gesamte Projektionsfläche von kantigen Bauteilen in der Ansichtfläche senkrecht auf die Ansichtsfläche;
- *A*_c gesamte Projektionsfläche senkrecht auf die Ansichtsfläche von Bauteilen mit kreisförmigem Querschnitt in der Ansichtsfläche, die einer unterkritischen Umströmung ausgesetzt sind;

A_{c,sup} gesamte Projektionsfläche senkrecht auf die Ansichtfläche von Bauteilen mit kreisförmigem Querschnitt in der Ansichtsfläche, die einer überkritischen Umströmung ausgesetzt sind;

- h Höhe des betrachteten Abschnitts;
- b gesamte Abschnittsbreite wie in Bild B.2.1.

ANMERKUNG $A_S = A_f + A_c + A_{c,sup}$

- (3) Für übliche θ -Werte dürfen die K_{θ} -Werte Bild B.2.2 entnommen werden.
- (4) Für Bauteile mit kreisförmigem Querschnitt darf unterkritische Umströmung angenommen werden, wenn die Reynoldszahl bei $Re \le 4 \times 10^5$ liegt; bei größeren Werten von Re darf überkritische Umströmung angenommen werden, sofern kein Eisansatz vorliegt.
- (5) Der Wert für Re sollte mit EN 1991-1-4, 7.9.1(1) bestimmt werden.
- (6) Wird für einzelne oder alle Bauteile angenommen, dass die Reynoldszahl im überkritischen Bereich liegt, ist nachzuweisen, dass bei geringer Windgeschwindigkeit, bei der $Re < 4 \times 10^5$ ist, keine größeren Lasten auftreten.



Legende

- 1 Wind
- 2 Quadratische Gittermaste, Wind in der Diagonalen (θ = 45°)
- 3 Quadratische und dreieckige Gittermaste mit Wind auf eine Ansichtsfläche
- 4 Dreieckige Gittermaste mit Wind parallel zu einer Ansichtsfläche
- 5 Dreieckige Gittermaste mit Wind auf eine Ecke (θ = 180°)

Zu Formelzeichen siehe B.2.2.1

Bild B.2.2 — Windrichtungsbeiwert K_{θ}

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

B.2.2.2 Gesamtkraftbeiwerte

(1) Werte für Gesamtkraftbeiwerte $c_{f,S,0}$, die für Gittermaste mit quadratischem oder gleichseitigem Dreieckquerschnitt, zusammengesetzt aus Bauteilen mit kantigen und kreisförmigen Profilen, gelten, sind folgendermaßen anzusetzen:

$$c_{f,S,0,j} = c_{f,0,f} \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \frac{A_C}{A_S} + c_{f,0,c,sup} \frac{A_{c,sup}}{A_S}$$
(B.4)

Dabei ist

 $c_{\rm f,0,f},\,c_{\rm f,0,c}$ und $c_{\rm f,0,c,sup}$

die Kraftbeiwerte für Abschnitte, die aus Bauteilen mit kantigen, unterkritischen kreisförmigen bzw. überkritischen kreisförmigen Profilen zusammengesetzt sind, gemäß:

$$c_{\text{f.0.f}} = 1,76 \ C_1 \ [1 - C_2 \ \varphi + \varphi^2]$$
 (B.5a)

$$c_{\text{f.0.c}} = C_1 (1 - C_2 \varphi) + (C_1 + 0.875) \varphi^2$$
 (B.5b)

$$c_{\text{f.0.c.sup}} = 1.9 - \sqrt{\left\{ (1 - \varphi) \left(2.8 - 1.14 C_1 + \varphi \right) \right\}}$$
 (B.5c)

mit:

 C_1 = 2,25 für quadratische Gittermaste

1,9 für dreieckige Gittermaste

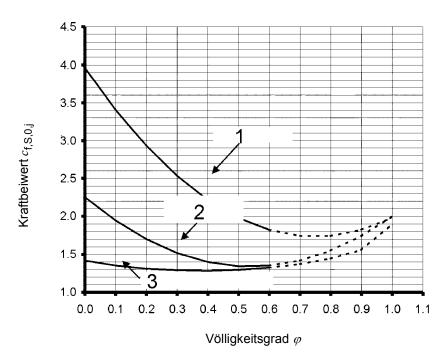
 C_2 = 1,5 für quadratische Gittermaste

1,4 für dreieckige Gittermaste

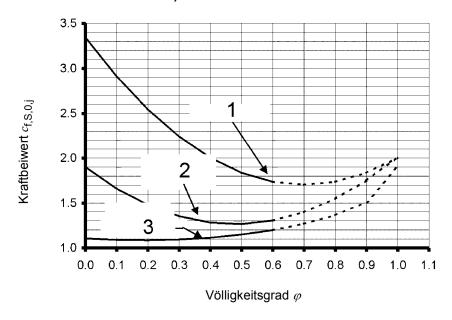
wobei:

$$\varphi$$
, $A_{\rm S}$, $A_{\rm f}$, $A_{\rm c}$, $A_{\rm c,sup}$ in B.2.2.1 angegeben sind.

- (2) Bei Windkraftberechnungen darf für kreisförmige Bauteile im überkritischen Zustand konservativ ein unterkritischer Zustand angenommen werden.
- (3) Näherungswerte für diese Kraftbeiwerte dürfen Bild B.2.3 entnommen werden.



a) Quadratische Gittermaste



b) Dreieckige Gittermaste

Legende

- 1 kantig
- 2 kreisförmig (unterkritisch)
- 3 kreisförmig (überkritisch)

ANMERKUNG Bei Gittermasten mit φ > 0,6 ist die Möglichkeit des Auftretens wirbelerregter Querschwingungen zu berücksichtigen, siehe EN 1991-1-4.

Bild B.2.3 — Gesamtkraftbeiwerte $c_{\mathrm{f,S,0}}$ für quadratische und dreieckige Gittermaste

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

B.2.3 Windkraftbeiwerte für langgestreckte Außenanbauten

(1) Die Windkraftbeiwerte $c_{f,A}$ von langgestreckten Außenanbauteilen (einschließlich Wellenleitern, Antennenkabeln usw.) sind in Windrichtung innerhalb der Höhe eines Moduls folgendermaßen anzusetzen:

$$\begin{array}{l} \text{AC} \ c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\sum A} \end{array} \tag{B.6}$$

Dabei ist

- $c_{\rm f,A,0}$ der Gesamtkraftbeiwert für ein Anbauteil unter Berücksichtigung seiner effektiven Reynoldszahl; Werte für übliche Einzelbauteile sind in Tabelle B.2.1 angegeben und dürfen nach B.2.7.2 für Teile, die aus Fachwerkwänden zusammengesetzt sind, ermittelt werden;
- K_{A} der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Abschattung des Bauteils durch das Bauwerk selbst: Näherungswerte für K_{A} sind in Tabelle B.2.2 angegeben, außer für kreisförmige Profile im superkritischen Strömungszustand und für Außenanbauten, für die nicht die Einschränkungen in B.2.3 (2) gelten; für diesen Fall gilt K_{A} = 1,0;
- die Fläche des bei Betrachtung in Windrichtung sichtbaren Teils, einschließlich Vereisung, sofern zutreffend. Bei Zylindern mit Wendeln sollte der Wert von $A_{\rm A}$ auf der Gesamtbreite einschließlich der zweifachen Wendelbreite basieren;

$$\sum A$$
 siehe B.2.2.1(1). (AC)

ANMERKUNG Wenn A_A größer als A_S ist, ist der Abminderungsbeiwert eher bei $c_{f,S,0}$ zu berücksichtigen als bei $c_{f,A}$. In diesen Fällen gilt:

$$c_{f,S} = K_{\theta} c_{f,S,0} K_{A}$$

$$c_{\rm f,A} = c_{\rm f,A,0} \sin^2 \psi$$

Dabei ist

- ψ der Winkel des Windeinfalls bezogen auf die Längsachse jedes geradlinigen Bauteils.
- (2) K_A ist als 1,0 anzusetzen, wenn die Außenanbauten keine der folgenden Bedingungen erfüllen:
- a) die gesamte Projektionsfläche der Außenanbauten neben der betrachteten Ansichtsfläche des Tragwerks ist kleiner als die Projektionsfläche der Bauteile in dieser Ansichtsfläche (siehe Bild B.2.1);
- b) die gesamte Projektionsfläche jedes einzelnen internen oder externen Außenanbauteils senkrecht auf die Ansichtsfläche des Bauwerks ist kleiner als die halbe Bruttoansichtsfläche des Moduls (siehe Bild B.2.1);
- keines der Außenanbauteile geht mehr als 10 % über die Breite der gesamten Ansichtsfläche des Bauwerks auf dieser Höhe hinaus.

Tabelle B.2.1 — Typische Kraftbeiwerte, $c_{\rm f,A,0}$ und $label{eq:cf,A,0}$ für einzelne Bauteile

	Bauteiltyp	Effektive Reynoldszahl <i>Re</i> (siehe EN 1991-1-4)	Kraft-(Druck-)beiwert $c_{\rm f,A,0}$ oder $ lap{AC}$ $c_{\rm f,G,0}$ $ lap{AC}$			
		(siehe Anmerkung 1)	eisfrei	vereist		
(a)	Kantige Profile und Bleche	alle Werte	2,0	2,0		
(b)	Kreisförmige Profile und	$\leq 2 \times 10^5$	1,2	1,2		
	glatte Drähte	4 × 10 ⁵	0,6	1,0		
		> 10 × 10 ⁵	0,7	1,0		
(c)	Dünne Spiralseile, z. B.	eisfrei:				
	Aluminiumtragseile mit Stahlkern, vollverschlossene	$\leq 6 \times 10^4$	1,2			
	Spiralseile, Stahlspiralseile mit mehr als sieben Drähten	$\geq 10^5$	0,9			
	mil meni dis sieben Diamen	vereist:				
		$\leq 1 \times 10^5$		1,25		
		$\geq 2\times 10^5$		1,0		
(d)	Dicke Spiralseile, z. B.	eisfrei:				
	kleine Rundlitzenseile, Stahllitzenbündel,	$\leq 4 \times 10^4$	1,3			
	Spiralseile mit nur sieben Drähten (1 × 7)	> 4 × 10 ⁴	1,1			
	Dianten (1 × 1)	vereist:				
		$\leq 1 \times 10^5$		1,25		
		$\geq 2\times 10^5$		1,0		
(e)	Zylinder mit Wendeln mit einer Höhe bis zu 0,12 <i>D</i> (siehe Anmerkung 2)	alle Werte	1,2	1,2		

ANMERKUNG 1 $c_{\rm f,A,0}$ für Zwischenwerte von $\it Re$ sind mittels linearer Interpolation zu bestimmen.

ANMERKUNG 2 Diese Werte basieren auf der Gesamtbreite, in der die zweifache Wendelbreite berücksichtigt ist.

ANMERKUNG 3 Die Werte für vereiste Bauteile sind für Glatteis von Bedeutung; besondere Sorgfalt gilt bei Raueis (siehe ISO 12494).

ANMERKUNG 4 Diese Werte dürfen im Nationalen Anhang verändert werden.

(3) Wenn von Bedeutung, ist die Torsionskraft $T_{\rm AW}$ unter Verwendung des passenden Beiwerts und des maßgeblichen Hebelarms zu berechnen, der in Windkanaluntersuchungen zu bestimmen ist.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

Tabelle B.2.2 — Abminderungsbeiwert, $K_{\rm A}$, für zusätzliche Außenanbauten

Position zusätzlicher	Abminderungsbeiwert K_{A}					
Außenanbauten	Viereckiger Querschnitt (quadratisch oder rechteckig)	Dreieckiger Querschnitt				
Innerhalb des Querschnitts	0,8	0,8				
Außerhalb des Querschnitts	0,8	0,8				
ANMERKUNG Diese Werte können im Nationalen Anhang geändert werden.						

B.2.4 Windkraftbeiwerte für einzelne kompakte Außenanbauten

(1) Für alle einzelnen Außenanbauten, wie z. B. Parabolantennen, ist der Gesamtwindkraftbeiwert $c_{f,A}$ in Windrichtung folgendermaßen anzusetzen:

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} K_A \tag{B.7}$$

Dabei ist

- $c_{\rm f,A,0}$ der Kraftbeiwert für ein Anbauteil für die betrachtete Windrichtung und Windgeschwindigkeit; er ist mit Hilfe von Windkanalversuchen zu ermitteln, die üblicherweise vom Hersteller durchgeführt werden;
- K_A wie in B.2.3.definiert.
- (2) Die zugehörigen Beiwerte für seitliche Windkräfte $c_{\rm f,Ax}$ und $c_{\rm 1,A,z}$ sind wie $c_{\rm f,A}$ zu berechnen, wobei die jeweilige Richtung orthogonal zur mittleren Windrichtung anzunehmen ist. $c_{\rm f,A,0}$ ist der jeweils anzusetzende Kraftbeiwert für Quertrieb und Auftrieb.
- (3) Die zugehörige Torsionskraft T_{AW} ist unter Ansatz des zutreffenden Kraftbeiwertes zu berechnen, der in Windkanalversuchen in Verbindung mit dem relevanten Hebelarm eine derartige Torsion ermittelt wurde.

B.2.5 Windkraftbeiwerte für Abspannseile

(1) Der Windkraftbeiwerte $c_{f,G}$ senkrecht zu den Abspannseilen, bezogen auf die Ebene, die durch das Seil und den Wind gebildet wird, ist wie folgt anzusetzen:

$$c_{f,G} = c_{f,G,0} \sin^2 \psi \tag{B.8}$$

Dabei ist

- $c_{f,G,0}$ $c_{f,G,0}$ der Reynoldszahl-abhängige Gesamtkraftbeiwert; Werte dafür sind in Tabelle B.2.1 sowohl ohne als auch mit Eisansatz angegeben;
 - ψ der Winkel des Windeinfalls zur Sehne.

ANMERKUNG Der Windwiderstand der Isolatoren der Abspannseile ist, wenn relevant, zu berücksichtigen, indem sie entweder als individuelle Bauteile betrachtet werden und die passenden Windkräfte berücksichtigt werden, oder ihre Wirkung in $c_{\rm f,G}$ "verschmiert" wird.

B.2.6 Windkraftbeiwerte bei Vereisung

- (1) Bei der Ermittlung des Windwiderstandes eines Bauwerks und der Außenanbauten bei Eisansatz ist jedes Bauteil, Anbauteil und Abspannseil als allseitig mit Eis bedeckt anzusetzen, und zwar mit einer Eisdicke nach Anhang C.
- (2) Falls die Spaltbreiten zwischen Elementen im eisfreien Zustand kleiner als 75 mm sind, sollte angenommen werden, dass diese Spalten durch Eisansatz geschlossen werden.
- (3) Kraftbeiwerte von einzelnen Bauteilen sollten Tabelle B.2.1 entnommen werden.
- (4) Ein nicht symmetrischer Eisansatz, bei dem einige Abspannseile vereist und andere eisfrei sind, ist zu berücksichtigen (siehe Anhang C).

B.2.7 Anleitung für Spezialfälle

B.2.7.1 Gesamtwindkraftbeiwert

(1) Der Gesamtwindkraftbeiwert $c_{\rm f}$ in Windrichtung für die Höhe eines Moduls eines Gittermastes mit quadratischem oder dreieckigem Grundriss oder eines Gittermastes mit rechteckigem Grundriss mit unterschiedlichen Seitenlängen kann wie unter (2) beschrieben bestimmt werden:

ANMERKUNG Für die Bemessung von Gittermasten mit quadratischem oder gleichseitig dreieckeckigem Grundriss ist das Verfahren nach B.2.1.3 zu verwenden.

(2) Der Gesamtwindkraftbeiwert c_f für ein Modul in Windrichtung kann folgendermaßen bestimmt werden:

Für quadratische und rechteckige Gittermaste:

$$c_{\rm f} = c_{1\rm e} \cos^2 \theta_1 + c_{2\rm e} \sin^2 \theta_1$$
 (B.9)

Für dreieckige Gittermaste:

$$c_{\rm f} = c_{\rm 1e} \cos^2 \left(\frac{3\theta_1}{4}\right) + c_{\rm 2e} \sin^2 \left(\frac{3\theta_1}{4}\right)$$
 (B.10)

Dabei ist

 c_{1e} der effektiver Windkraftbeiwert:

— für quadratische und rechteckige Gittermaste:

$$c_{1e} = (c_1 + \eta_1 c_3) K_{\theta 1}$$

— für dreieckige Gittermaste:

$$c_{1e} = \left\{ c_1 + \frac{\eta_1}{2} (c_2 + c_3) \right\} K_{\theta 1}$$

 c_{2e} der effektiver Windkraftbeiwert:

— für quadratische und rechteckige Gittermaste:

$$c_{2e} = (c_2 + \eta_2 c_4) K_{\theta 2}$$

— für dreieckige Gittermaste:

$$c_{2e} = \left\{ c_2 + \frac{\eta_2}{2} (c_1 + c_3) \right\} K_{\theta 2}$$

 c_1 bis c_4 sind Windkraftbeiwerte:

$$c_1 = c_{f,S1} A_{S1}/\Sigma A + c_{f,A1} A_{A1}/\Sigma A;$$

$$c_2 = c_{fS2} A_{S2}/\Sigma A + c_{fA2} A_{A2}/\Sigma A;$$

$$c_3 = c_{f,S3} A_{S3}/\Sigma A + c_{f,A3} A_{A3}/\Sigma A;$$

$$c_4 = c_{f,S4} A_{S4}/\Sigma A + c_{f,A4} A_{A4}/\Sigma A;$$

 A_{S1} bis A_{S4} Projektionsflächen der Elemente auf die Ansichtsflächen 1 bis 4, die wie tragende Bauteile innerhalb desselben Moduls, gegebenenfalls einschließlich Vereisung, betrachtet werden (siehe Bild B.2.1);

 $A_{\rm A1}$ bis $A_{\rm A4}$ Projektionsflächen der Elemente auf die Ansichtsflächen 1 bis 4, die wie zusätzliche Bauteile innerhalb desselben Moduls, gegebenenfalls einschließlich Vereisung, betrachtet werden (siehe Bild B.2.1);

 $c_{f,S1}$ bis $c_{f,S4}$ Kraftbeiwerte der Elemente, die wie tragende Bauteile betrachtet werden, für die Ansichtsflächen 1 bis 4; die Kraftbeiwerte dürfen nach B.2.7.2 ermittelt werden;

 $c_{\rm f,A1}$ bis $c_{\rm f,A4}$ Windkraftbeiwerte für Außenanbauten, die nicht als tragende Bauteile betrachtet werden, für die Ansichtsflächen 1, 2, 3 bzw. 4; die Windkraftbeiwerte werden nach B.2.3 oder B.2.4 ermittelt; $K_{\rm A}$ = 1,0 in allen Fällen;

als $A_{\rm ref}$ nach EN 1991-1-4, 5.3(2) anzusetzen; es kann jeder angenommen Wert angesetzt werden (zum Beispiel Eins), solange $A_{\rm ref}$ als derselbe Wert angesetzt wird. (AC)

 η_1 und η_2 effektive Abschattungsbeiwerte für die Ansichtsfläche 1 bzw. 2, einschließlich der tragenden Bauteile und Anbauteile; η_1 und η_2 sind wie folgt anzusetzen:

- für quadratische Gittermaste: η_e
- für dreieckige Gittermaste: 0,67 $\eta_{\rm p}$
- für rechteckige Gittermaste: $\eta_e + 0.15(\omega 1)(\varphi 0.1)$ jedoch nicht größer als 1,0

 $\eta_{\rm e}$ = $\eta_{\rm f}$ ($A_{\rm f}$ + 0,83 $A_{\rm c}$ + 2,1 $A_{\rm c,sup}$ + $A_{\rm A}$)/($A_{\rm S}$ + $A_{\rm A}$) jedoch nicht größer als 1,0;

 $\eta_{\rm f}$ = $(1 - \varphi)^{1,89}$ siehe auch Bild B.2.4;

Dabei ist

 $A_{\mathrm{f}}, A_{\mathrm{C}}, A_{\mathrm{C,sup}}$ wie in B.2.2.1 angegeben; sie sind für die Ansichtsflächen 1 und 2 anwendbar;

$$A_{S} = A_{f} + A_{c} + A_{c,sup}$$
 (siehe B.2.2.1(2))

A_A die Projektionsfläche der Anbauteile, die nicht wie tragende Bauteile betrachtet werden; sie ist für die Ansichtsflächen 1, 2, 3 und 4 anwendbar;

der Völligkeitsgrad für die Ansichtsflächen 1 und 2 nach B.2.2, jedoch einschließlich tragender Bauteile und Anbauteile (siehe Bild B.2.2).

Folglich

 φ

$$\varphi = \frac{A_{S} + A_{A}}{h_{b}}$$

 Abstandsverhältnis, entspricht dem Abstand zwischen der betrachteten und der parallel dazu liegenden Ansichtsfläche, dividiert durch die Breite der betrachteten Fachwerkwand in Höhe des Schwerpunktes des Moduls, jedoch nicht kleiner als 1,0;

 $K_{\theta 1}$ und $K_{\theta 2}$ nach B.2.2.1 zu bestimmen; anwendbar auf die Ansichtsflächen 1 und 2 unter Verwendung von $(A_S + A_A)$ A_f und φ , wie in diesem Abschnitt definiert;

 θ_1 Windanströmwinkel (im Grundriss) zur Normalen auf Ansichtsfläche 1.

- (3) Bei Gittermasten mit φ > 0,6 ist zu berücksichtigen, dass Schwingungsantworten quer zur Windrichtung infolge von Wirbelanregung möglich sind, siehe EN 1991-1-4.
- (4) Der Gesamtkraftbeiwert c_{fx} eines Moduls für den Quertrieb ist wie unter (2) zu bestimmen, jedoch für eine Windrichtung senkrecht zur mittleren Windrichtung im Grundriss.
- (5) Der Gesamtkraftbeiwert $\Sigma c_{\rm f}$ eines Moduls mit polygonförmigem Grundriss (mit mehr als vier Ansichtsflächen) in Windrichtung ist anhand von maßstäblichen Windkanalmessungen in Übereinstimmung mit EN 1991-1-4, 1.5 zu bestimmen.

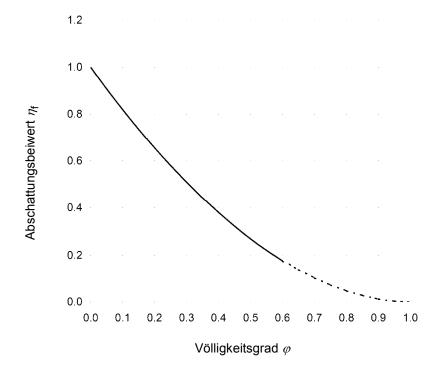


Bild B.2.4 — Abschattungsbeiwert $\eta_{\rm f}$ für aus kantigen Bauteilen zusammengesetzte einzelne Tragwerke

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

B.2.7.2 Windkraftbeiwerte für einzelne Tragwerke

(1) Werte für Windkraftbeiwerte c_f für einzelne Tragwerke, die aus Bauteilen mit sowohl kantigen als auch kreisförmigen Querschnitten bestehen, sind zu bestimmen mit:

$$c_{\rm f} = c_{\rm f,f} \frac{A_{\rm f}}{A_{\rm S}} + c_{\rm f,c} \frac{A_{\rm C}}{A_{\rm S}} + c_{\rm f,c,sup} \frac{A_{\rm c,sup}}{A_{\rm S}}$$
 (B.11)

Dabei ist

 $c_{\rm f,f},\,c_{\rm f,c}$ und $c_{\rm f,c,sup}$ der Kraftbeiwerte für Bauteile mit kantigen, unterkritisch kreisförmigen bzw. überkritisch kreisförmigen Querschnitten unter Verwendung von:

 $c_{\mathrm{f,f}}$ der Kraftbeiwert für einzelne Tragwerke, anzusetzen mit:

$$1,58 + 1,05 (0,6 - \varphi)^{1,8}$$
 für $\varphi \le 0,6$;

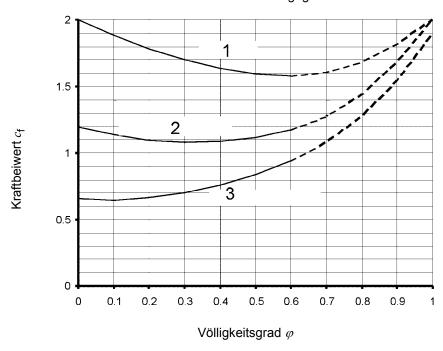
$$1,58 + 2,625 (\varphi - 0,6)^2 \text{ für } \varphi > 0,6;$$

 $A_{\rm f}, A_{\rm c}, A_{\rm c.sup}, A_{\rm S}$ und φ sind in B.2.7.1 definiert.

$$c_{f,c}$$
 = $(0.6 + 0.4 \varphi^2) c_{f,f}$

$$c_{f,c,sup} = (0.33 + 0.62 \varphi^{5/3}) c_{f,f}$$

(2) Näherungswerte für diese Kraftbeiwerte sind in Bild B.2.5 angegeben.



Legende

- 1 Kantige Profile
- 2 Kreisförmige Profile (unterkritisch)
- 3 Kreisförmige Profile (überkritisch)

ANMERKUNG Bei Gittermasten mit φ > 0,6 siehe B.2.7.1(3).

Bild B.2.5 — Kraftbeiwert c_f für einzelne Tragwerke

B.3 Tragwerksreaktion von Gittermasten

B.3.1 Bedingungen für die Anwendung statischer Verfahren

- (1) Das statische Ersatzlastverfahren, siehe B.3.2, ist üblicherweise anzuwenden, wenn die Bedingungen in B.3.1(3) erfüllt sind. Wenn nicht, sind aufwändigere Verfahren wie z. B. das Spektralverfahren, siehe B.3.3, anzuwenden. Ein Fachgutachten ist notwendig.
- (2) Die statische Ersatzlast-Methode berücksichtigt eine gewisse dynamische Überhöhung der Bauwerksantwort, die typisch für die Mehrzahl der nach dieser Vorschrift gebauten Gittermaste ist. Die Kontrolle für die Anwendbarkeit des statischen Verfahrens nach Gleichung (B.12) ist nur als Anleitung zu betrachten. Die dynamische Vergrößerung nimmt im Allgemeinen mit zunehmender Höhe der Moduln eines Mastes zu, insbesondere wenn er viele Außenanbauten hat oder wenn er eine konkave bzw. gevoutete Bauform aufweist (Eiffelturm-Form). In solchen Fällen sollte bei Anwendung der statischen Vorgehensweisen auf Gittermaste, bei denen diese Einflüsse stärker ausgeprägt sind als bei herkömmlichen Bauweisen, mit Vorsicht vorgegangen werden.
- (3) Die statische Ersatzlast-Methode darf angewendet werden, falls:

$$\frac{7 m_{\rm T}}{\rho_{\rm S} c_{\rm f,T} A_{\rm T} \sqrt{d_{\rm B} \tau_{\rm o}}} \left(\frac{5}{6} - \frac{h_{\rm T}}{h}\right)^2 < 1 \tag{B.12}$$

Dabei ist

 $c_{\rm f,T}A_{\rm T}$ die Summe der Windkräfte (einschließlich Außenanbauteile) der einzelnen Module, beginnend von der Mastspitze, so dass $c_{\rm f,T}A_{\rm T}$ gerade kleiner ist als ein Drittel der Gesamtsumme $\Sigma c_{\rm f}$ für den gesamten Mast (in m²);

 $\rho_{\rm s}$ die Dichte des Werkstoffes der Mastkonstruktion (in kg/m³);

 $m_{\rm T}$ die Gesamtmasse der Module im Bereich von $c_{\rm f,T}$ (in kg);

h die Masthöhe (in m);

 $h_{\rm T}$ die Gesamthöhe der Module im Bereich von $c_{\rm f,T}$, jedoch nicht größer als h/3 (in m);

 $\tau_{\rm O}$ die Volumen-/Widerstandskonstante, anzusetzen mit 0,001 m;

 d_{B} die Tiefe in Windrichtung, anzusetzen mit:

- Basisbreite d für rechtwinklige Gittermaste (in m);
- 0,75 × Basisbreite für dreigurtige Maste (in m).

B.3.2 Statische Ersatzlast-Methode

B.3.2.1 Allgemeines

(1) Bei symmetrischen Masten, die mit Gurtstäben mit dreieckigen Ausfachungen konstruiert sind, mit oder ohne Außenanbauten, für die 🔊 die Windkraft (AC) nach 🔊 B.2 (AC) berechnet worden ist, ist die maximale Schnittkraft im Bauteil nach B.3.2.2.1 bis B.3.2.2.5 zu bestimmen. Bei unsymmetrischen Masten, die mit Gurtstäben mit dreieckigen Ausfachungen konstruiert sind und Außenanbauten aufweisen, oder bei Masten, für die 🖾 die Windkraft (AC) nach B.2.7 berechnet worden ist, ist die maximale Schnittkraft im Bauteil nach B.3.2.2.6 zu bestimmen.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

ANMERKUNG Bei symmetrischen, dreieckigen und quadratischen Masten sind die Windlasten quer zur Windrichtung nicht maßgebend für die Bemessung und dürfen folglich vernachlässigt werden. Bei unsymmetrischen Gittermasten sind diese Lasten zu berücksichtigen.

B.3.2.2 Windbelastung

B.3.2.2.1 Allgemeines

- (1) Die maximale Windlast auf den Gittermast in Windrichtung ist nach EN 1991-1-4, 5.3 zu bestimmen unter Verwendung der in diesem Anhang in B.2 angegebenen Windkraftbeiwerte.
- (2) Die mittlere Windlast in Windrichtung auf den Gittermast $F_{m,W}$ (z) ist in der Regel folgendermaßen anzusetzen:

$$\frac{q_{\rm p}}{1 + 7I_{\rm v}(z_{\rm e})} \sum_{\rm f} c_{\rm f} A_{\rm ref} \quad (B.14a)$$

(3) Die äquivalente Böenwindlast in Windrichtung auf den Gittermast $F_{T,W}(z)$ ist in der Regel zu ermitteln aus:

$$F_{\text{T, W}}(z) = F_{\text{m, W}}(z) \left[1 + \left(1 + 0.2(z_{\text{m}} / h)^2 \right) \frac{\left[1 + 7I_{\text{v}}(z_{\text{e}}) \right] c_{\text{s}} c_{\text{d}} - 1}{c_{\text{o}}(z_{\text{m}})} \right]$$
(B.14b)

Dabei ist

*I*_v die Intensität der Turbolenzen nach EN 1991-1-4;

 $c_{\rm s}c_{\rm d}$ der Strukturbeiwert nach EN 1991-1-4, 6.3;

z_m die Höhe der Schnittfläche über Grund, für die die Beanspruchung ermittelt wird;

h die Gesamthöhe des Gittermasts;

 $C_0(z_m)$ der orographische Faktor nach EN 1991-1-4.

B.3.2.2.2 Lasten zur Berechnung der Kräfte in den Bauteilen oder in den Fundamenten

(1) Die maximale Kraft S_{max} in einem Bauteil oder in dem Fundament ist gemäß (B.14b) mittels $F_{\text{m,W}}$ zu bestimmen und um einen Faktor zu erhöhen:

$$S_{\text{max}} = S_{\text{m,W}} \left[1 + \left(1 + 0.2(z_{\text{m}} / h)^2 \right) \frac{\left[1 + 7I_{\text{v}}(z_{\text{e}})c_{\text{s}}c_{\text{d}} - 1 \right]}{c_{\text{o}}(z_{\text{m}})} \right]$$
(B.15)

Dabei ist

AC die Kraft im Bauteil oder im Fundament aus der mittleren Windlast $F_{m,W}$;

$$AC$$
 $c_0(z_m)$ siehe B.3.2.2.1(3). (AC)

B.3.2.2.3 Lasten zur Berechnung der Querkräfte

(1) Die zur Berechnung der Füllstabkräfte verwendete Belastung ist in Abhängigkeit von der Ausführung des Mastes anzusetzen.

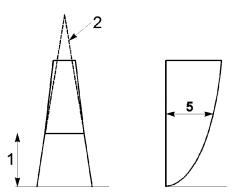
ANMERKUNG Querkräfte im Fundament sind nach B.3.2.2.2 zu bestimmen.

(2) Bei Gittermasten, bei denen die Neigung der Eckstiel derart ist, dass sie sich projiziert oberhalb der Mastspitze schneiden (siehe Bild 3.1a)), ist die maximale Beanspruchung in der Ausfachung oder die Querkraft auf einem gegebenen Niveau nach B.3.2.2.2 zu ermitteln.

ANMERKUNG Kräfte in Füllstäben an Knoten, an denen sich die Neigung der Eckstiele ändert, können aus Anteilen der Eckstielkräfte und der Querkraft bestehen.

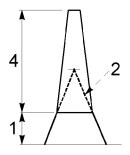
- (3) Bei Gittermasten, bei denen die Neigung der Eckstiele des betrachteten Gefaches derart ist, dass sie sich projiziert unterhalb der Mastspitze schneiden (siehe Bild B.3.1b)), sind zwei Berechnungen mit ungleichmäßigen Feldbelastungen durchzuführen, mit
- a) der mittleren Windlast, $F_{m,W}(z)$ unterhalb des Schnittpunktes und einer statischen Ersatzlast $F_{T,W}(z)$ für die Böenwindlast oberhalb des Schnittpunktes,
- b) der mittleren Windlast, $F_{m,W}(z)$ oberhalb des Schnittpunktes und einer statischen Ersatzlast $F_{T,W}(z)$ für die Böenwindlast unterhalb des Schnittpunktes.
- (4) Existiert mehr als ein Schnittpunkt, dann sind zwei Lastfälle mit ungleichmäßiger Feldbelastung für jedes Modul zu berechnen, siehe Bild B.3.1c).

ANMERKUNG Für Füllstäbe über dem höchsten Schnittpunkt darf das Verfahren nach B.3.2.2.3(2) verwendet werden.

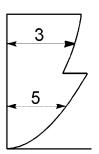


a) Fall 1

Alle Querkräfte ermittelt aus mittlere Windlast und Böenreaktionsfaktor



5

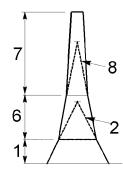


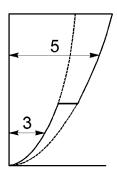
b) Fall 2

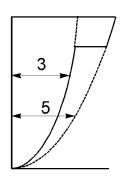
Feldweise Belastung für Modul "A"

Bild B.3.1 — Feldweise ungleichmäßige Belastung

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)







c) Fall 3

Feldweise Belastung für Modul "A":

Feldweise 1 — Feldweise

Feldweise 2 - - - -

Feldweise Belastung für Modul "B":

Feldweise 1 ———

Feldweise 2 - - - -

Legende

- 1 Modul "A"
- 2 Verlängerung der Eckstiele des Moduls "A"
- 3 Mittelwert
- 4 oberhalb Modul "A" liegende Fachwerkfelder wie Fall 1 zu behandeln
- 5 "Böenlast"
- 6 Modul "B"
- 7 oberhalb Modul "B" liegende Fachwerkfelder wie Fall 1 zu behandeln
- 8 Verlängerung der Eckstiele des Moduls "B"

Bild B.3.1 — Feldweise ungleichmäßige Belastung (fortgesetzt)

B.3.2.2.4 Belastung von Abspannseilen

(1) Die maximale Windlast $F_{\text{c/Gw}}(z)$ auf Seile in Windrichtung ist wie folgt anzusetzen:

$$F_{\text{C/Gw}}(z) = \frac{q_{\text{p}}(z)}{1 + 7I_{\text{v}}(z)} \sum c_{\text{f,G}} \cdot A_{\text{G}} \cdot \left[1 + \frac{\left[1 + 7I_{\text{v}}(z) \right] c_{\text{s}} c_{\text{d}} - 1}{c_{\text{o}}(z)} \right]$$
(B.16)

Dabei ist:

 $q_p(z)$ der Spitzenstaudruck in effektiver Höhe z in m des Seils über Grund, ermittelt nach EN 1991-1-4;

 $\Sigma c_{\mathrm{f}\;\mathrm{G}}$ der Gesamtwindkraftbeiwert des Seils in Windrichtung, ermittelt nach B.2.

B.3.2.2.5 Belastung zur Bestimmung von Durchbiegungen und Verdrehungen

(1) Verformungen und Verdrehungen brauchen in der Regel nur den Anforderungen für die Gebrauchstauglichkeit zu genügen. Die Gebrauchstauglichkeitskriterien sind vom Kunden in der Bauausschreibung festzulegen (siehe 7.2.2).

B.3.2.2.6 Windbelastung für nicht symmetrische Gittermaste und Türme oder Türme mit komplexen Anbauten

(1) Bei nicht symmetrischen Gittermasten oder Türmen, die große, nicht symmetrisch angeordnete Außenanbauten und/oder Seile bzw. Leitungen aufweisen, die nicht vernachlässigbare Torsionsbelastungen und Belastungen quer zur Windrichtung einleiten, müssen die Gesamtkräfte infolge der Windlasten für die kombinierte Einwirkung von Wind auf einzelne Teile, und zwar in Windrichtung und quer zur Windrichtung berücksichtigt werden.

- (2) Die schwankenden Beanspruchungen, die durch laterale Turbulenz verursacht werden, sollten zusammen mit den Beanspruchungen aus Windlasten in Windrichtung berücksichtigt werden.
- (3) Zur Ermittlung der Gesamtbelastung in solchen Fällen ist die mittlere Windlast in Windrichtung unabhängig vom schwankenden Anteil zu betrachten. Dazu ist der Mast unter Belastung der mittleren Windlast $F_{m,W}(z)$ in Windrichtung, wie nach B.3.2.2.1(1) ermittelt, zu untersuchen.

ANMERKUNG Falls Abspannungen vorhanden sind, ist die mittlere Last $F_{m,CW}(z)$ auf die Abspannungen zu berücksichtigen (siehe B.3.2.2.4).

- (4) Folgende einzelne Beanspruchungen sind zu berechnen:
- a) die mittlere Beanspruchung $S_{m,TW}$ infolge Windlast, ermittelt aus der mittleren Windlast $F_{m,TW}(z)$;
- b) die Beanspruchung $S_{1,\mathrm{TW}}$ im Bauteil infolge schwankender Windlasten in Windrichtung, ermittelt anhand:

$$S_{1,\text{TW}} = S_{\text{m,TW}} \frac{\left[1 + 7I_{\text{v}}(z)\right]c_{\text{s}}c_{\text{d}} - 1}{c_{\text{o}}(z_{\text{m}})} \left(1 + 0.2(z_{\text{m}}/h)^{2}\right)$$
(B.17)

c) schwankende laterale Windbeanspruchungen $S_{1,TX}$ infolge Turbulenz quer zur Windrichtung, die wie folgt angesetzt werden sollten, falls keine anderen Angaben vorliegen:

$$S_{1,\mathsf{TX}} = K_{\mathsf{X}} \left(\frac{\sum c_{\mathsf{X}}}{\sum c_{\mathsf{f}}} \right) S_{1,\mathsf{TW}} \tag{B.18}$$

Dabei ist

 K_{X} der Beiwert zur Berücksichtigung der lateralen Turbulenz;

 Σc_{X} der Kraftbeiwert für den Quertrieb des Bauwerks (und aller vorhandener Außenanbauten) für das betrachtete Modul;

ho ho ho siehe B.2.1.3(1). (AC)

ANMERKUNG 1 Der Wert für K_X darf im Nationalen Anhang angegeben werden. Der Wert K_X = 1,0 wird empfohlen.

ANMERKUNG 2 Die laterale Turbulenz bedeutet auch für symmetrisch ausgebildete Gittermaste schwankende Windlasten quer zur Windrichtung; jedoch ist die Auswirkung dieser Lasten normalerweise nicht relevant für die maßgebend beanspruchten Bauteile, außer für Ermüdung.

(5) Die Gesamtbeanspruchung eines jeden Bauteils infolge von Wind ΣS_T ist wie folgt anzusetzen:

$$\Sigma S_{\rm T} = S_{\rm m,TW} + S_{\rm m,cw} \sqrt{S_{\rm 1,TW}^2 + S_{\rm 1,TX}^2 + S_{\rm cables}^2}$$
 (B.20)

AC Dabei ist

 $S_{
m m,cw}$ die mittlere Beanspruchung der Kabel, ermittelt aus der Lastkomponente in (B.16);

 S_{cables} die schwankende Beanspruchung der Kabel, ermittelt aus der Schwankungskomponente in (B.16). (AC)

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

B.3.3 Spektralmethode

(1) Wird die Bauwerksantwort auf Kräfte in Windrichtung mittels der Spektralmethode berechnet, sollten die meteorologischen Daten nach EN 1991-1-4 angesetzt werden und die Windkraftbeiwerte nach B.2. Zusätzlich sollten — falls genauere Angaben fehlen — die in EN 1991-1-4, Anhang B definierten Parameter angesetzt werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise liefern.

(2) Laterale Turbulenz führt zu wechselnden Beanspruchungen, die zusammen mit den Beanspruchungen in Windrichtung zu betrachten sind. Die zutreffenden Parameter sollten entsprechend denen für Windwirkungen in Windrichtung gewählt werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise liefern.

B.3.4 Wirbelerregte Schwingungen quer zur Windrichtung

(1) Falls Gittermaste große zylindrische Körper tragen oder sich durch starken Eisansatz derart zusetzen können, dass wirbelerregte Querschwingungen möglich sind, so sind diese nach EN 1991-1-4 zu berechnen.

