

Niedersächsisches
Ministerialblatt

62. (67.) Jahrgang

Hannover, den 30. 10. 2012

Nummer 37 I

12. ANLAGENBAND

zur

Liste der Technischen Baubestimmungen
— Fassung September 2012 —

DIN EN 1994-1-1

DIN EN 1994-1-1/NA

DIN EN 1994-1-2

DIN EN 1994-1-2/NA

Die hier abgedruckten Technischen Baubestimmungen sind nur in Verbindung mit dem RdErl. des MS vom 28. 9. 2012 (Nds. MBl. Nr. 37) zu verwenden.

Inhalt:

– DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau	1
– DIN EN 1994-1-1/NA: Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau	125
– DIN EN 1994-1-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-2: Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall	133
– DIN EN 1994-1-2/NA: Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-2: Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall . . .	257

DIN EN 1994-1-1

ICS 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ersatzvermerk
siehe unten

**Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus
Stahl und Beton –
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den
Hochbau;
Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009**

Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures –
Part 1-1: General rules and rules for buildings;
German version EN 1994-1-1:2004 + AC:2009

Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton –
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments;
Version allemande EN 1994-1-1:2004 + AC:2009

Ersatzvermerk

Ersatz für DIN EN 1994-1-1:2006-07;
mit DIN EN 1994-1-1/NA:2010-12 Ersatz für DIN 18800-5:2007-03;
Ersatz für DIN EN 1994-1-1 Berichtigung 1:2009-12

Gesamtumfang 124 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1994-1-1:2010-12

Nationales Vorwort

Diese Europäische Norm (EN 1994-1-1:2004 + AC:2009) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

Die Arbeiten auf nationaler Ebene wurden durch die Experten des NABau-Spiegelausschusses NA 005-08-13 AA „Verbundkonstruktionen im Hochbau“ (Sp CEN/TC 250/SC 4) begleitet.

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 **AC** **AC** angezeigt.

Änderungen

Gegenüber DIN V ENV 1994-1-1:1994-02 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

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

Gegenüber DIN EN 1994-1-1:2006-07, DIN EN 1994-1-1 Berichtigung 1:2009-12 und DIN 18800-5:2007-03 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 18800-5: 2007-03

DIN V 18800-5: 2004-11

DIN 18806: 1984-03

DIN V ENV 1994-1-1: 1994-02

DIN EN 1994-1-1: 2006-07

DIN EN 1994-1-1 Berichtigung 1: 2009-12

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 1994-1-1

Dezember 2004

+AC

April 2009

ICS 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ersatz für ENV 1994-1-1:1992

Deutsche Fassung

Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau

Eurocode 4: Design of composite steel and concrete
structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings

Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier et béton —
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 27. Mai 2004 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 15. April 2009 in Kraft und wurde in EN 1994-1-1:2004 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

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

Inhalt

	Seite
Vorwort	6
Hintergrund des Eurocode-Programms	6
Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes	7
Nationale Fassungen der Eurocodes	8
Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETAZ)	8
Besondere Hinweise zu EN 1994-1-1	8
Nationaler Anhang zu EN 1994-1-1	9
1 Allgemeines	10
1.1 Anwendungsbereich	10
1.1.1 Anwendungsbereich des Eurocode 4	10
1.1.2 Anwendungsbereich des Eurocode 4 Teil 1-1	10
1.2 Normative Verweisungen	11
1.2.1 Allgemeine normative Verweisungen	11
1.2.2 Weitere normative Verweisungen	11
1.3 Annahmen	12
1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln	12
1.5 Begriffe	12
1.5.1 Allgemeines	12
1.5.2 Zusätzliche Begriffe und Definitionen in dieser Norm	12
1.6 Formelzeichen	13
2 Grundlagen der Tragwerksplanung	23
2.1 Anforderungen	23
2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen	23
2.3 Basisvariablen	23
2.3.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse	23
2.3.2 Werkstoff- und Produkteigenschaften	23
2.3.3 Klassifizierung von Einwirkungen	23
2.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten	24
2.4.1 Bemessungswerte	24
2.4.2 Kombinationsregeln für Einwirkungen	25
2.4.3 Nachweis der Lagesicherheit (EQU)	25
3 Werkstoffe	25
3.1 Beton	25
3.2 Betonstahl	25
3.3 Baustahl	25
3.4 Verbindungs- und Verbundmittel	26
3.4.1 Allgemeines	26
3.4.2 Kopfbolzendübel	26
3.5 Profilbleche für Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus	26
4 Dauerhaftigkeit	26
4.1 Allgemeines	26
4.2 Profilbleche für Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus	26
5 Tragwerksberechnung	26
5.1 Statisches System für die Berechnung	26
5.1.1 Statisches System und grundlegende Annahmen	26
5.1.2 Berechnungsmodelle für Anschlüsse	27
5.1.3 Boden-Bauwerks-Interaktion	27

	Seite	
5.2	Globale Tragwerksberechnung.....	27
5.2.1	Einflüsse aus der Tragwerksverformung.....	27
5.2.2	Schnittgrößenermittlung für Tragwerke des Hochbaus.....	28
5.3	Imperfektionen.....	29
5.3.1	Grundlagen.....	29
5.3.2	Imperfektionen für Tragwerke des Hochbaus.....	29
5.4	Schnittgrößenermittlung.....	30
5.4.1	Verfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen.....	30
5.4.2	Linear-elastische Tragwerksberechnung.....	32
5.4.3	Nicht lineare Tragwerksberechnung.....	34
5.4.4	Elastische Tragwerksberechnung mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung für Tragwerke des Hochbaus.....	34
5.4.5	Berechnung nach der Fließgelenktheorie bei Tragwerken des Hochbaus.....	36
5.5	Klassifizierung von Querschnitten.....	37
5.5.1	Allgemeines.....	37
5.5.2	Klassifizierung von Verbundquerschnitten ohne Kammerbeton.....	38
5.5.3	Klassifizierung für kammerbetonierte Verbundquerschnitte bei Tragwerken des Hochbaus.....	38
6	Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	39
6.1	Träger.....	39
6.1.1	Träger für Tragwerke des Hochbaus.....	39
6.1.2	Mittragende Gurtbreite beim Nachweis der Querschnittstragfähigkeit.....	40
6.2	Querschnittstragfähigkeit von Verbundträgern.....	41
6.2.1	Momententragfähigkeit.....	41
6.2.2	Querkrafttragfähigkeit.....	46
6.3	Querschnittstragfähigkeit von kammerbetonierten Trägern in Tragwerken des Hochbaus.....	47
6.3.1	Anwendungsbereich.....	47
6.3.2	Momententragfähigkeit.....	47
6.3.3	Querkrafttragfähigkeit.....	48
6.3.4	Biegung und Querkraft.....	49
6.4	Biegedrillknicken bei Verbundträgern.....	49
6.4.1	Allgemeines.....	49
6.4.2	Biegedrillknicknachweis für Durchlaufträger des Hochbaus mit Querschnitten der Klassen 1, 2 und 3.....	49
6.4.3	Vereinfachter Nachweis ohne direkte Berechnung für Tragwerke des Hochbaus.....	52
6.5	Stege mit Querbelastung.....	52
6.5.1	Allgemeines.....	52
6.5.2	Flanschinduziertes Stegblechbeulen.....	53
6.6	Verdübelung.....	53
6.6.1	Allgemeines.....	53
6.6.2	Ermittlung der Längsschubkräfte für Träger in Tragwerken des Hochbaus.....	55
6.6.3	Kopfbolzendübel in Vollbetongurten und bei kammerbetonierten Trägern.....	56
6.6.4	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Kombination mit Profilblechen.....	57
6.6.5	Konstruktions- und Ausführungsregeln für die Verbundsicherung.....	59
6.6.6	Längsschub in Betongurten.....	61
6.7	Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile.....	64
6.7.1	Allgemeines.....	64
6.7.2	Allgemeines Bemessungsverfahren.....	66
6.7.3	Vereinfachtes Nachweisverfahren.....	67
6.7.4	Verbundsicherung und Kräfteinleitung.....	74
6.7.5	Bauliche Durchbildung.....	79
6.8	Ermüdung.....	80
6.8.1	Allgemeines.....	80
6.8.2	Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der Ermüdung für Tragwerke des Hochbaus.....	80
6.8.3	Ermüdungsfestigkeit.....	81
6.8.4	Ermüdungsbelastung und Schnittgrößen.....	81