B.4 Dynamische Antwort von abgespannten Masten

B.4.1 Allgemeines

- (1) Die maximalen Kräfte für die Bemessung von Mastbauteilen und -fundamenten sind unter Berücksichtigung der Bauwerksantwort auf die Turbulenz des natürlichen Windes zu berechnen.
- (2) Diese Kräfte sollten die Auswirkungen auf eine äquivalente, statische Belastung durch einen Wind, der mit der mittleren 10-Minuten-Windgeschwindigkeit und nur aus der Windrichtung weht, und die schwankenden Lastanteile infolge Böen in Windrichtung und, wenn maßgebend, quer zur Windrichtung erfassen.

B.4.2 Bedingungen für statische Methoden

- (1) Im Allgemeinen können statische Methoden zur Ermittlung der maximalen Beanspruchungen der Bauteile eines Mastes verwendet werden (siehe B.4.3). Nur bei Masten, die zu ausgeprägten dynamischen Reaktionen neigen, ist es notwendig, dynamische Antwortberechnungen durchzuführen (siehe B.4.4).
- (2) Die Bemessung größerer Maste, deren Versagen sehr schwere Folgen hätte (siehe 2.3), sollte immer mit dynamischen Anwort-Berechnungen überprüft werden.
- (3) Das folgende Kriterium ist zu erfüllen, damit statische Methoden angewendet werden können:
- a) der Kragarm oberhalb des obersten Anschlussniveaus der Abspannseile hat eine Gesamtlänge, die nicht größer als die Hälfte des Abstandes zwischen den obersten beiden Anschlussniveaus;
- b) Der Parameter β_s ist < 1 wenn:

$$\beta_{S} = \frac{4\left(\frac{E_{m}I_{m}}{L_{S}^{2}}\right)}{\left(\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}K_{Gi}H_{Gi}\right)} < 1$$
(B.21a)

mit:

$$K_{Gi} = 0.5N_i A_{Gi} E_{Gi} \cos^2 \alpha_{Gi} / L_{Gi}$$
(B.21b)

Dabei ist

- N die Anzahl der Abspannanschlussniveaus;
- A_{Gi} die Querschnittsfläche des Seils auf Anschlussniveau i;
- E_{Gi} der Elastizitätsmodul des Seils auf Anschlussniveau i;
- L_{Gi} die Länge des Seils auf Anschlussniveau i;
- N_i Anzahl der Seile auf Anschlussniveau i;
- H_{Gi} Höhe des Anschlussniveaus über dem Mastfuß;
- α_{Gi} Winkel der Sehne der Seile auf Anschlussniveau i mit der Horizontalen;
- E_m Elastizitätsmodul des Mastes;
- $I_{\rm m}$ durchschnittliches Trägheitsmoment des Mastes;
- $L_{\rm s}$ durchschnittliche Spannweite des Mastes zwischen den Anschlussniveaus.
- c) Der Parameter Q ist < 1 wenn:

$$Q = \frac{1}{30} \sqrt[3]{\frac{HV_{H}}{D_{0}}} \sqrt{\frac{m_{0}}{HR}}$$
 (B.21c)

Dabei ist

- m_0 die durchschnittliche Masse je Längeneinheit des Mastes einschließlich Anbauten in kg/m;
- $D_{\rm 0}$ die durchschnittliche Breite der Ansichtsfläche des Mastes in m;
- $V_{\rm H}$ die mittlere Windgeschwindigkeit $V_{\rm e}$ auf Höhe der Mastspitze in m/s;
- $\stackrel{\hbox{\scriptsize AC}}{}$ R der durchschnittliche Gesamtwert des Produkts aus dem Windkraftbeiwert c_{f} und der Bezugsfläche $\sum A$ nach B.2.2.1(1); $\stackrel{\hbox{\scriptsize AC}}{}$
 - H die Höhe des Mastes einschließlich des Kragarms, falls vorhanden, in m.
- (4) Falls eines der Kriterien in (3) nicht erfüllt ist, ist die Spektralmethode wie folgt (siehe B.4.4) anzuwenden.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

B.4.3 Statische Ersatzlast-Methode

B.4.3.1 Allgemeines

- (1) Um die dynamische Antwort von Masten auf Windbelastung zu berücksichtigen, muss der Mast für eine Reihe von statischen Windlastfällen mit ungleichmäßigen Feldbelastungen untersucht werden; dies geschieht auf der Grundlage der mittleren Windlast, die um zusätzliche Feldbelastungen vergrößert wird. Diese Vorgehensweise erfordert für jede betrachtete Windrichtung zahlreiche statische Windberechnungen, wobei die Ergebnisse kombiniert werden müssen, um die Maximalantwort zu bestimmen.
- (2) Bei Masten mit symmetrischem Querschnitt mit dreieckiger Ausfachung, sowohl ohne Außenanbauten als auch mit symmetrisch zur betrachteten Windrichtung angeordneten Außenanbauten, die vermutlich nicht dynamisch anfällig (siehe B.4.7) sind, sind die maximalen Kräfte nach B.4.3.2 zu ermitteln.
- (3) Bei Masten mit Außenanbauten, die nicht symmetrisch zur betrachteten Windrichtung angeordnet sind, sind die zusätzlichen Kräfte infolge von Windwirkungen quer zur Windrichtung nach B.4.3.2.8 zu ermitteln.

B.4.3.2 Zu berücksichtigende Lastfälle

B.4.3.2.1 Mittlere Windbelastung

(1) Die Windlast $F_{m,W}$ auf den Mastschaft in Windrichtung infolge der mittleren Windgeschwindigkeit ist wie folgt anzusetzen:

(B.22)
$$F_{\rm m,W}(z) = \frac{q_{\rm p}(z)}{1 + 7I_{\rm v}(z)} \sum c_{\rm W}(z) A_{\rm ref}$$

Dabei ist

- $c_{\mathrm{W}}(z)$ der Gesamtwindkraftbeiwert des Bauwerks (und aller vorhandenen Außenanbauten) über das betrachtete Segment in Windrichtung in Höhe z in m über Grund innerhalb des betrachteten Gefaches, ermittelt nach $\overline{\mathbb{AC}}$ B.2.1.3 $\overline{\mathbb{AC}}$.
- (2) Diese Lasten sollten in der Mitte der Ansichtsflächen des jeweiligen Abschnittes (einschließlich vorhandener Außenanbauten) wirkend angesetzt werden.
- (3) Die Windbelastung $\mathbb{A} F_{\mathrm{GW}}(z)$ \mathbb{A} auf Abspannseile infolge der mittleren Windgeschwindigkeit ist in der Seil-Wind-Ebene normal zum Abspannseil wie folgt anzusetzen:

$$F_{\text{GW}}(z) = \frac{q_{\text{p}}(z)}{1 + 7I_{\text{v}}(z)} c_{\text{f,G}}(z) A \tag{B.23}$$

Dabei ist

- $\triangle c_{f,G}(z)$ $\triangle c_{f,G}(z)$ der Windwiderstandsbeiwert des betrachteten Abspannseils, ermittelt nach B.2.
- (4) Wenn eine gleichförmige Streckenbelastung verwendet wird, \bigcirc sollte $q_p(z)$ auf der Windgeschwindigkeit in 2/3 der Höhe des jeweiligen Seilanschlusses am Mast basieren \bigcirc .
- (5) Die Beanspruchung $S_{\rm m}$ infolge des mittleren Windes ist für jedes Bauteil des Mastes durch eine nichtlineare statische Berechnung unter der mittleren Belastung $F_{\rm m,W}$ und $F_{\rm GW}$ zu ermitteln.

B.4.3.2.2 Zusätzliche Feldbelastungen

- (1) Zusätzlich zu der mittleren Belastung nach B.4.3.2.1 sind nacheinander verschiedene zusätzliche Feldbelastungen wie folgt anzusetzen:
- in jedem Feld des Mastschaftes zwischen benachbarten Abspannebenen (und in dem Feld zwischen Mastfuß und der ersten Abspannebene);
- gegebenenfalls über dem Kragarm;
- von Mittelpunkt zu Mittelpunkt benachbarter "Felder";
- vom Mastfuß bis zur Mitte der ersten Abspannebene;
- von der Mitte des Feldes zwischen der vorletzten und der obersten Abspannebene, falls darüber kein auskragender Teil vorhanden ist, ansonsten gegebenenfalls einschließlich des Kragteils.
- (2) Diese sind in Bild B.4.1 dargestellt. Die feldweise Belastung ist wie folgt zu berechnen:

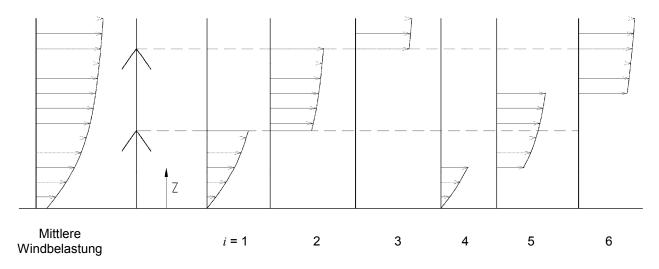
$$F_{\text{PW}}(z) = 2k_{\text{s}} \frac{q_{\text{p}}(z)}{1 + 7I_{\text{v}}(z)} \frac{I_{\text{v}}(z)}{c_{\text{o}}(z)} \sum c_{\text{W}}(z) A_{\text{ref}} \tag{B.24}$$

Dabei ist

- $c_{W}(z)$ nach B.4.3.2.1;
- $k_{\rm S}$ der Skalierungsfaktor, der die Wahrscheinlichkeit des Auftretens definiert; (AC)
- $I_{\nu}(z)$ die Turbulenzintensität nach EN 1991-1-4, 4.4 in Abhängigkeit von der Geländekategorie;
- $c_0(z)$ der Orographie-Beiwert nach EN 1991-1-4.
- ANMERKUNG 1 Der Skalierungsfaktor k_s berücksichtigt multi-modale Antworten des abgespannten Mastes.
- ANMERKUNG 2 Der Wert für $k_{\rm S}$ darf im Nationalen Anhang angegeben werden. Der Wert $k_{\rm S}$ = 3,5 wird empfohlen.

ANMERKUNG 3 Zur Vereinfachung dürfen konstante feldweise Belastungen verwendet werden, indem als Bezugshöhe z das obere Ende der feldweisen Belastung zur Ermittlung von $I_{\mathbf{V}}(z)$ und $q_{\mathbf{D}}(z)$ benutzt wird.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)



Feldweise zusätzliche Belastungen

Bild B.4.1 — Ansatz der feldweisen zusätzlichen Belastung

- (3) Diese feldweisen zusätzlichen Belastungen sind rechnerisch auf den unter mittlerer Windlast nach B.4.3.2.1 in seiner Gleichgewichtslage befindlichen Mast aufzubringen.
- (4) Für Maste mit einer Höhe bis zu 50 m braucht nur der Fall mit einer den ganzen Mast einhüllenden zusätzlichen Belastung berücksichtigt zu werden.

ANMERKUNG 1 In diesen Fällen ist die Querkraftausfachung in jedem Feld für die maximale Querkraft (und die zugehörige Torsion) in dem Feld zu bemessen.

ANMERKUNG 2 In diesen Fällen sind die Stiele und die Anschlüsse in den Feldern für die maximale (und minimale) Belastung des Stiels in diesem Feld zu bemessen.

ANMERKUNG 3 Falls in diesen Fällen der Mast einen Kragarm besitzt, dann sind

- mittlere Windbelastungen plus zusätzliche feldweise Belastung auf den Kragarm und mittlere Windbelastung auf den Mast und
- (ii) mittlere Windbelastung auf den Kragarm und mittlere Windbelastung plus zusätzliche feldweise Belastung auf den Mast

zu berücksichtigen.

B.4.3.2.3 Belastung der Abspannseile

(1) Für jeden Lastfall mit zusätzlichen Feldbelastungen auf den Mastschaft (nach B.4.3.2.2) sind zusätzliche feldweise Belastungen $\mathbb{A} \ F_{PG}(z)$ $\mathbb{A}^{\mathbb{C}}$ innerhalb derselben Grenzen aufzubringen, siehe Bild B.4.2. Diese zusätzlichen feldweisen Belastungen sind in der Regel in der Seil-Wind-Ebene normal auf jedes Abspannseil wie folgt anzusetzen:

$$F_{PG}(z) = 2k_{s} \frac{q_{p}(z)}{1 + 7I_{v}(z)} \frac{I_{v}(z)}{c_{o}(z)} c_{f,G}(z) A$$
(B.25)

Dabei ist

- k_s der Skalierungsfaktor;
- $c_{f,G}(z)$ (AC) der Windkraftbeiwert des Abspannseils in der Ebene, die aus Windrichtung und Abspannseil gebildet wird, bestimmt nach B.2.
- ANMERKUNG 1 Der Skalierungsfaktor $k_{\rm S}$ berücksichtigt multi-modale Antworten abgespannter Maste.
- ANMERKUNG 2 Der Wert für $k_{\rm S}$ darf im Nationalen Anhang angegeben werden. Der Wert $k_{\rm S}$ = 3,5 wird empfohlen.
- (2) Vereinfachend darf eine einheitliche Belastung der betrachteten Abspannseile über die gesamte Höhe durch Multiplikation der oben genannten Windlast mit dem Verhältnis $z_{\rm p}/z_{\rm G}$ angegeben werden:

Dabei ist

- z_p die "Höhe" des Felds des betrachteten Abspannseils;
- z_{G} die Höhe des Seilanschlusses am Mast.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

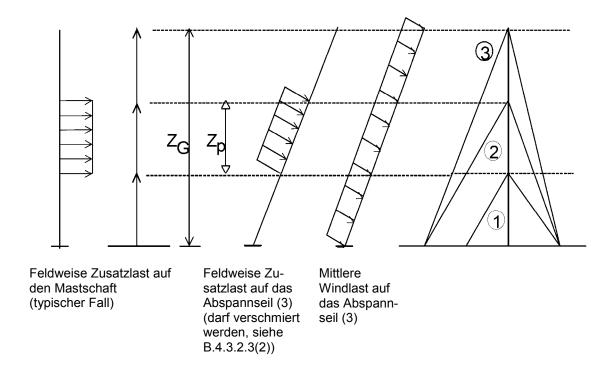


Bild B.4.2 — Feldweise Zusatzlast auf den Abspannseilen

B.4.3.2.4 Bestimmung der Bauwerksantwort unter feldweiser Zusatzlast

- (1) Die Beanspruchung S_{PLi} der Bauteile des Mastschaftes und der Abspannseile, die man für jede der nacheinander aufgebrachten zusätzlichen Feldbelastungen erhält, ist zu berechnen.
- (2) Dazu wird die Differenz zwischen der kombinierten Beanspruchung aus feldweiser Zusatzlast und mittlere Belastung und der Beanspruchung nur aus der mittleren Belastung berechnet.
- (3) Diese Beanspruchungen sind dann als Wurzel des quadratischen Mittelwertes zu kombinieren:

$$S_{p} = \sqrt{\sum_{i=1}^{N} S_{PLi}^{2}}$$
 (B.26)

Dabei ist

S_{Pli} die Beanspruchung (Antwort) aufgrund des *i*-ten Lastfalls;

N die Gesamtzahl der erforderlichen Lastfälle;

 $S_{\rm p}$ die Gesamtbeanspruchung infolge zusätzlicher Feldbelastungen.

B.4.3.2.5 Auswirkung der Windlast auf das gesamte Bauwerk

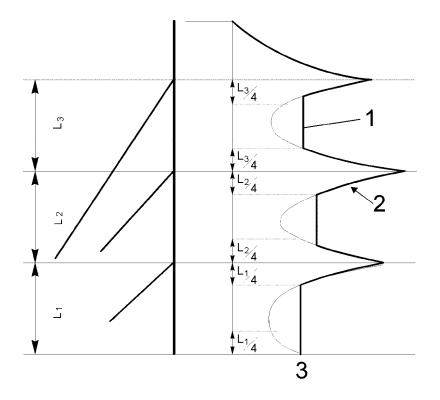
(1) Die Auswirkung S_{TM} der Windlast auf die Bauteile des gesamten Mastes ist folgendermaßen zu ermitteln:

$$S_{\mathsf{TM}} = S_{\mathsf{M}} \pm S_{\mathsf{p}} \tag{B.27}$$

58

Dabei ist

- $S_{\rm M}$ die mittlere Beanspruchung, ermittelt nach B.4.3.2.1;
- $S_{\rm p}$ die schwankende Beanspruchung, ermittelt nach B.4.3.2.4 mit variablen Vorzeichen, um die ungünstigste Auswirkung zu ermitteln.
- (2) Zur Berechnung der Gesamtkraft in der Schubausfachung in einem Feld des Mastschaftes nach (1) ist als Mindestwert innerhalb dieses Feldes als der höchste berechnete Wert im Viertelspunkt des Feldes zwischen benachbarten Abspannebenen (oder dem Mastfuß) anzusetzen. In diesem Zusammenhang bezieht sich die Feldlänge auf den Abstand zwischen benachbarten Abspannebenen oder zwischen dem Mastfuß und der untersten Abspannebene (siehe Bild B.4.3).



Legende

- 1 im Feld zu verwendender Mindestwert
- 2 siehe Anmerkung
- 3 Kraft für die Schubausfachungen

ANMERKUNG Einhüllende der Kräfte in Ausfachungsstäben, die aus der zusätzlichen feldweisen Belastung entsteht (gezeigt sind Absolutwerte).

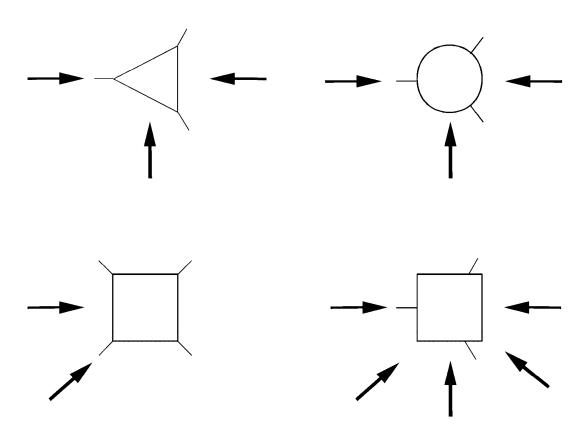
Bild B.4.3 — Mindestkräfte in den Schubausfachungen des Mastschaftes

B.4.3.2.6 Zu berücksichtigende Windrichtungen

(1) Für jedes Bauteil des Mastes ist die Windrichtung zu berücksichtigen, die zu der ungünstigsten Überlagerung der Beanspruchungen führt. Das bedeutet in der Praxis, dass mehrere Windrichtungen zu untersuchen sind.

(2) Falls der Mast nahezu symmetrisch in Geometrie und Belastung ist, sollten bei in drei Richtungen abgespannten dreieckigen Masten mindestens drei Windrichtungen untersucht werden, d. h. die Richtungen 90°, 60° und 30° zu einer Fachwerkwand. Bei einem Mast mit quadratischem Querschnitt, der in vier Richtungen abgespannt ist, sollten mindestens zwei Richtungen betrachtet werden: nämlich die Richtungen 90° und 45° zu einer Fachwerkwand. Beispiele sind in Bild B.4.4 dargestellt.

ANMERKUNG Zur Berücksichtigung des Knickens symmetrischer Maste (siehe 5.1(5)) ist ein lateraler Beanspruchungseffekt (z. B. als Windkraft quer zur Windrichtung in Höhe von 2 % der Windkraft in Windrichtung oder mit einer Windrichtung um 2° gegenüber der angenommen Windrichtung gedreht) anzunehmen, indem eine Betrachtung nach Theorie II. Ordnung durchgeführt wird.



(gilt analog für in vier Richtungen abgespannte kreiszylindrische Maste)

Bild B.4.4 — Typische zu berücksichtigende Windrichtungen

B.4.3.2.7 Belastung zur Berechnung der Verformungen und Verdrehungen

(1) Verformungen brauchen in der Regel nur den Gebrauchstauglichkeitsanforderungen zu genügen. Die Gebrauchstauglichkeitskriterien sind vom Kunden in der Projektausschreibung zu definieren (siehe 7.2.2).

B.4.3.2.8 Windbelastung für nicht symmetrische Maste oder Maste mit komplexen Anbauten

B.4.3.2.8.1 Allgemeines

(1) Bei nicht symmetrischen Masten oder Masten, die große, nicht symmetrisch angeordnete Außenanbauten und/oder Seile enthalten, die Torsionslasten und Windlasten quer zur Windrichtung hervorrufen, müssen die Gesamtkräfte infolge der Windlasten für die kombinierte Einwirkung von Wind auf einzelne Teile, gegebenenfalls in Windrichtung und quer zur Windrichtung, berücksichtigt werden.

- (2) Die schwankenden Beanspruchungen, die durch Turbulenz quer zur Windrichtung verursacht werden, sind in Verbindung mit den Windlasten in Windrichtung zu berücksichtigen.
- (3) Das Vorgehen zur Trennung der mittleren Windlast in Windrichtung von den schwankenden Anteilen sollte analog zum Vorgehen bei Gittermasten nach B.3.2.2.1 erfolgen. Bei abgespannten Masten erfordert dies jedoch eine Reihe von quer zur Windrichtung aufzubringenden zusätzlichen feldweisen Belastungen, die in gleicher Weise wie für Windlasten in Windrichtung nach B.4.3.2.2 angesetzt werden.
- (4) Die Gesamtbeanspruchung ist wie folgt anzusetzen:

$$S_{\text{TM}} = S_{\text{M}} \pm \sqrt{S_{\text{PW}}^2 + K_{\text{X}}^2 S_{\text{PX}}^2}$$
 (B.28)

Dabei ist

S_{PW} die Beanspruchung infolge von zusätzlichen feldweisen Belastungen in Windrichtung;

S_{PX} die Beanspruchung infolge von zusätzlichen feldweisen Belastungen quer zur Windrichtung;

 K_X der Beiwert zur Berücksichtigung der Turbulenzintensität quer zur Windrichtung.

ANMERKUNG 1 Der Wert für K_X darf im Nationalen Anhang angegeben sein. Empfohlen wird ein Wert von $K_X = 1,0$.

ANMERKUNG 2 Turbulenz quer zur Windrichtung verursacht auch bei symmetrisch ausgebildeten Gittermasten schwankende Windlasten quer zur Windrichtung; jedoch ist die Auswirkung dieser Lasten nicht relevant für die maßgeblich beanspruchten Bauteile.

(5) Alternativ zur expliziten Berechnung der Turbulenzeinflüsse quer zur Windrichtung nach B.4.3.2.8.1(4) können die Extrembeanspruchungen S_{TM} in Windrichtung nach B.4.3.2.5(1) zur Berücksichtigung der Einflüsse aus Turbulenz quer zur Windrichtung um 10 % erhöht werden.

B.4.4 Spektralverfahren

- (1) Die Berechnung der Antwort mittels der Spektralmethode dient zur Ermittlung des Resonanzanteils der Antwort.
- (2) Der Hintergrundanteil darf bestimmt werden, indem die statische Vorgehensweise $\mathbb{A}^{\mathbb{C}}$ (siehe B.4.3.2) angewendet wird. Für k_s sollte k_s = 2,95 angesetzt werden $\mathbb{A}^{\mathbb{C}}$.
- (3) Es sollten die in EN 1991-1-4 definierten meteorologischen Daten angesetzt und der Windwiderstand nach B.2 ermittelt werden. Weiterhin sollten die in EN 1991-1-4, Anhang B definierten Parameter verwendet werden, falls keine genaueren Angaben vorliegen.
- (4) Turbulenz quer zur Windrichtung bewirkt schwankende Beanspruchungen, die in Überlagerung mit Windlasten in Windrichtung berücksichtigt werden sollten. Zutreffende Parameter sollten entsprechend dem für Windwirkungen in Windrichtungen angesetzt werden.
- (5) Die Antwort sollte für alle Schwingungsformen, die Eigenfrequenzen von weniger als 2 Hz aufweisen, berechnet werden.

B.4.5 Wirbelerregte Querschwingungen

(1) Falls abgespannte Maste große zylindrische Körper tragen oder sich Gitterstrukturen durch starken Eisansatz derart zusetzen können, dass wirbelerregte Querschwingungen möglich sind, so sind diese nach EN 1991-1-4 zu berechnen.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

B.4.6 Seilschwingungen

(1) Die Abspannseile des Mastes sollten für hochfrequente, wirbelerregte Querschwingungen und Galloping, insbesondere wenn sich an den Abspannseilen Eisansatz gebildet hat, wie folgt nachgewiesen werden:

a) Wirbelerregung

Abspannseile können bei niedrigen Windgeschwindigkeiten Resonanzschwingungen mit kleiner Amplitude vollführen, die durch Wirbelablösung mit hohen Frequenzen verursacht werden.

Da eine Anregung höherer Schwingungsformen auftreten kann, können allgemeine Regeln nicht festgelegt werden. Jedoch treten solche Schwingungen erfahrungsgemäß dann auf, wenn die Vorspannkräfte in den Abspannseilen bei Windstille mehr als 10 % der Bruchlast überschreiten.

b) Galloping (einschließlich Regen-Wind-induzierter Schwingungen)

Abspannseile können Galloping-Schwingungen vollführen, wenn sie mit Eis oder dickem Schmierfett bedeckt sind. Eis- oder Schmiermittelansatz kann eine aerodynamische Form erzeugen, die Instabilitäten hervorruft. Dies führt zu Schwingungen mit großen Amplituden bei kleinen Frequenzen. Das Auftreten ähnlicher Schwingungen bei Regen ist bekannt.

Auch hier können keine allgemein gültigen Regeln angegeben werden, da das Auftreten von Galloping-Schwingungen stark von der Eisbildung oder vom Schmierfettprofil abhängt. Im Allgemeinen tritt Galloping bei Seilen mit großen Durchmessern auf und ist relativ unempfindlich gegenüber Vorspannung, siehe EN 1993-1-11, 8.3.

- (2) Falls Schwingungen beobachtet werden, sind Schwingungsdämpfer oder Spoiler anzuordnen, um die Spannungsspiele auf das geforderte Maß zu beschränken, siehe D.2.
- (3) Ermüdungsnachweise der Seilverankerungen sind durchzuführen, wenn derartige Schwingungen aufgetreten sind und keine Gegenmaßnahmen getroffen wurden. In solchen Fällen sollte der Rat von Experten gesucht werden.

Anhang C (informativ)

Eislast und kombinierte Einwirkung aus Eis und Wind

ANMERKUNG Da dieser Anhang sich mit Eislasten und kombinierten Einwirkungen aus Eis und Wind auf Türme und Maste befasst, wird erwartet, dass er in die EN 1991 — Einwirkungen auf Bauwerke überführt wird.

C.1 Allgemeines

- (1) Der Eisansatz an Türmen und Masten kann an bestimmten Standorten erheblich sein. Bei gleichzeitiger Windwirkung kann der infolge des Eisansatzes vergrößerter Windwiderstand bemessungsrelevant sein.
- (2) Das Ausmaß des Eisansatzes an Bauwerken hängt ebenso wie die Dichte, die Verteilung und die Form des Eisansatzes an Türmen und Masten im Wesentlichen von den lokalen meteorologischen Verhältnissen und der Topographie sowie der Form des Bauwerks selbst ab.
- (3) Man unterscheidet bei Eisansatz je nach Entstehungsart:
- Raueis (Vereisung infolge von Luftfeuchte);
- Eisregen (Vereisung infolge von Niederschlag; sich ablagerndes Eis aus herabrinnendem Wasser).
- (4) Dies kann zu unterschiedlichen Erscheinungsformen von Eisansatz führen, wie weiches Raueis, hartes Raueis, Nassschnee oder glasiges Eis, mit jeweils unterschiedlichen physikalischen Eigenschaften wie Dichte, Adhäsion, Kohäsion, Farbe und Form. Die Dichte kann z. B. zwischen 200 kg/m³ und 900 kg/m³ liegen; die Form des Eisansatzes kann von konzentrischem (glasigem Eis oder Nassschnee) bis stark exzentrischem Eisansatz auf der windzugewandten Seite bei weichem oder hartem Raueis variieren.
- (5) Für die ingenieurmäßige Bemessung wird in der Regel angenommen, dass alle Bauteile eines Mastes oder Turmes mit einer Eisschicht einer bestimmten Dicke überzogen sind; aus der Dicke und der angenommenen Dichte können das Gewicht sowie der Windwiderstand berechnet werden. Diese Vorgehensweise kann in Gegenden gerechtfertigt sein, in denen der Eisansatz in Form von glasigem Eis oder Nassschnee bemessungsrelevant ist. Bei Raueis entspricht eine an allen Teilen des Mastes oder Turms gleich dicke Eisschicht jedoch nicht der Realität. Dennoch kann in Gegenden, wo der Eisansatz durch Luftfeuchte in Form von Raueis relativ selten ist, die Berechnung des Eisgewichtes und des Windwiderstands mit einem überall gleichförmigen Eisansatz praktikabel und zweckmäßig sein, sofern konservative Werte angenommen werden.
- (6) Es gibt auch Gegenden in Europa, in denen extrem starke Vereisung auftreten kann; für diese Gegenden sollte die Eislast durch Experten für Eislasten abgeschätzt werden. Die Angaben sollten das Gewicht, den Ort, die Form usw. der Eislast am betrachteten Bauwerk umfassen; es sollte auch eine zutreffende Kombination von Eis und Wind genau spezifiziert werden.
- (7) Die folgenden Abschnitte geben eine allgemeine Beschreibung, wie Eislasten und Eis in Kombination mit Wind auf Türme und Maste zu behandeln sind.

C.2 Eislast

(1) Die Prinzipien für charakteristische Eislast einschließlich der Dichte und anderer Parameter wird in ISO 12494 angegeben. In ISO 12494 beruht die Eislast auf Eisklassen für Raueis und glasigem Eis, aber es wird weder die wirkliche Eisklasse für die Lage noch die Eisdichte angegeben.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

(2) Es ist zu berücksichtigen, dass der Eisansatz auf Türmen und Masten asymmetrisch erfolgen kann. Asymmetrischer Eisansatz ist bei solchen Masten von besonderer Bedeutung, bei denen der Eisansatz an den verschiedenen Abspannseilen stark unterschiedlich sein kann und dadurch Biegeeffekte im Mastschaft hervorgerufen werden können. Asymmetrische Vereisung von Abspannseilen kann sowohl durch aufgrund der Windrichtung asymmetrisches Entstehen der Eisschicht als auch durch ungleichmäßiges Abfallen des Eises von Abspannseilen verursacht werden.

C.3 Eisgewicht

(1) Bei der Abschätzung des Gewichts des Eises auf Gittermasten oder Rohrmasten kann in der Regel angenommen werden, dass alle Bauteile, Steigleiterteile, Außenanbauten usw. mit einer Eisschicht überzogen sind, die über die gesamte Bauteiloberfläche die gleiche Dicke aufweist, siehe Bild C.1.

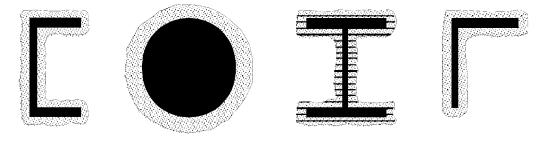


Bild C.1 — Bauteile mit Eisansatz

C.4 Wind und Eis

- (1) In Gegenden, in denen Vereisung auftreten kann, ist für Türme und Maste häufig die Kombination von Vereisung und Wind bemessungsrelevant. Der aufgrund von Eisansatz an den einzelnen Bauteilen vergrößerte Windwiderstand kann dann zu einer maßgebenden Beanspruchung führen, selbst wenn die angesetzten Windgeschwindigkeiten kleiner als die maximalen charakteristischen Werte sind.
- (2) Der Windwiderstand eines Turmes oder Mastes mit Eisansatz darf nach Anhang B abgeschätzt werden, wobei die durch den Eisansatz vergrößerten Bauteilquerschnitte zu berücksichtigen sind. Falls die Spalten zwischen einzelnen Bauteilen schmal sind (kleiner als etwa 75 mm), dann sollte angenommen werden, dass diese sich mit Eis zusetzen. Für Raueis ist die Abschätzung des Windwiderstandes weit komplizierter und eine vollständig mit Eisansatz belegte Mastansicht sollte in die Betrachtung einbezogen werden; zu Hinweisen siehe ISO 12494.
- (3) Bei kombiniertem Auftreten von Eisansatz und Wind ist der charakteristische Staudruck in den Zeiträumen, in denen Vereisung auftreten kann, geringer als der auf die gesamte Lebensdauer bezogene charakteristische Staudruck. Dies darf durch Multiplikation des charakteristischen Staudrucks nach EN 1991-1-4 mit einem Faktor k berücksichtigt werden. Der Faktor k ist in ISO 12494 gegeben und hängt ab von der Eislastklasse.

C.5 Asymmetrische Eislast

- (1) Asymmetrischer Eisansatz an einem Mast sollte bei der Bemessung berücksichtigt werden, indem die Eislast auf den Mastschaft und auf alle Abspannseile rechnerisch aufgebracht wird, abgesehen von:
- Ac der Abspannung bzw. den Abspannungen in einem Seil der obersten Abspannebene (Ac und als getrennter Fall:
- 🖟 der Abspannung bzw. den Abspannungen in zwei Seilen der obersten Abspannebene. 🖾

C.6 Kombinationen von Eis und Wind

- (1) Sowohl für asymmetrische als auch für symmetrische Vereisung sollten zwei Lastfallkombinationen mit Wind berücksichtigt werden. Die Lasten sind nach 2.3 anzusetzen, und es sollten die beiden folgenden Kombinationen untersucht werden:
- für die Leiteinwirkung Vereisung und Begleiteinwirkung Wind:

$$\gamma_{\mathsf{G}} G_{\mathsf{k}} + \gamma_{\mathsf{ice}} Q_{\mathsf{k,ice}} + \gamma_{\mathsf{W}} k \psi_{\mathsf{W}} Q_{\mathsf{k,w}}$$
 (C.1)

— für die Leiteinwirkung Wind und Begleiteinwirkung Vereisung:

$$\gamma_{\rm G} G_{\rm k} + \gamma_{\rm W} k Q_{\rm k,w} + \gamma_{\rm ice} \psi_{\rm ice} Q_{\rm k,ice}$$
 (C.2)

wobei k in C.4(3) definiert ist.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Informationen zu Kombinationsfaktoren geben. Die Kombinationsbeiwerte werden wie folgt empfohlen:

$$\psi_{\rm W}$$
 = 0,5 (C.3a)

$$\psi_{\text{ice}} = 0.5$$
 (C.3b)

(2) (2) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Eigengewicht γ_G , für Eislast γ_{ice} und für Windlast γ_W sind in Anhang A angegeben.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

Anhang D (normativ)

Seile, Dämpfer, Isolatoren, Außenanbauten und Zusatzeinrichtungen

D.1 Seile

D.1.1 Stahlseile und stählerne Zugglieder

- (1) Zu Stahlseilen und stählernen Zuggliedern siehe EN 1993-1-11.
- (2) Es ist in der Regel metallisches Füllmaterial für Seile in Antennen zu verwenden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

D.1.2 Nichtmetallische Seile

(1) Auch andere Werkstoffe als Stahl dürfen eingesetzt werden, wenn der Wert des Elastizitätsmoduls ausreichend hoch ist und geeignete Maßnahmen zur Vermeidung hochfrequenter Schwingungen eingesetzt werden.

ANMERKUNG Bei der Wahl synthetischer Werkstoffe können der geringe Elastizitätsmodul und die geringe Steifigkeit eine höhere Vorspannung verlangen. Damit sind höhere Schwingfrequenzen möglich. Die Seilenden werden gegen Eindringen von Feuchtigkeit versiegelt, um elektrische Entladungen zu vermeiden. Die Teilsicherheitsbeiwerte für nichtmetallische Seile können höher liegen als bei Stahlseilen.

(2) Nichtmetallische Seile sollten den entsprechenden technischen Spezifikationen entsprechen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

D.2 Dämpfer

D.2.1 Dämpfer für das Tragwerk

(1) Treten in Türmen oder Masten unter Wind Schwingungen auf, sollten diese, wenn notwendig, durch den Einbau von Dämpfern reduziert werden.

ANMERKUNG Siehe EN 1993-3-2, Anhang B und Anhang A.

D.2.2 Seildämpfer

D.2.2.1 Allgemeines

- (1) Um mögliche Seilschwingungen unter Wind zu unterdrücken, sollte eine der folgenden Vorgehensweisen verfolgt werden:
- a) Liegt die Vorspannung bei über 10 % der Bruchfestigkeit der Seile, sind in der Regel Seildämpfer zu installieren.

b) Sind die Seildämpfer nicht abgestimmt, sollten die Seile in den ersten Nutzungsjahren auf mögliche exzessive Frequenzen und Schwingungsamplituden hin beobachtet werden. Bei Auftreten solcher Schwingungen sollten die Dämpfer nach a) abgestimmt werden.

ANMERKUNG Zu Schwingungen siehe Anhang B.

D.2.2.2 Dämpfer zur Reduzierung der Wirbelerregung

(1) Geeignete Dämpfer sind dort einzubauen, wo nicht akzeptable wirbelerregte Schwingungen vorhergesagt werden können oder beobachtet wurden. Die Dämpfer sollten den entsprechenden technischen Spezifikationen entsprechend. Das Frequenzband der zu dämpfenden Schwingungen sollte darin festgelegt sein.

D.2.2.3 Dämpfer zur Verhinderung von Galloping (inklusive Regen-Wind-induzierter Schwingungen)

(1) Galloping und Regen-Wind-induzierte Schwingungen können durch Kopplung von Abspannseilen in den Punkten maximaler Amplituden durch Kopplungsseile abgestellt werden. Die Anschlüsse der Kopplungsseile an die Abspannseile sind für Starkwindbedingungen nachzuweisen.

ANMERKUNG Auch hängende Ketten können zur Abstellung von Galloping eingesetzt werden, wenn die Ketten über den maßgebenden Frequenzbereich wirksam sind.

D.3 Isolatoren

- (1) Die Isolatoren sind entsprechend den elektrischen und mechanischen Anforderungen auszuwählen.
- (2) Die charakteristischen Werte oder Bemessungswerte der Tragfähigkeiten sind den technischen Spezifikationen zu entnehmen.
- (3) Die Isolatoren und ihre Anschlüsse sind in der Regel so zu bemessen, dass auch bei Ausfall der elektrischen Eigenschaften die Maststabilität eingehalten wird. Dies kann z.B. durch Isolatoren mit ausreichender Bruchsicherheit (fail safe) oder durch Parallelanordnung von Isolatoren (damage tolerant) erreicht werden.
- (4) Entladungsvorkehrungen sind in der Regel so vorzusehen, dass keine Entladungsbögen auf den Isolatoroberflächen in der Nähe der Stahlanschlüsse auftreten.
- (5) Werden Isolatoren am Mastfuß eingesetzt, sind in der Regel Pressenansatzpunkte für den Austausch der Einheiten vorzusehen.
- (6) Mechanische Belastungs- und Entlastungsversuche der keramischen Komponenten der Isolatoren (im Rahmen von mechanischen Tests oder bei der Montage) sollen nach den maßgebenden technischen Spezifikationen durchgeführt werden.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben. Soweit keine weiteren Angaben zu Belastungsund Entlastungsversuchen vorliegen, wird empfohlen, diese in Stufen von 5 % der erwarteten Kräfte in 1-Minuten-Schritten durchzuführen, so dass jede Belastung oder Entlastung nicht weniger als 20 Minuten in Anspruch nimmt.

ANMERKUNG 2 Zu elektrischen Eigenschaften siehe Nationalen Anhang.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

D.4 Außenanbauten und Zusatzeinrichtungen

D.4.1 Steigleitern, Bühnen usw.

(1) Steigleitern, Bühnen, Sicherheitsgeländer und andere Außenanbauten sollten die entsprechenden technischen Spezifikationen erfüllen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann weitere Hinweise geben.

D.4.2 Blitzschutz

- (1) Türme, Maste und Seile sollten als Blitzschutzmaßnahme vollständig geerdet sein. Dies kann durch eine Metallbandage um den Mastfuß erfolgen, die mit Metallblechen und Stäben im Boden verbunden ist. Seilverankerungen sind ähnlich zu schützen.
- (2) Das Erdungssystem sollte vor der Stahlbaumontage verlegt sein, so dass entsprechend den Montageschritten geerdet werden kann.
- (3) Bei allen Anschlüssen mit elektrischer Leitung brauchen keine weiteren Kurzschlüsse verlegt zu werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

D.4.3 Flugsicherung

(1) Wo notwendig, sollten Einrichtungen für die Flugsicherung angebracht werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

D.4.4 Schutz gegen Vandalismus

(1) Geeignete Schutzmaßnahmen gegen Zutritt nicht autorisierter Personen sind in der Regel vorzusehen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

Anhang E (informativ)

Seilbruch

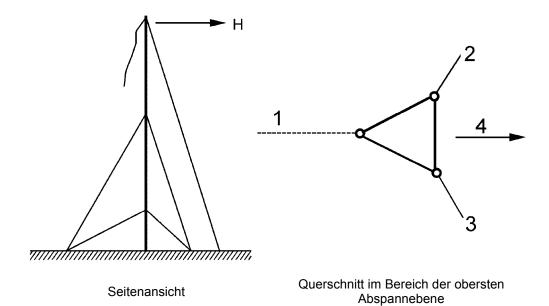
E.1 Einleitung

- (1) Der Bruch von Seilen ist ein außergewöhnliches Ereignis. Zu Teilsicherheitsbeiwerten siehe Anhang A.
- (2) Die exakte Berechnung der dynamischen Reaktionen eines abgespannten Mastes, die durch einen plötzlichen Seilbruch verursacht werden, ist sehr aufwändig, weil eine Vielzahl von unterschiedlichen Einflussfaktoren auf das Verhalten des Mastes unmittelbar nach dem Versagen mit Unsicherheiten behaftet ist, wie zum Beispiel der genaue Ablauf des Seilbruchs, die Dämpfung der übrigen Abspannseile und des Mastschaftes, die Schwingungen der Abspannseile und des Mastes usw. Daher darf das in E.2 angegebene vereinfachte Berechnungsmodell angewendet werden. Eine konservative Vorgehensweise ist in E.3 angegeben.