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

Seite

6.8.5	Spannungen	82
6.8.6	Spannungsschwingbreiten	83
6.8.7	Nachweis gegen Ermüdung mit Nennspannungsschwingbreiten	84
7	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	85
7.1	Allgemeines	85
7.2	Spannungen	85
7.2.1	Allgemeines	85
7.2.2	Begrenzung der Spannungen für Tragwerke des Hochbaus	86
7.3	Verformungen bei Tragwerken des Hochbaus	86
7.3.1	Durchbiegungen	86
7.3.2	Schwingungen	88
7.4	Rissbildung im Beton	88
7.4.1	Allgemeines	88
7.4.2	Mindestbewehrung	88
7.4.3	Begrenzung der Rissbreite infolge von direkten Einwirkungen	90
8	Verbundanschlüsse in Tragwerken des Hochbaus	91
8.1	Anwendungsbereich	91
8.2	Berechnung, Modellbildung und Klassifikation	92
8.2.1	Allgemeines	92
8.2.2	Elastische Tragwerksberechnung	92
8.2.3	Klassifikation von Verbindungen	92
8.3	Nachweisverfahren	93
8.3.1	Grundlagen und Anwendungsbereich	93
8.3.2	Tragfähigkeit	93
8.3.3	Rotationssteifigkeit	93
8.3.4	Rotationskapazität	93
8.4	Tragfähigkeit von Grundkomponenten	94
8.4.1	Anwendungsbereich	94
8.4.2	Grundkomponenten	94
8.4.3	Stützenstege mit Querdruckbeanspruchung	95
8.4.4	Stahlbetonkomponenten	95
9	Verbunddecken mit Profilblechen für Tragwerke des Hochbaus	96
9.1	Allgemeines	96
9.1.1	Anwendungsbereich	96
9.1.2	Definitionen	97
9.2	Konstruktionsgrundsätze	98
9.2.1	Deckendicke und Bewehrung	98
9.2.2	Zuschlagstoffe	98
9.2.3	Auflagerung der Bleche	98
9.3	Einwirkungen und deren Auswirkungen	99
9.3.1	Bemessungssituationen	99
9.3.2	Einwirkungen für den Nachweis des Profilbleches als Schalung	99
9.3.3	Einwirkungen für die Verbunddecke	99
9.4	Schnittgrößenermittlung	100
9.4.1	Schnittgrößenermittlung für das Profilblech als Schalung	100
9.4.2	Schnittgrößenermittlung für die Verbunddecke	100
9.4.3	Mittragende Breite bei Verbunddecken mit konzentrierten Einzel- und Linienlasten	100
9.5	Nachweise des Profilbleches als Schalung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit	102
9.6	Nachweise des Profilbleches als Schalung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	102
9.7	Nachweis der Verbunddecke im Grenzzustand der Tragfähigkeit	102
9.7.1	Nachweisbedingungen	102
9.7.2	Biegung	102
9.7.3	Längsschub bei Decken ohne Endverankerung	104
9.7.4	Längsschub bei Decken mit Endverankerung	106
9.7.5	Querkraft	106
9.7.6	Durchstanzen	106