E.2 Vereinfachtes Berechnungsmodell

- (1) Bei der vereinfachten Berechnung eines abgespannten Mastes für einen Seilbruch sollten die dynamischen Kräfte als äquivalent zu einer statischen Kraft angenommen werden, die in Höhe der Abspannebene, in der das Auftreten des Seilbruchs angenommen, auf den Mast einwirkt.
- (2) Bei der unten beschriebenen Berechnung dieser statischen Ersatzkraft $F_{\rm h,dyn,Sd}$ wird angenommen, dass:
- der Seilbruch einem einfachen Durchtrennen des Seils entspricht;
- die vor dem Auftreten des Risses in Seil 1 gespeicherte Energie (siehe Bild E.1) vernachlässigt wird;
- die D\u00e4mpfung nicht ber\u00fccksichtigt wird;
- die Windlast vernachlässigt wird, wenn die quasi-statische Kraft berechnet wird.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)



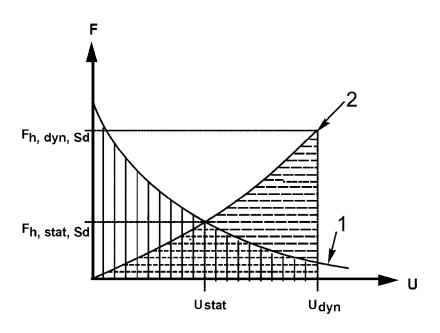
Legende

- 1 Seil 1
- 2 Seil 2
- 3 Seil 3
- 4 Auslenkung

Bild E.1 — Seilbruch

- (3) Bei einer gegebenen Auslenkung u wirken die Seile 2 und 3 mit einer Kraft $F_{h,Sd}$ auf den Mastschaft. Dieser Zusammenhang wird als Kurve 1 in Bild E.2 wiedergegeben. Darin ist erkennbar, dass $F_{h,Sd}$ wegen des Schlaffwerdens der Seile mit zunehmender Auslenkung abnimmt.
- (4) Bei Vernachlässigung der Seite in der betrachteten Abspannebene kann für das Mastsystem die Beziehung zwischen einer äußeren Horizontalkraft und der Auslenkung am Knoten in gleicher Weise aufgetragen werden. Kurve 2 in Bild E.2 zeigt diesen Zusammenhang. Im Schnittpunkt der beiden Kurven 1 und 2 sind die beiden Kräfte gleich groß, d. h., es herrscht ein statisches Gleichgewicht. Die auf den Mast einwirkende Kraft ist $F_{\rm h.stat.Sd}$.
- (5) Im Augenblick des Seilbruchs ist in den Seilen 2 und 3 potentielle Energie gespeichert. Bei beginnender Verformung des Mastes wird diese Energie teilweise in Form von kinetischer Energie freigesetzt.
- (6) Bei Erreichen der Maximalauslenkung wird die kinetische Energie null, da die Energie aus den Seilen 2 und 3 auf den Mast in Form von elastischer Dehnungsenergie im Schaft und in den Seilen übertragen worden ist. Dämpfung ist dabei nicht berücksichtigt worden.
- (7) Der Energieverlust der Seile 2 und 3 sollte als gleich der Fläche A2 unter der Kurve 1 in Bild E.2 angenommen werden.
- (8) Die Auslenkung, die sich bei gleich großen Flächen A1 und A2 ergibt, sollte als die dynamische Auslenkung $u_{\rm dyn}$ betrachtet werden.
- (9) Die zu dieser dynamischen Auslenkung zugehörige dynamische Kraft ist $F_{h,dyn,Sd}$. Der Stoßfaktor Φ darf wie folgt bestimmt werden:

$$\Phi = \frac{F_{\text{h,dyn,Sd}}}{F_{\text{h,stat,Sd}}}$$
 (E.1)



Legende

1 Kurve 1: Seile 2 und 3

2 Kurve 2: Mast ohne Seile 1, 2 und 3

Fläche A1 unter Kurve 2

And a state of the

Fläche A2 unter Kurve 1

Bild E.2 — Kraft-Verformungs-Diagramm

- (10) Die oben beschriebene Vorgehensweise für die Berechnung eines Mastes unmittelbar nach einem möglichen Seilbruch gilt für Maste, die in 3 Richtungen abgespannt sind. Für Maste, die in 4 (oder mehr) Richtungen abgespannt sind, ist eine ähnliche Vorgehensweise nach dem gleichen Prinzip anzuwenden.
- (11) Die dynamische Kraft, die durch einen Seilbruch entsteht, sollte nicht mit klimatischen Lasten kombiniert werden, wenn dazu Übereinstimmung zwischen Tragwerksplaner, Kunde und der zuständigen Aufsichtsbehörde besteht.

E.3 Konservative Vorgehensweise

- (1) Die durch einen Seilbruch verursachten dynamischen Kräfte im Mastschaft und in den Abspannseilen können mit der folgenden statischen Berechnung konservativ abgeschätzt werden.
- (2) Die Horizontalkomponente der vor dem Seilbruch wirkenden Seilkraft sollte als Zusatzlast auf den Mast ohne Seilbruch wirkend angesetzt werden.

ANMERKUNG Dies entspricht der Vorspannung, wenn keine klimatischen Lasten einwirken.

(3) Die resultierenden Seilkräfte sollten bei Masten mit nur zwei Abspannebenen oder, falls die Berechnung für die höchstgelegene Abspannebene durchgeführt wird, mit dem Faktor 1,3 multipliziert werden.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

E.4 Berechnung für den Zustand nach einem Seilbruch

- (1) Zusätzlich zum oben in E.2 und E.3 beschriebenen Verfahren sollte der Mast unmittelbar nach einem Seilbruch in der Lage sein, für einen begrenzten Zeitraum die Windlasten aufzunehmen, bis eine provisorische Abspannung angeordnet werden kann.
- (2) Falls keine weitergehenden Anforderungen gestellt werden, sollte der Mast ohne das gebrochene Abspannseil in der Lage sein, einer reduzierten statischen Windlast ohne Berücksichtigung von zusätzlichen feldweisen Belastungen zu widerstehen. Diese reduzierte Windlast sollte mit 50 % der charakteristischen mittleren Windlast in ungünstigster Richtung wirkend angenommen werden.

Anhang F (informativ)

Ausführung

F.1 Allgemeines

(1) Türme und Maste sind in der Regel nach EN 1090-2 herzustellen und zu errichten.

F.2 Schraubverbindungen

- (1) Alle geschraubten Bauteile an Türmen und Masten sind in der Regel mit passenden Maßnahmen auszustatten, um Lösen der Muttern im Betrieb zu verhindern.
- (2) Schraubenlöcher in Bauteilen sind in der Regel zu bohren, wenn Ermüdung nicht vernachlässigt werden kann.
- (3) Passschrauben, vorgespannte reibfeste Schraubverbindungen oder Schrauben mit geringeren Toleranzen für die Schraubenlöcher als in $\mathbb{A}^{\mathbb{C}}$ EN 1090-2 $\mathbb{A}^{\mathbb{C}}$ angegeben können eingesetzt werden, wenn Verschiebungen kritisch sind $\mathbb{A}^{\mathbb{C}}$ (siehe F.4.2) $\mathbb{A}^{\mathbb{C}}$.

F.3 Schweißverbindungen

(1) Die Qualität der Schweißnähte, die für die Auswahl der entsprechenden Ermüdungsklasse eines Bauteildetails angenommen wird, siehe 9.3, ist in der Regel auf den Werkszeichnungen darzustellen.

F.4 Toleranzen

F.4.1 Allgemeines

- (1) Die in EN 1090-2 angegebenen Toleranzen sind in der Regel bei der Fertigung zu erfüllen.
- (2) Geringere Toleranzen sind in der Regel zu verwenden, wenn die in EN 1090-2 angegebenen Toleranzen nicht die Anforderungen an die Funktion des Bauwerks erfüllen.

F.4.2 Ausführungstoleranzen

F.4.2.1 Gittermaste

(1) Die maximale Verschiebung der Mastspitze ist in der Regel anzugeben.

ANMERKUNG Der Nationale Anhand kann weitere Hinweise geben. Es wird empfohlen, dass die maximale Verschiebung der Mastspitze nicht größer als $^{1}/_{500}$ der Masthöhe ist.

(2) Die abschließende Ausrichtung ist bei ruhigen Wetterbedingungen unter Berücksichtigung der Temperatureffekte durchzuführen.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

F.4.2.2 Abgespannte Maste

(1) Die Empfindlichkeit der endgültigen Ausrichtung des Bauwerks und der Seilvorspannung auf veränderliche Windgeschwindigkeiten sollte beim Entwurf festgestellt werden.

ANMERKUNG Wenn solche Untersuchungen für Windgeschwindigkeiten über 5 m/s durchgeführt werden sollen, dienen sie zur Kompensation von Windeffekten. Dabei müssen auch Temperatureffekte berücksichtigt werden.

(2) Die endgültige Ausrichtung und die Vorspannung der Seile erfolgen normalerweise von der untersten Abspannebene aufwärts.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Toleranzen vorgeben. Die folgenden Werte werden empfohlen:

- a) Die endgültige Lage der Mastachse sollte sich in einem Kegel mit Spitze am Mastfuß und einem Radius von ¹/_{1 500} der Höhe über dem Mastfuß befinden.
- b) Die Horizontalkomponente der Resultierenden aller Seilkräfte auf einem Abspannniveau sollte 5 % der Horizontalkomponente der mittleren Vorspannung eines Seiles nicht überschreiten. Die Vorspannung eines Seiles sollte um nicht mehr als 10 % vom Bemessungswert abweichen, siehe EN 1993-1-11.
- c) Die maximale Verformung des Mastes zwischen zwei Abspannniveaus sollte L/1 000 sein, wobei L der Abstand zwischen zwei Abspannebenen ist.
- d) Nach der Montage ist die Toleranz für die Ausrichtung von 3 aufeinander folgenden Seilanschlüssen am Mast $(L_1 + L_2)/2$ 000, wobei L_1 und L_2 die Längen der aufeinander folgenden Mastfelder sind.

F.4.3 Beschränkungen für die Vorspannung

- (1) Nach der Montage sind die Abspannseile entsprechend den Vorgaben der Berechnung vorzuspannen, wobei die wirkliche Temperatur an der Baustelle zu berücksichtigen ist, siehe EN 1993-1-11.
- (2) Um Seilschwingungen zu vermeiden, sind bei der Vorspannung ruhige Wetterbedingungen zu wählen, so dass die Vorspannung unter 10 % der Bruchlast liegt.
- ANMERKUNG 1 Für kurze Maste kann der Prozentsatz überschritten werden.
- ANMERKUNG 2 Niedrigere Vorspannungen können zu Galloping-Schwingungen der Seile führen.

F.5 Vorstrecken der Seile

(1) Um ein wirklich elastisches Verhalten zu erzielen, sollten Seile möglichst vor der Ablängung vorgereckt werden. Dies kann im Lieferwerk oder bei Vorliegen geeigneter Einrichtungen auf der Baustelle erfolgen, siehe EN 1993-1-11.

ANMERKUNG Die Notwendigkeit eines Vorreckens hängt von dem geplanten Programm für das Nachspannen der Seile, dem Seiltyp und den Abmessungen und der Empfindlichkeit auf Verformungen ab.

(2) Vorrecken sollte durch zyklisches Belasten des Seiles zwischen 10 % und 50 % der Bruchlast stattfinden. Die Zyklenanzahl sollte mindestens 10 sein. Beim Vorrecken sollte das Seil <u>nicht</u> um eine Rolle geführt werden.

Anhang G (informativ)

Knicken druckbeanspruchter Bauteile in Türmen und Masten

G.1 Beanspruchbarkeit von Druckstäben auf Biegeknicken

(1) Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit eines Druckstabes in einem Fachwerkturm oder Mast auf Biegeknicken ist in der Regel nach EN 1993-1-1 wie folgt zu bestimmen:

$$N_{\rm b,Rd} = \frac{\chi A f_{\rm y}}{\gamma_{\rm M1}}$$
 für Querschnitte der Klasse 1, 2 oder 3 (G.1a)

$$N_{\rm b,Rd} = \frac{\chi A_{\rm eff} f_{\rm y}}{\gamma_{\rm M1}}$$
 für Querschnitte der Klasse 4 (G.1b)

Hierbei ist χ der Abminderungsbeiwert in Abhängigkeit von der maßgebenden Knicklinie nach EN 1993-1-1, 6.3.1.2.

(2) Bei gleichförmigen Bauteilen mit konstanter Normalkraft sind der Abminderungsbeiwert χ und der Faktor Φ zur Ermittlung von χ in der Regel mit dem effektiven Schlankheitsgrad $\overline{\lambda}_{\rm eff}$ (anstelle des Schlankheitsgrades $\overline{\lambda}$) zu bestimmen, wobei gilt:

$$\overline{\lambda}_{\text{eff}} = k\overline{\lambda}$$
 (G.2)

Dabei ist

k der Beiwert für den effektiven Schlankheitsgrad nach G.2 und

$$\overline{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$
;

 λ_1 definiert in EN 1993-1-1;

λ der Schlankheitsgrad für den maßgebenden Knickfall, siehe Anhang H.

ANMERKUNG Der effektive Schlankheitsgrad berücksichtigt die Lagerungsbedingungen des Druckstabes.

(3) Bei einzelnen Winkelprofilen, die nicht an beiden Bauteilenden biegesteif angeschlossen sind (bei geschraubten Anschlüssen müssen dazu mindestens zwei Schrauben vorhanden sein), ist der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit auf Biegeknicken nach G.1(1) in der Regel mit einem Beiwert η abzumindern.

ANMERKUNG Der Abminderungsbeiwert η darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden folgende Werte empfohlen:

- η = 0,8 bei einzelnen Winkelprofilen, die an beiden Bauteilenden mit nur einer Schraube befestigt sind;
- η = 0,9 bei einzelnen Winkelprofilen, die an einem Bauteilende mit nur einer Schraube befestigt und an dem anderen Bauteilende durchlaufen oder biegesteif befestigt sind.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

G.2 Beiwert k für den effektiven Schlankheitsgrad

(1) Zur Bestimmung des effektiven Schlankheitsgrades eines druckbeanspruchten Bauteils darf der Beiwert k abhängig von der konstruktiven Ausbildung wie folgt bestimmt werden:

a) Gurtstäbe

k ist Tabelle G.1 zu entnehmen.

b) Diagonale Füllstäbe

k ist unter Berücksichtigung der Füllstabanordnung (siehe Bild H.1) und der Anschlüsse der Füllstäbe an die Gurtstäbe zu bestimmen. Liegen keine weiteren Informationen vor, so ist in der Regel der Beiwert *k* der Tabelle G.2 zu entnehmen.

c) Horizontale Füllstäbe

Bei horizontalen Füllstäben von K-Fachwerken ohne horizontale Ausfachungsebene (siehe H.3.10), die über ihre Länge je zur Hälfte druckbeansprucht und zugbeansprucht sind, ist der Beiwert k nach Tabelle G.2 für Knicken aus der Fachwerkebene mit einem Korrekturbeiwert k_1 nach Tabelle G.3 zu multiplizieren. Der Korrekturbeiwert k_1 ist abhängig vom Verhältnis der Druckbeanspruchung $N_{\rm t}$ zur Zugbeanspruchung $N_{\rm c}$.

Tabelle G.1 — Beiwert k für den effektiven Schlankheitsgrad von Gurtstäben

Symmetr	ische Ausfach	ung		Unsymmetrische	Ausfachung	
Querschnitt	(3)	→ • ○	Querschnitt		(3)	- □ ○
Achse	V-V	у-у	Achse	V-V	у-у	у-у
Fall (a) Primäre Ausfachung an beiden Enden	$0.8 + \frac{\overline{\lambda}}{10}$ $jedoch \ge 0.9$ $und \le 1.0$	1,0 ⁽¹⁾	Nicht durchgehendes oberes Ende mit	$1,2\left(0,8+\frac{\overline{\lambda}}{10}\right)$	$1,2\left(0,8+\frac{\overline{\lambda}}{10}\right)$	1,0
asymmetrisch	$0.8 + \frac{\overline{\lambda}}{10}$	1,0 (1)	Fall (d) Primäre Ausfachung an	$ \begin{tabular}{ll} jedoch $\geq 1,08$ \\ und $\leq 1,2$ \\ bezogen auf \\ L_2 $^{(2)}$ \\ \end{tabular} $	$jedoch \ge 1,08$ $und \le 1,2$ $bezogen auf L_1$	bezogen auf $L_1^{(1)}$
symmetrisch Fall (b) Primäre Ausfachung an einem Ende und sekundäre Ausfachung am anderen Ende	jedoch ≥ 0,9 und ≤ 1,0	·	beiden Enden	$0.8 + \frac{\overline{\lambda}}{10}$ $jedoch \ge 0.9$	$0.8 + \frac{\overline{\lambda}}{10}$ $jedoch \ge 0.9$	1,0 bezogen auf
Fall (c) Sekundäre Ausfachung an beiden Enden	$0.8 + \frac{\overline{\lambda}}{10}$ $jedoch \ge 0.9$ $und \le 1.0$	1,0	Fall (e) Primäre Ausfachung an beiden Enden	und $\leq 1,0$ bezogen auf $L_2^{(2)}$	und \leq 1,0 bezogen auf L_1	$L_1^{(1)}$
ANMERKUNG 1 E	Nur maßgebend,	wenn ein stark ur		gter Abminderungsfakt inkelprofil verwendet v		

Tabelle G.2 — Beiwert k für den effektiven Schlankheitsgrad von Füllstäben (a) Winkelprofile mit Ein- und Zweischraubenverbindungen

Art der Einspannung	Beispiele	Achse	k
nicht durchlaufend an		V-V	$0.7 + \frac{0.35}{\overline{\lambda_V}}$
beiden Enden (d. h. Einschraubenverbindungen an beiden Bauteilenden)		у-у	$0.7 + \frac{0.58}{\lambda_{y}}$
		Z-Z	$0.7 + \frac{0.58}{\lambda_z}$
durchlaufend an einem Ende		V-V	$0.7 + \frac{0.35}{\overline{\lambda_V}}$
(d. h. Einschraubenverbindung an einem Ende und durchlaufend oder Zweischraubenverbindung am anderen Bauteilende)		у-у	$0.7 + \frac{0.40}{\overline{\lambda_y}}$
,		Z-Z	$0.7 + \frac{0.40}{\overline{\lambda_z}}$
durchlaufend an beiden		V-V	$0.7 + \frac{0.35}{\overline{\lambda_{v}}}$
Enden (d. h.		у-у	$0.7 + \frac{0.40}{\overline{\lambda_y}}$
Zweischraubenverbindungen oder durchlaufend an beiden Bauteilenden bzw. Zweischraubenverbindung an einem und durchlaufend am anderen Bauteilende)		z-z	$0.7 + \frac{0.40}{\overline{\lambda_z}}$
ANMERKUNG 1 Die oben an dungen wide	gegebenen Beispiele dienen der Erläuterung und er.	spiegeln nich	nt notwendigerweise praktische Anwen-
	nur Anschlüsse an Winkelprofile dargestellt; der E erschnitte mit angeschweißten Knotenblechen ang		

Tabelle G.2 — Beiwert K für den effektiven Schlankheitsgrad von Füllstäben (b) Hohlprofile und Zugstangen

	Тур	Achse	AC) $k^{(3)(5)}$ (AC)
		in Fachwerkebene	0,95 ⁽²⁾
	Einschraubenverbindung	aus der Fachwerkebene	0,95 ⁽²⁾
		in Fachwerkebene	0,85
Stangen	Zweischraubenverbindung geschweißte Rohre mit Anschlussblech	aus der Fachwerkebene	0,95(2)
Eckstiel aus Hohlprofilen oder Stangen		in Fachwerkebene	0,70
	geschweißte Rohre ⁽¹⁾ und Stangen mit geschweißten Knotenblechen	aus der Fachwerkebene	0,85
П		in Fachwerkebene	0,70
,	direkt verschweißte Rohre und Stangen	aus der Fachwerkebene	0,70
		in Fachwerkebene	0,85
	gebogene und geschweißte Stangen	aus der Fachwerkebene	0,85
	RKUNG 1 Die K-Werte gelten auch für vorgespannte Zweisch RKUNG 2 Die Abminderung darf nur auf die wirkliche Baute zwischen den Endschrauben.		tens jedoch auf den Abstar

zwischen den Endschrauben.

ANMERKUNG 3 bestimmen.

ANMERKUNG 4

ANMERKUNG 5

Sind die Bedingungen am Bauteilende unterschiedlich, ist in der Regel ein gemittelter $\boxed{\mathbb{A}}$ k-Wert $\boxed{\mathbb{A}}$ zu

Die oben angegebenen Beispiele dienen der Erläuterung und spiegeln nicht notwendigerweise praktische Anwendungen wider

dungen wider.

Die \mathbb{A} $\widehat{\mathcal{C}}$ k-Werte \mathbb{A} $\widehat{\mathcal{C}}$ gelten für Füllstäbe mit gleichen Anschlüssen an den Bauteilenden. Bei Bauteilen mit zwischenliegenden sekundären Füllstäben können höhere \mathbb{A} $\widehat{\mathcal{C}}$ k-Werte \mathbb{A} $\widehat{\mathcal{C}}$ auftreten; es ist daher in der Regel

k = 1.0 k = 1.0 anzunehmen, es sei denn, kleinere Werte werden durch Versuche bestätigt.

Tabelle G.3 — Korrekturbeiwert (k_1) für horizontale Füllstäbe von K Fachwerken ohne horizontale Aussteifungsebene

Verhältnis $\frac{N_{\mathrm{t}}}{N_{\mathrm{c}}}$	Korrekturbeiwert k_1
0,0	0,73
0,2	0,67
0,4	0,62
0,6	0,57
0,8	0,53
1,0	0,50

Für negative $\frac{N_{\rm t}}{N_{\rm c}}$ -Verhältnisse (d. h., wenn beide Bauteile druckbeansprucht sind) gilt $k_{\rm 1}$ = 1,0.

Anhang H (informativ)

Knicklängen und Schlankheiten von druckbeanspruchten Bauteilen

H.1 Allgemeines

(1) Dieser Anhang enthält Hinweise zur Bestimmung von Knicklängen und der Schlankheiten von druckbeanspruchten Bauteilen in Türmen und Masten.

H.2 Bauteile in Eckstielen

- (1) Die Schlankheit von Bauteile in Eckstielen sollte im Allgemeinen den Wert λ = 120 nicht übersteigen.
- (2) Bei der Verwendung von einteiligen Winkelprofilen, Hohlprofilen oder Vollprofilen als druckbeanspruchte Eckstützen, die in zwei orthogonalen Ebenen, bei dreieckigen Gittermasten in 60° zueinander liegenden Ebenen, symmetrisch ausgefacht sind, ist die Schlankheit in der Regel mit der Systemlänge, d. h. dem Abstand der Knoten, zu bestimmen.
- (3) Ist die Ausfachung in zwei orthogonalen Ebenen, bei dreieckigen Gittermasten in 60° zueinander liegenden Ebenen versetzt, ist die Systemlänge in der Regel mit dem Abstand der Knoten anzusetzen. Im Fall (d) in Tabelle G.1 ist die Schlankheit in der Regel nach Gleichung (H.1a) bzw. (H.1b) zu bestimmen:

$$\lambda = \frac{L_1}{i_{yy}}$$
 oder $\lambda = \frac{L_2}{i_{yy}}$ bei Winkelprofilen (H.1a)

$$\lambda = \frac{L_1}{i_{yy}}$$
 bei Hohlprofilen (H.1b)

ANMERKUNG Im Vergleich zu einer genaueren Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen kann die Verwendung der Schlankheit $\lambda = \frac{L_2}{i_{yy}}$ zu konservativen Ergebnissen führen.

- (4) Eckstiele können als mehrteilige Bauteile aus zwei über Eck gestellten oder parallelen Schenkel an Schenkel angeordneten Winkelprofilen ausgeführt werden.
- (5) Mehrteilige Bauteile, die aus zwei Schenkel an Schenkel parallel angeordneten Winkelprofilen bestehen (und somit einen *T*-Querschnitt bilden), dürfen einen geringen Schenkelabstand haben und in gewissen Abständen mit Schrauben und Futtern verbunden sein. Diese Bauteile sind in der Regel gegen Biegeknicken um beide Achsen nach EN 1993-1-1, 6.4.4 nachzuweisen. Der maximale Abstand zwischen den Bindeblechen ist in EN 1993-1-1, 6.4.4 geregelt.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Hinweise zur Vorgehensweise geben, wenn die Abstände zwischen den Schrauben größer sind als in EN 1993-1-1, 6.4.4 angegeben.

(6) Ist der Spalt zwischen den Winkelprofilen größer als 1,5 t (mit t = Schenkeldicke), so darf bei Schraubverbindungen mit Futter in der Regel nicht von einer vollen Verbundwirkung ausgegangen werden; in diesem Fall sind die Querschnittseigenschaften in der Regel für die tatsächliche Konfiguration oder nur für einen Spalt von 1,5 t zu bestimmen und der kleinere Wert ist zu bestimmen. Werden geschraubte Bindebleche verwendet, so darf in der Regel auch bei großen Spalten von voller Verbundwirkung ausgegangen werden, siehe EN 1993-1-1, 6.4.4.

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

(7) Bindebleche sollen eine Relativverschiebung der beiden Winkelprofile verhindern; bei Verwendung von Schraubenverbindungen der Kategorie A oder B nach EN 1993-1-8, 3.4 sind die Lochdurchmesser in der Regel zu reduzieren.

ANMERKUNG 1 Die in (5) bis (7) angegebenen Regeln gelten auch für mehrteilige Bauteile, die als Füllstäbe eingesetzt werden.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf weitergehende Hinweise geben.

H.3 Füllstäbe

H.3.1 Allgemeines

- (1) Die nachfolgende Regelungen gelten für die in Bild H.1 dargestellten typischen primären Füllstabanordnungen. Sekundäre Füllstäbe können zur Unterteilung der primären Füllstäbe oder der Eckstiele verwendet werden; Beispiele hierzu sind in der Bildern H.1 (IA, IIA, IIIA, IVA) und H.2 dargestellt.
- (2) Bei Füllstäben ist die Schlankheit λ in der Regel wie folgt zu bestimmen:

$$\lambda = \frac{L_{\text{d}i}}{i_{\text{VV}}}$$
 bei Winkelprofilen (H.2a)

$$\lambda = \frac{L_{\mathrm{d}i}}{i_{\mathrm{yy}}}$$
 bei Hohlprofilen (H.2b)

wobei L_{di} entsprechend Bild H.1 definiert ist.

ANMERKUNG Im Vergleich zu einer genaueren Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen kann die Schlankheit $\lambda = \frac{L_{\text{d}i}}{i_{\text{vv}}}$ konservativ sein.

(3) Die Schlankheit von primären Füllstäben sollte im Allgemeinen den Wert λ = 180 und vom sekundären Füllstäben den Wert λ = 250 nicht überschreiten. Bei einer mehrfachen Vergitterung (siehe Bild H.1(V)) sollte die Gesamtbauteilschlankheit kleiner als λ = 350 sein.

ANMERKUNG Die Verwendung von Bauteilen mit größeren Schlankheiten kann zu Schwingungen und Schadensanfälligkeit gegenüber Biegung infolge lokaler Lasteinwirkung führen.

H.3.2 Einfaches Fachwerk

(1) Bei geringen Lasten und relativ kurzen Bauteillängen kann ein einfaches Fachwerk verwendet werden (siehe Bild H.1(I)).

Typische Anordnungen primärer Füllstäbe						
parallel oder verjüngend			üblicherweis	e verjüngend	üblicherweise parallel	
		S In the second			Zugglieder	
I	II	III	IV	V	VI	
einfaches Fachwerk	kreuzweise Ausfachung	<i>K</i> -Fachwerk	kreuzweise Ausfachung mit im Kreuzungs- punkt unter- brochenen diagonalen Füllstäben und durchgehenden horizontalen Füllstäben und	mehrfache Vergitterung	kreuzweise Ausfachung mit Zuggliedern	
$L_{di} = L_{d}$	$L_{di} = L_{d2}$	$L_{di} = L_{d2}$	$L_{di} = L_{d2}$			
Typische Anord	nungen sekundäi	rer Füllstäbe (sieh	ne auch Bild H.2)	ANMERKUNG D Anordnung IV werd	ie Zugglieder in en so bemessen.	
				dass die gesamte C Zugkräfte abgetrag	Querkraft über en wird z.B.	
IA	IIA	IIIA	IVA			
(AC) einfaches	kreuzweise Ausfachung		kreuzweise Ausfachung mit sekundären Bauteilen			
Fachwerk (AC	$L_{di} = L_{d1}$	$L_{\mathrm{d}i} = L_{\mathrm{d}1}$ $L_{\mathrm{d}i} = L_{\mathrm{d}2} \text{ aus der}$ Ebene	$L_{di} = L_{d1}$			

Bild H.1 — Typische Anordnungen von Füllstäben

EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

H.3.3 Kreuzweise Ausfachung

- (1) Wenn die Druck- und Zugkraft zweier sich kreuzender und durchgehender Bauteile betragsmäßig gleich sind (siehe Bild H.1(II)), darf der Kreuzungspunkt sowohl in der Fachwerkebene als auch senkrecht zur Fachwerkebene als gehalten und die Knicklänge für Knicken um die schwache Achse mit $L_{\rm d2}$ angenommen werden.
- (2) Wenn die Druck- und Zugkraft zweier sich kreuzender und durchgehender Bauteile betragsmäßig nicht gleich sind, sind die Bauteile in der Regel für die größtmögliche Druckkraft zu bemessen. Zusätzlich ist in der Regel nachzuweisen, dass die Summe der Tragfähigkeiten beider Bauteile gegenüber Knicken mindestens so groß ist wie die Summe der Normalkräfte in beiden Bauteilen. Bei der Berechnung der Tragfähigkeit gegenüber Knicken ist in der Regel als Systemlänge $L_{\rm d}$ und als Trägheitsradius der für Knicken senkrecht zur Ausfachungsebene zu verwenden. Die Schlankheit darf wie folgt bestimmt werden:

$$\lambda = \frac{L_{\rm d}}{i_{\rm yy}} \text{ oder } \frac{L_{\rm d}}{i_{\rm zz}} \text{ bei Winkelprofilen} \tag{H.3a}$$

$$\lambda = \frac{L_{\rm d}}{i_{\rm yy}}$$
 bei Hohlprofilen oder Vollprofilen (H.3b)

ANMERKUNG Ist eines der Bauteile nicht durchgehend, darf der Kreuzungspunkt nur dann als senkrecht zur Fachwerkebene als gehalten betrachtet werden, wenn durch die konstruktive Ausbildung des Anschlusses im Kreuzungspunkt sichergestellt ist, dass die effektive Steifigkeit beider Bauteile für Verformungen aus der Fachwerkebene erhalten bleibt und beide Bauteile eine ähnliche Längssteifigkeit aufweisen.

H.3.4 Kreuzweise Ausfachung mit Zuggliedern

(1) Jedes der beiden diagonalen Zugglieder sowie die Horizontalstäbe sind in der Regel für die Abtragung der gesamten Querkraft zu bemessen (siehe Bild H.1(VI)).

ANMERKUNG Das Tragverhalten von Zuggliedsystemen ist abhängig vom der Art des Einbaus, Nachstellvorgängen oder relativen Verformungen. Es sind Vorkehrungen zur Aufbringung einer Vorspannung sowie zur Sicherstellung einer gegenseitigen Stützung im Kreuzungspunkt notwendig, um Verformungen zu minimieren.

H.3.5 Kreuzweise Ausfachung mit sekundären Füllstäben

- (1) Werden sekundäre Füllstäbe zur Aussteifung der Gurtstäbe eingefügt (siehe Bild H.1(IIA und IVA) und Bild H.2(a)), ist die Knicklänge in der Regel mit $L_{\rm d1}$ anzusetzen.
- (2) In der Regel ist auch Knicken aus der Fachwerkebene sowohl mit der Knicklänge $L_{\rm d2}$ als auch für die Summe der Normalkräfte mit die Knicklänge $L_{\rm d}$ nachzuweisen, siehe H.3.3.

H.3.6 Kreuzweise Ausfachung mit im Kreuzungspunkt unterbrochenen Füllstäben und durchgehenden horizontalen Füllstäben

- (1) In der Regel muss der horizontale Stab senkrecht zur Fachwerkebene eine ausreichende Steifigkeit aufweisen, um für Lastfälle eine Stützung zu bewirken, bei denen die Druckkraft in der einen Diagonale betragsmäßig größer als die Zugkraft in der anderen Diagonale ist oder beide Bauteile als Druckstab wirken, siehe Bild H.1(IV).
- (2) Das oben genannte Kriterium darf als erfüllt angesehen werden, wenn der Horizontalstab für die Summe der Horizontalkomponenten der Kräfte in den Diagonalen nachgewiesen wird, wobei als Knicklänge für Knicken aus der Fachwerkebene die gesamte Bauteillänge anzusetzen ist.

ANMERKUNG Zusätzliche Biegespannungen in Eckstreben infolge von senkrecht zum Fachwerk einwirkenden lokalen Lasten (z. B. Wind) sind gegebenenfalls zu berücksichtigen.

H.3.7 Kreuzweise Ausfachung mit diagonalen Eckstreben

- (1) Bei kreuzweisen Ausfachungen darf zur Reduzierung der Knicklänge senkrecht zur Fachwerkebene eine diagonale Eckstrebe angeordnet werden (siehe Bild H.2(b)). Es darf wie in H.3.3 vorgegangen werden, um eine ausreichende Stützwirkung nachzuweisen.
- (2) In diesem Fall sind in der Regel folgende fünf Nachweise gegen Knicken zu führen:
- Knicknachweis um die schwache Achse mit der Länge L_{d1} für die maximale Last;
- Knicknachweis für Knicken rechtwinklig zu Fachwerkebene mit der Länge L_{d2} für die maximale Last;
- Knicknachweis für die beiden Diagonalstäbe der kreuzweisen Ausfachung für Knicken aus der Fachwerkebene mit der Länge L_{d3} für die Summe der Lasten in den beiden Stäben;
- Knicknachweis für die zwei durch die diagonale Eckstrebe verbundenen Diagonalstäbe (je eine Diagonale in zwei benachbarten Fachwerkwänden) für Knicken aus der Fachwerkebene mit der Länge L_{d4} für die Summe der Lasten in den beiden Stäben;

ANMERKUNG In diesem Fall ist in der Regel die gesamte Tragfähigkeit aus der Summe der Tragfähigkeiten der beiden Druckstäbe gegen Knicken zu bestimmen (siehe H.3.3(2)).

— Knicknachweis für vier Diagonalstäbe (jedes Bauteil der kreuzweisen Ausfachung in zwei benachbarten Fachwerkwänden) für Knicken aus der jeweiligen Fachwerkebene mit der Länge $L_{\rm d}$ für die Summe der Lasten in allen vier Bauteilen.

H.3.8 Diagonalstäbe von K-Fachwerken

- (1) Werden keine sekundären Füllstäbe angeordnet (siehe Bild H.1(III)), darf die Länge L_{d2} als Knicklänge für Knicken um die schwache Achse angesetzt werden.
- (2) Werden sekundäre Füllstäbe in den Fachwerkwänden angeordnet, jedoch keine Ausfachung mit Walmstäben (siehe Bild H.1(IIIA)), darf die Länge $L_{\rm d2}$ als Knicklänge für Knicken senkrecht zur betrachteten Fachwerkebene angesetzt werden. Die Schlankheit berechnet sich damit in der Regel wie folgt:

$$\lambda = \frac{L_{\rm d2}}{i_{\rm VV}} \text{ oder } \frac{L_{\rm d2}}{i_{\rm zz}} \tag{H.4}$$

(3) Werden sekundäre Füllstäbe in den Fachwerkwänden und zusätzlich Walmstäbe angeordnet (siehe Bild H.2(c)), ist in der Regel die Knicklänge für den Nachweis gegen Knicken aus der Fachwerkebene mit den durch die Walmstäbe gegebenen Bauteillängen $L_{\rm d4}$ zu führen. Die Schlankheit berechnet sich damit in der Regel wie folgt:

$$\lambda = \frac{L_{\rm d4}}{i_{\rm yy}} \ \, {\rm oder} \ \, \frac{L_{\rm d4}}{i_{\rm zz}} \ \, {\rm für \ alle \ Querschnittstypen} \eqno({\rm H.5})$$

H.3.9 Horizontale Füllstäbe in einer Fachwerkwand mit horizontaler Ausfachungsebene

- (1) Wird die Länge der horizontalen Füllstäbe in einer Fachwerkwand zu groß, kann eine horizontale Ausfachungsebene angeordnet werden, um die Stabilität senkrecht zur Fachwerkebene zu erhöhen.
- (2) Die Systemlänge eines horizontalen Füllstabes ist in der Regel für Knicken aus der Fachwerkebene als Abstand zwischen den Schnittpunkten in der horizontalen Ausfachungsebene und für Knicken in der Fachwerkebene als Abstand zwischen den Abstützungen in der Fachwerkebene anzusetzen.

(3) Bei Bauteilen aus einteiligen Winkelprofilen ist in der Regel auf den korrekten Ansatz der maßgebenden Querschnittsachsen zu achten. In der Regel ist die schwache Hauptachse v-v zu betrachten, wenn keine geeignete Abstützung durch Fachwerkstäbe in oder im Bereich der Mitte der Systemlänge vorhanden ist. Anderenfalls sind in der Regel Knicknachweise sowohl für die schwache Hauptachse v-v mit der Systemlänge zwischen den Abstützungen als Knicklänge als auch Nachweise für Knicken aus der Fachwerkebene um die entsprechende Achse mit der gesamten Länge als Knicklänge zu führen.

ANMERKUNG Im Vergleich zu einer genaueren Betrachtung mit Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen kann dieses Vorgehen zu konservativen Ergebnissen führen.

- (4) Ist die horizontale Ausfachungsebene nicht nur aus Dreiecken zusammengesetzt, sind in der Regel zusätzliche Biegebeanspruchungen der Eckstiele zu berücksichtigen, die infolge senkrecht zur Fachwerkebene einwirkender lokaler Lasten (z. B. Wind) auftreten können, siehe Bild H.3.
- (5) Zur Vermeidung von Knicken bei Ausfachungen, die nicht nur aus Dreiecken zusammengesetzt sind, ist in der Regel
- die horizontale Ausfachungsebene so zu bemessen, dass eine konzentrierte horizontale Einzellast der Größe $p \times H$, die in Bauteilmitte aufgebracht wird, aufgenommen werden kann; p ist hierbei der prozentuale Anteil der maximalen Druckkraft H in Fachwerkebene (siehe H.4);
- nachzuweisen, dass die maximale Verformung des horizontalen Fachwerkebene unter dieser Last den Wert L/500 nicht überschreitet.

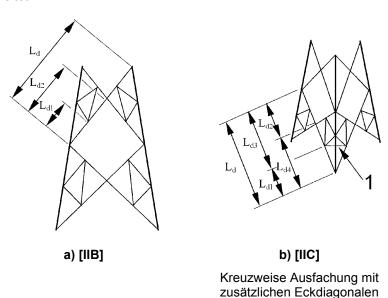
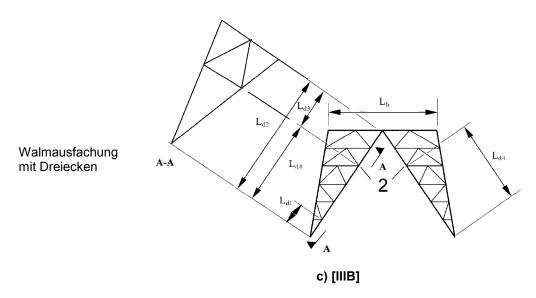


Bild H.2 - Sekundäre Ausfachungen



Legende

- 1 Eckstrebe (von untergeordneter Bedeutung, falls beide Füllstäbe druckbeansprucht sind)
- 2 Walmausfachung

Bild H.2 — Sekundäre Ausfachungen (fortgesetzt)

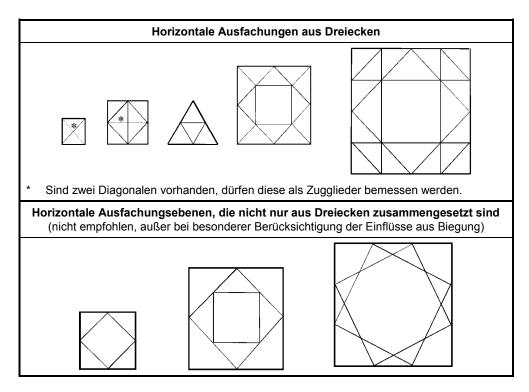


Bild H.3 — Typische horizontale Ausfachungen

H.3.10 Horizontale Füllstäbe ohne horizontale Ausfachungsebene

- (1) Bei kleinen Basisbreiten von Türmen und Masten darf gegebenenfalls auf horizontale Ausfachungsebenen verzichtet werden, wenn die entsprechenden Nachweise geführt werden.
- (2) Die Schlankheit für Knicken aus der Fachwerkebene ist in der Regel mit der Länge $L_{\rm h}$ (siehe Bild H.4(a)) und dem entsprechenden Trägheitsradius zu ermitteln. Für Bauteile aus einteiligen Winkelprofilen ist jedoch in der Regel der Trägheitsradius bezogen auf die schwache Hauptachse v-v und die Länge $L_{\rm h2}$ zu verwenden, sofern innerhalb der Systemlänge keine Abstützung durch sekundäre Füllstäbe gegeben ist; anderenfalls ist in der Regel die Länge $L_{\rm h1}$ anzusetzen, siehe Bild H.4(b).

ANMERKUNG Im Vergleich zu einer genaueren Betrachtung mit Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen kann dieses Vorgehen zu konservativen Ergebnissen führen.

(3) Um Knicken des horizontalen Füllstabes zu vermeiden, ist in der Regel die Bedingung in H.3.9(5) einzuhalten.

ANMERKUNG Zusätzliche Biegespannungen in Eckstreben infolge von senkrecht zum Fachwerk einwirkenden lokalen Lasten (z. B. Wind) sind gegebenenfalls zu berücksichtigen.

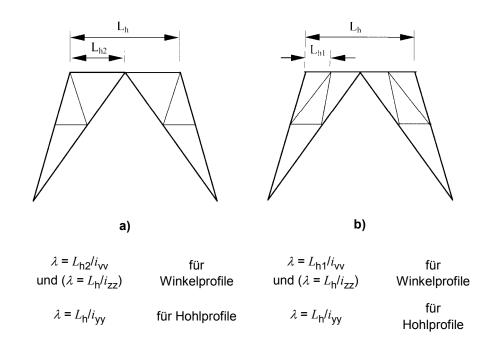


Bild H.4 — Horizontalstäbe beim K-Fachwerk ohne horizontale Ausfachungsebene

H.3.11 K-Fachwerke mit Abknickungen

(1) Bei Türmen mit großer Basisbreite kann eine Abknickung der Diagonalen vorgenommen werden (siehe Bild H.5), die zu einer Reduzierung der Länge und der Abmessungen der redundanten Bauteile führt. Da diese Maßnahme hohe Beanspruchungen in den Bauteilen verursacht, die in der Abknickung aufeinandertreffen, ist in der Regel am Verbindungspunkt eine Abstützung senkrecht zur Fachwerkwand anzuordnen. Diagonalen und Horizontalstäbe sind in der Regel wie beim *K*-Fachwerk zu bemessen, wobei die Systemlängen der Diagonalen auf den Abstand zum Abknickpunkt bezogen werden.

H.3.12 Portalrahmenfachwerk

(1) Mit einem horizontalen Füllstab am Abknickpunkt kann das Tragsystem in einen Portalrahmen überführt werden, siehe Bild H.6. Da dies zu einem Verlust der Gelenkwirkung im *K*-Fachwerk führt, sind in der Regel für diesen Fall besondere Nachweise zu führen, um die Einflüsse aus Gründungssetzungen und Auflagerverschiebungen zu berücksichtigen.

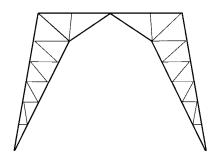


Bild H.5 — K-Fachwerk mit Kopfbändern

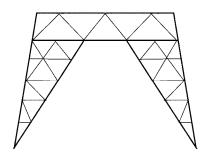


Bild H.6 — Portalrahmenfachwerk

H.3.13 Mehrfach vergitterte Fachwerke

(1) Bei einem mehrfach vergitterten Fachwerk sind in der Regel die durchgehenden Füllstäbe, die an allen Knoten verbunden sind, als sekundäre Füllstäbe (siehe H.4) mit einer Systemlänge von Eckstiel zu Eckstiel und einem entsprechenden Trägheitsradius i_{yy} oder i_{zz} (siehe Bild H.7) zu bemessen. Für die Stabilität des

Moduls gilt in der Regel für die Schlankheit $\lambda = \frac{L}{i_{yy}}$ < 350. Bei Bauteilen aus einteiligen Winkelprofilen gilt in

der Regel die Grenze: $\frac{i_{yy}}{i_{vv}}$ > 1,50, wobei i_{yy} der Trägheitsradius für die parallel zur Gitterebene liegende Querschnittsachse ist.

(2) Der Stabilitätsnachweis des in Bild H.7 dargestellten Bauteils A-B ist in der Regel mit der mit der Knicklänge $L_{\rm 0}$ berechneten Schlankheit zu führen:

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{VV}}$$
 bei Winkelprofilen (H.6a)

$$\lambda = \frac{L_{\rm O}}{i_{\rm VV}}$$
 bei Hohlprofilen und Vollprofilen (H.6b)

ANMERKUNG Im Vergleich zu einer genaueren Betrachtung mit Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen kann die Verwendung der Schlankheit $\lambda = \frac{L_0}{i_{VV}}$ zu konservativen Ergebnissen führen.

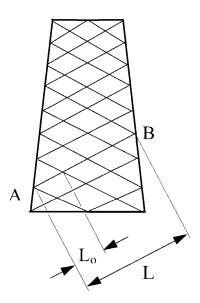


Bild H.7 — Mehrfach vergittertes Fachwerk

H.4 Sekundäre Füllstäbe

- (1) Zur Berücksichtigung von Imperfektionen in Eckstielen sowie zur Bemessung sekundärer Füllstäbe ist in der Regel eine fiktive Abtriebskraft anzusetzen, die am Knotenpunkt des Anschlusses des sekundären Füllstabes senkrecht zum gestützten Eckstiel (oder zu einem Gurtstab, falls es sich nicht um einen Eckstiel handelt) angreift. Die Bemessung eines sekundären Füllstabes wird in der Regel unter Ansatz dieser Abtriebskraft in Abhängigkeit von der Schlankheit des gestützten Eckstiels nach (2) und (3) durchgeführt.
- (2) Die nacheinander an jedem Knoten in der Fachwerkebene anzusetzende Abtriebskraft, ausgedrückt als prozentualer Anteil p der Normalkraft im Eckstiel, darf für verschiedene Schlankheiten des Eckstiels wie folgt angenommen werden:

$$p = 1,41 \text{ für } \lambda < 30$$
 (H.7a)

$$p = \frac{(40 + \lambda)}{50}$$
 für $30 \le \lambda \le 135$ (H.7b)

$$p = 3.5 \text{ für } \lambda > 135$$
 (H.7c)

- (3) Ist in einem Modul mehr als ein zwischenliegender Knoten vorhanden, ist in der Regel für das sekundäre Füllstabsystem ein separater Nachweis mit 2,5 % der Normalkraft des Eckstiels zu führen, die gleichmäßig auf alle zwischenliegenden Knoten verteilt wird. Diese fiktiven Abtriebskräfte werden in der Regel gleichzeitig und gleichgerichtet rechtwinklig zum Gurtstab und in der Fachwerkebene angesetzt.
- (4) In beiden Fällen (2) und (3) sind die Schnittkräfte innerhalb der dreieckförmigen Ausfachung in der Regel mittels linear-elastischer Berechnung zu ermitteln.

- (5) Für die Bemessung der primären Füllstäbe sind in der Regel die aus dieser fiktiven Abtriebskraft resultierenden Schnittkräfte generell zu den Primärschnittkräften aus der Berechnung des Gesamtsystems zu addieren. Ausgenommen sind freistehende Gittermaste konventioneller Bauart; hier brauchen die Schnittkräfte infolge der fiktiven Abtriebskräfte nicht zu den Primärschnittkräften addiert zu werden, wenn diese kleiner sind als die fiktiven Abtriebskräfte wird. Bei abgespannten Masten sind die Schnittkräfte aus den fiktiven Abtriebskräften in der Regel immer zu den Primärschnittkräften zu addieren.
- (6) Erfolgt die Bemessung wie in (1) bis (5) beschrieben unter Berücksichtigung der fiktiven Abtriebskräfte, darf angenommen werden, dass die Steifigkeit der Ausfachung ausreichend ist.
- (7) Der oben genannte Wert der fiktiven Abtriebskraft kann unzureichend sein, wenn das Hauptbauteil exzentrisch belastet oder der Winkel zwischen der Hauptdiagonalen eines *K*-Fachwerkes und dem Eckstiel kleiner als 25° ist. In diesem Fall ist in der Regel ein genauerer Wert anzusetzen, mit dem das Moment infolge der Exzentrizität sowie sekundäre Biegespannungen aus Eckstielverformungen berücksichtigt werden.
- (8) Liegt die Knickrichtung nicht in der Fachwerkebene, sind in der Regel die Werte nach den Gleichungen (H.7a), (H.7b) und (H.7c) durch den Faktor $\sqrt{2}$ zu dividieren.

H.5 Schalentragwerke

(1) Zur Tragfähigkeit und Stabilität von Schalentragwerken siehe EN 1993-1-6.

ANMERKUNG Siehe auch EN 1993-3-2.

DEUTSCHE NORM

DIN EN 1993-3-1/NA



ICS 91.010.30; 91.060.40

Mit DIN EN 1993-3-1:2010-12 Ersatz für die 2011-06 zurückgezogene Vornorm DIN V 4131:2008-09

Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste

National Annex -

Nationally determined parameters -

Eurocode 3: Design of steel structures –

Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts

Annexe Nationale -

Paramètres déterminés au plan national -

Eurocode 3: Calcul des structures en acier -

Partie 3-1: Tours, mâts et cheminées – Tours et mâts haubannés

Gesamtumfang 46 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

Inhalt

		Seite
Vorwo	rt	4
NA.1	Anwendungsbereich	5
NA.2 NA.2.1	Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1993-3-1:2010-12	5 5
NA.2.2	Nationale Festlegungen	6
NCI	Anhang NA.B (normativ) Berechnungsannahmen für Windwirkungen	12
NCI	NA.B.1 Allgemeines	
NCI	NA.B.1.1 Anwendungsbereich	
NCI	NA.B.1.2 Symbole und Indizes	
NCI	NA.B.2 Windkraftbeiwert	
NCI	NA.B.2.1 Allgemeines	
NCI	NA.B.2.2 Bezugsfläche	
NCI	NA.B.2.3 Bestimmung des Windkraftbeiwerts	
NCI	NA.B.3 Böenreaktion von Gittertürmen	
NCI NCI	NA.B.3.1 Bedingungen für die Anwendung statischer Verfahren	
NCI	NA.B.3.2 Statisches Ersatzlastverfahren	
NCI	NA.B.4 Dynamische Antwort abgespannter Masten	
NCI	NA.B.4.1 Allgemeines	
NCI	NA.B.4.2 Bedingungen für statische Verfahren	
NCI	NA.B.4.3 Statische Ersatzlast-Verfahren	
NCI	NA.B.4.4 Spektralverfahren	
NCI	NA.B.4.5 Wirbelerregte Querschwingungen	
NCI	NA.B.4.6 Seilschwingungen	
NCI	NA.B.4.7 Eigenfrequenz freistehender Türme	
NCI	NA.B.4.8 Eigenfrequenz für Kragarme abgespannter Masten	
NCI	Anhang NA.C (normativ) Eislast und kombinierte Einwirkungen aus Eis und Wind	35
NCI	NA.C.1 Allgemeines	
NCI	NA.C.2 Eislast	
NCI	NA.C.3 Eisgewicht	
NCI	NA.C.4 Wind und Eis	36
NCI	Anhang NA.F (normativ) Ausführung und Zustandsüberwachung	37
NCI	NA.F.1 Ausführung	
NCI	NA.F.2 Zustandsüberwachung	
NCI	NA.F.3 Hauptprüfung	38
NCI	Anhang NA.I (normativ) Zusätzliche technische Regelungen	39
NCI	NA.I.1 Absturz von Personen in Sicherungsgeschirre	
NCI	NA.I.2 Hinweise zur Berechnung von Fachwerken	
NCI	NA.I.3 Schraubenverbindungen	
NCI	NA.I.4 Mindestdicke	
NCI	NA.I.5 Querschnittsaussteifungen	
NCI	NA.I.6 Drahtseilklemmen	
NCI	NA.I.7 Bolzen	
NCI	NA.I.8 Isolatoren und Schutzarmaturen	
NCI	NA.I.8.1 Allgemeines	
NCI	NA.I.8.2 Keramikisolatoren	
NCI	NA.I.8.3 Sicherheiten und Stückprüfungen von Druckbeanspruchten Keramikisolatoren	41

NCI	NA.I.9 Gründungen	41
NCI	NA.I.9.1 Betonfundamente	41
NCI	NA.I.9.2 Verankerung	41
NCI	NA.I.9.3 Hilfsanker	42
NCI	NA.I.10 Korrosionsschutz	
NCI	NA.I.10.1 Allgemeines	42
NCI	NA.I.10.2 Beschichtungen und Überzüge	42
NCI	NA.I.11 Blitzschutz und Erdungsanlagen	
NCI	NA.I.12 Montagehilfen	44
NCI	NA.I.13 Einrichtungen zum Begehen und Besichtigen des Bauwerks, Absturzsicherungen.	
NCI	NA.I.13.1 Allgemeines	44
NCI	NA.I.13.2 Steigleitern	44
NCI	NA.I.13.3 Sicherheitseinrichtungen an Arbeitsbühnen und Laufstegen	
NCI	NA.I.13.4 Befahreinrichtungen für Abspannseile	45
NCI	NA.I.14 Öffnungen in Hohlmasten	45
NCI	Literaturhinweise	

Vorwort

Dieses Dokument wurde vom NA 005-08-05 AA "Türme, Maste und Schornsteine (SpA zu CEN/TC 250/SC 3)" erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-3-1:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine — Türme und Maste.

Die Europäische Norm EN 1993-3-1 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: Nationally determined parameters, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA.2.1. Darüber hinaus enthält dieser Nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1993-3-1:2010-12 (en: non-contradictory complementary information, NCI).

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1993-3-1:2010-12.

DIN EN 1993-3-1:2010-12 und dieser Nationale Anhang DIN EN 1993-3-1/NA sind vorgesehen als Ersatz für DIN V 4131:2008-09.

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

Änderungen

Gegenüber DIN V 4131:2008-09 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

a) Nationale Festlegungen zu DIN EN 1993-3-1:2010-12 für die Bemessung und Konstruktion von Türmen und Masten aufgenommen.

Frühere Ausgaben

DIN 4131: 1969-03, 1991-11

DIN V 4131: 2008-09

NA.1Anwendungsbereich

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für die Bemessung und Konstruktion von Gittertürmen und abgespannten Masten und ähnlichen Konstruktionen, die prismatische, zylindrische oder andere sperrige Elemente tragen, die bei der Anwendung von DIN EN 1993-3-1:2010-12 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1993-3-1:2010-12.

NA.2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1993-3-1:2010-12

NA.2.1 Allgemeines

- Anhang H

DIN EN 1993-3-1:2010-12 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (NDP, en: Nationally determined parameters).

_	2.1.1(3)P	_	5.2.4(1)	_	B.2.1.1(5)	_	D.1.1(2)
_	2.3.1(1)	_	6.1(1)		B.2.3(1)	_	D.1.2(2)
_	2.3.2(1)	_	6.3.1(1)		B.3.2.2.6(4)	_	D.3(6) (zweimal)
_	2.3.6(2)	_	6.4.1(1)	_	B.3.3(1)	_	D.4.1(1)
_	2.3.7(1)	_	6.4.2(2)	_	B.3.3(2)	_	D.4.2(3)
_	2.3.7(4)	_	6.5.1(1)		B.4.3.2.2(2)	_	D.4.3(1)
_	2.5(1)	_	7.1(1)		B.4.3.2.3(1)	_	D.4.4(1)
_	2.6(1)	_	9.5(1)		B.4.3.2.8.1(4)	_	F.4.2.1(1)
_	4.1(1)	_	A.1(1)		C.2(1)	_	F.4.2.2(2)
_	4.2(1)	_	A.2(1)P (zweimal)	_	C.6.(1)	_	G.1(3)
_	5.1(6)	_	B.1.1(1)			_	H.2(5)
							H.2(7)

Darüber hinaus enthält NA.2.2 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1993-3-1:2010-12. Diese sind durch ein vorangestelltes "NCI" gekennzeichnet.

_	1.2	—	Anhang NA.B
_	9.1		Anhang NA.C
_	Anhang B		Anhang NA.F
_	Anhang C	—	Anhang NA.D
_	Anhang F		Literaturhinweise
_	Anhang G		

NA.2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1993-3-1:2010-12 bzw. ergänzt diese.

NCI zu 1.2 Normative Verweisungen

- NA DIN 18799-1, Ortsfeste Steigleitern an baulichen Anlagen Teil 1: Steigleitern mit Seitenholmen, sicherheitstechnische Anforderungen und Prüfungen
- NA DIN 18799-2, Ortsfeste Steigleitern an baulichen Anlagen Teil 2: Steigleitern mit Mittelholm, sicherheitstechnische Anforderungen und Prüfungen
- NA DIN 50978, Prüfung metallischer Überzüge; Haftvermögen von durch Feuerverzinken hergestellten Überzügen
- NA DIN 55928-8, Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungen und Überzüge Teil 8: Korrosionsschutz von tragenden dünnwandigen Bauteilen
- NA DIN EN 1090-2, Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken
- NA DIN EN 1991-1-4:2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen, Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010
- NA DIN EN 1993-1-1, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- NA DIN EN 1993-1-6, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-6: Festigkeit und Stabilität von Schalen
- NA DIN EN 1993-1-9, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-9: Ermüdung
- NA DIN EN 1993-1-11:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl; Deutsche Fassung EN 1993-1-11:2006 + AC:2009
- NA DIN EN 1993-3-1:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine Türme und Maste; Deutsche Fassung EN 1993-3-1:2006 + AC:2009
- NA DIN EN 10264-1, Stahldraht und Drahterzeugnisse Stahldraht für Seile Teil 1: Allgemeine Anforderungen
- NA DIN EN 10264-3, Stahldraht und Drahterzeugnisse Stahldraht für Seile Teil 3: Runder und profilierter Draht aus unlegiertem Stahl für hohe Beanspruchungen
- NA DIN EN 13411-5, Endverbindungen für Drahtseile aus Stahldraht Sicherheit Teil 5: Drahtseilklemmen mit U-förmigem Klemmbügel
- NA DIN EN 60060-1 (VDE 0432-1), Hochspannungs-Prüftechnik Teil 1: Allgemeine Begriffe und Prüfbedingungen
- NA DIN EN 60060-2 (VDE 0432-2), Hochspannungs-Prüftechnik Teil 2: Messsysteme
- NA DIN EN 62305 (alle Teile), Blitzschutz

- NA DIN EN ISO 1461, Durch Feuerverzinken auf Stahl aufgebrachte Zinküberzüge (Stückverzinken) Anforderungen und Prüfungen
- NA DIN EN ISO 2063, Thermisches Spritzen Metallische und andere anorganische Schichten Zink, Aluminium und ihre Legierungen
- NA DIN EN ISO 2178, Nichtmagnetische Überzüge auf magnetischen Grundmetallen Messen der Schichtdicke Magnetverfahren
- NA DIN EN ISO 10684, Verbindungselemente Feuerverzinkung
- NA DIN EN ISO 12944 (alle Teile), Beschichtungsstoffe Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme
- NA DIN EN ISO 14122-3, Sicherheit von Maschinen Ortsfeste Zugänge zu maschinellen Anlagen Teil 3: Treppen, Treppenleitern und Geländer

NDP zu 2.1.1(3)P

Der Anhang E aus DIN EN 1993-3-1:2010-12 gilt nicht. Plötzlicher Seilausfall ist nur bei Zuverlässigkeitsklasse 3 zu untersuchen.

Die Berechnung eines plötzlichen Seilausfalls darf entweder durch eine genaue dynamische Untersuchung oder durch Anwendung des nachstehenden konservativen Näherungsverfahrens durchgeführt werden. Bei der Untersuchung des plötzlichen Seilausfalls ist von einem gleichzeitig wirkenden Windgeschwindigkeitsdrucks in Höhe von 50 % des charakteristischen, mittleren Geschwindigkeitsdrucks ohne Berücksichtigung feldweiser Belastung auszugehen.

Die durch einen plötzlichen Seilausfall verursachten dynamischen Kräfte im Mastschaft und in den Abspannseilen können mit der folgenden Annahme konservativ abgeschätzt werden:

Die Horizontalkomponente der vor dem Seilausfall wirkenden, stützenden Seilkraft ist dabei in umgekehrter Richtung als Zusatzlast auf den Mast ohne das ausgefallene Seil wirkend anzusetzen.

Die hieraus resultierenden restlichen Seilkräfte müssen bei Masten mit nur zwei Abspannebenen oder bei einem Seilausfall in der höchsten Abspannebene mit dem Faktor 1,3 multipliziert werden.

NDP zu 2.3.1(1)

Es gelten die Regelungen des Anhanges NA.B.

NDP zu 2.3.2(1)

Für die Ermittlung von Eislasten, Eisdicken, Eisdichten und Eisverteilungen sowie Lastfallkombinationen und Kombinationsbeiwerte für Einwirkungen auf Türme und Maste gilt Anhang NA.C dieses Dokumentes.

NDP zu 2.3.6(2)

Es gelten die Empfehlungen.

Anstelle der vertikalen Verkehrslast von 2 kN/m² ist auf Plattformen mit einer vertikalen Einzellast von 3 kN an ungünstigster Stelle zu rechnen, wenn dies ungünstiger ist als die vorgenannte Flächenlast.

NDP zu 2.3.7(1)

Es werden keine weiteren Hinweise gegeben.

NDP zu 2.3.7(4)

Zusätzlich sind DIN 18799-1 und DIN 18799-2 sowie NA.I.1 des Anhang NA.I anzuwenden.

NDP zu 2.5(1)

Zusätzlich ist NA.I.8.3 im Anhang NA.I zu beachten.

NDP zu 2.6(1)

Die Entwurfslebensdauer ist zwischen dem Bauherren und dem Planer abzustimmen. Wenn keine Vereinbarung getroffen wird, ist eine Entwurfslebensdauer von 50 Jahren anzusetzen.

NDP zu 4.1(1)

Siehe Anhang NA.I.

NDP zu 4.2(1)

Die gegebenen Empfehlungen gelten nicht. Dafür sind folgende Festlegungen einzuhalten.

Die Hohlräume der Seile müssen beim Verseilen mit geeigneten korrosionsschützenden Medien verfüllt werden. Werden Seile beschichtet, sind das Verfüllmaterial und die Beschichtung aufeinander abzustimmen. Verfüllmaterial und Beschichtung müssen säurefrei, elastisch, temperatur- und UV-beständig sein.

Die Verwendung heller Beschichtungen ist vorzuziehen, um eventuelle Korrosionserscheinungen leichter erkennen zu können und um die Temperaturbeanspruchung der Seile möglichst klein zu halten.

Wenn bei Rundlitzenseilen säurefreies Fett zum Füllen der Hohlräume verwendet wird, entfällt die Beschichtung. Da die Gefahr besteht, dass das Fett ausgewaschen wird, sind solche Seile besonders sorgsam zu warten und gegebenenfalls nachzufetten.

NDP zu 5.1(6)

Hinweise und Beispiele zur rechnerischen Erfassung des nichtlinearen Tragverhaltens sind zum Beispiel zu entnehmen:

- Peil, U.: "Bauen mit Seilen". In Stahlbau-Kalender 2000, Ernst & Sohn, Berlin. 689-755.
- Peil, U.: "Maste und Türme". In Stahlbau-Kalender 2004, Ernst & Sohn, Berlin. 493-602.

NDP zu 5.2.4(1)

Es werden keine weiteren Hinweise gegeben.

NDP zu 6.1(1)

Es gelten die folgenden Teilsicherheitsbeiwerte:

```
\begin{split} &\gamma_{\text{M0}}=1,\!00,\\ &\gamma_{\text{M1}}=1,\!00, \quad \text{(Bei Schalenbeulen siehe DIN EN 1993-3-2)}\\ &\gamma_{\text{M2}}=1,\!25,\\ &\gamma_{\text{Mg}}=1,\!50\cdot\gamma_{\text{R}}; \quad \gamma_{\text{R}} \text{ siehe EN 1993-1-11,}\\ &\gamma_{\text{Mi}}=2,\!50. \end{split}
```

8

NDP zu 6.3.1(1)

Ein Verfahren wird nicht festgelegt.

NDP zu 6.4.1(1)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 6.4.2(2)

Es gilt die Empfehlung. Ergänzend dazu gilt, dass ermüdungsbeanspruchte Kopfplattenverbindungen mit hochfesten, voll vorgespannten Schrauben auszuführen sind, wenn nicht die Ermüdungssicherheit und die Gebrauchstauglichkeit durch Nachweise belegt werden.

NDP zu 6.5.1(1)

Es gilt die Empfehlung. Als Grenzwerte für die Hertzsche Pressung sind die Werte nach Tabelle NA.1 anzunehmen:

Tabelle NA.1 — Charakteristische Werte der Hertzschen Pressung von Stahllagern

	Werkstoff	σ _{H,k} in N/mm²
1	S235, S275	800
2	S355, S420, S460	1 000
3	C35+N, C45+N	950

NDP zu 7.1(1)

Es gilt die Empfehlung.

NCI zu 9.1

Ein stählerner Schornstein oder ein Antennentragwerk darf als vorwiegend ruhend beansprucht angesehen werden, wenn

- a) die Spannungsschwingbreite der Längsspannungen $\Delta\sigma$ kleiner ist als 15 N/mm² und
- b) die Spannungsschwingbreite der Schubspannungen $\Delta \tau$ kleiner ist als 26 N/mm² und
- c) das Tragwerk in der Erdbebenzone 0 nach DIN EN 1998-1 NA steht und
- d) keine Stoßlasten berücksichtigt werden müssen.

NDP zu 9.5(1)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu A.1(1)

- (1) In der Regel ist die Zuverlässigkeitsklasse 2 anzuwenden.
- (2) Zuverlässigkeitsklasse 3 ist in den nach DIN EN 1993-3-1:2010-12, Tabelle A.1 vorgesehenen Fällen anzuwenden.

(3) Maste der Zuverlässigkeitsklasse 3 dürfen in Zuverlässigkeitsklasse 2 eingestuft werden, wenn eine jährliche Inspektion nach Anhang NA.F durchgeführt wird, die auch eine Untersuchung der Seilanschlüsse auf Ermüdungsschäden mit einschließt. Abweichungen sind mit der zuständigen Genehmigungsbehörde abzustimmen.

NDP zu A.2(1)P (zweimal)

Es gilt die hier angegebene Tabelle NA.A.2.

Tabelle NA.A.2 — Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\!\scriptscriptstyle G}$ und $\gamma_{\!\scriptscriptstyle Q}$ für Einwirkungen

A	Zuverlässigkeitsklasse,	Wirkung der Einwirkung		
Art der Einwirkung	siehe Anmerkung zu 2.1.2	ungünstig	günstig	
	ständige oder vorübergehe	ende Bemessungssituation		
ständige Lasten	e Lasten alle Zuverlässigkeits- klassen 1,3		1,0	
veränderliche Lasten	alle Zuverlässigkeits- klassen	1,5 0,0		
Vorspannung alle Zuverlässigkei klassen		1,0		
	außergewöhnliche B	Semessungssituation		
ständige Lasten	alle Zuverlässigkeits- klassen	1,0 1,0		
veränderliche Lasten	alle Zuverlässigkeits- klassen	1,0 0,0		
Vorspannung alle Zuverlässigkeits- klassen		1,	0,0	

NCI zu Anhang B

Statt Anhang B von DIN EN 1993-3-1:2010-12 gilt Anhang NA.B dieses Nationalen Anhanges.

NCI zu Anhang C

Statt Anhang C von DIN EN 1993-3-1:2010-12 gilt Anhang NA.C dieses Nationalen Anhanges.

NDP zu D.1.1(2)

Es werden keine weiteren Hinweise gegeben.

NDP zu D.1.2(2)

Es werden keine weiteren Hinweise gegeben.

NDP zu D.3(6) (zweimal)

Zu ANMERKUNG 1: Es werden keine weiteren Hinweise gegeben. Es gilt die Empfehlung.

Zu ANMERKUNG 2: Zu elektrischen Eigenschaften siehe DIN EN 60060-1 (VDE 0432-1) und DIN EN 60060-2 (VDE 0432-2).

NDP zu D.4.1(1)

Einrichtungen zum Begehen und Besichtigen des Bauwerks, Absturzsicherungen

Allgemeines

Antennentragwerke von mehr als 20 m Höhe, die zu Inspektions-, Betriebs- oder sonstigen Zwecken bestiegen werden, sind mit Steigleitern oder Steigeisengängen, erforderlichenfalls auch mit Absturzsicherungen, Ruhe- und Arbeitsbühnen sowie mit Laufstegen auszurüsten.

Befahreinrichtungen für Abspannseile

Ein direktes Befahren der Abspannseile sollte vermieden werden. Vorzugsweise sind unabhängige Befahreinrichtungen zu verwenden. Hierfür sind entsprechende Anschlagkonstruktionen vorzusehen.

NDP zu D.4.2(3)

Siehe Anhang NA.I.

NDP zu D.4.3(1)

Maßnahmen zur Flugsicherung sind im Luftverkehrsgesetz (LuftVG) geregelt; sie werden im Einzelfall von der DFS — Deutsche Flugsicherung — festgelegt und sind Bestandteil der Baugenehmigung. Maßnahmen sind z. B.

- a) Flugwarnanstrich als Tageskennzeichnung;
- b) Flughindernisbefeuerung als Nachtkennzeichnung;
- c) Seilmarker an Abspannseilen.

Seilmarker müssen Inspektionen des innen liegenden Seiles zulassen.

NDP zu D.4.4(1)

Es werden keine weiteren Hinweise gegeben.

NCI zu Anhang F

Statt Anhang F von DIN EN 1993-3-1:2010-12 gilt Anhang NA.F dieses Nationalen Anhanges.

NCI

Anhang NA.B (normativ)

Berechnungsannahmen für Windwirkungen

NCI NA.B.1 Allgemeines

- (1) Die Windlasten sind nach DIN EN 1991-1-4 in Verbindung mit diesem Anhang zu bestimmen.
- (2) Die Windprofile nach DIN EN 1991-1-4/NA dürfen für Höhen z bis 400 m verwendet werden.

NCI NA.B.1.1 Anwendungsbereich

- (1) Dieser Anhang enthält ergänzende Angaben zu Windeinwirkungen auf Türme und abgespannte Maste in folgenden Punkten:
- Windkräfte, siehe NA.B.2;
- Böenreaktion von Gittertürmen, siehe NA.B.3;
- Böenreaktion von abgespannten Masten, siehe NA.B.4.
- (2) Die Windkraftbeiwerte für Kreisquerschnitte, die nicht Bestandteil des Fachwerks sind (z. B. Aufsatzrohre),sind in DIN EN 1991-1-4 festgelegt.
- (3) Die Schnittgrößen für das Tragwerk sind im Allgemeinen nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung zu berechnen. Vorverformungen des Gesamtsystems (Lotabweichungen, Vorkrümmungen) müssen nicht berücksichtigt werden.

NCI NA.B.1.2 Symbole und Indizes

- (1) Ergänzend zu den in DIN EN 1993-1-1 und DIN EN 1991-1-4 angegebenen Formelzeichen werden die folgenden wichtigsten Formelzeichen in diesem Anhang verwendet:
- i Anordnung der feldweisen Belastung;
- K Beiwert;
- L projizierte Länge oder Sehnenlänge;
- N Anzahl der Abspannebenen;
- n Anzahl der Tragwerksabschnitte;
- Q Parameter;
- Schnittgröße in einem Bauteil (z. B. Längskraft, Querkraft oder Biegemoment);
- Torsionsmoment;
- α Neigung eines Abspannseils gegen die Horizontale;
- β Parameter;
- θ Winkel des Windeinfalls bezogen auf die Flächennormale oder Neigung,
- τ Konstante;
- ψ Winkel des Windeinfalls bezogen auf die Längsachse des langgestreckten Anbauteils;
- k_s Skalierungsfaktor.

(3) Ergänzend zu den in DIN EN 1993-1-1 angegebenen Indizes werden die folgenden Indizes in diesem

Anhang verwendet:				
Α	Element der Anbauten;			
С	Kragarm;			
С	Bauteil mit kreisförmigem Querschnitt;			
е	effektiv;			
F	Außenfläche;			
f	kantige Bauteile;			
G	Abspannseil;			
Н	Bauwerkshöhe;			
L	Länge;			
M	ausschließlich bezogen auf den Mast;			
m	Mast oder Mittelwert;			
PL	feldweise Belastung;			
p	belastetes Feld;			
q	Schub;			
S	Bauwerk;			
sup	überkritisch;			
Т	Turm oder Gesamtwert (Total-);			
W	in Windrichtung;			
w	mit Wind;			
Х	quer zur Windrichtung;			
Z	in vertikaler Richtung;			
z	Höhe z über Grund;			
θ	Winkel des Windeinfalls.			
NCI	NA.B.2 Windkraftbeiwert			

NCI NA.B.2.1 Allgemeines

- (1) Die auf einen Abschnitt oder ein Bauteil wirkende Windkraft ist nach DIN EN 1991-1-4:2010-12, 5.3 (2) in Verbindung mit dem Nationalen Anhang von DIN EN 1991-1-4 und diesem Anhang NA.B zu bestimmen.
- (2) Bei der Berechnung der Windkraft mit Eisansatz sind die um die Eisschicht vergrößerten Projektionsflächen anzusetzen.

NCI NA.B.2.2 Bezugsfläche

- (1) Die Bezugsflächen sind für jede Ansichtsseite nach Bild NA.B.1a) und NA.B.1b) getrennt zu bestimmen.
- (2) Die Bezugsfläche $A_{\rm S}$ für die Ermittlung der Windkräfte auf den Mastschaft ist die Projektionsfläche der dem Wind zugewandten Ansichtsseite ohne Anbauten (siehe Bild NA.B.1). Die Projektionsachse steht normal auf der Ansichtsseite.
- (3) Die Bezugsfläche $A_{\rm A}$ für die Ermittlung der Windkräfte auf Anbauten ist die Projektionsfläche der dem Wind zugewandten Ansichtsseite. Anbauten innerhalb des Mastschaftes sind wie in Bild NA.B.1a und NA.B.1b dargestellt, den jeweiligen Ansichtsseiten zuzuordnen. Die Projektionsachse steht normal auf der Ansichtsseite.

NCI NA.B.2.3 Bestimmung des Windkraftbeiwerts

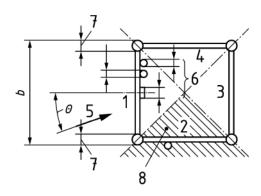
NCI NA.B.2.3.1 Allgemeines

(1) Bei Tragwerken mit quadratischem und gleichseitig dreieckförmigem Grundriss wird der Gesamtwindkraftbeiwert in Windrichtung (Widerstandsbeiwert) durch Überlagerung der Windkräfte an tragenden Bauteilen und Anbauten bestimmt:

$$c_{\mathsf{f}} = c_{\mathsf{f},\mathsf{S}} + \sum c_{\mathsf{f},\mathsf{A}} \tag{NA.B.1}$$

Dabei ist

- $c_{\rm f}$ der Gesamtwindkraftbeiwert innerhalb der Höhe eines Abschnitts (siehe Bild NA.B.1);
- $c_{f,S}$ der Windkraftbeiwert für tragende Bauteile, ermittelt nach Gleichung (NA.B.2) unter Verwendung des Völligkeitsgrades φ (siehe NA.B.2.3.2.1) für das Bauwerk ohne Anbauten;
- $c_{\rm f,A}$ der Windkraftbeiwert für ein Anbauteil, ermittelt nach Gleichung (NA.B.6) oder (NA.B.7) Bei Vorhandensein mehrerer Anbauteile sind die Kraftbeiwerte zu addieren.
- (2) Bei Tragwerken mit rechteckigem oder dreieckigem Grundriss und unterschiedlichen Seitenlängen sowie für Bauwerke mit großen Anbauten wird empfohlen, die Windkraftbeiwerte mit Hilfe von Windkanaluntersuchungen zu ermitteln.
- (3) Wenn die Projektionsflächen der Anbauten nicht mehr als 10 % der Bauteilprojektionsflächen ausmachen, dürfen sie der Projektionsfläche der tragende Bauteile zugeschlagen und die gesamte Windkraft darf nach NA.B.2.3.2 bestimmt werden.
- (4) Windkraftbeiwerte dürfen auch in Windkanalversuchen bestimmt werden. Die Windkanalversuche sind unter Beachtung des WtG-Merkblattes "Windkanalversuche in der Gebäudeaerodynamik" der Windtechnologischen Gesellschaft e. V. [1] durchzuführen.
- (5) Der Gesamtwindwiderstand darf auf den Wert $2,1\cdot A_{\rm u}$ beschränkt werden. Zur Definition von $A_{\rm u}$ siehe NA.B.2.3.2.1

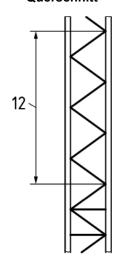


ANMERKUNG Die Ansichtsseite 1 gilt als Windangriffsfläche für $-45^{\circ} \le \theta \le 45^{\circ}$.

ANMERKUNG Die Ansichtsseite 1 gilt als Windangriffsfläche für $-60^{\circ} \le \theta \le 60^{\circ}$. Eine externe Leiter sollte als individuelles Objekt behandelt werden.

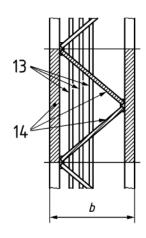
10 9 3 10 10 11

a) Fachwerkstrukturen mit quadratischem Querschnitt



Schaftabschnitt

b) Fachwerkstrukturen mit dreieckigem Querschnitt



Detail eines Schaftabschnitts

Legende

- 1 Ansichtsseite 1
- 2 Ansichtsseite 2
- 3 Ansichtsseite 3
- 4 Ansichtsseite 4
- 5 Wind
- 6 Anbauten (Projektion rechtwinklig zur Ansichtsseite 1)
- 7 Eckstiel (Projektion rechtwinklig zur Ansichtsseite)
- 8 Anbauten innerhalb der schraffierten Fläche werden der Ansichtsseite 2 zugeordnet
- 9 Anbauten inklusive Sprossenleitern, Rückenschutz usw. (Projektion rechtwinklig zur Ansichtsseite)
- 10 Eckstiel (Projektion rechtwinklig zur Ansichtsseite)
- 11 Anbauten innerhalb der schraffierten Fläche werden der Ansichtsseite 2 zugeordnet
- 12 Abschnitt des Schaftes
- 13 Anbauten mit der Bezugsfläche A_A
- 14 Teile des Schaftes mit der Bezugsfläche AS

Bild NA.B.1 — Definition der Ansichtsseite

NCI NA.B.2.3.2 Windkraftbeiwerte für den Schaft

NCI NA.B.2.3.2.1 Allgemeines

(1) Für Fachwerkmaste und Fachwerktürme mit quadratischem oder gleichseitigem dreieckförmigen Querschnitt, die gleiche Bezugsflächen $A_{\mathbb{S}}$ auf jeder Seite besitzen, ist der Windkraftbeiwert $c_{\mathsf{f},\mathbb{S}}$ des Schaftes eines Abschnitts in Windrichtung folgendermaßen zu bestimmen:

$$c_{f,S} = c_{f,S,0} K_{\theta}$$
 (NA.B.2)

Dabei ist

 $c_{f,S,0}$ der Kraftbeiwert für den Abschnitt j ohne Berücksichtigung von Endeffekten nach NA.B.2.3.2.2;

 K_{θ} der Windrichtungsbeiwert.

(2) Der Windrichtungsbeiwert K_{θ} ist wie folgt anzusetzen:

$$K_0 = 1.0 + K_1 K_2 \sin^2(2\theta)$$
 für Fachwerkstrukturen mit quadratischem Querschnitt (NA.B.3a)

$$K_{\theta} = \frac{A_{\text{c}} + A_{\text{c,sup}}}{A_{\text{S}}} + \frac{A_{\text{f}}}{A_{\text{S}}} \left(1 - 0.1 \sin^2 \left(1.5 \, \theta \right) \right) \text{ für Fachwerkstrukturen mit dreieckigem Querschnitt}$$
 (NA.B.3b)

Dabei ist

$$K_1 = \frac{0.55A_f}{A_S} + \frac{0.8(A_c + A_{c,sup})}{A_S}$$
 (NA.B.3c)

$$K_2 = 0.2$$
 für $0 \le \varphi \le 0.2$ und $0.8 \le \varphi \le 1.0$ (NA.B.3d)

$$= \varphi$$
 für $0.2 < \varphi \le 0.5$ (NA.B.3e)

$$= 1 - \varphi$$
 für $0.5 < \varphi < 0.8$ (NA.B.3f)

Windrichtungswinkel, bezogen auf die Flächennormale der Ansichtsseite 1, siehe Bild NA.B.1a) oder NA.B.1b):

$$\varphi$$
 Völligkeitsgrad $\varphi=\frac{A_{\rm S}}{A_{\rm H}}$; Bei NA.B.2.3.1 (3) gilt sinngemäß $\varphi=\frac{A_{\rm S}+A_{\rm A}}{A_{\rm H}}$

 $A_{\rm S}$ die Bezugsfläche des Schaftes nach NA.B.2.2 (2);

 A_{u} die Bruttoansichtsseite $A_{u} = b h$;

A_f die Bezugsfläche der kantigen Bauteile;

 $A_{\rm c}$ die Bezugsfläche der Bauteile mit kreisförmigem Querschnitt, die einer unterkritischen Umströmung ausgesetzt sind;

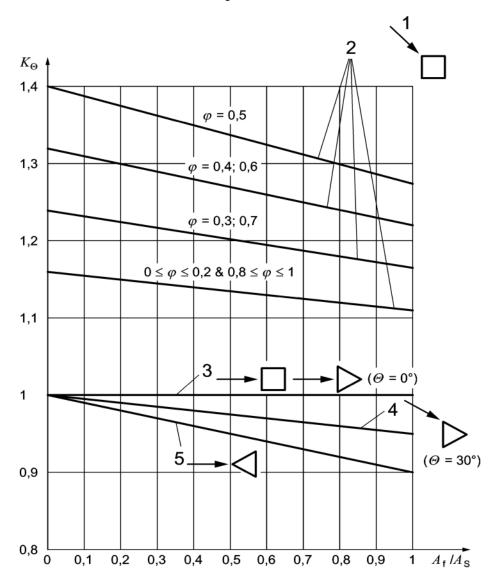
A_{c,sup} die Bezugsfläche der Bauteile mit kreisförmigem Querschnitt, die einer überkritischen Umströmung ausgesetzt sind;

h Höhe des betrachteten Abschnitts;

b Abschnittsbreite nach Bild NA.B.1.