	Seite
9.8	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit 107
9.8.1	Rissbreitenbeschränkung 107
9.8.2	Durchbiegungen 107
Anhang A (informativ) Steifigkeit der Grundkomponenten von Verbundanschlüssen bei Tragwerken des Hochbaus 109	
A.1	Anwendungsbereich 109
A.2	Steifigkeitskoeffizienten 109
A.2.1	Grundkomponenten 109
A.2.2	Weitere Grundkomponenten von Verbundanschlüssen 109
A.2.3	Grundkomponenten mit aussteifenden Betonquerschnittsteilen 111
A.3	Nachgiebigkeit der Verdübelung 111
Anhang B (informativ) Experimentelle Untersuchungen 113	
B.1	Allgemeines 113
B.2	Versuche für Verbundmittel 113
B.2.1	Allgemeines 113
B.2.2	Versuchsanordnung 113
B.2.3	Herstellung der Versuchskörper 114
B.2.4	Versuchsdurchführung 115
B.2.5	Versuchsauswertung 115
B.3	Versuche für Verbunddecken 116
B.3.1	Allgemeines 116
B.3.2	Versuchsanordnung 117
B.3.3	Herstellung der Versuchskörper 118
B.3.4	Aufbringen der Versuchsbelastung 118
B.3.5	Ermittlung der Bemessungswerte für m und k 119
B.3.6	Ermittlung des Bemessungswertes $\tau_{u,Rd}$ 120
Anhang C (informativ) Berücksichtigung des Schwindens des Betons bei Tragwerken des Hochbaus 121	
Literaturhinweise 122	

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

Vorwort

Dieses Dokument (EN 1994-1-1:2004 + AC:2009) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Structural Eurocodes“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

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

Dieses Dokument ersetzt ENV 1994-1-1:1992.

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

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

Hintergrund des Eurocode-Programms

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

Im Rahmen dieses Programms leitete die Kommission die Bearbeitung von harmonisierten technischen Regelwerken für die Tragwerksplanung von Bauwerken ein, die im ersten Schritt als Alternative zu den in den Mitgliedsländern geltenden Regeln dienen und diese 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 80'er 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: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke*

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

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

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

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

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

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

EN 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 EFTA betrachten die Eurocodes als Bezugsdokumente für folgende Zwecke:

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

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 EFTA, die an Produktnormen arbeiten, zu beachten, damit diese Produktnormen mit den Eurocodes vollständig kompatibel sind.

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.

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) Methoden 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.

DIN EN 1994-1-1:2010-12 EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

Nationale Fassungen der Eurocodes

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

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

- Zahlenwerte für 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 Nachweisverfahren 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 ETAG)

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

Besondere Hinweise zu EN 1994-1-1

EN 1994-1-1 behandelt die Bemessungsgrundlagen und Anforderungen hinsichtlich der Tragsicherheit, der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Ferner werden zusätzliche spezielle Anwendungsregeln für Tragwerke des Hochbaus angegeben. Der Norm liegt ein Sicherheitskonzept basierend auf Grenzzuständen und Teilsicherheitsbeiwerten zugrunde.

Für die Planung neuer Tragwerke ist die direkte Anwendung von EN 1994-1-1 in Kombination mit anderen Teilen von EN 1994 sowie den Eurocodes EN 1990 bis 1993 und EN 1997 und 1998 vorgesehen.

EN 1994-1-1 kann auch als Bezugsdokument für andere CEN/TCs, die mit Tragwerksbemessung befasst sind, dienen.

Die Anwendung von EN 1994-1-1 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.

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

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.

Nationaler Anhang zu EN 1994-1-1

Diese Norm enthält Angaben mit Hinweisen, wo nationale Festlegungen getroffen werden müssen. Deshalb kann die jeweilige nationale Ausgabe der EN 1994-1-1 einen Nationalen Anhang mit den national festzulegenden Parametern enthalten, mit dem die Tragwerksplanung von Verbundtragwerken, die in dem Ausgabeland gebaut werden sollen, durchzuführen ist.

Nationale Festlegungen sind bei folgenden Regelungen vorgesehen:

- 2.4.1.1(1)
- **AC** 2.4.1.2(5)P **AC**
- **AC** 2.4.1.2(6)P **AC**
- **AC** 2.4.1.2(7)P **AC**
- 3.1(4)
- 3.5(2)
- 6.4.3(1)(h)
- 6.6.3.1(1)
- 6.6.3.1(3)
- 6.6.4.1(3)
- 6.8.2 (1)
- 6.8.2(2)
- **AC** 9.1.1(2)P **AC**
- 9.6(2)
- **AC** 9.7.3(4), Anmerkung 1 **AC**
- **AC** 9.7.3(8), Anmerkung 1 **AC**
- 9.7.3(9)
- B.2.5(1)
- B.3.6(5)

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

1.1.1 Anwendungsbereich des Eurocode 4

(1) Der Eurocode 4 gilt für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Verbundtragwerken und Verbundbauteilen. Der Eurocode 4 entspricht den Grundsätzen und Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Tragwerken, sowie den in EN 1990 — Grundlagen der Tragwerksplanung — angegebenen Anforderungen hinsichtlich der Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Tragwerken.

(2) Der Eurocode 4 behandelt ausschließlich Anforderungen an die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit, die Dauerhaftigkeit und den Feuerwiderstand von Verbundtragwerken. Andere Anforderungen, wie z. B. Wärme- oder Schallschutz, werden nicht behandelt.

(3) Die Anwendung des Eurocode 4 ist in Verbindung mit folgenden Regelwerken beabsichtigt:

- EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung
- EN 1991: Einwirkungen auf Tragwerke
- ENs, ETAGs und ETAs für Bauprodukte, die für Verbundtragwerke Verwendung finden
- EN 1090: Herstellung und Errichtung von Stahlbauten und Aluminiumbauten
- EN 13670: Herstellung und Errichtung von Massivbauten
- EN1992: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- EN 1993: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- EN 1997: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
- EN 1998: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben

(4) Der Eurocode 4 ist in die folgenden Teile gegliedert:

Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regelungen für den Hochbau

Teil 1-2: Baulicher Brandschutz

Teil 2: Brücken

1.1.2 Anwendungsbereich des Eurocode 4 Teil 1-1

(1) Der Teil 1-1 des Eurocode 4 enthält grundsätzliche Regeln für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Verbundtragwerken und zusätzlich spezielle Regelungen für Tragwerke des Hochbaus.

(2) Der Teil 1-1 enthält die folgenden Abschnitte:

- 1 Allgemeines
- 2 Grundlagen der Tragwerksplanung
- 3 Werkstoffe
- 4 Dauerhaftigkeit
- 5 Tragwerksberechnung

- 6 Grenzzustände der Tragfähigkeit
- 7 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
- 8 Verbundanschlüsse in Tragwerken des Hochbaus
- 9 Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus

1.2 Normative Verweisungen

Die folgenden Normen enthalten Regelungen, auf die in dieser Euronorm durch Hinweis Bezug genommen wird. Bei datierten Hinweisen gelten spätere Änderungen oder Ergänzungen der zitierten Normen nicht. Jedoch sollte bei Bedarf geprüft werden, ob die jeweils gültige Ausgabe der Normen angewendet werden darf. Bei undatierten Hinweisen gilt die jeweils gültige Ausgabe der zitierten Norm.

1.2.1 Allgemeine normative Verweisungen

EN 1090-2⁵⁾, *Herstellung und Errichtung von Stahlbauten und Aluminiumbauten — Teil 2: Technische Anforderung für Stahlbauten*

EN 1990:2002, *Grundlagen der Tragwerksplanung*

1.2.2 Weitere normative Verweisungen

EN 1992-1-1:2004 AC, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*

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

EN 1993-1-3:2006 AC, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-3: Kaltgeformte dünnwandige Bauteile und Bleche*

EN 1993-1-5:2006 AC, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-5: Bauteile aus ebenen Blechen mit Beanspruchungen in der Blechebene*

EN 1993-1-8:2005 AC, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-8: Bemessung und Konstruktion von Anschlüssen und Verbindungen*

EN 1993-1-9:2005 AC, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-9: Ermüdungsfestigkeits von Stahlbauteilen*

EN 10025-1:2004 AC, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 1: Allgemeine Lieferbedingungen*

EN 10025-2:2004 AC, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 2: Allgemeine Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle*

EN 10025-3:2004 AC, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 3: Technische Lieferbedingungen für normalgeglühte / normalisierend gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle*

EN 10025-4:2004 AC, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 4: Technische Lieferbedingungen für thermomechanisch gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle*