Ohne Vereisung und ohne Anbauten im Sinne von NA.B.2.3.1 (3) gilt: $A_S = A_f + A_c + A_{c.sup}$

- (3) Für übliche Windrichtungswinkel kann K_{θ} Bild NA.B.2 entnommen werden.
- (4) Der Wert für Re ist nach DIN EN 1991-1-4:2010-12, 7.9.1 (1) zu bestimmen.
- (5) Wird für einzelne oder alle Bauteile angenommen, dass die Reynoldszahl im überkritischen Bereich liegt, ist nachzuweisen, dass bei geringer Windgeschwindigkeit, bei der $Re < 4 \times 10^5$ ist, keine größeren Lasten auftreten.
- (6) Für Bauteile mit kreisförmigem Querschnitt darf unterkritische Umströmung angenommen werden, wenn die Reynoldszahl bei $Re \le 4 \times 10^5$ liegt; bei größeren Werten von Re darf überkritische Umströmung angenommen werden, sofern kein Eisansatz vorliegt.



Legende

- 1 Wind
- 2 Fachwerkstrukturen mit quadratischem Querschnitt, Wind in der Diagonalen ($\theta = 45^{\circ}$)
- 3 Fachwerkstrukturen mit quadratischem oder dreieckigem Querschnitt mit Wind auf eine Ansichtsseite
- 4 Fachwerkstrukturen mit gleichseitig dreieckigem Querschnitt mit Wind parallel zu einer Ansichtsseite
- dreieckige Fachwerkstrukturen mit gleichseitig dreieckigem Querschnitt mit Wind auf eine Ecke (θ = 180°)

NCI NA.B.2.3.2.2 Kraftbeiwerte

(1) Für Fachwerkstrukturen, die aus Bauteilen mit kantigen und kreisförmigen Profilen zusammengesetzt sind, ist der Kraftbeiwert folgendermaßen anzusetzen:

$$c_{f,S,0} = c_{f,0,f} \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \frac{A_c}{A_S} + c_{f,0,c,sup} \frac{A_{c,sup}}{A_S}$$
 (NA.B.4)

Dabei sind

 $c_{\text{f,0,f}}$, $c_{\text{f,0,c}}$ und $c_{\text{f,0,c,sup}}$

die Kraftbeiwerte für Abschnitte, die aus Bauteilen mit kantigen Profilen, kreisförmigen Profilen in unterkritischer Strömung bzw. kreisförmigen Profilen in überkritischer Strömung zusammengesetzt sind, gemäß:

$$c_{\text{f.0.f}} = 1,76 \ C_1 \ [1 - C_2 \ \varphi + \varphi^2]$$
 (NA.B.5a)

$$c_{\text{f.0.c}} = C_1 (1 - C_2 \varphi) + (C_1 + 0.875) \varphi^2$$
 (NA.B.5b)

$$c_{\text{f,0,c,sup}} = 1.9 - \sqrt{(1-\varphi)(2.8 - 1.14 C_1 + \varphi)}$$
 (NA.B.5c)

mit:

 C_1 = 2,25 für Fachwerkstrukturen mit quadratischem Querschnitt

1,9 für Fachwerkstrukturen mit dreieckigem Querschnitt

 C_2 = 1,5 für Fachwerkstrukturen mit quadratischem Querschnitt

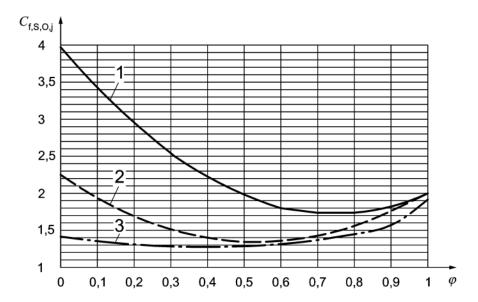
1,4 für Fachwerkstrukturen mit dreieckigem Querschnitt

zu bestimmen.

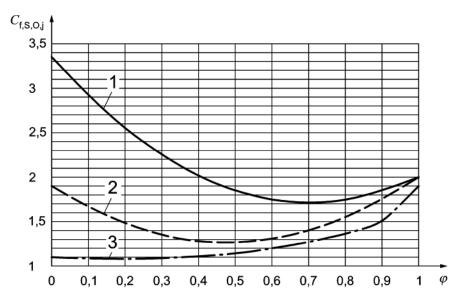
wobei:

$$\varphi$$
, A_{S} , A_{f} , A_{c} , $A_{c,sup}$ in NA.B.2.3.2.1 angegeben sind.

- (2) Für kreisförmige Profile als Bestandteil des Schaftes gilt Tabelle NA.B.1.
- (3) Die Kraftbeiwerte $c_{\rm f,0}$ dürfen ebenso Bild NA.B.3 entnommen werden.



a) Fachwerkstrukturen mit quadratischem Querschnitt



b) Fachwerkstrukturen mit dreieckigem Querschnitt

Legende

- 1 kantig
- 2 kreisförmig (unterkritische Strömung)
- 3 kreisförmig (überkritische Strömung)

ANMERKUNG Bei Fachwerkstrukturen mit φ > 0,6 ist die Möglichkeit des Auftretens wirbelerregter Querschwingungen für den gesamten Schaft zu berücksichtigen, siehe DIN EN 1991-1-4.

Bild NA.B.3 — Kraftbeiwerte $c_{\rm f,S,0}$ für Fachwerkstrukturen mit quadratischem oder dreieckigem Querschnitt

NCI NA.B.2.3.3 Windkraftbeiwerte für langgestreckte Anbauten

(1) Die Windkraftbeiwerte $c_{\rm f,A}$ von langgestreckten Anbauteilen, wie z. B. Steigleitern, Kabeltrassen und Kabelschächten einschließlich Wellenleitern, Antennenkabeln usw., sind innerhalb der Höhe eines Abschnitts folgendermaßen anzusetzen:

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} K_A \sin^2 \Psi \cdot \frac{A_A}{A_S}$$
 (NA.B.6)

Dabei ist

- $c_{f,A,0}$ der Kraftbeiwert für ein Anbauteil unter Berücksichtigung seiner Reynoldszahl; Werte für übliche alleinstehende Einzelbauteile sind in Tabelle NA.B.1 angegeben;
- K_A der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Abschattung des Anbauteils durch den Schaft, hier ist $K_A = 0.8$. Ansonsten gilt:
 - $K_A=1,0$ für Schafte aus kreisförmigen Profilen in überkritischer Strömung;
 - K_A =1,0 wenn das Anbauteil um mehr als 10 % über die Gesamtbreite b des Schaftes hinaus ragt;
 - K_A=1,0 wenn die Summe der Bezugsfläche aller Anbauten, die der betrachteten Ansichtsseite des Schafts zugeordnet sind, größer ist als die Bezugsfläche AS des Schafts dieser Ansichtsseite;
 - K_A=1,0 wenn die Bezugsfläche eines einzelnen Anbauteils, das einer beliebigen Ansichtsseite des Tragwerks zugeordnet ist, größer ist als die halbe Bruttoansichtsseite Au des Schafts der betrachteten Ansichtsseite.
- ψ Winkel zwischen der Windrichtung und der Längsachse des Anbauteils, gemessen in der Ebene Windrichtung-Längsachse; ψ \leq 90 $^{\circ}$
- A_{A} die Projektionsfläche des bei Betrachtung in Windrichtung θ sichtbaren Teils, einschließlich Vereisung, sofern zutreffend. Bei Zylindern mit Wendeln sollte der Wert A_{A} auf der Gesamtbreite einschließlich der zweifachen Wendelbreite basieren:
- $A_{\rm S}$ siehe NA.B.2.3.2.1 (2).

ANMERKUNG Wenn A_A größer als A_S ist, ist der Abminderungsbeiwert eher bei $c_{f,S,0}$ zu berücksichtigen als bei $c_{f,A}$. In diesen Fällen gilt:

$$c_{f,S} = K_{\theta} c_{f,S,0} K_{A}$$

$$c_{\text{f,A}} = c_{\text{f,A,0}} \sin^2 \psi$$

(2) Wenn von Bedeutung, ist die Torsionskraft T_{AW} unter Verwendung des passenden Beiwerts und des maßgeblichen Hebelarms zu berechnen, der in Windkanaluntersuchungen zu bestimmen ist.

Tabelle NA.B.1 — Typische Kraftbeiwerte, $c_{f,A,0}$ und $c_{f,G,0}$, für einzelne Bauteile

Bauteiltyp		Reynoldszahl <i>Re</i> (siehe DIN EN 1991-1-4)	Kraftbeiwert $c_{\rm f,A,0}$ oder $c_{\rm f,G,0}$	
			eisfrei	vereist
(a)	Kantige Profile und Bleche	alle Werte	2,0	2,0
(b)	Kreisförmige Profile und glatte Drähte	$\leq 2 \times 10^5$	1,2	1,2
		4 × 10 ⁵	0,6	1,0
		> 10 × 10 ⁵	0,7	1,0
(c)	Dünne Spiralseile, z. B. Aluminiumtragseile mit Stahlkern, vollverschlossene Spiralseile, Stahlspiralseile mit mehr als sieben Drähten	$\leq 6 \times 10^4$	1,2	_
		≥ 10 ⁵	0,9	_
		≤ 1 × 10 ⁵	_	1,25
		$\geq 2 \times 10^5$	-	1,0
(d)	Dicke Spiralseile, z. B. kleine Rundlitzenseile, Stahllitzenbündel, Spiral- seile mit nur sieben Drähten (1 × 7)	$\leq 4 \times 10^4$	1,3	_
		> 4 × 10 ⁴	1,1	_
		≤ 1 × 10 ⁵	_	1,25
		$\geq 2\times 10^5$	_	1,0
(e)	Zylinder mit Wendeln mit einer Höhe bis zu 0,12D	alle Werte	1,2	1,2

Es bedeutet:

D Durchmesser des Zylinders

Für Zwischenwerte von Re darf $c_{\rm f,A,0}$ linear interpoliert werden.

Werte in Zeile (e) basieren auf der Gesamtbreite, in der die zweifache Wendelbreite berücksichtigt ist.

Die Werte für vereiste Bauteile gelten für Klar- oder Glatteis; bei Raueis sind besondere Überlegungen erforderlich (siehe ISO 12494).

Weitere Kraftbeiwerte und die zugehörigen Bezugsflächen dürfen DIN EN 1991-1-4 entnommen werden. Vereisung ist hierbei zu berücksichtigen, sofern zutreffend.

NCI NA.B.2.3.4 Windkraftbeiwerte für einzelne kompakte Anbauten

(1) Für alle einzelnen kompakten Anbauten, wie z. B. Parabolantennen, ist der Windkraftbeiwert $c_{\rm f,A}$ in Windrichtung folgendermaßen anzusetzen:

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} K_A \frac{A_A}{A_S}$$
 (NA.B.7)

Dabei ist

 $c_{\rm f,A,0}$ der Kraftbeiwert für ein Anbauteil für die betrachtete Windrichtung und Windgeschwindigkeit; er ist mit Hilfe von Windkanalversuchen zu ermitteln, die üblicherweise vom Hersteller durchgeführt werden;

 K_A wie in NA.B.2.3.3 definiert;

 A_A die verwendete Bezugsfläche, auf die sich der vom Hersteller ermittelte Kraftbeiwert $c_{f,A,0}$ bezieht;

 A_{S} siehe NA.B.2.3.2.1(2).

Für die Bestimmung des Abminderungsbeiwertes zur Berücksichtigung der Abschattung K_A ist stets die nach Abschnitt NA.B.2.2 definierte Bezugsfläche zu verwenden.

- (2) Die Windkraftbeiwerte für Quertrieb und Auftrieb, $c_{f,A,x}$ und $c_{f,A,z}$, sind analog zu $c_{f,A}$ zu ermitteln; falls keine Windkraftbeiwerte für Quertrieb und Auftrieb vorliegen, ist hierzu $c_{f,A}$ zu verwenden, wobei die jeweilige Richtung orthogonal zur mittleren Windrichtung anzunehmen ist.
- (3) Wenn von Bedeutung, ist die Torsionskraft T_{AW} unter Verwendung des passenden Beiwerts und des maßgeblichen Hebelarms zu berechnen, der ggf. in Windkanaluntersuchungen zu bestimmen ist.

NCI NA.B.2.3.5 Windbelastung für nicht symmetrische Türme und Maste oder Türme und Maste mit komplexen Anbauten

- (1) Bei nicht symmetrischen Türmen und Masten oder Türmen und Masten, die große, nicht symmetrisch angeordnete Anbauten und/oder Seile enthalten, die Torsionslasten und Windlasten quer zur Windrichtung hervorrufen, müssen die Gesamtkräfte infolge der Windlasten für die kombinierte Einwirkung von Wind auf einzelne Teile, gegebenenfalls in Windrichtung und quer zur Windrichtung, berücksichtigt werden.
- (2) Turbulenz quer zur Windrichtung verursacht auch bei symmetrisch ausgebildeten Fachwerkstrukturen schwankende Windlasten quer zur Windrichtung; jedoch ist die Auswirkung dieser Lasten nicht relevant für die maßgeblich beanspruchten Bauteile, außer für Ermüdung.

NCI NA.B.2.3.6 Windkraftbeiwerte für Abspannseile

(1) Der Windkraftbeiwert $c_{f,G}$ rechtwinklig zu den Abspannseilen, bezogen auf die Ebene, die durch das Seil und den Wind gebildet wird, ist wie folgt anzusetzen:

$$c_{\mathsf{f},\mathsf{G}} = c_{\mathsf{f},\mathsf{G},\mathsf{0}} \sin^2 \psi \tag{NA.B.8}$$

Dabei ist

- $c_{f,G,0}$ der Reynoldszahl-abhängige Kraftbeiwert; Werte dafür sind in Tabelle NA.B.1 sowohl ohne als auch mit Eisansatz angegeben;
- ψ der Winkel des Windeinfalls zur Sehne.

Der Windwiderstand der Isolatoren der Abspannseile ist ggf. zu berücksichtigen.

NCI NA.B.2.3.7 Windkraftbeiwerte bei Vereisung

- (1) Bei der Ermittlung des Windwiderstandes eines Bauwerks und der Anbauten bei Eisansatz ist jedes Bauteil, Anbauteil und Abspannseil als allseitig mit Eis bedeckt anzusetzen.
- (2) Falls die Spaltbreiten zwischen Elementen im eisfreien Zustand kleiner als 75 mm sind, ist anzunehmen, dass diese Spalten durch Eisansatz geschlossen werden.
- (3) Kraftbeiwerte von einzelnen Bauteilen sind Tabelle NA.B.1 zu entnehmen.
- (4) Ein nicht symmetrischer Eisansatz, bei dem einige Abspannseile vereist und andere eisfrei sind, ist zu berücksichtigen (siehe Anhang NA.C).
- (5) Die durch den Eisansatz vergrößerte Windangriffsfläche ist zu berücksichtigen.

- (6) Die Kraftbeiwerte $c_{\rm f,0,f}$, $c_{\rm f,0,c}$ und $c_{\rm f,0,c,sup}$ für vereiste Fachwerkstrukturen dürfen gemäß NA.B.2.3.2.2 bestimmt werden, wobei diese im Falle der Vereisung mit dem Faktor
 - 1,0 für Fachwerkstrukturen mit quadratischem oder dreieckigem Querschnitt mit kantigen Bauteilen
 - 1,0 für dreieckige und quadratische Fachwerkstrukturen mit kreisförmigen Bauteilen bei $Re \le 2 \times 10^5$
 - 1,6 für dreieckige und quadratische Fachwerkstrukturen mit kreisförmigen Bauteilen bei $Re = 4 \times 10^5$
- 1,4 für dreieckige und quadratische Fachwerkstrukturen mit kreisförmigen Bauteilen bei $Re \ge 10 \times 10^5$ zu multiplizieren sind. Für Zwischenwerte von Re darf linear interpoliert werden.

NCI NA.B.3 Böenreaktion von Gittertürmen

NCI NA.B.3.1 Bedingungen für die Anwendung statischer Verfahren

- (1) Das statische Ersatzlastverfahren, siehe NA.B.3.2, darf angewendet werden, wenn die Bedingungen in NA.B.3.1(3) erfüllt sind, ansonsten sind genauere Verfahren wie z. B. das Spektralverfahren, ausgehend von DIN EN 1991-1-4, anzuwenden.
- (2) Das statische Ersatzlastverfahren berücksichtigt eine dynamische Überhöhung der Bauwerksantwort.
- (3) Das statische Ersatzlastverfahren darf angewendet werden, wenn die Bedingung in (NA.B.12) erfüllt ist.

$$\frac{7m_{\rm T}}{\rho_{\rm S}c_{\rm fT}A_{\rm T}\sqrt{d_{\rm B}\tau_{\rm o}}} \left(\frac{5}{6} - \frac{h_{\rm T}}{H}\right)^2 < 1 \tag{NA.B.12}$$

Dabei ist

- $c_{\rm f,T}A_{\rm T}$ die Summe des Windwiderstandes (einschließlich Außenanbauteile) der einzelnen Abschnitte, beginnend von der Turmspitze, so dass $c_{\rm f,T}A_{\rm T}$ gerade kleiner ist als ein Drittel von $\Sigma c_{\rm f,T}$ $A_{\rm T}$ für den gesamten Mast (in m²);
- $\rho_{\rm s}$ die Dichte des Werkstoffes der Konstruktion (in kg/m³);
- $m_{\rm T}$ die Gesamtmasse der Abschnitte im Bereich von $c_{\rm fT}$ (in kg);
- H die Turmhöhe (in m);
- $h_{\rm T}$ die Höhe der Abschnitte im Bereich von $c_{\rm f,T}$, jedoch nicht größer als H/3 (in m);
- τ_0 die Volumen-/Widerstandskonstante, anzusetzen mit 0,001 m;
- d_{R} die Tiefe in Windrichtung, anzusetzen mit:
 - Seitenlänge des Grundrisses des Schaftfußes für quadratische Gittertürme (in m);
 - 0,75 × Seitenlänge des Grundrisses des Schaftfußes für dreigurtige Türme (in m).

NCI NA.B.3.2 Statisches Ersatzlastverfahren

NCI NA.B.3.2.1 Allgemeines

(1) Bei symmetrischen Türmen, die mit Gurtstäben mit dreieckigen Ausfachungen konstruiert sind, mit oder ohne Anbauten, für die die Windkraft nach NA.B.2 berechnet worden ist, ist die maximale Schnittkraft im Bauteil nach NA.B.3.2.2.1 bis NA.B.3.2.2.3 zu bestimmen.

Bei symmetrischen, dreieckigen und quadratischen Türmen sind die Windlasten quer zur Windrichtung nicht maßgebend für die Bemessung und dürfen folglich vernachlässigt werden. Bei unsymmetrischen Gittertürmen sind diese Lasten zu berücksichtigen.

NCI NA.B.3.2.2 Windkraft

NCI NA.B.3.2.2.1 Allgemeines

- (1) Die maximale Windkraft auf den Gitterturm in Windrichtung ist nach DIN EN 1991-1-4:2010-12, 5.3 zu bestimmen unter Verwendung der in diesem Anhang in NA.B.2 angegebenen Windkraftbeiwerte.
- (2) Der Einfluss böenerregter Schwingungen darf bei freistehenden Türmen mit einer statischen Ersatzlast erfasst werden. Die statische Ersatzlast ist bei Türmen mit konstanten Eckstielneigungen nach Bild NA.B.4 Lastfall 1 anzusetzen.
- (3) Bei Türmen mit veränderlicher Eckstielneigung können durch örtlich begrenzte Böen ungünstigere Beanspruchungen als unter Volllast auftreten. Diese werden durch die Lastfälle i = 2 bis n nach Bild NA.B.4 erfasst.

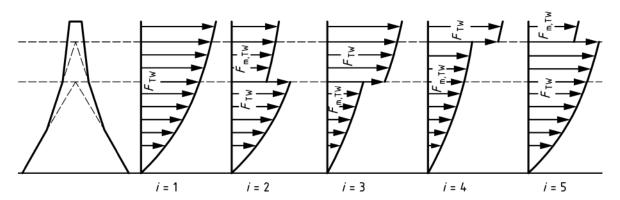


Bild NA.B.4 — Lastfälle für Gittertürme

(4) Die mittlere Windlast in Windrichtung auf den Gitterturm $F_{m,W}(z)$ ist in der Regel folgendermaßen anzusetzen:

$$F_{\text{m TW}}(z) = q_{\text{m}}(z) \cdot c_{\text{f}} \cdot A_{\text{S}} \tag{NA.B.13a}$$

(5) Die äquivalente Böenwindkraft in Windrichtung auf den Gitterturm $F_{TW}(z)$ ist in der Regel zu ermitteln aus:

$$F_{\text{TW}}(z) = q_{\text{D}}(z) \cdot c_{\text{f}} \cdot A_{\text{S}} \cdot c_{\text{s}} c_{\text{d}}$$
(NA.B.13b)

Dabei ist

- $q_{\rm m}(z)$ mittlerer Geschwindigkeitsdruck in der Höhe z über Grund, $q_{\rm m}(z) = \frac{\rho}{2} \cdot v_{\rm m}^2(z)$;
- $q_{\rm D}(z)$ Böengeschwindigkeitsdruck in der Höhe z über Grund nach DIN EN 1991-1-4;
- $c_{\rm s}c_{\rm d}$ der Strukturbeiwert nach DIN EN 1991-1-4:2010-12, 6.3; Die Bezugshöhe zur Bestimmung des Strukturbeiwertes darf zu $z_{\rm s}=0.6~h$ angesetzt werden, wobei h die Gesamthöhe des Gitterturmes ist.

(6) Für die Bemessung der Eckstiele ist die Beanspruchung S in einem Bauteil mit einem Faktor zu erhöhen.

$$S_{\text{max}}(z_{\text{m}}) = S(z_{\text{m}}) \cdot \left[1 + 0.1 \cdot (z_{\text{m}} / h)^{2}\right]$$
 (NA.B.13d)

Dabei ist

- $z_{
 m m}$ die Höhe der Schnittfläche über Grund, für die die Beanspruchung ermittelt wird;
- h die Gesamthöhe des Gitterturms.
- (7) Die laterale Turbulenz bedeutet auch für symmetrisch ausgebildete Gittertürme schwankende Windlasten quer zur Windrichtung; jedoch ist die Auswirkung dieser Lasten üblicherweise nicht relevant für die maßgebend beanspruchten Bauteile, außer für Ermüdung.

NCI NA.B.3.2.2.2 Belastung von Seilen, die vom Turm gestützt werden

(1) Die maximale Windkraft $F_{c/Gw}(z)$ auf Seile in Windrichtung ist wie folgt anzusetzen:

$$F_{\text{c/GW}}(z) = q_{\text{D}}(z) \cdot c_{\text{f,G}} \cdot A_{\text{G}} \cdot c_{\text{s}} c_{\text{d}}$$
(NA.B.14a)

Dabei ist

- c_{f.G} der Windkraftbeiwert des Seils in Windrichtung, ermittelt nach NA.B.2.3.6;
- A_G die Ansichtsseite des Seils;
- c_sc_d der Strukturbeiwert nach DIN EN 1991-1-4.

NCI NA.B.3.2.2.3 Belastung zur Bestimmung von Durchbiegungen und Verdrehungen

(1) Verformungen und Verdrehungen brauchen in der Regel nur den Anforderungen für die Gebrauchstauglichkeit zu genügen. Die Gebrauchstauglichkeitskriterien sind vom Kunden in der Bauausschreibung festzulegen (siehe DIN EN 1993-3-1:2010-12, 7.2.2).

NCI NA.B.3.3 Wirbelerregte Schwingungen quer zur Windrichtung

(1) Falls Gittertürme große zylindrische Körper tragen oder sich durch starken Eisansatz derart zusetzen können, dass wirbelerregte Querschwingungen möglich sind, so sind diese nach DIN EN 1991-1-4 zu berechnen.

NCI NA.B.4 Dynamische Antwort abgespannter Masten

NCI NA.B.4.1 Allgemeines

- (1) Die maximalen Kräfte für die Bemessung von Mastbauteilen und -fundamenten sind unter Berücksichtigung der Bauwerksantwort auf die Turbulenz des natürlichen Windes zu berechnen.
- (2) Diese Kräfte sollten die Auswirkungen auf eine äquivalente, statische Belastung durch einen Wind, der mit der mittleren 10-Minuten-Windgeschwindigkeit und nur aus der Windrichtung weht, und die schwankenden Lastanteile infolge Böen in Windrichtung und wenn maßgebend guer zur Windrichtung, erfassen.

NCI NA.B.4.2 Bedingungen für statische Verfahren

(1) Im Allgemeinen können statische Verfahren zur Ermittlung der maximalen Beanspruchungen der Bauteile eines Mastes verwendet werden (siehe NA.B.4.3). Nur bei Masten, die zu ausgeprägten dynamischen Reaktionen neigen, ist es notwendig, dynamische Antwortberechnungen durchzuführen (siehe NA.B.4.4).

- (2) Die Bemessung von Masten, deren Versagen sehr schwere Folgen hätte (Zuverlässigkeitsklasse 3), sollte immer mit dynamischen Antwort-Berechnungen überprüft werden.
- (3) Die folgenden Kriterien sind zu erfüllen, damit statische Verfahren angewendet werden können:
- a) für den Parameter β_s gilt:

$$\beta_{s} = \frac{4\left(\frac{E_{m}I_{m}}{L_{s}^{2}}\right)}{\left(\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}K_{Gi}H_{Gi}\right)} \le 1$$
(NA.B.18a)

mit:

$$K_{Gi} = 0.5N_i A_{Gi} E_{Gi} \cos^2 \alpha_{Gi} / L_{Gi}$$
 (NA.B.18b)

Dabei ist

N die Anzahl der Abspannebenen;

 A_{Gi} die Querschnittsfläche des Seils auf Abspannebene i;

 E_{Gi} der Elastizitätsmodul des Seils auf Abspannebene i;

 L_{Gi} die Länge des Seils auf Abspannebene i;

 N_i Anzahl der Seile auf Abspannebene i;

 H_{Gi} Höhe der Abspannebene i über dem Mastfuß;

 α_{Gi} Winkel der Sehne der Seile auf Abspannebene i mit der Horizontalen;

Em Elastizitätsmodul des Mastes;

 $I_{\rm m}$ durchschnittliches Trägheitsmoment des Mastes;

 L_{s} durchschnittliche Spannweite des Mastes zwischen den Abspannebenen.

b) für den Parameter Q gilt:

$$Q = \frac{1}{30} \sqrt[3]{\frac{HV_{\text{H}}}{D_0}} \sqrt{\frac{m_0}{HR}} \le 1$$
 (NA.B.18c)

Dabei ist

 m_0 die durchschnittliche Masse je Längeneinheit des Mastes einschließlich Anbauten in kg/m;

 D_{o} die durchschnittliche Breite der Ansichtsseite des Mastes in m;

 $V_{\rm H}$ die mittlere Windgeschwindigkeit $V_{\rm e}$ auf Höhe der Mastspitze in m/s;

H die Höhe des Mastes einschließlich des Kragarms, falls vorhanden, in m.

R der durchschnittliche Wert des Produkts aus dem Gesamtwindkraftbeiwert c_f und der Bezugsfläche A_S nach NA.B.2.3.2.1 (2) in m²/m;

(4) Falls eines der Kriterien in (3) nicht erfüllt ist, ist das Spektralverfahren (siehe NA.B.4.4) anzuwenden.

NCI NA.B.4.3 Statische Ersatzlast-Verfahren

NCI NA.B.4.3.1 Allgemeines

- (1) Um die dynamische Antwort von Masten auf Windbelastung zu berücksichtigen, muss der Mast für eine Reihe von statischen Windlastfällen mit ungleichmäßigen Feldbelastungen untersucht werden; dies geschieht auf der Grundlage der mittleren Windlast, die um zusätzliche Feldbelastungen vergrößert wird. Diese Vorgehensweise erfordert für jede betrachtete Windrichtung zahlreiche statische Windberechnungen, wobei die Ergebnisse kombiniert werden müssen, um die Maximalantwort zu bestimmen.
- (2) Bei Masten mit symmetrischem Querschnitt mit dreieckiger Ausfachung, sowohl ohne Anbauten als auch mit symmetrisch zur betrachteten Windrichtung angeordneten Anbauten, die vermutlich nicht dynamisch anfällig sind, sind die maximalen Kräfte nach NA.B.4.3.2 zu ermitteln.

NCI NA.B.4.3.2 Zu berücksichtigende Lastfälle

NCI NA.B.4.3.2.1 Mittlere Windbelastung

(1) Die Windlast $F_{m,W}$ auf den Mastschaft in Windrichtung infolge der mittleren Windgeschwindigkeit ist wie folgt anzusetzen:

$$F_{\mathsf{m},\mathsf{W}}(z) = q_{\mathsf{m}}(z) \cdot c_{\mathsf{f}}(z) \cdot A_{\mathsf{S}}(z) \tag{NA.B.19}$$

Dabei ist

- $c_{\rm f}(z)$ der Gesamtwindkraftbeiwert des Bauwerks über das betrachtete Segment in Windrichtung in Höhe z in m über Grund innerhalb des betrachteten Abschnitts, ermittelt nach NA.B.2.3.
- (2) Diese Lasten sollten in der Mitte der Ansichtsseite des jeweiligen Abschnittes (einschließlich vorhandener Anbauten) wirkend angesetzt werden.
- (3) Die Windbelastung $F_{m,WG}(z)$ auf Abspannseile infolge der mittleren Windgeschwindigkeit ist in der Seil-Wind-Ebene normal zum Abspannseil wie folgt anzusetzen:

$$F_{\mathsf{m},\mathsf{WG}}(z) = q_{\mathsf{m}}(z) \cdot c_{\mathsf{f},\mathsf{G}}(z) \cdot A_{\mathsf{G}} \tag{NA.B.20}$$

Dabei ist

- $c_{f,G}(z)$ der Windwiderstandsbeiwert des betrachteten Abspannseils, ermittelt nach NA.B.2.3.6;
- A_{G} die Ansichtsseite des Seils.
- (4) Es darf eine konstante Streckenbelastung verwendet, wenn $q_{\rm m}(z)$ auf der Windgeschwindigkeit in 2/3 der Höhe des jeweiligen Seilanschlusses am Mast basiert.
- (5) Die Beanspruchung $S_{\rm m}$ infolge des mittleren Windes ist für jedes Bauteil des Mastes durch eine nichtlineare statische Berechnung unter der mittleren Belastung $F_{\rm m,W}$ und $F_{\rm GW}$ zu ermitteln.

NCI NA.B.4.3.2.2 abschnittsweise Böenwindlasten

- (1) Zusätzlich zu der mittleren Belastung nach NA.B.4.3.2.1 sind nacheinander verschiedene zusätzliche Lastfälle mit den abschnittsweisen Böenwindlasten wie folgt anzusetzen:
- in jedem Feld des Mastschaftes zwischen benachbarten Abspannebenen (und in dem Feld zwischen Mastfuß und der ersten Abspannebene);
- gegebenenfalls über dem Kragarm;

- von Mittelpunkt zu Mittelpunkt benachbarter "Felder";
- von der Mitte des Feldes zwischen der vorletzten und der obersten Abspannebene, falls darüber kein auskragender Teil vorhanden ist, ansonsten gegebenenfalls einschließlich des Kragteils.
- (2) Diese Lastfälle $i \ge 2$ sind in Bild NA.B.5 dargestellt. Die feldweise Belastung ist wie folgt zu berechnen:

$$F_{W}(z) = q_{D}(z) c_{f}(z) A_{S}(z)$$
 (NA.B.21)

für die Böenwindlast auf dem Kragarm im Lastfall i = 5 gilt:

$$F_{W,c_{S}c_{d}}(z) = q_{p}(z) c_{f}(z) A_{S}(z) c_{S}c_{d}$$
 (NA.B.22)

Dabei ist

- $c_{\rm f}(z)$ nach NA.B.4.3.2.1;
- $c_{\rm s}c_{\rm d}$ Strukturbeiwert nach DIN EN 1991-1-4:2010-12. Als Bezugshöhe $z_{\rm s}$ ist die Höhe bis zur obersten Abspannebene zuzüglich dem 0,6-fachen der Kragarmlänge anzusetzen.

Zur Vereinfachung dürfen konstante feldweise Belastungen verwendet werden, indem als Bezugshöhe z das obere Ende der feldweisen Belastung zur Ermittlung von $I_{\mathbf{V}}(z)$ und $q_{\mathbf{D}}(z)$ benutzt wird.

Die Berechnung der für den Strukturbeiwert $c_{\rm S}c_{\rm d}$ erforderlichen Eigenfrequenz $n_{\rm 1}$ des Kragarmes kann näherungsweise nach Abschnitt NA.B.4.8 erfolgen.

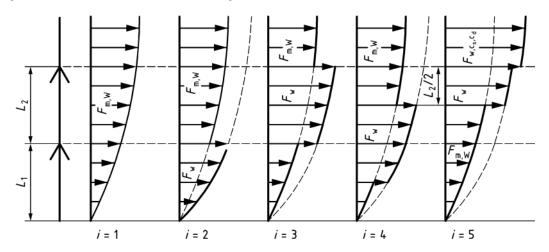


Bild NA.B.5 — Ansatz der feldweisen Belastung

(3) Für Maste mit einer Höhe bis zu 50 m braucht nur der Fall mit einer den ganzen Mast einhüllenden Böenwindlast berücksichtigt zu werden.

In diesen Fällen ist die Querkraftausfachung in jedem Feld für die maximale Querkraft (und die zugehörige Torsion) in dem Feld zu bemessen.

In diesen Fällen sind die Stiele und die Anschlüsse in den Feldern für die maximale (und minimale) Belastung des Stiels in diesem Feld zu bemessen.

Falls in diesen Fällen der Mast einen Kragarm besitzt, dann sind

- (i) Böenwindlast auf den Kragarm und mittlere Windbelastung auf den Mast und
- (ii) mittlere Windbelastung auf den Kragarm und Böenwindlast auf den Mast zu berücksichtigen.

NCI NA.B.4.3.2.3 Beanspruchung der Abspannseile

- (1) Die Abspannseile dürfen für alle Lastfälle *i* nur mit der mittleren Windlast beaufschlagt werden. Diese darf konstant über die Seillänge angenommen werden. Hierbei ist die mittlere Windgeschwindigkeit in 2/3 der Höhe der Abspannebene zu verwenden.
- (2) Für die Bemessung der Abspannseile und der Anschlusskonstruktion sind die Beanspruchungen wie folgt zu bestimmen:

$$S_{d} = S_{y} - S_{0} + 1.3 \cdot S_{0} = S_{y} + 0.3 \cdot S_{0}$$
 (NA.B.24)

Mit S_v: Beanspruchung infolge äußerer Last und Vorspannung;

S₀: Beanspruchung nur infolge Vorspannung und Eigengewicht.

NCI NA.B.4.3.2.4 Bestimmung der Bauwerksbeanspruchung

Zur Bestimmung der Beanspruchung unter Böenbelastung sind die Schnittgrößen S aus den Lastfällen nach Bild NA.B.5 wie folgt zu bestimmen.

$$S = S_{\mathsf{m}} \pm S_{\mathsf{P}} \tag{NA.B.25}$$

Mit S_m : Schnittkräfte unter mittlerer Windlast (Lastfall 1);

S_P: Schnittkräfte infolge der fluktuierenden Windlastanteile.

$$S_{P} = \sqrt{\sum_{i=2}^{N} (S_{i} - S_{m})^{2}}$$
 (NA.B.26)

Dabei sind:

- S_i Beanspruchungen aus den Lastfällen i >1 nach Bild NA.B.5;
- N Gesamtzahl der erforderlichen Lastfälle.

Für die Bemessung ist mindestens der Größtwert der in den äußeren Viertelspunkten des betrachteten Feldes zwischen zwei Abspannebenen wirkenden Querkräfte anzusetzen.

NCI NA.B.4.3.2.5 Zu berücksichtigende Windrichtungen

- (1) Für jedes Bauteil des Mastes ist die Windrichtung zu berücksichtigen, die zu der ungünstigsten Überlagerung der Beanspruchungen führt. Das bedeutet in der Praxis, dass mehrere Windrichtungen zu untersuchen sind.
- (2) Falls der Mast nahezu symmetrisch in Geometrie und Belastung ist, sollten bei in drei Richtungen abgespannten dreieckigen Masten mindestens drei Windrichtungen untersucht werden, d. h. die Richtungen 90°, 60° und 30° zu einer Fachwerkwand. Bei einem Mast mit quadratischem Querschnitt, der in vier Richtungen abgespannt ist, sollten mindestens zwei Richtungen betrachtet werden: nämlich die Richtungen 90° und 45° zu einer Fachwerkwand. Beispiele sind in Bild NA.B.6 dargestellt.

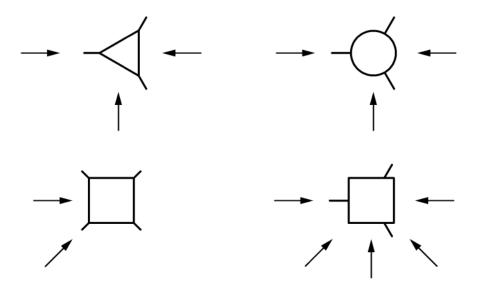


Bild NA.B.6 — Typische zu berücksichtigende Windrichtungen

NCI NA.B.4.3.2.6 Belastung zur Berechnung der Verformungen und Verdrehungen

(1) Verformungen brauchen in der Regel nur den Gebrauchstauglichkeitsanforderungen zu genügen. Die Gebrauchstauglichkeitskriterien sind vom Kunden in der Projektausschreibung zu definieren (siehe DIN EN 1993-3-1:2010-12, 7.2.2).

NCI NA.B.4.4 Spektralverfahren

- (1) Die Berechnung der Antwort darf mittels des Spektralverfahrens auf Basis von DIN EN 1991-1-4 erfolgen.
- (2) Der Hintergrundanteil darf auch bestimmt werden, indem die statische Vorgehensweise (siehe NA.B.4.3.2) angewendet wird. Es sollte $k_s = 2,95$ angewendet werden.
- (3) Die Antwort sollte für alle Schwingungsformen, die Eigenfrequenzen von weniger als 2 Hz aufweisen, berechnet werden.

NCI NA.B.4.5 Wirbelerregte Querschwingungen

NCI NA.B.4.5.1 Allgemeines

- (1) Falls abgespannte Maste große zylindrische Körper tragen oder sich Gitterstrukturen durch starken Eisansatz derart zusetzen können, dass wirbelerregte Querschwingungen möglich sind, so sind diese nach DIN EN 1991-1-4 zu berechnen.
- (2) Bei abgespannten Masten darf die Anzahl der gleichzeitig zu berücksichtigenden Bereiche phasengleicher Wirbelerregung auf ungünstige n = 3 begrenzt werden (siehe Bild NA.B.7).

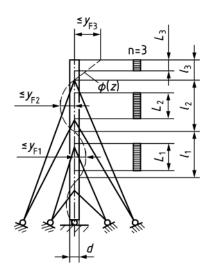


Bild NA.B.7 — Beispiel für die Wirklänge $L_{\rm i}$ bei angespannten Masten

(3) Bei abgesetzten Kreiszylindern gibt es der Anzahl n der Durchmesserabstufungen entsprechend n kritische Windgeschwindigkeiten. Mit nur einer kritischen Windgeschwindigkeit darf gerechnet werden, wenn die Änderung der Durchmesser benachbarter Schüsse kleiner als 20 % und die Schusslänge mit konstantem Durchmesser größer als $4 \cdot d$ ist. Dabei ist als maßgebender Durchmesser der Durchmesser in 5/6 der Bauwerkshöhe anzunehmen.

NCI NA.B.4.5.2 aerodynamische Maßnahmen gegen wirbelerregte Querschwingungen

- (1) Schraubenwendeln bewirken eine Störung der regelmäßig sich ablösenden Wirbel, wodurch die Erregerkräfte verringert werden. Am wirksamsten sind die Wendeln, wenn sie wie folgt ausgeführt werden:
- Dreigängig,
- Ganghöhe $h_w = 4.5 \cdot d$ bis $5 \cdot d$,
- Wendeltiefe $t = 0,10 \cdot d$ bis $0,12 \cdot d$.
- (2) Die Abnahme des Grundwertes $c_{\text{lat,0}}$ mit zunehmender Wendellänge l_{w} ist aus Bild NA.B.8 zu ersehen und ist unabhängig von der Reynoldszahl. Für den Wirklängenfaktor ist dabei $K_{\text{w}}=1$ anzunehmen. Die Wendel beginnt an der Bauwerksspitze. Es ist zulässig, die Wendel auch um das Maß 1,0 · d bis 1,5 · d unterhalb der Bauwerksspitze beginnen zu lassen. Sie muss mindestens über einem Bereich $l_{\text{w}}=0,15 \cdot \text{h}$ angeordnet werden. Die Wirkung der Wendel nimmt mit kleiner werdender Scrutonzahl ab. Bild NA.B.8 ist gültig für Sc \geq 8.

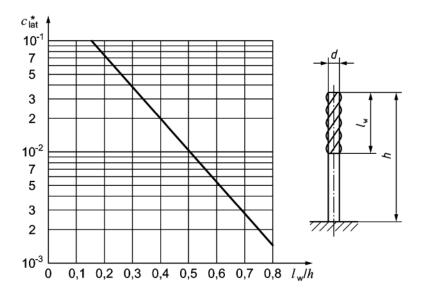


Bild NA.B.8 — Grundwert $c_{\text{lat},0}$ des aerodynamischen Erregerkraftbeiwertes in Abhängigkeit von der Wendellänge l_{w} (gültig für Sc \geq 8)

(3) Für andere aerodynamische Maßnahmen ist ein gesonderter Nachweis zu führen (z. B. Windkanalversuch).

NCI NA.B.4.6 Seilschwingungen

(1) Die Abspannseile des Mastes sollten für hochfrequente, wirbelerregte Querschwingungen und Galloping, insbesondere wenn sich an den Abspannseilen Eisansatz gebildet hat, wie folgt nachgewiesen werden:

a) Wirbelerregung

Abspannseile können bei niedrigen Windgeschwindigkeiten Resonanzschwingungen mit kleiner Amplitude vollführen, die durch Wirbelablösung mit hohen Frequenzen verursacht werden.

Da eine Anregung höherer Schwingungsformen auftreten kann, können allgemeine Regeln nicht festgelegt werden. Jedoch treten solche Schwingungen erfahrungsgemäß dann auf, wenn die Vorspannkräfte in den Abspannseilen bei Windstille mehr als 10 % der Bruchlast überschreiten.

b) Galloping (einschließlich Regen-Wind-induzierter Schwingungen)

Abspannseile können Galloping-Schwingungen vollführen, wenn sie mit Eis oder dickem Schmierfett bedeckt sind. Eis- oder Schmiermittelansatz kann eine aerodynamische Form erzeugen, die Instabilitäten hervorruft. Dies führt zu Schwingungen mit großen Amplituden bei kleinen Frequenzen. Das Auftreten ähnlicher Schwingungen bei Regen ist bekannt.

Auch hier können keine allgemein gültigen Regeln angegeben werden, da das Auftreten von Galloping-Schwingungen stark von der Eisbildung oder vom Schmierfettprofil abhängt. Im Allgemeinen tritt Galloping bei Seilen mit großen Durchmessern auf und ist relativ unempfindlich gegenüber Vorspannung, siehe DIN EN 1993-1-11:2010-12, 8.3.

- (2) Falls Schwingungen beobachtet werden, sind Schwingungsdämpfer oder Spoiler anzuordnen, um die Spannungsspiele auf das geforderte Maß zu beschränken, siehe DIN EN 1993-3-1:2010-12, D.2.
- (3) Ermüdungsnachweise der Seilverankerungen sind durchzuführen, wenn derartige Schwingungen aufgetreten sind und keine Gegenmaßnahmen getroffen wurden. In solchen Fällen sollte der Rat von Experten gesucht werden.

NCI NA.B.4.7 Eigenfrequenz freistehender Türme

(1) Die Eigenfrequenz $n_{1,x}$ der Grundschwingung in Windrichtung von freistehenden Tragkonstruktionen darf dabei wie folgt ermittelt werden:

$$n_{1,x} = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i} G_{i} \cdot y_{i}^{2}}{g \cdot \sum_{i} G_{i} \cdot y_{i}}}}$$
(NA.B.27)

Hierin bedeuten:

- G_i die in den Punkten *i* zusammengefassten ständigen Lasten des Systems;
- y_i die horizontalen Auslenkungen des Systems in den Punkten i infolge der horizontal wirkend angenommenen Lasten G_i , ggf. unter Berücksichtigung einer elastischen Lagerung;
- g Fallbeschleunigung (9,81 m/s²);
- T Schwingungsdauer.
- (2) Bei starr eingespannten Kragträgern mit annähernd konstanten Querschnitten darf die Eigenfrequenz $n_{1,x}$ der Grundschwingung auch nach folgender Gleichung abgeschätzt werden:

$$n_{1,X} = \frac{1}{T} \approx \frac{1}{\frac{h_{\mathsf{F}}^2}{1\,000\,b} \cdot \sqrt{\frac{G_{\mathsf{E}}}{G_{\mathsf{T}}}}}$$
 (NA.B.28)

Hierin bedeuten:

- h_{F} Höhe des Bauwerks über der Einspannstelle;
- b Breite des Bauwerks, gemessen in Schwingungsrichtung in m;
- *G*_E Eigenlast des schwingenden Bauwerks einschließlich aller Einbauten;
- G_{T} Eigenlast der tragenden Konstruktion.

NCI NA.B.4.8 Eigenfrequenz für Kragarme abgespannter Masten

- (1) Zur Berechnung der für den Strukturbeiwert $c_{\rm S}c_{\rm d}$ erforderlichen Eigenfrequenz $n_{\rm 1,x}$ des Kragarmes darf näherungsweise davon ausgegangen werden, dass dieser Teil in Höhe der obersten Abspannung verschiebungs- und drehfederelastisch eingespannt ist.
- (2) Die Verschiebungsfederkonstante c und die Drehfederkonstante c_{ϕ} dürfen als entkoppelt angesetzt werden, d. h. die Verschiebungsfederkonstante c darf als Kehrwert der Verschiebung infolge einer horizontal wirkenden Einheitskraft H=1 und die Drehfederkonstante c_{ϕ} als Kehrwert der Verdrehung infolge eines Einheitsmomentes M=1, jeweils in Höhe der obersten Abspannung, bestimmt werden.
- (3) Bei der Berechnung der Drehfederkonstanten c_{ϕ} darf das dem Kragarm benachbarte Feld als beidseitig unverschieblich und gelenkig gelagert angesehen werden.

(4) Die Eigenfrequenz $n_{1,X}$ der Grundschwingung eines verschiebungs- und drehfederelastisch gelagerten Kragarms mit gleichmäßig verteilter Masse und Steifigkeit ergibt sich zu:

$$n_{1,\mathsf{x}} = \frac{\lambda^2}{2\pi} \sqrt{\frac{E \cdot I}{m \cdot l^4}} \tag{NA.B.29}$$

Dabei ist

- *m* Masse je Längeneinheit des Kragträgers,
- $E \cdot I$ Biegesteifigkeit des Querschnitts,
- l Länge des Kragträgers,
- λ Beiwert nach Bild NA.B.9.

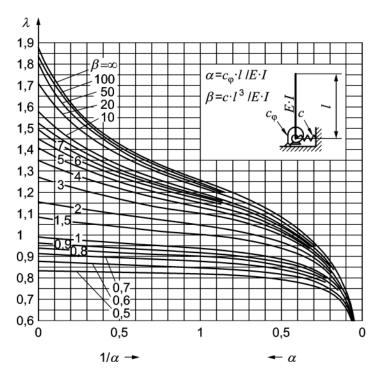


Bild NA.B.9 — Beiwerte λ zur Ermittlung der Eigenfrequenz nach Gleichung (NA.B.29)

NCI

Anhang NA.C (normativ)

Eislast und kombinierte Einwirkungen aus Eis und Wind

NCI NA.C.1 Allgemeines

- (1) Für den Ansatz der Eislasten gelten die Vorgaben nach diesem Anhang NA.C.
- (2) Der Eisansatz an Türmen und Masten kann an bestimmten Standorten erheblich sein. Bei gleichzeitiger Windwirkung kann der infolge des Eisansatzes vergrößerter Windwiderstand bemessungsrelevant sein.
- (3) Das Ausmaß des Eisansatzes an Bauwerken hängt ebenso wie die Dichte, die Verteilung und die Form des Eisansatzes im Wesentlichen vom Werkstoff, Oberflächenbeschaffenheit und Form des Bauwerks sowie von der Topographie und den meteorologischen Verhältnissen ab.

Vereisung bildet sich bevorzugt im Gebirge, im Bereich feuchter Aufwinde oder in der Nähe großer Gewässer, daher auch in Küstennähe und an Flussläufen.

Ob und in welchem Maße Eisansatz zu berücksichtigen ist, ist bereits bei der Planung von Bauherren im Benehmen mit den zuständigen Bauaufsichtsbehörden festzulegen.

- (4) Man unterscheidet bei Eisansatz je nach Entstehungsart:
- Raueis (Vereisung infolge von Luftfeuchte);
- Eisregen (Vereisung infolge von Niederschlag; sich ablagerndes Eis aus herabrinnendem Wasser).
- (5) Die Eisentstehungsart kann zu unterschiedlichen Erscheinungsformen von Eisansatz führen, wie weiches Raueis, hartes Raueis, Nassschnee oder glasiges Eis, mit jeweils unterschiedlichen physikalischen Eigenschaften wie Dichte, Adhäsion, Kohäsion, Farbe und Form. Die Dichte kann z. B. zwischen 200 kg/m³ und 900 kg/m³ liegen; die Form des Eisansatzes kann von konzentrischem (glasigem Eis oder Nassschnee) bis stark exzentrischem Eisansatz auf der windzugewandten Seite bei weichem oder hartem Raueis variieren.
- (6) Für die ingenieurmäßige Bemessung wird in der Regel angenommen, dass alle Bauteile eines Mastes oder Turmes mit einer Eisschicht einer bestimmten Dicke überzogen sind; aus der Dicke und der angenommenen Dichte können das Gewicht sowie der Windwiderstand berechnet werden. Diese Vorgehensweise ist in Gegenden gerechtfertigt, in denen der Eisansatz in Form von glasigem Eis oder Nassschnee bemessungsrelevant ist. Bei Raueis entspricht eine an allen Teilen des Mastes oder Turms gleich dicke Eisschicht jedoch nicht der Realität. Dennoch kann in Gegenden, wo der Eisansatz durch Luftfeuchte in Form von Raueis relativ selten ist, die Berechnung des Eisgewichtes und des Windwiderstands mit einem überall gleichförmigen Eisansatz praktikabel und zweckmäßig sein, sofern konservative Werte angenommen werden.
- (7) Die folgenden Abschnitte geben eine Beschreibung, wie Eislasten und Eis in Kombination mit Wind auf Türme und Maste zu behandeln sind.

NCI NA.C.2 Eislast

(1) Es darf näherungsweise davon ausgegangen werden, dass der Eisansatz gleichmäßig an allen der Witterung ausgesetzten Teilen der Konstruktion auftritt.

NCI NA.C.3 Eisgewicht

- (1) Bei der Abschätzung des Gewichts des Eises auf Tragwerke kann in der Regel angenommen werden, dass alle Bauteile, Steigleiterteile, Anbauten usw. mit einer Eisschicht überzogen sind, die über die gesamte Bauteiloberfläche die gleiche Dicke aufweist.
- (2) Muss Eisansatz berücksichtigt werden und sind keine genauen Daten erhältlich, so darf in nicht besonders gefährdeten Standorten bis zu Höhen von 600 m über NN vereinfachend ein allseitiger Eisansatz von 3 cm Dicke für alle, der Witterung ausgesetzten Konstruktionsteile angenommen werden. Dieser Ansatz schließt nicht aus, dass an einzelnen Standorten auch wesentlich höherer Eisansatz auftreten kann.
- (3) Die Eisrohwichte darf mit 7 kN/m³ angesetzt werden.

NCI NA.C.4 Wind und Eis

(1) Der Windwiderstand eines Turmes oder Mastes mit Eisansatz ist nach Anhang NA.B.2.3.7 abzuschätzen.

Für Raueis ist die Abschätzung des Windwiderstandes weit komplizierter und eine vollständig mit Eisansatz belegte Mastansicht sollte in die Betrachtung einbezogen werden.

(2) Bei der Kombination mit Wind ist Eis als die vorherrschende Einwirkung und Wind als Begleiteinwirkung anzusetzen. Es gelten die Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990 mit Ψ_0 = 0,6 für die Windlast. Lastfallkombinationen mit Wind als vorherrschende Einwirkung und Eis als Begleiteinwirkung müssen nicht berücksichtigt werden.

NCI

Anhang NA.F (normativ)

Ausführung und Zustandsüberwachung

NCI NA.F.1 Ausführung

Türme und Maste sind in der Regel nach DIN EN 1090-2 herzustellen und zu errichten.

Die Schweißnähte der gesamten Seilkrafteinleitungskonstruktion sind bis zum Ort der vollständigen Einleitung der Seilkräfte in den Mastschaft zerstörungsfrei zu prüfen.

Die nachstehend genannten Toleranzen gelten als Richtwerte für die Ausführung und nicht als Imperfektionen für den statischen Nachweis.

Die vertikale Stellung des Tragwerkes darf nur bei Windstille oder leichtem Wind und geringer Sonneneinstrahlung überprüft werden. Verformungen aus planmäßigen Lasten (z. B. Antennenzügen) sind in den nachfolgenden Angaben nicht berücksichtigt.

a) Abweichung der Abspannpunkte sowie der Mast- oder Turmspitzen von der Vertikalen durch den Fußpunkt (siehe Bild NA.F.1a)):

$$f_1 = 0.01\sqrt{z}$$
 in m

Dabei ist z die Höhe des betrachteten Punktes über dem Fußpunkt in m.

b) Horizontale Abweichung der Abspannpunkte untereinander sowie der Mastspitze vom obersten Abspannpunkt (siehe Bild NA.F.1b)):

$$f_2 = 0.01\sqrt{\Delta h}$$
 in m

Dabei ist Δh der Abstand benachbarter Abspannpunkte oder Länge des überkragenden Endes in m.

c) Abweichung der Mastachse von der Verbindungsgeraden durch die beiden benachbarten Abspannpunkte (siehe Bild NA.F.1c)):

$$f_3 = 0,001 \ \Delta h$$

Dabei ist Δh der Abstand der beiden benachbarten Abspannpunkte.

d) Abweichung des Durchmessers eines planmäßig kreisrunden Querschnitts:

$$f_4 = \max d - \min d \le 0.01 \cdot \max d$$

Dabei ist max d, min d der größte bzw. der kleinste ausgeführte Durchmesser einer Querschnittsebene.

e) Für eng begrenzte Beulen in runden Querschnitten gelten die Angaben in DIN EN 1993-1-6.

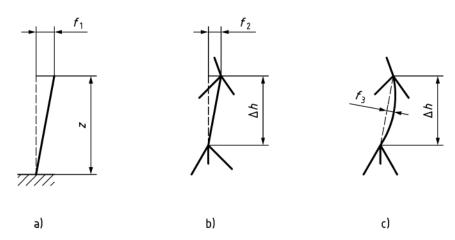


Bild NA.F.1 — Ausführungstoleranzen

Um ein wirklich elastisches Verhalten zu erzielen, sollten Seile vorgereckt werden (siehe DIN EN 1993-1-11).

NCI NA.F.2 Zustandsüberwachung

Es sind regelmäßige Zustandsüberwachungen durchzuführen. Diese erstrecken sich auf visuell erkennbare Veränderungen am Tragwerk. Sie sollten im Allgemeinen stattfinden:

- a) einmal jährlich;
- b) nach schweren Stürmen;
- c) nach ungewöhnlich starker Vereisung;
- d) nach außergewöhnlichen Vorkommnissen.

Das Ergebnis ist in einem Bericht festzuhalten, Mängel sind zu beheben. Gegebenenfalls ist eine Hauptprüfung einzuleiten.

Mit den Zustandsüberwachungen ist ein Sachkundiger zu betrauen, der auch die statischen und konstruktiven Verhältnisse der Bauwerke beurteilen kann.

NCI NA.F.3 Hauptprüfung

Mindestens alle 6 Jahre sind alle Bauteile und Verbindungen, die für die Standsicherheit des Tragwerkes von Bedeutung sind, zu prüfen (Hauptprüfung).

In einem Bericht ist festzuhalten:

- a) Zeit, Art und Umfang der Prüfung;
- b) Zusammenstellung aller Mängel und Schäden;
- c) Beurteilung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit;
- d) erforderliche Instandsetzungen.

Mit der Hauptprüfung ist ein sachkundiger Ingenieur zu betrauen, der auch die statischen und konstruktiven Verhältnisse der Bauwerke beurteilen kann.

NCI

Anhang NA.I (normativ)

Zusätzliche technische Regelungen

NCI NA.I.1 Absturz von Personen in Sicherungsgeschirre

Sicherungseinrichtungen gegen Personenabsturz einschließlich ihrer Befestigungen und unterstützenden Konstruktionen sind mindestens mit einer charakteristischen statischen Ersatzlast von 7,5 kN für die erste Person und gegebenenfalls für jede weitere Person mit 1,25 kN zu bemessen. Diese Lasten sind als außergewöhnliche Lasten im Sinne von DIN EN 1990 anzusehen.

NCI NA.I.2 Hinweise zur Berechnung von Fachwerken

Der Einfluss der Formänderungen der Füllstäbe auf die Formänderungen des Gesamttragwerkes ist zu berücksichtigen. Zur Berücksichtigung des Schraubenschlupfes siehe NA.I.3.

Sofern druckschlaffe Diagonalen in Fachwerken verwendet werden, ist zu beachten, dass sie infolge von Eckstielstauchungen ausweichen können und dann größere Verformungen unter Zugkräften auftreten als bei drucksteifer Ausbildung.

NCI NA.I.3 Schraubenverbindungen

Für rechtwinklig zur Schraubenachse beanspruchte Schraubenverbindungen sind Scher-/Lochleibungsverbindungen und gleitfeste Verbindungen nach DIN EN 1993-1-8 zu verwenden.

Scher-/Lochleibungsverbindungen dürfen unter folgenden Bedingungen verwendet werden:

- a) wenn diese mit einem Lochspiel von maximal 1,0 mm ausgeführt werden und voll vorgespannt sind oder
- b) wenn beim Nachweis der Standsicherheit der Schraubenschlupf berücksichtigt wird und die auftretenden Verformungen nicht die Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigen oder
- c) bei untergeordneten Bauteilen (z. B. Leitern, Kabelbahnen und Geländern). Gestanzte Löcher müssen hierbei nicht aufgerieben werden.

Schrauben mit Gewinde kleiner M12 und deren Zubehör dürfen nur bei untergeordneten Bauteilen verwendet werden und müssen aus nichtrostendem Stahl bestehen.

In Schraubenverbindungen ohne planmäßige Vorspannung müssen Muttern und Schrauben gegen Lockern gesichert werden, z. B. durch Verstemmen oder geeignete Sicherungselemente. Bei Ankerschrauben sollte die Sicherung gegen Lösen durch eine Kontermutter erfolgen.

NCI NA.I.4 Mindestdicke

Die Mindestdicke tragender Konstruktionsteile muss 3 mm, bei Hohlprofilen und Rohren 2,5 mm betragen.

NCI NA.I.5 Querschnittsaussteifungen

Zur Erhaltung der Querschnittsform sind Aussteifungen vorzusehen.

Bei Fachwerkkonstruktionen mit vier und mehr Wänden sind z. B. horizontale Verbände oder biegesteife Rahmen, bei kreisrunden Schaftquerschnitten gegebenenfalls Ringaussteifungen vorzusehen.

Bei Masten sind solche Querschnittsaussteifungen mindestens an allen Abspannpunkten anzuordnen.

NCI NA.I.6 Drahtseilklemmen

Werden Drahtseilklemmen verwendet, so ist DIN EN 13411-5 zu beachten. Die Muttern sind nach Aufbringen der Vorspannkraft nochmals nachzuziehen. Hierbei sind die Anziehmomente gegenüber DIN EN 13411-5 um 10 % zu erhöhen.

NCI NA.I.7 Bolzen

Sämtliche in den Abspannungen angeordneten Verbindungen sind gelenkig unter Verwendung von Bolzen auszuführen.

Auf exakte Fertigung der Bolzenlöcher ist zu achten, z. B. Rechtwinkligkeit zur Laschenebene und paarweises Bohren bei Doppellaschen. Die Bolzen sind gegen Herauswandern zu sichern, z. B. durch eine als Splint wirkende Schraube (Splintschraube) oder Sicherungsbleche. Drahtsplinte sind als alleinige Bolzensicherung nicht zulässig. Sie dürfen lediglich zur Sicherung der Muttern von Splintschrauben, z. B. bei Kronenmuttern, verwendet werden. Der Durchmesser der Splintschrauben sollte etwa 20 % bis 25 % des Bolzendurchmessers betragen. Die Muttern von Splintschrauben müssen gesichert werden. Federringe dürfen hierzu nicht verwendet werden.

NCI NA.I.8 Isolatoren und Schutzarmaturen

NCI NA.I.8.1 Allgemeines

Die Isolatoren von Antennentragwerken müssen die Kräfte aus dem Bauwerk aufnehmen und den hochfrequenztechnischen Erfordernissen entsprechen. Die Isolation kann aus Fuß-, Zwischen- und Abspannisolatoren bestehen.

Die Halterungsarmaturen von Abspannisolatoren müssen konstruktiv so ausgebildet werden, dass beim Ausfall der Tragwirkung des Isolationsmaterials die Standsicherheit des Antennentragwerkes erhalten bleibt. Durch geeignete Maßnahmen ist ein Verschieben oder Herausfallen des Isolationsmaterials zu verhindern. Isolatoren sind nach Abstimmung mit dem Betreiber gegebenenfalls so mit Schutzarmaturen (z. B. Regenhauben, Koronaringen, Funkenstrecken) auszurüsten, dass elektrische Überschläge nur über die Schutzarmatur und nicht entlang der Oberfläche des Isolators erfolgen.

Bei Montage oder Demontage muss die Krafteinbringung in die Isolatoren langsam und stoßfrei erfolgen. Eine Be- oder Entlastungsgeschwindigkeit von 5 % der aufzubringenden Kraft je Minute darf nicht überschritten werden.

Die Eignung des Seiles für den Anschluss an den Isolator (Biegeradius) ist nachzuweisen.

NCI NA.I.8.2 Keramikisolatoren

Bei den Isolatoren nach Tabelle NA.I.1 wird das Isolationsmaterial auf Druck beansprucht.

Punktförmige Beanspruchungen in den Isolatoren der Typen 1 bis 4 sind durch Bearbeitung der Berührungsflächen zwischen Keramik und Halterungsarmatur oder durch andere Maßnahmen zu vermeiden. Die Berührungsflächen der Keramikteile mit den Armaturen sind zu metallisieren. Die Metallisierung entfällt bei den Typen 5 und 6 nach Tabelle NA.I.1.

Bei Hohlkegelisolatoren sollte die Halterungsarmatur in Anpassung an den Keramikteil nachgeschliffen und beide Teile verspannt werden, damit ein gegenseitiges Verschieben vor dem Einbau in das Antennentragwerk vermieden wird.

Übliche Verwendungsstelle Typ Fuß- und Nr. Benennung **Abspannisolation** Zwischenisolation 1 Hohlkegelisolator Χ 2 Χ **Tonnenisolator** 3 Stützerisolator Χ 4 Gurtbandisolator Χ 5 Ei-Isolator Χ 6 Sattelisolator Χ 7 Χ Kombinierte Isolatoren

Tabelle NA.I.1 — Keramikisolatoren

NCI NA.I.8.3 Sicherheiten und Stückprüfungen von Druckbeanspruchten Keramikisolatoren

Für jeden Isolator der Typen 1 bis 4 nach Tabelle NA.I.1 ist eine Stückprüfung mit dem 0,5-fachen Wert der vom Hersteller des Isolators angegebenen Mindestbruchlast durchzuführen. Bei den Isolatoren der Typen 5 und 6 darf die Stückprüfung entfallen. Bei der Stückprüfung dürfen sich keine Schäden am Isolationsmaterial zeigen. Bei der Stückprüfung der Hohlkegelisolatoren (Typ 1) dürfen in den zum Isolator gehörenden Stahlarmaturen keine bleibenden Verformungen auftreten. Für die Stückprüfung der Tonnen-, Stützer- und Gurtbandisolatoren (Typen 2 bis 4) dürfen besondere, stärkere Prüfarmaturen verwendet werden.

Die Be- und Entlastungsgeschwindigkeit bei der Stückprüfung darf 5 % der Prüflast je Minute nicht überschreiten.

NCI NA.I.8.4 Andere Isolatoren

Isolatoren aus anderem Material und/oder für andere Beanspruchungen dürfen verwendet werden, wenn deren Eignung für den vorgesehenen Verwendungszweck nachgewiesen ist. Die notwendigen Sicherheiten und Prüfungen sind im Einzelfall mit der Genehmigungsbehörde festzulegen.

NCI NA.I.9 Gründungen

NCI NA.I.9.1 Betonfundamente

Die Austrittspunkte einbetonierter Stahlteile sollten mindestens 30 cm über Gelände liegen, andernfalls sind besondere Korrosionsschutzmaßnahmen zu treffen. Die Oberseiten der Betonfundamente sind zur Entwässerung mit einem Gefälle von mindestens 5 % zu versehen und glatt abzureiben.

Eine Unterspülung, z. B. bei Fundamenten an Hängen, ist durch geeignete Maßnahmen zu verhindern.

NCI NA.I.9.2 Verankerung

Ankerstäbe sollten vorgespannt werden. Hierbei ist auf eine ausreichende, nicht durch den Betonverguss reduzierte Dehnlänge zu achten. Bei nicht vorgespannten Ankerstäben ist die erhöhte Ermüdungsanfälligkeit zu beachten.

Vorzugsweise sind die Ankerkräfte voll durch Barren in den Beton zu übertragen.

NCI NA.I.9.3 Hilfsanker

Bei Abspannfundamenten sind zusätzlich zum Hauptanker zwei Hilfsanker einzubauen. Jeder Hilfsanker muss in der Lage sein, das 0,8-Fache der größten Einzelseilkraft des betreffenden Fundamentes zu übernehmen. Beide Hilfsanker zusammen müssen mindestens das 0,8-Fache der Resultierenden aller am Fundament angreifenden Seilkräfte übernehmen können. Beide Hilfsanker sollten symmetrisch zu derjenigen Ebene angeordnet werden, die durch das Seil und die Mastachse gebildet wird, und in gleicher Höhe liegen. Bei Fundamenten mit nur einer Abspannung genügt die Anordnung eines Hilfsankers.

NCI NA.I.10 Korrosionsschutz

NCI NA.I.10.1 Allgemeines

Antennentragwerke einschließlich ihrer Verbindungsmittel müssen zuverlässig gegen Korrosion geschützt werden. Bei der konstruktiven Gestaltung des Bauwerks ist darauf zu achten, dass die einwandfreie Aufbringung des Korrosionsschutzes möglich ist.

Bei Hohlmasten und -türmen sollte auf eine ausreichende Durchlüftung geachtet werden, um Kondensatbildung zu vermindern.

NCI NA.I.10.2 Beschichtungen und Überzüge

NCI NA.I.10.2.1 Allgemeines

Für Beschichtungen und Überzüge von Stahlkonstruktionen gelten DIN 55928-8 und DIN EN ISO 12944.

NCI NA.I.10.2.2 Feuerverzinkung

Bei Feuerverzinkung gelten zusätzlich für Stahlbauteile DIN EN ISO 1461 sowie für Schrauben und Zubehör DIN EN ISO 10684.

Der Zinküberzug muss zusammenhängend und frei von Poren sein. Zinkbärte und Aschenreste sowie Zinkansammlungen im Bereich der Anschlüsse sind ohne Beschädigung der Zinkschicht zu entfernen. Das Haftvermögen der Zinkschicht ist nachzuweisen nach DIN 50978 oder durch leichte Schläge mit dem 250-g-Kugelhammer, die nicht auf die Kanten geführt werden dürfen.

Die Dicke des Zinküberzuges ist nach DIN EN ISO 2178 zerstörungsfrei nachzuweisen.

In stark aggressiver Atmosphäre (z. B. Industrie, Großstadt, Meeresküste) sollten zusätzliche Beschichtungen vorgesehen werden, die auf Zink gut haften.

NCI NA.I.10.2.3 Thermisches Spritzen

Werden Bauteile aus Stahl durch thermisches Spritzen mit Metallüberzügen (z. B. Spritzverzinkung) versehen, gilt zusätzlich DIN EN ISO 2063. Solche Teile müssen nach Aufbringung des Überzuges zusätzlich mit einem porenverschließenden Beschichtungsstoff nach DIN EN ISO 12944-5 versehen werden.

NCI NA.I.10.2.4 Korrosionsschutz von Abspannseilen

Wegen der Schwierigkeit der Wartung der Abspannseile sind besondere Anforderungen an den Korrosionsschutz zu stellen.

Alle Drähte müssen nach DIN EN 10264-1 bis DIN EN 10264-3 in der Klasse A Zink oder Zn95/Al5 feuerverzinkt oder gleichwertig geschützt sein.

Die Hohlräume der Seile müssen beim Verseilen mit geeigneten korrosionsschützenden Medien verfüllt werden. Werden Seile beschichtet, sind das Verfüllmaterial und die Beschichtung aufeinander abzustimmen. Verfüllmaterial und Beschichtung müssen säurefrei, elastisch, temperatur- und UV-beständig sein.

Die Verwendung heller Beschichtungen ist vorzuziehen, um eventuelle Korrosionserscheinungen leichter erkennen zu können und um die Temperaturbeanspruchung der Seile möglichst klein zu halten.

Wenn bei Rundlitzenseilen säurefreies Fett zum Füllen der Hohlräume verwendet wird, entfällt die Beschichtung. Da die Gefahr besteht, dass das Fett ausgewaschen wird, sind solche Seile besonders sorgsam zu warten und gegebenenfalls nachzufetten.

NCI NA.I.11 Blitzschutz und Erdungsanlagen

Antennentragwerke müssen eine Blitzschutzanlage unter Beachtung von DIN EN 62305 nach den Angaben des Betreibers erhalten. Auf einen Potentialausgleich zwischen Tragwerk und gegebenenfalls angrenzenden Bauwerken ist zu achten.

Die Erdungsanlage besteht im Allgemeinen aus einem Ringerder. Jeder Ringerder ist an mindestens zwei einander gegenüberliegenden Stellen mit dem Antennentragwerk zu verbinden. Werden zusätzlich Strahlenerder eingesetzt, so ist jeder Strahlenerder mit dem Ringerder zu verbinden. Bei Fachwerktürmen muss jeder Eckstiel mit dem Ringerder verbunden sein.

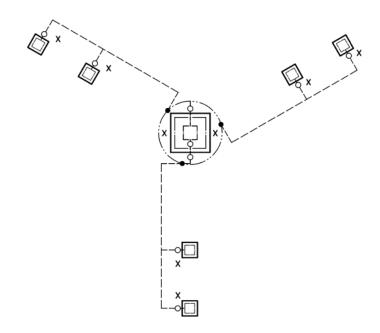
Bei der Blitzschutzerdung von Selbststrahlern ist das aus hochfrequenztechnischen Gründen erforderliche Erdnetz zu berücksichtigen. An jedem Fundament sind Fundamenterder anzuordnen und mit der Bewehrung zu verbinden. Einzelfundamente sind durch Erder miteinander zu verbinden, bei abgespannten Masten z. B. nach Bild NA.I.1.

An allen Verbindungsstellen zwischen Erdungsanlage und Stahlkonstruktion bzw. Fundamenterdern sind zu Messzwecken Trennstellen vorzusehen. Während der Bauzeit ist zumindest eine behelfsmäßige Erdung erforderlich.

Der Mastschaft darf nicht über die Fundamentbewehrung geerdet werden, sondern muss direkt mit dem Ringerder verbunden werden. Die unteren Teile von Funkenstrecken bei isolierten Bauwerken müssen ebenfalls direkt mit dem Erdnetz verbunden werden.

Der Einsatz von Tiefenerdern (siehe Bild NA.I.1) wird empfohlen.

Bei einem selbststrahlenden Mast sind die Bolzenverbindungen vom Mast bis zum obersten Isolator eines jeden Abspannseiles mit flexiblen Bondings zu überbrücken. Die Bondings müssen für den ggf. auftretenden Antennenstrom ausgelegt sein. Sie müssen aus nichtrostendem Stahl mit einem Mindestdurchmesser von 6 mm bestehen.



Legende

	Fundamenterder
	Strahlenerder
	Ringerder
0	Trennstelle
x	Tiefenerder

Bild NA.I.1 — Beispiel für die Erdung eines abgespannten Mastes

NCI NA.I.12 Montagehilfen

Die Belastbarkeit dauerhaft angebrachter Montagehilfen zum Befestigen von Hebezeugen und Gerüsten ist an geeigneter Stelle (z. B. am Bauwerk oder in der Zeichnung) anzugeben.

NCI NA.I.13 Einrichtungen zum Begehen und Besichtigen des Bauwerks, Absturzsicherungen

NCI NA.I.13.1 Allgemeines

Antennentragwerke von mehr als 20 m Höhe, die zu Inspektions-, Betriebs- oder sonstigen Zwecken bestiegen werden müssen, sind mit Steigleitern oder Steigeisengängen, erforderlichenfalls auch mit Absturzsicherungen, Ruhe- und Arbeitsbühnen sowie mit Laufstegen auszurüsten.

NCI NA.I.13.2 Steigleitern

Für Steigleitern gilt DIN 18799.

NCI NA.I.13.3 Sicherheitseinrichtungen an Arbeitsbühnen und Laufstegen

Für die Ausbildung von Geländern an Arbeitsbühnen und Laufstegen gilt DIN EN ISO 14122-3.

Das Geländer darf ganz oder teilweise durch Bauteile, Zwischenstäbe oder flächige Ausfachungen ersetzt werden. Werden keine Geländer angeordnet, sind entsprechende Vorrichtungen für den Einsatz von Sicherheitsgeschirren vorzusehen.

44

Durchstiegsöffnungen sind mit Klappen zu versehen. Der Steigschutz muss auch im Bereich von Durchstiegsöffnungen voll wirksam bleiben.

ANMERKUNG Selbsttätig wirkende Schließeinrichtungen von Klappen sind aus Gründen der Personenrettung nicht zu empfehlen.

NCI NA.I.13.4 Befahreinrichtungen für Abspannseile

Ein direktes Befahren der Abspannseile sollte vermieden werden. Vorzugsweise sind unabhängige Befahreinrichtungen zu verwenden. Hierfür sind entsprechende Anschlagkonstruktionen vorzusehen.

NCI NA.I.14 Öffnungen in Hohlmasten

In von innen besteigbaren Hohlmasten sind Öffnungen an geeigneten Stellen — z. B. am Mastfuß, in Höhe von Außenpodesten, am Mastkopf — mit einem Mindestmaß von 600 mm \times 600 mm vorzusehen. Sofern die Öffnungen verschließbar sind, muss der Schließmechanismus von außen und innen bedienbar und gegen selbsttätiges Öffnen und Zuschlagen gesichert sein.

Hohlmaste, die innen nicht besteigbar sind, müssen Öffnungen besitzen, die eine Inspektion des Mastinnern ermöglichen. Hierauf darf auch dann nicht verzichtet werden, wenn der Hohlmast innen feuerverzinkt wird.

NCI

Literaturhinweise

- [1] WtG-Merkblatt "Windkanalversuche in der Gebäudeaerodynamik" 1)
- [2] Luftverkehrsgesetz (LuftVG)²⁾
- [3] Peil, U.: "Bauen mit Seilen". In Stahlbau-Kalender 2000, Ernst & Sohn, Berlin. 689-755.
- [4] Peil, U.: "Maste und Türme". In Stahlbau-Kalender 2004, Ernst & Sohn, Berlin. 493-602.

¹⁾ Zu beziehen bei: Windtechnologische Gesellschaft e. V., Teichstraße 8, 52074 Aachen, ww.wtg-dach.org.

²⁾ Zu beziehen bei: Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin.

DIN EN 1993-3-2



ICS 91.010.30; 91.060.40; 91.080.10

Ersatz für DIN EN 1993-3-2:2007-02; mit DIN EN 1993-3-2/NA:2010-12 Ersatz für DIN V 4133:2007-07

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-2: Türme, Maste und Schornsteine – Schornsteine;

Deutsche Fassung EN 1993-3-2:2006

Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-2: Towers, masts and chimneys – Chimneys;

German version EN 1993-3-2:2006

Eurocode 3: Calcul des structures en acier – Partie 3-2: Tours, mâts et cheminées – Cheminées;

Version allemande EN 1993-3-2:2006

Gesamtumfang 34 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1993-3-2:2006) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Die Arbeiten auf nationaler Ebene wurden durch die Experten des NABau-Spiegelausschusses NA 005-11-37 AA "Industrieschornsteine" begleitet.

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 13. Januar 2006 angenommen.

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

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

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

Änderungen

Gegenüber DIN V ENV 1993-3-2:2002-05 und DIN V ENV 1993-3-2 Berichtigung 1:2002-11 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) die Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute wurden eingearbeitet;
- b) der Vornormcharakter wurde aufgehoben;
- c) der Text wurde vollständig überarbeitet;
- d) die Berichtigung wurde eingearbeitet.

Gegenüber DIN EN 1993-3-2:2007-02 und DIN V 4133:2007-07 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) auf europäisches Bemessungskonzept umgestellt;
- b) Ersatzvermerke korrigiert;
- c) redaktionelle Änderungen durchgeführt.

Frühere Ausgaben

DIN 4133: 1973-08, 1991-11

DIN V 4133: 2007-07 DIN EN 1993-3-2: 2007-02 DIN V ENV 1993-3-2: 2002-05

DIN V ENV 1993-3-2 Berichtigung 1: 2002-11

EUROPÄISCHE NORM EUROPEAN STANDARD NORME EUROPÉENNE

EN 1993-3-2

Oktober 2006

ICS 91.010.30; 91.060.40; 91.080.10

Ersatz für ENV 1993-3-2:1997

Deutsche Fassung

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 3-2: Türme, Maste und Schornsteine — Schornsteine

Eurocode 3: Design of steel structures — Part 3-2: Towers, masts and chimneys — Chimneys

Eurocode 3: Calcul des structures en acier — Partie 3-2: Tours, mâts et cheminées — Cheminées

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 13. Januar 2006 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 des CEN oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

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

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



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

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

Inhalt

		Seite
Vorwo	ort	4
Nation	aler Anhang zu EN 1993-3-2	4
1 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6 2 2.1 2.1.1 2.1.2 2.2 2.3 2.3.1 2.3.2	Allgemeines Anwendungsbereich Normative Verweisungen Annahmen Unterscheidung zwischen verbindlichen und nicht verbindlichen Regeln Begriffe Formelzeichen Grundlagen der Tragwerksplanung Anforderungen Grundlegende Anforderungen Sicherheitsklassen Grundsätze für Nachweise in Grenzzuständen Einwirkungen und Umgebungseinflüsse Allgemeines Ständige Einwirkungen	5 6 6 9 9 9 9
2.3.3 2.4 2.5 2.6	Veränderliche Einwirkungen	11 12
3 3.1 3.2 3.2.1 3.2.2 3.2.3 3.3	Werkstoffe Allgemeines Baustähle Werkstoffeigenschaften Werkstoffeigenschaften allgemeiner Baustähle Mechanische Eigenschaften nichtrostender Stähle Verbindungen	12 12 12 12
4 4.1 4.2 4.3	Dauerhaftigkeit Korrosionszuschlag Äußerer Korrosionszuschlag Innerer Korrosionszuschlag	13 13
5 5.1 5.2 5.2.1 5.2.2 5.2.3	Tragwerksberechnung	14 14 14 15
6 6.1 6.2 6.2.1 6.2.2 6.3 6.4 6.4.1 6.4.2	Grenzzustände der Tragfähigkeit Allgemeines Tragrohre Festigkeitsnachweis Stabilitätsnachweise Sicherheitsbewertung anderer Schornsteinbauteile Anschlüsse und Verbindungen Grundlagen Geschraubte Flanschverbindungen	17 17 18 19 19
6.4.3	Anschluss eines Schornsteins an ein Fundament oder ein tragendes Bauwerk	

	S	Seite
6.5	Schweißverbindungen	20
7.1	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	20
8	Versuchsgestützte Bemessung	21
9.1 9.2 9.2.1 9.2.2 9.3 9.4	Ermüdung	21 22 22 22 22
	A (normativ) Zuverlässigkeitsdifferenzierung und Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen	24
A.1	Zuverlässigkeitsdifferenzierung für Stahlschornsteine	24
B.1 B.2 B.3 B.4 B.5	B (informativ) Aerodynamische und dämpfende Maßnahmen Allgemeines Aerodynamische Maßnahmen Dynamische Schwingungsdämpfer Seile mit dämpfenden Vorrichtungen Direkte Dämpfung	25 26 26 26
C.1	g C (informativ) Ermüdungsfestigkeit und Qualitätsanforderungen	27
D.1	D (informativ) Versuchsgestützte Bemessung	31
E.1 E.2	g E (informativ) Ausführung	32 32

Vorwort

Dieses Dokument EN 1993-3-2, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 3-2: Türme, Maste und Schornsteine — Schornsteine wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird. CEN/TC 250 ist verantwortlich für alle Eurocode-Teile.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis April 2007, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Dieses Dokument ersetzt ENV 1993-3-2.

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, Rumänien, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Nationaler Anhang zu EN 1993-3-2

Diese Norm enthält alternative Methoden, Zahlenangaben und Empfehlungen in Verbindung mit Anmerkungen, die darauf hinweisen, wo Nationale Festlegungen getroffen werden können. EN 1993-3-2 wird bei der nationalen Einführung einen Nationalen Anhang enthalten, der alle national festzulegenden Parameter enthält, die für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten im jeweiligen Land erforderlich sind.