EN 10025-5:2004 AC, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 5: Technische Lieferbedingungen für wetterfeste Baustähle*

gestrichener Text AC

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

EN 10025-6:2004, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 6: Technische Lieferbedingungen für Flacherzeugnisse aus Stählen mit höherer Streckgrenze im vergüteten Zustand*

gestrichener Text

EN 10149-2:1995, *Warmgewalzte Flacherzeugnisse aus Stählen mit hoher Streckgrenze zum Kaltumformen — Teil 2: Lieferbedingungen für thermomechanisch gewalzte Stähle*

EN 10149-3:1995, *Warmgewalzte Flacherzeugnisse aus Stählen mit hoher Streckgrenze zum Kaltumformen — Teil 3: Lieferbedingungen für normalgeglühte oder normalisierend gewalzte Stähle*

EN 10326:2004, *Kontinuierlich feuerverzinktes Band und Blech aus Baustählen — Technische Lieferbedingungen*

1.3 Annahmen

(1) Zusätzlich zu den allgemein gültigen Annahmen in EN 1990 gelten die Regelungen in 1.3 von EN 1992-1-1 und EN 1993-1-1.

1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln

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

1.5 Begriffe

1.5.1 Allgemeines

(1) Es gelten die Begriffe nach EN 1990, 1.5, EN 1992-1-1, 1.5 und EN 1993-1-1, 1.5.

1.5.2 Zusätzliche Begriffe und Definitionen in dieser Norm

1.5.2.1

Verbundbauteil

tragendes Bauteil, dessen Elemente aus Beton und warmgewalztem oder kaltverformtem Baustahl bestehen und bei dem Verbundmittel den Schlupf und die Trennung der Einzelemente Stahl und Beton begrenzen

1.5.2.2

Verdübelung

Verbindung zur Übertragung der Längsschubkräfte zwischen Beton und Stahl eines Verbundbauteils mit ausreichender Tragfähigkeit und Steifigkeit, die es erlaubt, die beiden Komponenten als ein tragendes Bauteil zu bemessen

1.5.2.3

Verbundwirkung

Tragverhalten, wenn die Verdübelung nach dem Erhärten des Betons wirksam wird

1.5.2.4

Verbundträger

überwiegend auf Biegung beanspruchtes Verbundbauteil

1.5.2.5

Verbundstütze

überwiegend auf Druck oder Druck und Biegung beanspruchtes Verbundbauteil

1.5.2.6**Verbunddecke**

Deckenkonstruktion, bei der ein profiliertes Blech zunächst als Schalung dient und im Endzustand mit dem erhärteten Beton zusammenwirkt und als Zugbewehrung der fertig gestellten Decke wirkt

1.5.2.7**Tragwerke in Verbundbauweise**

Tragwerk, bei dem alle Bauteile als Verbundbauteile ausgebildet sind oder bei dem Verbundbauteile in Kombination mit Stahlbauteilen verwendet werden

1.5.2.8**Verbundanschluss**

Verbindungen zwischen Verbundbauteilen oder zwischen Verbund- und Stahlbeton- oder Stahlbauteilen, bei denen die Bewehrung bei der Ermittlung der Tragfähigkeit und Steifigkeit des Anschlusses berücksichtigt wird

1.5.2.9**Tragwerk mit Eigengewichtsverbund**

Tragwerk oder Verbundbauteil, bei dem die Einwirkungen aus dem Betongewicht durch eine Unterstützung des Stahltragwerks oder durch andere unabhängige Bauteile bis zu dem Zeitpunkt aufgenommen wird, bei dem der Beton planmäßige Beanspruchungen übertragen kann

1.5.2.10**Tragwerk ohne Eigengewichtsverbund**

Tragwerk oder Verbundbauteil, bei dem die Einwirkungen aus dem Betongewicht vom nicht unterstützten Stahltragwerk aufgenommen werden

1.5.2.11**Biegesteifigkeit ohne Berücksichtigung der Rissbildung**

Biegesteifigkeit $E_a I_1$ des Verbundquerschnitts, bei der das Flächenmoment zweiten Grades I_1 des mittragenden Querschnitts unter der Annahme berechnet wird, dass der Betonquerschnitt nicht gerissen ist