Nationale Festlegungen sind bei folgenden Regelungen vorgesehen:

- **—** 2.3.3.1(1)
- **—** 2.3.3.5(1)
- **—** 2.6(1)
- **4.2(1)**
- **—** 5.1(1)
- **—** 5.2.1(3)
- 6.1(1)P
- **—** 6.2.1(6)
- 6.4.1(1)
- 6.4.2(1)
- 6.4.3(2)7.2(1)
- -- 7.2(2)
- -- 9.1(3)
- **9.1(4)**
- -- 9.5(1)
- A.1(1)
- A.2(1) (zweimal)
- C.2(1)

4

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

- (1) EN 1993-3-2 behandelt die Bemessung und Konstruktion vertikaler Stahlschornsteine mit zylindrischer oder konischer Form. Sie schließt Schornsteine ein, die als Kragsystem ausgebildet oder auf unterschiedlichen Ebenen abgestützt oder abgespannt sind.
- (2) Die Regeln in diesem Teil ergänzen die Regeln von EN 1993-1-1.
- (3) Der Teil 3-2 befasst sich nur mit den Belangen der Beanspruchbarkeit (Festigkeit, Stabilität, Ermüdung) von Stahlschornsteinen.

ANMERKUNG In diesem Zusammenhang (d. h. Beanspruchbarkeit) bezieht sich der Begriff "Schornstein" auf:

- a) Schornsteinkonstruktionen;
- b) die zylindrischen Stahlbauteile von Türmen;
- c) den zylindrischen Stahlschaft abgespannter Maste.
- (4) Chemische Beanspruchung, thermodynamisches Verhalten und Wärmedämmung sind in EN 13084-1 geregelt, Bemessung und Konstruktion von Innenrohren in EN 13084-6.
- (5) Stahlbetonfundamente für Stahlschornsteine werden in EN 1992 und EN 1997 behandelt. Siehe auch EN 13084-1, 4.7 und 5.4.
- (6) Windlasten sind in EN 1991-1-4 geregelt.

ANMERKUNG Verfahren zur Berechnung der Windwirkungen auf abgespannte Schornsteine werden in EN 1993-3-1, Anhang B angegeben.

- (7) Dieser Teil enthält keine besonderen Regeln für die Bemessung und Konstruktion im Hinblick auf Erdbeben; diese sind in EN 1998-6 enthalten. Siehe auch EN 13084-1, 5.2.4.1.
- (8) Regeln für Abspannungen und deren Anschlüsse sind in EN 1993-3-1 und in EN 1993-1-11 zu finden.
- (9) Bei der Fertigung und Montage von Stahlschornsteinen sollten EN 1090-2 und EN 13084-1 beachtet werden.

ANMERKUNG Fertigung und Montage werden nur in dem Umfang behandelt, dass die Qualität der zur Verwendung vorgesehenen Werkstoffe und Bauprodukte für tragende Teile und die Qualität der Montage erkennbar wird, die für die Gültigkeit der Bemessungsregeln vorausgesetzt wurde.

- (10) Folgende Themen werden in EN 1993-3-2 behandelt:
- Abschnitt 1: Allgemeines;
- Abschnitt 2: Grundlagen der Tragwerksplanung;
- Abschnitt 3: Werkstoffe;
- Abschnitt 4: Dauerhaftigkeit;
- Abschnitt 5: Tragwerksberechnung;
- Abschnitt 6: Grenzzustände der Tragfähigkeit;
- Abschnitt 7: Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit;
- Abschnitt 8: Versuchsgestützte Bemessung;
- Abschnitt 9: Ermüdung.

1.2 Normative Verweisungen

Diese Europäische Norm nimmt teilweise Bezug auf andere Regelwerke. Die normativen Verweise werden an den betreffenden Stellen zitiert und sind in der nachstehenden Liste enthalten. Für Dokumente, die ein Ausgabedatum tragen, gilt, dass eine neuere Ausgabe für das Arbeiten mit dieser Europäischen Norm nur dann anzuwenden ist, wenn hierfür ein Hinweis vorhanden ist. Bei nicht datierten Dokumenten ist die neueste Version maßgebend.

EN 1090, Ausführung von Tragwerken aus Stahl

EN 10025, Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen

EN 10088, Nichtrostende Stähle

EN 13084-1, Freistehende Schornsteine — Teil 1: Allgemeine Anforderungen

EN ISO 5817, Schweißen — Schmelzschweißverbindungen an Stahl, Nickel, Titan und deren Legierungen (ohne Strahlschweißen) — Bewertungsgruppen von Unregelmäßigkeiten

1.3 Annahmen

(1) Siehe EN 1993-1-1, 1.3.

1.4 Unterscheidung zwischen verbindlichen und nicht verbindlichen Regeln

(1) Siehe EN 1993-1-1, 1.4.

1.5 Begriffe

- (1) In dieser EN 1993-3-2 gelten die allgemeinen Begriffe nach EN 1990.
- (2) Zusätzlich zu EN 1993-1 gelten für die Anwendung in diesem Teil 3-2 die folgenden Begriffe. Bild 1.1 zeigt einige der bei Schornsteinkonstruktionen verwendeten Begriffe.

1.5.1

Schornstein

vertikal angeordnetes Bauwerk oder Teil eines Bauwerks, das Abgase von Feuerstätten, andere Abgase oder Fortluft in die Atmosphäre oder Zuluft leitet

1.5.2

selbsttragender Schornstein

Schornstein, dessen Tragrohr oberhalb des eingespannten Fußpunktes nicht mit anderen Bauwerken verbunden ist

1.5.3

abgespannter Schornstein

Schornstein, dessen Tragrohr in einer oder mehreren Höhenlage(n) durch Abspannungen gehalten wird

1.5.4

einwandiger Schornstein

Schornstein, bei dem das Tragrohr gleichzeitig abgasführendes Rohr ist; es kann wärmegedämmt und/oder ausgekleidet sein

1.5.5

doppelwandiger Schornstein

Schornstein mit einem äußeren Tragrohr aus Stahl und einem abgasführenden Innenrohr

6

1.5.6

mehrzügiger Schornstein

Gruppe von zwei oder mehr Schornsteinen, deren Konstruktionen miteinander verbunden sind, oder eine Gruppe von zwei oder mehr Innenrohren innerhalb eines Tragrohres

1.5.7

Innenrohr

die innerhalb des Tragrohrs liegende tragende Schale der Innenrohrkonstruktion

1.5.8

Innenrohrkonstruktion

Gesamtsystem, wenn vorhanden, das die Abgase vom Tragrohr trennt; darin enthalten sind ein Innenrohr und dessen Abstützungen, der Raum zwischen Innenrohr und Tragrohr und, wenn vorhanden, die Wärmedämmung

1.5.9

Tragrohr

das hauptsächlich tragende Stahlbauteil des Schornsteins, ohne Flansche

1.5.10

aerodynamische Vorrichtung

eine am Schornstein angebrachte Vorrichtung, um Schwingungsanregung infolge von Wirbeln zu reduzieren, ohne die Bauwerksdämpfung zu erhöhen

1.5.11

Dämpfungsvorrichtung

eine am Schornstein angebrachte Vorrichtung zur Reduzierung wirbelerregter Querschwingungen durch Erhöhung der Strukturdämpfung

1.5.12

Spoiler

eine an der Schornsteinoberfläche angebrachte Vorrichtung zur Reduzierung winderregter Querschwingungen

1.5.13

Schraubenwendel oder Störstreifen

Vorrichtungen an der äußeren Oberfläche des Schornsteins zur Reduzierung winderregter Querschwingungen

1.5.14

Fußplatte

eine horizontal am Schornsteinfuß angeordnete Platte

1.5.15

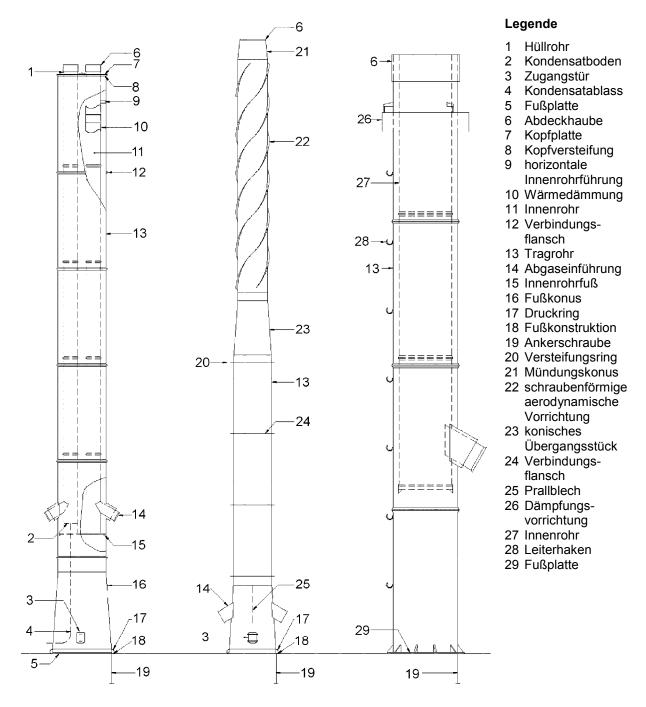
Ankerschraube

Schraube zur Verbindung des Schornsteins mit dem Fundament

1.5.16

Ringsteife

horizontal angeordnetes Bauteil zur Verhinderung von Querschnittsovalisierungen und zur Erhaltung der Kreisform des Schornsteintragrohrs während Herstellung und Transport; horizontales Bauteil zur Versteifung an Öffnungen oder ggf. bei Änderungen der Mantelneigung des Tragrohrs



Mehrzügiger Schornstein Einwandiger Schornstein Doppelwandiger Schornstein

Bild 1.1 — Bei Schornsteinkonstruktionen verwendete Begriffe

1.6 Formelzeichen

Korrosionszuschlag;

(1) Die im Folgenden aufgeführten Formelzeichen werden zusätzlich zu den in EN 1993-1-1 aufgeführten verwendet.

```
Lastspielzahl;
N
         Durchmesser:
h
         Schraubendurchmesser;
d
h
         Höhe:
         Steigung;
m
         Zeit:
t
         Winddruck:
w
         Referenz:
ref
         kritischer Wert;
crit
         außen;
ext
         Einwirkung;
         Ermüdung;
int
         innen;
         seitlich (quer zur Windrichtung);
lat
         Mündung/Kopf;
top
         Bruch/Versagen;
R
         Temperatur;
Temp
         Äquivalenzfaktor;
λ
        Faktor zur Berücksichtigung von Effekten aus der Theorie II. Ordnung.
η
```

(2) Weitere Formelzeichen werden definiert, wenn sie zum ersten Mal verwendet werden.

2 Grundlagen der Tragwerksplanung

2.1 Anforderungen

2.1.1 Grundlegende Anforderungen

- (1) Siehe EN 1993-1-1.
- (2)P Ein Schornstein ist so zu bemessen und zu konstruieren, dass er, vorausgesetzt er ist ordnungsgemäß ausgeführt und instand gehalten, die grundlegenden Anforderungen nach EN 1990 und EN 13084-1 erfüllt.
- (3) Die Tragwerksplanung abgespannter Schornsteine ist in Übereinstimmung mit den maßgebenden Abschnitten von EN 1993-3-1 und diesem Teil zu führen.

2.1.2 Sicherheitsklassen

(1) Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Schornsteinen können in Abhängigkeit von möglichen Schadensfolgen für Objekte, Personen oder die Allgemeinheit unterschiedliche Sicherheitsklassen angenommen werden.

ANMERKUNG Zur Definition der verschiedenen Sicherheitsklassen siehe Anhang A.

2.2 Grundsätze für Nachweise in Grenzzuständen

(1) Siehe EN 1993-1-1, 2.2.

2.3 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse

2.3.1 Allgemeines

- (1)P Die allgemeinen Anforderungen von EN 1990, Abschnitt 4 sind anzuwenden.
- (2) Festigkeit und Stabilität von Schornsteinen sind in der Regel für die in 2.3.2 und 2.3.3 beschriebenen Einwirkungen nachzuweisen.

2.3.2 Ständige Einwirkungen

- (1) Für die Ermittlung des Eigengewichts ist in der Regel die volle Dicke der Stahlbleche ohne eine Abminderung durch Korrosion anzusetzen.
- (2) In der Regel schließen die ständigen Einwirkungen das ermittelte Gewicht aller ständig vorhandenen Bauteile und anderer Elemente, einschließlich aller Anschlussstücke, Wärmedämmung, Staublasten, Ascheanbackungen, Beschichtungen und anderer Lasten ein. Das Gewicht des Schornsteins und seiner Auskleidung ist in der Regel nach EN 1991-1-1 gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Langzeitwirkungen von Flüssigkeiten oder Feuchtigkeit auf die Dichte der Auskleidung zu ermitteln.

2.3.3 Veränderliche Einwirkungen

2.3.3.1 Nutzlasten

(1) An Bühnen und Geländern sind in der Regel Nutzlasten anzusetzen.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf Hinweise zu Nutzlasten auf Bühnen und Geländer geben. Es werden folgende charakteristische Werte für Nutzlasten auf Bühnen und Geländer empfohlen:

— Nutzlast auf Bühnen: **2,0 kN/m²**, (siehe auch EN 13084-1) (2.1a)

— Horizontallast auf Geländer: **0,5 kN/m** (2.1b)

ANMERKUNG 2 Diese Einwirkungen brauchen nicht mit klimatischen Einwirkungen überlagert zu werden.

2.3.3.2 Windlasten

- (1) Einwirkungen aus Wind sind in der Regel nach EN 1991-1-4 zu berücksichtigen.
- (2) In der Regel sind Windlasten auf die Außenflächen eines Schornsteins als Ganzes und auf Anbauteile, zum Beispiel eine Leiter, anzusetzen. Neben den Windkräften infolge des böigen Windes, die im Allgemeinen in Windrichtung wirken, sind in der Regel Kräfte infolge von Wirbelablösungen, die Querschwingungen eines Schornsteins verursachen, zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Abgespannte Schornsteine siehe EN 1993-3-1, Anhang B.

- (3) Andere Windeinwirkungen, wie zum Beispiel solche infolge ungleicher Winddruckverteilung (ovalisierende Querschnittsverformung) oder Interferenzeffekte, sind in der Regel zu berücksichtigen, wenn die maßgebenden Grenzwerte überschritten werden, siehe 5.2.1.
- (4) In der Regel sind Einwirkungen, die durch Interferenz-Galloping oder klassisches Galloping verursacht werden, nach EN 1991-1-4 abzuschätzen.
- (5) Wenn bei einem Schornstein gefährliche winderregte Schwingungen zu erwarten sind, können diese durch Maßnahmen bei der Bemessung und Konstruktion oder mit Hilfe von Dämpfungsvorrichtungen reduziert werden, siehe Anhang B.

2.3.3.3 Innendruck

(1) Wenn anlagenbedingt im Schornstein außerplanmäßiger Über- oder Unterdruck auftreten kann, ist dieser in der Regel wie eine außergewöhnliche Einwirkung zu behandeln.

ANMERKUNG Der Unterdruck kann zum Beispiel aus der Strömungsgeschwindigkeit des Gases, der Gasdichte, dem gesamten Strömungswiderstand und den Umgebungsbedingungen ermittelt werden. Siehe EN 13084-1, Anhang A.

2.3.3.4 Wärmeeinwirkungen

- (1) Wärmeeinwirkungen können aus einer gleichmäßigen sich über das gesamte Bauteil erstreckenden Wärmewirkung und aus Temperaturunterschieden resultieren, die durch meteorologische und betriebliche Einflüsse, einschließlich solcher infolge von ungleichmäßiger Gasströmung, verursacht werden.
- (2) Meteorologische Temperatureinwirkungen siehe EN 1991-1-5.
- (3) Temperaturen aufgrund von Betriebszuständen und infolge von ungleichmäßiger Gasströmung sind in der Regel zu beachten, siehe EN 13084-1 und EN 13084-6.

2.3.3.5 Eislasten

- (1) Wenn an einem Schornstein Eisansatz auftreten kann, sind in der Regel die Dicke, die Dichte und die Verteilung der Eisschicht zu ermitteln.
- ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise zu Eislasten enthalten.

ANMERKUNG 2 Siehe auch EN 1993-3-1, 2.3.2.

2.3.3.6 Erdbebeneinwirkungen

(1) Erdbebeneinwirkungen sind in der Regel nach EN 1998-6 zu ermitteln. Siehe auch EN 13084-1.

2.3.3.7 Feuer

(1) Die Gefahr eines Feuers im Inneren eines Schornsteines ist in der Regel zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Feuer in einem Schornstein kann durch die Entzündung folgender Stoffe entstehen:

- aus dem zugehörigen Kessel oder der Feuerungsanlage unverbrannt ausgetragenes Brennmaterial;
- unverbrannte Kohlenwasserstoffreste als Folge eines Kesselrohrbruches;
- Ruß- und Schwefelablagerungen;
- Ablagerungen z. B. von Textilprodukten, Schmierstoffen oder Kondensaten.
- (2) Die tragenden Bauteile dürfen in der Regel durch die Brandeinwirkung nicht versagen; auch andere Teile in der Nähe des Schornsteins dürfen in der Regel nicht bis zu ihrem Flammpunkt erhitzt werden. Wenn die Gefahr von Feuer besteht, ist in der Regel ein geeigneter Brandschutz vorzusehen. Siehe EN 13084-6 und EN 13084-7.

2.3.3.8 Chemische Beanspruchung

(1) Zu chemischen Beanspruchungen siehe EN 13084-1.

2.4 Nachweise in Grenzzuständen

(1) Zu Bemessungswerten der Einwirkungen sowie Einwirkungskombinationen siehe EN 1990.

(2) Zusätzlich zu den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Ermüdungssicherheitsnachweisen kann die Begrenzung von Amplituden im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (siehe Abschnitt 7) maßgebend sein.

ANMERKUNG Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit siehe Anhang A.

2.5 Geometrische Werte

(1) Steifigkeit und Festigkeit tragender Bauteile sind in der Regel mit den Nennwerten der geometrischen Größen, gegebenenfalls unter Berücksichtigung sowohl des Korrosionszuschlags als auch des Temperatureinflusses, zu ermitteln. Siehe Abschnitte 3 und 5.

2.6 Dauerhaftigkeit

(1) Die Dauerhaftigkeit ist in der Regel durch die Durchführung der Ermüdungsnachweise (siehe Abschnitt 9), die Wahl einer rechnerisch geeigneten Wanddicke (siehe Abschnitt 4) und/oder einen angemessenen gewählten Korrosionsschutz gegeben. Siehe auch EN 1993-1-1, Abschnitt 4.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Angaben zur Entwurfslebensdauer des Bauwerks enthalten. Eine Entwurfslebensdauer von 30 Jahren wird empfohlen.

3 Werkstoffe

3.1 Allgemeines

(1) Siehe EN 1993-1-1, EN 1993-1-3 und 1993-1-4.

3.2 Baustähle

3.2.1 Werkstoffeigenschaften

- (1) Die Veränderung der Werkstoffeigenschaften in Abhängigkeit von Umgebungs- und Betriebstemperaturen ist in der Regel zu berücksichtigen, siehe 3.2.2(1).
- (2) Bei Temperaturen oberhalb von 400 °C sind die Auswirkungen des temperaturbedingten Kriechens in der Regel zu berücksichtigen, um Kriechbrüche zu vermeiden.
- (3) Zu Zähigkeitsanforderungen an Baustahl siehe EN 1993-1-10.

3.2.2 Werkstoffeigenschaften allgemeiner Baustähle

(1) Zu mechanischen Eigenschaften allgemeiner Baustähle S 235, S 275, S 355, S 420, S 460 und zu wetterfesten Baustählen S 235, S 275, S 355 siehe EN 1993-1-1. Zu Eigenschaften bei höheren Temperaturen siehe EN 13084-7.

3.2.3 Mechanische Eigenschaften nichtrostender Stähle

(1) Zu mechanischen Eigenschaften nichtrostender Stähle bei Temperaturen bis 400 °C siehe EN 1993-1-4. Zu Eigenschaften bei höheren Temperaturen siehe EN 10088 und EN 13084-7.

3.3 Verbindungen

(1) Zu Werkstoffen von Verbindungsmitteln, Schweißzusatzwerkstoffen usw. siehe EN 1993-1-8.

4 Dauerhaftigkeit

4.1 Korrosionszuschlag

- (1) Wenn für Oberflächen, die der Korrosion ausgesetzt sind, ein Korrosionszuschlag vorgesehen ist, sind Widerstand und Ermüdung in der Regel auf der Grundlage der Stahldicke ohne Korrosionszuschlag zu berechnen, sofern sich nicht ungünstigere Spannungen ergeben, wenn die Dicke einschließlich des Korrosionszuschlags berücksichtigt wird.
- (2) Der Korrosionszuschlag ist in der Regel die Summe aus äußerem (c_{ext}) und innerem (c_{int}) Korrosionszuschlag, wie nachstehend angegeben. Diese Zuschläge sind in der Regel insgesamt oder anteilig für jeden weiteren 10-Jahres-Zeitraum anzusetzen, falls erforderlich.
- (3) Der gesamte Korrosionszuschlag ist in der Regel zu der Dicke hinzuzurechnen, die aufgrund der Festigkeits- und Stabilitätsnachweise erforderlich ist.

4.2 Äußerer Korrosionszuschlag

(1) Der äußere Korrosionszuschlag ist in der Regel in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen zu wählen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann Werte für den äußeren Korrosionszuschlag $c_{\rm ext}$ enthalten. Für normale Umgebungsbedingungen werden die Werte der Tabelle 4.1 empfohlen.

	Beaufschlagungsdauer	
Schutzsystem	für die ersten 10 Jahre	für jeden weiteren 10-Jahres-Zeitraum
beschichteter allgemeiner Baustahl (ohne Konzept für die Instandhaltung der Beschichtung)	0 mm	1 mm
beschichteter allgemeiner Baustahl (mit einem Konzept für die Instandhaltung der Beschichtung)	0 mm	0 mm
beschichteter allgemeiner Baustahl, durch Wärmedämmung und wasserdichte Bekleidung geschützt	0 mm	1 mm
ungeschützter allgemeiner Baustahl	1,5 mm	1 mm
ungeschützter wetterfester Baustahl (siehe (3))	0,5 mm	0,3 mm
ungeschützter nichtrostender Stahl	0 mm	0 mm
ungeschützte innere Oberfläche des Tragrohrs und ungeschützte äußere Oberfläche des Innenrohres in einem doppelwandigen oder mehrzügigen Schornstein (bei allgemeinen oder wetterfesten Baustählen)	0,2 mm	0,1 mm

Tabelle 4.1 — Äußerer Korrosionszuschlag $c_{\rm ext}$

- (2) Der äußere Korrosionszuschlag gilt nur für den oberen Abschnitt des Schornsteins mit der Länge 5b, wobei b der äußere Durchmesser des Schornsteins ist. Wenn ein Schornstein aggressiven Umgebungsbedingungen ausgesetzt ist, die zum Beispiel durch Industrieemissionen, nahe gelegene Schornsteine oder unmittelbare Nähe zur See bedingt sind, ist in der Regel eine Erhöhung dieser Werte in Erwägung zu ziehen oder es sind andere Schutzmaßnahmen zu ergreifen.
- (3) Folgende Maßnahmen sollten berücksichtigt werden:
- a) Verbindungen sollten so ausgebildet werden, dass der Verbleib von Feuchtigkeit ausgeschlossen oder minimiert wird. Zum Beispiel sollten die Ausrichtung der Bauteile, Rand- und Lochabstände usw. in die Überlegungen miteinbezogen werden, oder es sollte ein besonderer Schutz der Verbindungen vorgesehen werden.

- b) Im Fußbereich des Schornsteins sollte die Vegetation von dem Bauwerk ferngehalten werden.
- c) Unmittelbar einbetonierte Teile oder Teile für die Verankerung sollten beschichtet werden, um mögliche Korrosion infolge von Kontakt mit dem Erdreich und ständigem Kontakt mit Feuchtigkeit zu minimieren.
- (4) Wenn wetterfester Stahl eingesetzt wird, sind in der Regel die Vorgaben in (3) zu berücksichtigen.

4.3 Innerer Korrosionszuschlag

(1) Werte für den inneren Korrosionszuschlag (c_{int}) werden in EN 13084-7 angegeben.

5 Tragwerksberechnung

5.1 Modellierung des Schornsteins zur Ermittlung der Beanspruchungen

(1) Im Allgemeinen braucht bei den Nachweisen des Schornsteins im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Kopplung zwischen Tragrohr und Innenrohr nicht beachtet zu werden. Zwängungen des Innenrohrs, die sich ungünstig auf die Sicherheit des Rohrs auswirken können, sind jedoch in der Regel zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Dämpfungseffekte infolge der Wechselwirkung zwischen Trag- und Innenrohr dürfen berücksichtigt werden. Der Nationale Anhang darf weitere Angaben dazu enthalten.

- (2) Festigkeit und Stabilität des Innenrohrs sind in der Regel unter Berücksichtigung der vom Tragrohr aufgezwungenen Verformung nachzuweisen.
- (3) Die Auswirkungen der Temperatur auf die Steifigkeit und Festigkeit der für den Schornstein verwendeten Stähle sind in der Regel zu berücksichtigen.
- (4) Bei der Berechnung der Steifigkeit des Schornsteines ist in der Regel die Wanddicke des Rohrs ohne Korrosionszuschlag anzusetzen, es sei denn, dass die Wanddicke einschließlich Korrosionszuschlag ungünstigere Spannungen ergibt. Die beiden Korrosionszuschläge, der äußere und der innere, sind in der Regel nach 4.2 und 4.3 zu berücksichtigen.

5.2 Berechnung der Schnittgrößen und Spannungen

5.2.1 Untersuchung des Tragrohres

- (1) Ermittlung der Schnittgrößen und Spannungen im Tragrohr siehe EN 1993-1-6.
- (2) Im Allgemeinen darf eine lineare Berechnung (LA) des Tragrohrs erfolgen, und zwar entweder mit analytischen oder mit Finite-Element-Methoden.

ANMERKUNG Regeln und Formeln zur Berechnungsmethode LA von Zylindern und konischen Schalen sind in EN 1993-1-6 angegeben.

(3) Bei nicht ausgesteiften vertikal angeordneten zylindrischen Schalen dürfen die Membranspannungen infolge äußerer Einwirkungen mit Hilfe der Membrantheorie ermittelt werden, bei der der Zylinder als Balken betrachtet wird, wenn die Schalenwirkung, mit Ausnahme der Biegemomente in Umfangsrichtung infolge der ungleichmäßigen Verteilung des Winddrucks über den Umfang, vernachlässigt werden kann.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Grenzbedingungen für die Vernachlässigung der Schalenwirkung angeben. Die folgenden Bedingungen und Nachweisverfahren werden empfohlen:

$$\frac{l}{r_{\rm m}} \ge 0.14 \frac{r_{\rm m}}{t} + 10 \tag{5.1}$$

Dabei ist

die Gesamthöhe;

 $r_{\rm m}$ der mittlerer Radius des Tragrohres (in der Mitte der Schalenwand);

die Wanddicke ohne Korrosionszuschlag.

Die Biegemomente in Umfangsrichtung je Längeneinheit dürfen näherungsweise wie folgt ermittelt werden:

$$m_{\rm V} = 0.5 \, r_{\rm m}^2 \, w_{\rm e}$$
 (5.2)

Dabei ist

we der Winddruck auf die Außenfläche der Schale nach EN 1991-1-4, 5.1, in der Höhe z.

Biegemomente in Umfangsrichtung infolge des Winddrucks (für Grundwindgeschwindigkeiten bis zu 25 m/s (siehe EN 1991-1-4) dürfen bei nicht ausgesteiften zylindrischen Schalen vernachlässigt werden, wenn:

$$\frac{r_{\rm m}}{t} \le 160 \tag{5.3}$$

Bei zylindrischen Schalen mit Ringsteifen und bei mehreren zusammengesetzten zylindrischen und konischen Schalen mit Ringsteifen dürfen die Membranspannungen unabhängig vom l/r_{m^-} und vom r_m/t -Verhältnis nach der Membrantheorie ermittelt werden, wobei das Bauteil insgesamt als Balken angenommen werden darf. Die Schalenwirkung darf vernachlässigt werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- die zur Abtragung des Winddrucks vorgesehenen Ringsteifen wurden für die Aufnahme der Biegemomente in Umfangsrichtung bemessen;
- Ringsteifen, die in den Übergangsbereichen zwischen zylindrischen und konischen Teilen vorgesehen sind, wurden für die Aufnahme der Kräfte bemessen, die aus der Umlenkung der in Meridianrichtung wirkenden Membrankräfte resultieren.

Die Festigkeitsnachweise, siehe 6.2.1, und Beulsicherheitsnachweise, siehe 6.2.2, sind in der Regel mit den aus den oben aufgeführten Berechnungen resultierenden Schnittgrößen und Spannungen zu führen.

5.2.2 Imperfektionen

(1) Bei fußeingespannten auskragenden Schornsteinen ist in der Regel eine Schiefstellung anzunehmen, und zwar in Form einer seitlichen Abweichung Δ (in m) des Schornsteinkopfes aus der Lotrechten von

$$\Delta = \frac{h}{500} \sqrt{1 + \frac{50}{h}} \tag{5.4}$$

Dabei ist

h die Gesamthöhe des Schornsteins in m.

(2) Örtliche Imperfektionen des Tragrohres sind bereits in den Festigkeitsformeln für den Beulsicherheitsnachweis nach EN 1993-1-6 berücksichtigt und brauchen beim Nachweis des Gesamtsystems nicht angesetzt zu werden.

ANMERKUNG Siehe auch die maßgebenden geometrischen Toleranzen im Anhang E.

(3) Bauteilimperfektionen anderer Schornsteinbauteile unter zentrischem Druck sind in der Regel in Übereinstimmung mit EN 1993-1-1, 5.3 zu berücksichtigen.

5.2.3 Nachweis des Gesamtsystems

(1) Wenn das Tragrohr als Balken berechnet wird, siehe 5.2.1, kann nach Theorie I. Ordnung gerechnet werden, wenn:

$$\frac{N_{\rm b}}{N_{\rm crit}} \le 0,10 \tag{5.5}$$

Dabei ist

 N_{b} der Bemessungswert der gesamten Vertikallast am Fußpunkt des Tragrohres;

 N_{crit} die elastische kritische Last am Fußpunkt des Tragrohres für Stabilitätsversagen (Knicken) (siehe EN 1993-1-6).

(2) Wenn das Tragrohr als Balken berechnet wird, siehe 5.2.1, und für das Gesamtsystem nach Theorie II. Ordnung gerechnet werden muss, können die Biegemomente nach Theorie II. Ordnung, $M_{\rm b}'$, aus denen nach der Theorie I. Ordnung, $M_{\rm b}$, abgeleitet werden gemäß:

$$M_{b}' = M_{b} \left(1 + \frac{\eta^{2}}{8} \right) \tag{5.6}$$

$$\eta = h\sqrt{\left(\frac{N_{\rm b}}{EI}\right)} \tag{5.7}$$

Dabei ist

h die Gesamthöhe des Tragrohres;

EI die Biegesteifigkeit am Fußpunkt des Tragrohres.

(3) Diese vereinfachte Vorgehensweise darf nur angewendet werden, wenn:

$$\eta \le 0.8 \tag{5.8a}$$

und

$$\frac{N_{\text{top}}}{N_{\text{b}}} \le 0,10 \tag{5.8b}$$

Dabei ist

 N_{top} der Bemessungswert der gesamten Vertikallast am Kopf des Tragrohres.

16

6 Grenzzustände der Tragfähigkeit

6.1 Allgemeines

(1)P Der Teilsicherheitsbeiwert γ_M ist wie folgt anzusetzen:

- Beanspruchbarkeit von tragenden Teilen oder Bauteilen mit Bezug auf die Streckgrenze f_y , wenn kein globales oder örtliches Stabilitätsversagen eintreten kann: γ_{M0} ;
- Beanspruchbarkeit von tragenden Teilen oder Bauteilen mit Bezug auf die Streckgrenze f_y , wenn globales oder örtliches Stabilitätsversagen eintreten kann: γ_{M1} ;
- Beanspruchbarkeit von tragenden Teilen oder Bauteilen mit Bezug auf die Zugfestigkeit f_u : γ_{M2} ;
- Beanspruchbarkeit von Verbindungen und Anschlüssen, siehe EN 1993-1-8.

ANMERKUNG Diese Werte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Folgende Werte werden empfohlen:

 $\gamma_{M0} = 1,00$

 $\gamma_{\rm M1} = 1,10$

 $\gamma_{M2} = 1.25$

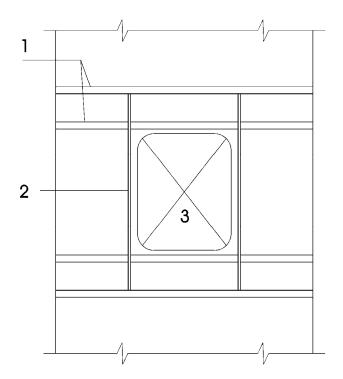
(2)P Bei Schornsteinen müssen folgende Grenzzustände nachgewiesen werden:

- statisches Gleichgewicht;
- Festigkeit der Tragelemente;
- Gesamtstabilität;
- örtliches Stabilitätsversagen ihrer tragenden Bauteile;
- Ermüdung ihrer tragenden Bauteile (einschließlich Ermüdung bei niedriger Lastspielzahl, wenn erforderlich);
- Versagen von Verbindungen.

6.2 Tragrohre

6.2.1 Festigkeitsnachweis

- (1) Die Festigkeit des Tragrohres und des Innenrohres ist in der Regel gegen den Grenzzustand des plastischen Versagens oder des Bruches bei Zug nachzuweisen.
- (2) Wenn das Tragrohr oder das Innenrohr für äußere Einwirkungen als Balken bemessen wird, siehe 5.2.1, geschieht dies in der Regel in Übereinstimmung mit EN 1993-1-1 oder EN 1993-1-3, wobei die Querschnitts-Klasse des Rohrabschnittes zu beachten ist.
- (3) In allen anderen Fällen sollte das Tragrohr oder das Innenrohr in Übereinstimmung mit den in EN 1993-1-6 angegebenen Methoden geprüft werden.
- (4) Eine Schwächung von Querschnittsteilen durch Ausschnitte und Öffnungen (z. B. Mannlöcher, Abgaseintrittsöffnung usw.) wird in der Regel durch eine entsprechend bemessene Verstärkung kompensiert, wobei die örtliche Schalenstabilität und Ermüdungswirkungen zu berücksichtigen sind, was dazu führen kann, dass Steifen im Bereich der Öffnungsränder erforderlich sind, siehe Bild 6.1.



Legende

- 1 mögliche Ringsteifen
- 2 Längssteifen
- 3 Öffnung

Bild 6.1 — Aussteifungen um Ausschnitte und Öffnungen

- (5) Wenn Längssteifen angeordnet werden, ist in der Regel sicherzustellen, dass Biegespannungen des Tragrohrs in Umfangsrichtung, die sich ober- und unterhalb in der Nähe der Öffnung einstellen, berücksichtigt werden, wenn die Lastverteilung der in Meridianrichtung (längs) verlaufenden Spannungen berücksichtigt wird.
- (6) Längssteifen sind in der Regel ausreichend lang zu wählen, damit sie in der Lage sind, die Kräfte in den ungeschwächten Bereich des Tragrohres einzuleiten.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Grenzbedingungen für die Öffnungen definieren. Die folgenden Grenzen werden empfohlen. Die örtliche Spannungsverteilung kann im Allgemeinen als ausreichend erachtet werden, wenn die Vorbindelänge der Steifen oberhalb und unterhalb der Öffnung mindestens das 0,8-fache des Abstands zwischen den Steifen oder das 0,8-fache der Höhe der Öffnung beträgt, je nachdem, welcher Wert größer ist, und der Öffnungswinkel maximal 120° beträgt.

- (7) Zusätzliche Ringsteifen im Bereich des Öffnungsrandes und am Ende der Längssteifen dürfen zur Aufnahme der Biegespannungen in Umfangsrichtung eingesetzt werden.
- (8) Ringsteifen sind in der Regel nach EN 1993-1-6, Anhang C nachzuweisen.

6.2.2 Stabilitätsnachweise

(1) Die Stabilität des Tragrohrs ist in der Regel sicherzustellen, indem lokales Schalenbeulen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EN 1993-1-6, Abschnitt 8 nachgewiesen wird.

- (2) Wenn das Tragrohr im Hinblick auf äußere Einwirkungen insgesamt als Balken berechnet wird, siehe 5.2.1, ist in der Regel das Konzept des spannungsbasierten Nachweises nach EN 1993-1-6 anzuwenden.
- (3) Wenn die Balkentheorie II. Ordnung anzuwenden ist, siehe 5.2.3, ist der Beulsicherheitsnachweis in der Regel mit den Membrandruckspannungen in Meridianrichtung, welche die Effekte aus Theorie II. Ordnung beinhalten, zu führen.

6.3 Sicherheitsbewertung anderer Schornsteinbauteile

- (1) Die Festigkeit und Stabilität von stabförmigen Schornsteinbauteilen sind in der Regel als Teil des Tragrohres nachzuweisen, siehe 6.2.
- (2) Die Festigkeit und Stabilität von Innenrohren von doppelwandigen oder mehrzügigen Schornsteinen sind in der Regel analog zum Tragrohr nachzuweisen, siehe 6.2.
- (3) Gegebenenfalls kann der Schalenbeulnachweis eines Innenrohres wie ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis gehandhabt werden, siehe Abschnitt 7.
- (4) Wenn das Tragsystem eines Schornsteins mit anderen Bauteilen verbunden ist, sind die Festigkeit und Stabilität dieser Teile und deren Verbindungen in der Regel nach 6.2 und 6.4 nachzuweisen.

6.4 Anschlüsse und Verbindungen

6.4.1 Grundlagen

(1) Zu Anschlüssen und Verbindungen siehe EN 1993-1-8.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte für Anschlüsse und Verbindungen in Schornsteinen dürfen im Nationalen Anhang angegeben werden. Die numerischen Werte in EN 1993-1-8, Tabelle 2.1 werden empfohlen.

6.4.2 Geschraubte Flanschverbindungen

(1) Die Spannung in den Schrauben und im Flansch ist in der Regel unter Berücksichtigung der Außermittigkeit der Lasten aus dem Tragrohr zu ermitteln.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf zusätzliche Informationen zur Berechnung und Konstruktion von geschraubten Flanschverbindungen geben.

- (2) Flansche sind in der Regel ohne Unterbrechungen mit dem Tragrohr zu verschweißen. In der Regel dürfen unterbrochene Schweißnähte nicht ausgeführt werden.
- (3) Es sollten vorgespannte hochfeste Schrauben verwendet werden.
- (4) Der maximal zulässige Abstand zwischen den Schraubenlöchern (Lochmitte) beträgt in der Regel 10 d. Bei Fragen der Dichtheit sollte EN 13084-6 zu Rate gezogen werden, da der Schraubenabstand eventuell weiter reduziert werden müsste (möglicherweise bis 5 d), wobei d der Schraubendurchmesser ist.
- (5) Der kleinste Schraubendurchmesser ist in der Regel d = 12 mm.
- (6) Da die Schrauben über die gesamte Lebensdauer des Schornsteines in der Regel überprüfbar sein sollten, sind innen liegende Flansche möglichst zu vermeiden.
- (7) Flansche werden in der Regel zu einem Ring gebogen, der möglichst genau zur Form des Tragrohrs passt. Spalte zwischen Flansch und Tragrohr sind in der Regel so auszubilden, dass die Schweißanforderungen eingehalten werden können.

- (8) Die Möglichkeit der Spannungskonzentrationen im Tragrohr in der Nähe der Schrauben, die Biegung im Flansch und im Tragrohr und zusätzliche Spannungen infolge möglicher Deformationen sind in der Regel zu berücksichtigen.
- (9) Temperatur und Temperaturwechsel sind in der Regel bei der Bemessung und Konstruktion von Flanschverbindungen besonders zu beachten.

6.4.3 Anschluss eines Schornsteins an ein Fundament oder ein tragendes Bauwerk

- (1) Der Anschluss des Tragrohres an das Stahlbetonfundament oder die Stützkonstruktion hat in der Regel das Einspannmoment, die Normalkraft und die Querkraft am Fuß des Tragrohres sicher aufzunehmen und in das Fundament einzuleiten.
- (2) Wenn der Anschluss mit Hilfe einer Fußplatte und Ankerschrauben ausgeführt wird, sind die Ankerkräfte in der Regel unter Beachtung der Außermittigkeit der Lasten aus dem Tragrohr zu berechnen.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf weitere Informationen zur Berechnung und Konstruktion von Verbindungen zum Fundament geben.

ANMERKUNG 2 Zum Ermüdungsnachweis siehe Abschnitt 9.

ANMERKUNG 3 Möglicherweise erfüllen beispielsweise auch nicht vorgespannte Schrauben die Anforderungen an die Ermüdung, wenn die Schwingungen mit Hilfe aerodynamischer oder dämpfender Maßnahmen reduziert werden.

(3) Wenn der Anschluss vom Tragrohr an das Fundament in anderer Weise erfolgt, zum Beispiel indem das Tragrohr verlängert und in das Fundament direkt einbetoniert wird, ist in der Regel nachzuweisen, dass das statische Modell zutreffend ist, und die dafür erforderliche konstruktive Ausbildung sollte berücksichtigt werden.

6.5 Schweißverbindungen

(1) Zu Schweißverbindungen an Stahlschornsteinen siehe EN 1993-1-8, EN 1993-1-9 und EN 13084-1.

7 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

7.1 Grundlagen

- (1) Die folgenden Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit von Stahlschornsteinen sind in der Regel zu berücksichtigen:
- Verformungen oder Auslenkungen in Windrichtung oder quer zur Windrichtung, die sich nachteilig auf den Eindruck vom Bauwerk oder dessen Nutzung auswirken;
- Vibrationen, Schwingungen oder Schiefstellungen, die umstehende Personen beunruhigen k\u00f6nnen;
- Verformungen, Auslenkungen, Vibrationen, Schwingungen oder Schiefstellungen, die Schäden an nicht tragenden Teilen hervorrufen.
- (2) Wenn in den jeweiligen Abschnitten vereinfachte konstruktive Regeln für die Gebrauchstauglichkeit angegeben sind, brauchen keine detaillierten Berechnungen mit kombinierten Einwirkungen durchgeführt zu werden.

ANMERKUNG Für alle Gebrauchstauglichkeitsnachweise werden die Teilsicherheitsbeiwerte üblicherweise mit 1,0 angenommen.

7.2 Auslenkungen

(1) Der Wert der Auslenkung (δ_{max}) an der Mündung eines selbsttragenden Schornsteins infolge der charakteristischen Belastung in Windrichtung, nach EN 1991-1-4, ist in der Regel zu begrenzen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Grenzwerte angeben. Der folgende Wert wird empfohlen.

$$S_{\text{max}} = h/50 \tag{7.1}$$

Dabei ist h die Gesamthöhe des Schornsteins.

(2) Die Werte für die Schwingwegamplituden an der Mündung eines selbsttragenden Schornsteins infolge von Wirbelablösung sind in der Regel zu begrenzen.

ANMERKUNG 1 Zur Bestimmung der maximalen Werte siehe EN 1991-1-4, Anhang E.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf Grenzwerte für Schwingwegamplituden angeben. Wenn die Sicherheitsklassen nach Anhang A dieses Teils genutzt werden, wird empfohlen, die Grenzwerte nach Tabelle 7.1 zu verwenden.

 Sicherheitsklasse
 Vorgeschlagene Grenzwerte der Querschwingungsamplitude

 3
 0,05
 mal Außendurchmesser

 2
 0,10
 mal Außendurchmesser

 1
 0,15
 mal Außendurchmesser

Tabelle 7.1 — Maximale Amplitude der Querschwingung

8 Versuchsgestützte Bemessung

- (1) Die in EN 1990 angegebenen Regeln für die versuchsgestützte Bemessung und Konstruktion sind in der Regel anzuwenden.
- (2) Werte für das logarithmische Dämpfungsdekrement, die von EN 1991-1-4 abweichen, sind in der Regel durch einen Versuch nachzuweisen. Zur Anleitung siehe Anhang D.

9 Ermüdung

9.1 Allgemeines

(1) In der Regel sind die Ermüdungswirkungen von Spannungsschwingbreiten infolge von Kräften in Windrichtung und quer zur Windrichtung zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Da die Ermüdungsbeanspruchung infolge von wirbelerregten Querschwingungen üblicherweise maßgeblich für die Bemessung ist, braucht eine Ermüdungsuntersuchung aus Belastungen in Windrichtung üblicherweise nicht durchgeführt zu werden.

- (2) Zu Ermüdungsuntersuchungen siehe EN 1993-1-9.
- (3) Wenn die Methode mit geometrischen Spannungen angewandt wird, wie z. B. an Öffnungen oder an besonderen Verbindungsausführungen, dürfen Spannungskonzentrationsbeiwerte nach EN 1993-1-6 verwendet werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf nähere Informationen zu Verfahren für die Spannungsberechnung geben.

(4) Für Schornsteine aus hitzebeständigen Stahllegierungen, die bei Temperaturen > 400 °C eingesetzt werden, ist in der Regel eine temperaturbedingte Schädigung des Werkstoffs zusätzlich zur Ermüdungsschädigung zu berücksichtigen,

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Informationen geben.

(5) Ermüdung durch Korrosion wird in diesem Teil nicht behandelt.

9.2 Ermüdungsbeanspruchung

9.2.1 Schwingungen in Windrichtung

(1) Bei der Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchungen in Windrichtung sind in der Regel böenerregte Schwingungen zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Ein Verfahren für die Bestimmung von Ermüdungsbeanspruchungen infolge von böenerregten Schwingungen in Windrichtung ist in EN 1993-3-1, 9.2.1 zu finden.

9.2.2 Querschwingungen

(1) Die Ermüdungsbeanspruchung infolge wirbelerregter Querschwingungen darf mit Hilfe der maximalen Spannungsschwingbreiten ermittelt werden.

ANMERKUNG Zur Ermittlung der Spannungsschwingbreiten und der Lastspielzahl siehe 2.4 und EN 1991-1-4, E.1.5.2.6.

- (2) Bei Schornsteinen, die niedriger als 3 m sind, braucht kein Ermüdungsnachweis geführt zu werden.
- (3) Wenn die kritische Windgeschwindigkeit für Wirbelerregung des Schornsteins größer als 20 m/s ist, brauchen die Korrelationslängen, die sich unterhalb von 16 m Höhe über dem Boden befinden, nicht berücksichtigt zu werden, siehe EN 1991-1-4.
- (4) In der Regel sind höhere Eigenschwingformen zu berücksichtigen, wenn die kritische Windgeschwindigkeit für diese Eigenschwingformen geringer als die Grenzgeschwindigkeit ist, siehe EN 1991-1-4.

9.3 Ermüdungsfestigkeit im Bereich hoher Lastspielzahlen

(1) Die Tabellen der Ermüdungsfestigkeit für die konstruktiven Details von geschweißten Schalenbauteilen von Schornsteinen in EN 1993-1-9 sind zu beachten.

ANMERKUNG Hilfen zur Anwendung von EN 1993-1-9 und zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit durch die Qualität der Schweißung sind in Anhang C angegeben.

(2) Wenn anstelle eines Korrosionsschutzes ein Korrosionszuschlag zur Blechdicke vorgesehen wird, sollte das Detail um eine Kerbfallklasse tiefer eingestuft werden als in den Tabellen der Kerbfallklassen angegeben, siehe EN 1993-1-9, Bild 7.1.

9.4 Sicherheitsnachweis

(1) Der Ermüdungsnachweis ist in der Regel nach EN 1993-1-9, 8(2) zu führen.

$$\Delta \sigma_{E,2} = \lambda \Delta \sigma_{E} \tag{9.1}$$

Dabei ist

 λ der Faktor für die Umrechnung von $\Delta \sigma_E$ in N_C = 2 × 10⁶ Lastspiele;

 $\Delta \sigma_{\rm E}$ die Spannungsschwingbreite, die mit der Lastspielzahl N auftritt (siehe 9.2), gegebenenfalls auch unter Berücksichtigung des Spannungskonzentrationsfaktors.

(2) Der Umrechnungsfaktor λ kann ermittelt werden aus

$$\lambda = \left(\frac{N}{2 \times 10^6}\right)^{\frac{1}{m}} \tag{9.2}$$

Dabei ist

m die Steigung der Wöhlerlinie.

9.5 Teilsicherheitsbeiwerte

(1) Teilsicherheitsbeiwerte für die Ermüdung sind in der Regel so anzunehmen wie in EN 1993-1-9, Abschnitte 3(6) und (7) und 6.2(1) festgelegt.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Zahlenwerte für $\gamma_{\rm Ff}$ und $\gamma_{\rm Mf}$ angeben. Für $\gamma_{\rm Ff}$ wird der Wert $\gamma_{\rm Ff}$ = 1,00 empfohlen. Für $\gamma_{\rm Mf}$ siehe EN 1993-1-9, Tabelle 3.1.

Anhang A (normativ)

Zuverlässigkeitsdifferenzierung und Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

A.1 Zuverlässigkeitsdifferenzierung für Stahlschornsteine

(1) Für Schornsteine ist eine Zuverlässigkeitsdifferenzierung nach Sicherheitsklassen vorzunehmen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf relevante Sicherheitsklassen abhängig von der Schadensfolge angeben. Es wird empfohlen, die Klassen in Tabelle 1 zu verwenden.

Tabelle A.1 — Zuverlässigkeitsdifferenzierung für Schornsteine

Sicherheitsklasse	
3	Schornsteine, die an wichtigen Orten stehen, wie zum Beispiel in Kernkraftwerken oder in dicht besiedelten Stadtgebieten. Größere Schornsteine in Industrieanlagen, in denen Menschen arbeiten, wo die wirtschaftlichen und sozialen Folgen eines Einsturzes sehr groß wären.
2	Alle gewöhnlichen Schornsteine in Industrieanlagen oder an anderen Standorten, die sich nicht der Klasse 1 oder Klasse 3 zuordnen lassen.
1	Schornsteine, die auf freiem Gelände stehen und deren Versagen keine weitergehenden Schäden verursachen würde. Schornsteine, die kleiner als 16 m sind und die in unbewohntem Gelände stehen.

A.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte können von der Sicherheitsklasse des Schornsteins abhängig sein.

ANMERKUNG 1 Bei der Wahl der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen γ_G und für veränderliche Einwirkungen γ_G darf berücksichtigt werden, dass Windeinwirkungen für die Bemessung vorherrschend sind.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf Angaben zu γ_G und γ_Q enthalten. Bei Anwendung der Tabelle A.1 werden die Zahlenwerte in Tabelle A.2 empfohlen.

Tabelle A.2 — Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und für veränderliche Einwirkungen

Art der Einwirkung	Sicherheitsklasse, siehe Anmerkung zu 2.1.2	Ständige Einwirkungen	Veränderliche Einwirkungen
	3	1,2	1,6
Ungünstig	2	1,1	1,4
	1	1,0	1,2
Günstig	alle Klassen	1,0	0,0
Störfälle		1,0	1,0

ANMERKUNG 3 Der Nationale Anhang darf auch Informationen für die Verwendung von dynamischen Antwortberechnungen für Windeinwirkungen geben, siehe auch EN 1993-3-1, Anhang B.

Anhang B (informativ)

Aerodynamische und dämpfende Maßnahmen

B.1 Allgemeines

- (1) In Übereinstimmung mit üblichen Methoden der Aerodynamik und der Baudynamik können Schwingungen mit Hilfe der folgenden einzelnen oder kombinierten Maßnahmen wirksam reduziert werden:
- aerodynamische Maßnahmen wie z. B. schraubenförmige Wendeln, Spoiler oder perforierte Blechmäntel;
- Schwingungsdämpfer;
- Seilverspannung mit dämpfenden Eigenschaften;
- direkte D\u00e4mpfung (gegen einen Fixpunkt).

B.2 Aerodynamische Maßnahmen

- (1) Aerodynamische Maßnahmen, wie Wendeln, perforierte Bleche oder Streifen, welche die regelmäßige Wirbelablösung stören, dürfen eingesetzt werden, um die Erregerkraft zu reduzieren. Stahlschornsteine mit schraubenförmigen Wendeln dürfen nach den im Folgenden genannten Kriterien ausgelegt werden, wenn die Scrutonzahl größer als 8 ist (siehe EN 1991-1-4, Anhang E). Für andere aerodynamische Maßnahmen sollten unabhängige Untersuchungen, wie zum Beispiel Windkanalversuche, hinsichtlich ihrer Wirksamkeit durchgeführt werden.
- (2) Wenn schraubenförmige Wendeln im oberen Bereich des Schornsteins angeordnet werden, darf der Grundwert des aerodynamischen Erregerkraftbeiwertes $c_{\rm lat}$, der dann über die gesamte Höhe des Schornsteins anzusetzen ist, mit folgendem Abminderungsfaktor α multipliziert werden.

$$\alpha = \left(1 - \frac{l_{\rm S}}{h}\right)^3 \tag{B.1}$$

Dabei ist

- ls die Länge des Bereichs des Rohrs, der mit Wendeln versehen ist;
- h die Gesamthöhe des Schornsteins.
- (3) Gleichung (B.1) sollte in der Regel nur angewendet werden, wenn die folgenden Bedingungen für die Geometrie derartiger schraubenförmiger Wendeln erfüllt sind:
- dreigängige Wendeln;

— Ganghöhe der Wendel
$$h_S$$
 = 4,5 b bis 5,0 b ; (B.2a)

- Wendeltiefe t = 0.10 b bis 0.12 b; (B.2b)
- die Wendeln erstrecken sich über eine Länge $l_{\rm S}$ von mindestens 0,3 h; üblicherweise 0,3 h bis 0,5 h. Darüber hinaus ist es zulässig, am Schornsteinkopf einen Bereich mit einer Länge von maximal 1,0 b nicht mit Wendeln auszurüsten, der der Länge $l_{\rm S}$ in Gleichung (B.1) zugerechnet werden darf.

Der Durchmesser des Schornsteins ist b.

ANMERKUNG Vorstehend wird angenommen, dass das Berechnungsverfahren 1 von EN 1991-1-4, Anhang E angewandt wird. Bei der Berechnung der Querschwingungsamplitude ist der Wirklängenfaktor $K_{\rm w}$ mit 1,0 anzusetzen (siehe EN 1991-1-4, E.1.5.2.1).

- (4) Bei zwei oder mehr gleichartigen Schornsteinen, die dicht beieinander stehen, können die Wendeln weniger wirksam sein als sich nach Formel (B.1) ergibt. Wenn der Mittenabstand zwischen den Schornsteinen weniger als 5 d beträgt, sollten entweder besondere Untersuchungen im Hinblick auf die Wirksamkeit der Wendeln gegen wirbelerregte Querschwingungen durchgeführt werden, oder es sollte angenommen werden, dass die Wendeln ihren Zweck nicht erfüllen.
- (5) Das Anbringen von Wendeln oder Störstreifen erhöht den Windwiderstandsbeiwert des Schornsteinabschnitts, an dem sie angebracht sind. Für Wendeln, deren Höhe bis zu 0,2 × Schornsteindurchmesser beträgt, sollte der Winddruckbeiwert bezogen auf den äußeren Durchmesser (die Wendelhöhe einbezogen) mit 1,2 angesetzt werden.

B.3 Dynamische Schwingungsdämpfer

- (1) Ein dynamischer Schwingungsdämpfer kann zur Reduzierung von Schwingungen eingesetzt werden, z. B. mit einer elastisch gelagerten schwingfähigen Zusatzmasse. Der Dämpfer sollte unter Berücksichtigung der Masse, Eigenfrequenz, Dämpfung und anderer wichtiger Parameter so bemessen und konstruiert werden, dass die Bauwerksdämpfung angehoben wird.
- (2) Die erforderliche Größe der effektiven Dämpfung ist im Allgemeinen aus der Berechnung der Querschwingungen und deren Ermüdungswirkungen zu ermitteln.
- (3) Eine Prüfung der Funktionsfähigkeit, der Frequenzabstimmung und der Dämpfung des Systems sollte vorgenommen werden. Es sollte ein Bescheinigung angefertigt werden, aus der hervorgeht, dass die erzielte Dämpfung mit den vorgelegten Berechnungen übereinstimmt.
- (4) Wenn Schwingungsdämpfer eingebaut werden, sollte vom Hersteller angegeben werden, in welchen Intervallen die Inspektion und/oder die Wartung des Dämpfers zu erfolgen haben.

B.4 Seile mit dämpfenden Vorrichtungen

- (1) Seile mit dämpfenden Einrichtungen können eingesetzt werden, um zusätzliche Dämpfung zu erzielen.
- (2) Die Wirksamkeit derartiger Dissipationsmaßnahmen sollte durch geeignete Versuche am fertig gestellten Schornstein nachgewiesen werden.
- (3) Wenn die Seilenden unverschieblich verankert sind, sollte ein statischer Nachweis für das Bauwerk einschließlich der Seile unter Berücksichtigung der maximalen Windlast erbracht werden.

B.5 Direkte Dämpfung

(1) Wenn ein Festpunkt in der Nähe des Schornsteins in ausreichender Höhe zur Verfügung steht, kann eine direkte Dämpfung vorgenommen werden, indem ein Dämpfungselement zwischen dem Schornstein und dem Festpunkt eingebaut wird.

ANMERKUNG Für gekoppelte gleichartige Schornsteine mit identischer Eigenfrequenz kann keine Dämpfungserhöhung aufgrund der Kopplung angesetzt werden.

Anhang C (informativ)

Ermüdungsfestigkeit und Qualitätsanforderungen

C.1 Allgemeines

- (1) Bei der Wahl der passenden Detailkategorie aus EN 1993-1-9, Tabellen 8.1 bis 8.5 können Schalendetails, wie in Tabelle C.1 dargestellt, als flach angenommen werden.
- (2) Das unterste Qualitätsniveau ermüdungsbelasteter Schweißnähte am Tragrohr ist die Qualitätsstufe C nach EN ISO 5817.

C.2 Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit bei speziellen Qualitätsanforderungen

(1) Werden erhöhte Qualitätsanforderungen gestellt und führen diese Qualitätsanforderungen zu einer Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit, so kann ein um eine Stufe höherer Kerbfall benutzt werden als in EN 1993-1-9 angegeben, wenn dies durch geeignete Prüfungen bestätigt wird.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Hinweise zu den in Frage kommenden Kerbfällen und den zugehörigen Qualitätsanforderungen enthalten. Für nachstehende Kerbfälle kann eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit angenommen werden, wenn die Qualitätsstufe B angewendet wird:

- Querstoß in Rohrschüssen mit Stumpfnaht, von beiden Seiten geschweißt;
- Längsstoß in Rohrschüssen, durchlaufend mit Schweißautomaten geschweißt;
- Längssteg, an Rohrschuss durchlaufend angeschweißt, mit oder ohne kontinuierlichem Schubfluss;
- Kreuzstöße mit teilweise durchgeschweißten Nähten.

Tabelle C.1 — Ermüdungsfestigkeit von typischen Details

Verweis	Konstruktive Details	Beschreibung
EN 1993-1-9 Tabelle 8.3 Details 4 und 7	<1:4	Querstoß in Rohrschüssen Stumpfnaht, von beiden Seiten geschweißt
EN 1993-1-9 Tabelle 8.3 Detail 14	<1:4	Querstoß in Rohrschüssen Stumpfnaht, einseitig geschweißt

Tabelle C.1 (fortgesetzt)

Verweis	Konstruktive Details	Beschreibung
EN 1993-1-9 Tabelle 8.3 Detail 16 (< 1:4)		Querstoß in Rohrschüssen Stumpfnaht, geschweißt auf verbleibender Wurzelunterlage
Detail Kategorie 50		Querstoß in Rohrschüssen Stumpfnaht, einseitig geschweißt
EN 1993-1-9 Tabelle 8.2 Detail 10	*	Längsstoß in Rohrschüssen, durchlaufend mit Schweißautomaten geschweißt
EN 1993-1-9 Tabelle 8.2 Details 1, 2, 3, 5 und 7		Längssteg, an Rohrschuss durchlaufend angeschweißt
EN 1993-1-9 Tabelle 8.5 Detail 8		Längssteg, an Rohrschuss durchlaufend angeschweißt, unter Schubbeanspruchung (Quersteg analog)
EN 1993-1-9 Tabelle 8.4 Details 6 und 7		Quersteg, an Rohrschuss durchlaufend angeschweißt
EN 1993-1-9 Tabelle 8.4 Details 6 und 7		kurzer Quersteg, an Rohrschuss umlaufend angeschweißt (auch für durchlaufenden Quersteg mit unterbrochener Naht)

 Tabelle C.1 (fortgesetzt)

Verweis	Konstruktive Details	Beschreibung
EN 1993-1-9 Tabelle 8.5 Details 1, 2 und 3	e < 0,15 t	Kreuzstöße mit teilweise durchgeschweißten Nähten
EN 1993-1-9 Tabelle 8.4 Detail 9		Angeschweißter Rundstahl oder Kopfbolzendübel
EN 1993-1-9 Tabelle 8.4 Detail 2		Längssteg, an Rohrschuss angeschweißt
EN 1993-1-9 Tabelle 8.4 Detail 1		Kurzer Längssteg, an Rohrschuss angeschweißt
EN 1993-1-9 Tabelle 8.2 Detail 8		Durchlaufender Längssteg mit unterbrochener Naht
EN 1993-1-9 Tabelle 8.5 Details 6 und 7		Pflasterblech (mit oder ohne weitere Anschlussstücke), an Rohrschuss angeschweißt

 Tabelle C.1 (fortgesetzt)

Verweis	Konstruktive Details	Beschreibung
EN 1993-1-9 Tabelle 8.5 Details 1, 2 und 3		Fußring mit Kehl- und Stumpfnaht
EN 1993-1-9 Tabelle 8.5 Detail 11		Flanschverbindung mit Stumpfnaht In der konstruktiven Ausführung der Schrauben siehe EN 1993-1-8
EN 1993-1-9 Tabelle 8.5 Detail 12		Flanschverbindung mit Kehlnähten In der konstruktiven Ausführung der Schrauben siehe EN 1993-1-8

Anhang D (informativ)

Versuchsgestützte Bemessung

D.1 Allgemeines

(1) Wenn die in EN 1991-1-4 angegebenen Werte für das logarithmische Dämpfungsdekrement als nicht zutreffend angesehen werden oder wenn nach der Installation von Dämpfungsmaßnahmen die Wirksamkeit dieser Dämpfer überprüft werden muss, sollten die folgenden Hinweise beachtet werden, um das logarithmische Dämpfungsdekrement mit Hilfe von Versuchen zu ermitteln.

D.2 Definition des logarithmischen Dämpfungsdekrements

(1) Für die Definition des logarithmischen Dämpfungsdekrements siehe EN 1991-1-4, Anhang D.

D.3 Vorgehensweise bei der Messung des logarithmischen Dämpfungsdekrements

- (1) Die Messgrößen können die Schwingbeschleunigung, die Verformung, Kräfte oder Dehnungen des Schornsteins sein.
- (2) Es dürfen unterschiedliche Methoden für die Messung angewendet werden, wie Ausschwingversuch, Autokorrelationsmethode oder Methode der Halbwertsbreite.
- (3) Es sollte sichergestellt sein, dass die Messung die gesamte Schwingenergie erfasst; daher sollte die Messung gleichzeitig in zwei orthogonalen Richtungen erfolgen.
- (4) Bei der Auswertung der Messwerte sollte die Abhängigkeit von der Schwingamplitude berücksichtigt werden.
- (5) Die Amplitude während des Versuchs sollte die gleiche Größenordnung aufweisen wie die berechnete Wirbelresonanzamplitude des Schornsteins, oder es sollte sichergestellt sein, dass die für die berechnete Amplitude angenommene Dämpfung auf der sicheren Seite liegt.
- (6) Wenn während des Versuchs Wind herrscht, sollte der Einfluss der aerodynamischen Dämpfung vom Messwert abgezogen werden. Für die Definition der aerodynamischen Dämpfung siehe EN 1991-1-4, Anhang D.

Anhang E (informativ)

Ausführung

E.1 Allgemeines

- (1) Schornsteine sind in der Regel gemäß der Ausführungsnorm EN 1090-2 herzustellen und zu montieren. Die in EN 13084-7 angegebenen besonderen Anforderungen für Schornsteine sind in der Regel zu beachten.
- (2) Die Ausführungstoleranzen in E.2 sind in der Regel bei der Bemessung und Konstruktion zu beachten.

ANMERKUNG Die Regeln für Festigkeit und Stabilität in EN 1993-3-2 basieren auf der Annahme, dass die besonderen Herstellungstoleranzen nach E.2 eingehalten werden.

- (3) In der Regel ist zwischen den Flanschen beim Zusammenbau vor dem Verschrauben nur ein Spalt von höchstens 1,5 mm zulässig.
- (4) Flansche sind in der Regel eben auszuführen mit einer Toleranz von 0,5 mm je 100 mm Breite und einer Gesamttoleranz von 1,0 mm auf den Umfang bezogen.
- (5) Bei Schornsteinen, die mit einer Fußplatte und Ankerschrauben hergestellt werden, ist in der Regel zwischen der Fußplatte und dem Fundament schwindfreier Beton zu verwenden.

E.2 Ausführungstoleranzen

(1) Die zulässige Abweichung des Tragrohres aus der Lotrechten auf jedem Höhenniveau h (in m) über dem Fuß eines selbsttragenden Schornsteins ist in der Regel:

$$\Delta = \frac{h}{1\,000}\sqrt{1 + \frac{50}{h}}\tag{E.1}$$

(2) Diese Abweichung gilt in der Regel auch für die Mittelachse von Innenrohren.

E.3 Qualität der Schweißverbindungen und Ermüdung

(1) Die Qualität von Schweißverbindungen, die nach angegebenem Kerbfall des konstruktiven Details, siehe 9.3, gefordert wird, ist in der Regel auf den Werkstattzeichnungen anzugeben.

DIN EN 1993-3-2/NA



ICS 91.010.30; 91.060.40; 91.080.10

Mit DIN EN 1993-3-2:2010-12 Ersatz für DIN V 4133:2007-07

Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-2: Türme, Maste und Schornsteine – Schornsteine

National Annex -

Nationally determined parameters -

Eurocode 3: Design of steel structures -

Part 3-2: Towers, masts and chimneys – Chimneys

Annexe Nationale -

Paramètres déterminés au plan national –

Eurocode 3: Calcul des structures en acier -

Partie 3-2: Tours, mâts et cheminées – Cheminées

Gesamtumfang 10 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1993-3-2/NA:2010-12

Vorwort

Dieses Dokument wurde vom NA 005-11-37 AA "Industrieschornsteine (Sp CEN/TC 297)"erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-3-2:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 3-2: Türme, Maste und Schornsteine — Schornsteine.

Die Europäische Norm EN 1993-3-2 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: Nationally determined parameters, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1. Darüber hinaus enthält dieser Nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1993-3-2:2010-12 (en: non-contradictory complementary information, NCI).

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1993-3-2:2010-12.

DIN EN 1993-3-2:2010-12 und dieser Nationale Anhang DIN EN 1993-3-2/NA:2010-12 ersetzen DIN V 4133:2007-07 und DIN-Fachbericht 122:2002-00.

Änderungen

Gegenüber DIN V 4133:2007-07 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

a) nationale Festlegungen zu DIN EN 1993-3-2:2010-12 aufgenommen.

Frühere Ausgaben

DIN 4133: 1973-08, 1991-11 DIN V 4133: 2007-07

NA 1 Anwendungsbereich

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für die Bemessung und Konstruktion vertikaler Stahlschornsteine mit zylindrischer oder konischer Form, die bei der Anwendung von DIN EN 1993-3-2:2010-12 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1993-3-2:2010-12.

ANMERKUNG Der Begriff "Stahlschornstein" bezieht sich auf:

- a) Schornsteinkonstruktionen;
- b) die zylindrischen Stahlbauteile von Türmen;
- c) den zylindrischen Stahlschaft abgespannter Maste.

NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1993-3-2:2010-12

NA 2.1 Allgemeines

DIN EN 1993-3-2:2010-12 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (NDP, en: Nationally determined parameters).

_	2.3.3.1(1)	—	6.4.3(2)
_	2.3.3.5(1)	—	7.2(1)
_	2.6(1)	_	7.2(2)
_	4.2(1)	_	9.1(3)
_	5.1(1)	—	9.1(4)
_	5.2.1 (3)	_	9.5(1)
_	6.1(1)P	—	A.1(1)
_	6.2.1 (6)	_	A.2(1)
_	6.4.1(1)	—	C.2(1)
_	6.4.2(1)		

Darüber hinaus enthält dieser Nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1993-3-2:2010-12. Diese sind durch ein vorangestelltes "NCI" (en: non-contradictory complementary information) gekennzeichnet.

- 1.2
- **—** 3.1
- C.1(2)
- Anhang NA.F
- Anhang NA.G.

DIN EN 1993-3-2/NA:2010-12

NA 2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1993-3-2:2010-12.

NCI Zu 1.2 Normative Verweisungen

- NA DIN EN 1991-1-3, Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten
- NA DIN EN 1993-1-8, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen
- NA DIN EN 1993-1-9, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-9: Ermüdung
- NA DIN EN 1993-3-2:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 3-2: Türme, Maste und Schornsteine Schornsteine
- NA DIN EN 13084-7:2006-06, Freistehende Schornsteine Teil 7: Produktfestlegungen für zylindrische Stahlbauteile zur Verwendung in einschaligen Stahlschornsteinen und Innenrohren aus Stahl
- NA DASt-Richtlinie 020, Bemessung schlanker, stählerner, windbelasteter Kreiszylinderschalen¹⁾
- NA IVS-Richtlinie 103, Empfehlung zur Bemessung von Schornsteinrohren mit Fuchsöffnungen²⁾

NDP Zu 2.3.3.1(1) Anmerkung 1

Es gelten die Empfehlungen.

Die vertikale Verkehrslast von 2,0 kN/m² schließt Schnee- und Eislast mit ein.

Anstelle der vorgenannten Flächenlast ist mit einer Einzellast von 3 kN an ungünstigster Stelle zu rechnen, wenn dies ungünstiger ist als die vorgenannte Flächenlast.

NDP Zu 2.3.3.5(1) Anmerkung 1

Es gilt DIN EN 1991-1-3.

NDP Zu 2.6(1) Anmerkung

Die Entwurfslebensdauer ist zu vereinbaren. Sie beträgt mindestens 10 Jahre.

NCI Zu 3.1

Mindestwanddicke

Die Wanddicke von Trag- und abgasführenden Rohren sowie anderen Konstruktionsteilen muss mindestens 1,5 mm betragen.

4

¹⁾ Zu beziehen bei: Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Sohnstr. 65, D-40237 Düsseldorf.

²⁾ Zu beziehen bei: Industrie Verband Stahlschornsteine e. V., D-90482 Nürnberg.

NDP Zu 4.2(1) Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen.

NDP Zu 5.1(1) Anmerkung

Eine Erhöhung des Dämpfungswertes infolge der Wechselwirkung zwischen Trag- und Innenrohr muss belegt werden (z.B. Messungen am fertig gestellten Bauwerk, Gutachten usw.).

NDP Zu 5.2.1(3) Anmerkung

Es gilt die Empfehlung.

Zusätzlich sind die Festlegungen der DASt-Richtlinie 020 "Bemessung schlanker, stählerner, windbelasteter Kreiszylinderschalen" anzuwenden.

NDP Zu 6.1(1) P Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen.

NDP Zu 6.2.1(6) Anmerkung

Wenn im Tragrohr Öffnungen angeordnet werden, z.B. für Abgaseinführungen, Messinstrumente oder Inspektionen, sind Festigkeit und Stabilität an dieser Stelle unter allen auftretenden Einwirkungen nachzuweisen.

Öffnungen im Tragrohr müssen gerundete Ecken mit Radien nach Tabelle NA.1 aufweisen.

Tabelle NA.1 — Minimale Eckradien an Öffnungen

max. S_d/R_d	> 0,75	> 0,50	> 0,35	> 0,10	≤ 0,10
Minimaler Radius R der Ecken;	10 <i>t</i>	8 <i>t</i>	5 <i>t</i>	2 t	
der größere Wert ist anzu- wenden	10 mm				5 mm
t Wanddicke des Rohres					

Zusätzliche Informationen können der IVS-Richtlinie 103 entnommen werden.

NDP Zu 6.4.1(1) Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 6.4.2(1) Anmerkung

Es werden keine weiteren Informationen angegeben.

DIN EN 1993-3-2/NA:2010-12

NDP zu 6.4.3(2) Anmerkung 1

Ankermuttern sind gegen Lockern zu sichern.

Anker und Muttern sind gegen Korrosion zu schützen.

Die Austrittspunkte einbetonierter Stahlteile sollen mindestens 30 cm über Gelände liegen, andernfalls sind besondere Korrosionsschutzmaßnahmen zu treffen.

Die Oberseite eines Betonfundamentes ist zur Entwässerung mit einem Gefälle von mindestens 5 % zu versehen und glatt abzureiben.

Die Fußplatte oder der Fußring eines Schornsteins auf einem Betonfundament ist unmittelbar nach der Errichtung des Schornsteins mit geeignetem Vergussmörtel zu untergießen. Verarbeitung und Einbau des Vergussmörtels müssen nach Vorgaben des Mörtelherstellers erfolgen.

NDP Zu 7.2(1) Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen.

NDP Zu 7.2(2) Anmerkung 2

Es gilt die Empfehlung.

NDP Zu 9.1(3) Anmerkung

Es werden keine weiteren Informationen gegeben.

NDP Zu 9.1(4) Anmerkung

Es gelten die Tabellen 1 bis 3 von DIN EN 13084-7:2006-06.

NDP Zu 9.5(1) Anmerkung

Es gelten folgende Teilsicherheitsbeiwerte:

$$\gamma_{Ff} = 1,00; \ \ \gamma_{Mf} = 1,00$$

NDP Zu A.1(1) Anmerkung

Sicherheitsklasse 3 ist in den nach DIN EN 1993-3-2:2010-12, Tabelle A.1 vorgesehenen Fällen anzuwenden. In den übrigen Fällen ist in der Regel die Sicherheitsklasse 2 anzuwenden. Abweichungen sind mit der zuständigen Genehmigungsbehörde abzustimmen.

NDP Zu A.2(1) Anmerkung 2

Anstelle der Tabelle A.2 ist folgende Tabelle anzuwenden:

Tabelle NA.A.2 — Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und für veränderliche Einwirkungen

Art der Einwirkung	Sicherheitsklasse, siehe Anmerkung zu 2.1.2	Ständige Einwirkungen	veränderliche Einwirkungen ($Q_{\rm S}$)
	3	1,5	1,9
ungünstig	2	1,3	1,5
	1	1,1	1,3
günstig	alle Klassen	0,9	0,0
Störfälle		1,0	1,0

NDP Zu A.2(1) Anmerkung 3

Es werden keine weiteren Informationen angegeben.

NCI Zu C.1(2)

Der Ausdruck Tragrohr ist durch den Ausdruck Tragkonstruktion zu ersetzen. Die Qualitätsstufe C nach DIN EN ISO 5817:2006-10 ist durch die Qualitätsstufe B zu ersetzen, siehe auch DIN EN 1090-2.

NDP Zu C.2(1) Anmerkung

Die Konstruktion gilt als vorwiegend ruhend beansprucht und auf einen Ermüdungsnachweis darf verzichtet werden, wenn in Anlehnung an DIN EN 1993-1-9 eine der nachfolgenden Bedingungen erfüllt ist.

$$\varDelta \sigma \leq \frac{26\,\text{N/mm}^2}{\gamma_{Mf}}$$

$$N \le 5 \times 10^6 \times \left[\frac{\left(26 \,\text{N/mm}^2\right) / \gamma_{\text{Mf}}}{\Delta \sigma} \right]^3$$

Dabei ist

 $\Delta\sigma = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}} \qquad \text{die Spannungsschwingbreite in N/mm}^2 \text{ unter den Bemessungswerten der veränder-}$

lichen, nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen für den Grenzzustand der Tragfähig-

ceit;

N die Anzahl der Spannungsschwingspiele;

 $\gamma_{
m Mf}$ der Teilsicherheitsbeiwert nach NDP zu 9.5(1) dieses Nationalen Anhanges.

Bei mehreren veränderlichen, nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen darf $\Delta \sigma$ für die einzelnen Einwirkungen getrennt betrachtet werden.

ANMERKUNG Die Bedingungen orientieren sich am Ermüdungsnachweis für den ungünstigsten Kerbfall 36 und ein volles Kollektiv.

NCI

Anhang NA.F (normativ)

Zustandsüberwachung

NA.F.1 Allgemeines

Der bauliche Zustand der Schornsteine muss regelmäßig durch eine befähigte Person überwacht werden.

Über die Zustandsüberwachung ist ein Protokoll anzufertigen.

NA.F.2 Abgasberührte Bauteile

Die erste Zustandsüberwachung ist spätestens 12 Monate nach der Inbetriebnahme durchzuführen. In diesem Zeitraum sind die Betriebsdaten zur Ermittlung des Grades der chemischen Beanspruchung zu kontrollieren.

Die Zustandsüberwachung erstreckt sich auf äußerlich erkennbare Veränderungen an den abgasberührten Bauteilen.

Die zeitlichen Abstände der weiteren Zustandsüberwachung sind in Abhängigkeit vom festgestellten Grad der chemischen Beanspruchung nach Tabelle NA.F.1 festzulegen.

Tabelle NA.F.1 — Zeitliche Abstände der Zustandsüberwachung in Jahren

Grad der chemischen Beanspruchung	geringfügig	mittel	stark	sehr stark
Abstand der Zustandsüberwachung	4	3	2	1

ANMERKUNG Zum Grad der chemischen Beanspruchung siehe DIN EN 13084-1.

Wird der Grad der chemischen Beanspruchung nicht ermittelt, ist dieser immer mit "sehr stark" anzunehmen.

Auch der begehbare Innenraum zwischen Trag- und Innenrohr muss in die Zustandsüberwachung einbezogen werden.

NA.F.3 Statisch tragende Bauteile

Die erste Zustandsüberwachung ist spätestens 12 Monate nach der Montage durchzuführen.

Die Zustandsüberwachung erstreckt sich auf alle Bauteile, die für die Standsicherheit des Tragwerks von Bedeutung sind.

Für statisch tragende Bauteile gelten die zeitlichen Abstände in Abhängigkeit von Höhe und Betriebsfestigkeit nach Tabelle NA.F.2.

Tabelle NA.F.2 — Zeitliche Abstände der Zustandsüberwachung in Jahren

	Betriebsfestigkeitsnachweis erforderlich	Betriebsfestigkeitsnachweis nicht erforderlich
< 30 m Höhe	3	4
≥ 30 m Höhe	2	3

Alle planmäßig vorgespannten Schrauben sind 3 Monate bis 12 Monate nach der Montage mit dem Prüfmoment nach DIN EN 1993-1-8/NA:2010-12 zu überprüfen; darüber ist ein Protokoll anzufertigen. Diese Schrauben sind im Zuge der weiteren regelmäßigen Zustandsüberwachungen zu kontrollieren.

Für Schwingungsdämpfer, Steig- und Fallschutzeinrichtungen sind gegebenenfalls hierfür vorgeschriebene kürzere Zeitabstände zur Inspektion und Wartung zu beachten.

Alle festgestellten standsicherheitsrelevanten Mängel sind unverzüglich zu beseitigen.

NCI

Anhang NA.G (normativ)

Schraubenverbindungen

Schraubenverbindungen in Flanschverbindungen und Schraubenverbindungen standsicherheitsrelevanter Teile, für die ein Betriebsfestigkeitsnachweis zu führen ist, dürfen nur als planmäßig vorgespannte Verbindungen ausgeführt werden. Die dauerhafte Vorspannung der Schrauben ist im Rahmen der Zustandsüberwachungen nach Anhang A sicherzustellen. Sie müssen über den gesamten Schornsteinumfang inspizierbar sein.

Diese Einschränkung gilt nicht für Ankerschrauben.

In Schraubenverbindungen ohne planmäßige Vorspannung müssen die Muttern gegen Losdrehen gesichert werden.

Bei bewitterten Schraubenverbindungen ist die Schraube derart einzubauen, dass der Schraubenkopf sich oberhalb der Mutter befindet, es sei denn, die Schraubenachse ist horizontal orientiert.

DIN EN 1994-1-2/A1



ICS 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Änderung von DIN EN 1994-1-2:2010-12

Eurocode 4 -

Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton –

Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1994-1-2:2005/A1:2014

Eurocode 4 -

Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design; German version EN 1994-1-2:2005/A1:2014

Eurocode 4 -

Calcul des structures mixtes acier-béton -

Partie 1-2: Règles générales – Calcul du comportement au feu;

Version allemande EN 1994-1-2:2005/A1:2014

Gesamtumfang 6 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1994-1-2/A1:2014-06

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1994-1-2:2005/A1:2014) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Die Arbeiten wurden auf nationaler Ebene vom Spiegelausschuss NA 005-52-22 AA "Konstruktiver baulicher Brandschutz" im Normenausschuss Bauwesen (NABau) begleitet.

EUROPÄISCHE NORM EUROPEAN STANDARD NORME EUROPÉENNE

EN 1994-1-2:2005/A1

Februar 2014

ICS 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Deutsche Fassung

Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall

Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design

Eurocode 4 - Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu

Diese Änderung A1 modifiziert die Europäische Norm EN 1994-1-2:2005. Sie wurde vom CEN am 17. November 2013 angenommen.

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

Diese Änderung 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 des CEN-CENELEC mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

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



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

CEN-CENELEC Management-Zentrum: Avenue Marnix 17, B-1000 Brüssel

DIN EN 1994-1-2/A1:2014-06 EN 1994-1-2:2005/A1:2014 (D)

Inhalt

		Seite
Vorwo	rt	3
1	Änderung im Anhang H	4

DIN EN 1994-1-2/A1:2014-06 EN 1994-1-2:2005/A1:2014 (D)

Vorwort

Dieses Dokument (EN 1994-1-2:2005/A1:2014) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

Diese Änderung zur Europäischen Norm EN 1994-1-2:2005 muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis spätestens Februar 2015, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis spätestens Februar 2015 zurückgezogen werden.

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

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

DIN EN 1994-1-2/A1:2014-06 EN 1994-1-2:2005/A1:2014 (D)

1 Änderung im Anhang H

Der bisherige Text im Abschnitt H.5:

"

H.5 Anwendungsbereich

(1) Dieses Berechnungsverfahren darf für rechteckige oder runde Querschnitte nur unter folgenden Bedingungen angewendet werden:

Knicklänge $\ell_{\theta} \le 4.5 \text{ m}$

140 mm \leq Breite b oder Durchmesser d des Querschnittes \leq 400 mm

 $C20/25 \le Betonfestigkeit \le C40/50$

 $0 \% \le Bewehrungsgrad \le 5 \%$

Feuerwiderstandsklasse ≤ 120 min."

ist durch den Folgenden zu ersetzen:

"

H.5 Anwendungsbereich

(1) Dieses Berechnungsverfahren darf für rechteckige oder runde Querschnitte nur unter folgenden Bedingungen angewendet werden:

Knicklänge $\ell_{\,\theta} \leq 4,5 \, m$

bezogene Schlankheit $\overline{\lambda} \leq 0.5$

140 mm \leq Breite b oder Durchmesser d des Querschnittes \leq 400 mm

 $C20/25 \hspace{0.1in} \leq Betonfestigkeit \leq C40/50$

 $0 \% \le Bewehrungsgrad \le 5 \%$

Feuerwiderstandsklasse ≤ 120 min."