1.5.2.12**Biegesteifigkeit mit Berücksichtigung der Rissbildung**

Biegesteifigkeit $E_a I_2$ des Verbundquerschnitts, bei der das Flächenmoment zweiten Grades I_2 des mittragenden Querschnitts mit dem Gesamtstahlquerschnitt (Baustahl und Betonstahl) ohne Berücksichtigung von zugbeanspruchten Betonquerschnittsteilen berechnet wird

1.5.2.13**Vorspannung**

Verfahren, mit dem im Betonquerschnitt eines Verbundquerschnitts durch Spannglieder oder planmäßig eingeprägte Deformationen planmäßig Druckbeanspruchungen erzeugt werden

1.6 Formelzeichen

Im Rahmen dieser Norm werden die folgenden Formelzeichen verwendet:

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche des wirksamen Verbundquerschnitts unter Vernachlässigung von zugbeanspruchten Betonquerschnittsflächen
A_a	Querschnittsfläche des Baustahlquerschnitts
A_b	Querschnittsfläche der unteren Querbewehrung des Betongurtes
A_{bh}	Querschnittsfläche der unteren Querbewehrung in der Voute des Betongurtes
A_c	Betonquerschnittsfläche
A_{ct}	Querschnittsfläche der Betonzugzone

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

A_{fc}	Querschnittsfläche des Betondruckgurtes
A_p	Querschnittsfläche des Profilbleches
A_{pe}	wirksame Querschnittsfläche des Profilbleches
A_s	Querschnittsfläche des Betonstahls
A_{sf}	Querschnittsfläche der Querbewehrung des Betongurtes
$A_{s,r}$	Querschnittsfläche des Betonstahls in der Lage r
A_t	Querschnittsfläche der oberen Querbewehrung des Betongurtes
A_v	anrechenbare Fläche des Baustahlquerschnitts bei Querkraftbeanspruchung
A_1	Lasteinleitungsfläche unterhalb einer Kopfplatte bei Teilflächenpressung
E_a	Elastizitätsmodul des Baustahls
$E_{c,eff}$	Effektiver Elastizitätsmodul des Betons
E_{cm}	Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons
E_s	Rechenwert des Elastizitätsmoduls für Betonstahl
$(EI)_{eff}$	Effektive Biegesteifigkeit zur Berechnung der bezogenen Schlankheit
$(EI)_{eff,II}$	Effektive Biegesteifigkeit für Tragwerksberechnungen nach Theorie II. Ordnung
$(EI)_2$	Biegesteifigkeit je Längeneinheit einer Stahlbeton- oder Verbunddecke im Zustand II
$F_{c,wc,c,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit des Betons unter Längs- und Querdruck bei kammerbetonierten Stützen
F_ℓ	Bemessungswert der Längsschubkraft je Dübel
F_t	Bemessungswert einer quergerichteten Längsschubkraft je Dübel
F_{ten}	Bemessungswert je Dübel bei Zugbeanspruchung
G_a	Schubmodul des Baustahls
G_c	Schubmodul des Betons
I	Flächenmoment zweiten Grades des wirksamen Verbundquerschnittes unter Vernachlässigung von zugbeanspruchten Betonquerschnittsteilen
I_a	Flächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnittes
I_{at}	Torsionsflächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnitts (St. Venantscher Torsionswiderstand)
I_c	Flächenmoment zweiten Grades des ungerissenen Betonquerschnitts
I_{ct}	Torsionsflächenmoment zweiten Grades des ungerissenen Kammerbetonquerschnitts (St. Venantscher Torsionswiderstand des Kammerbetonquerschnitts)
I_s	Flächenmoment zweiten Grades des Betonstahlquerschnitts
I_1	ideelles Flächenmoment zweiten Grades des Verbundquerschnitts unter der Annahme, dass Betonquerschnittsteile nicht gerissen sind
I_2	Flächenmoment zweiten Grades des wirksamen Gesamtstahlquerschnittes (Baustahl und Bewehrung)
$K_e, K_{e,II}$	Anpassungsbeiwerte zur Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit für Verbundstützen

K_{sc}	Beiwert zur Berücksichtigung der Steifigkeit der Verbundmittel
K_{β}	Beiwert
K_0	Anpassungsbeiwerte zur Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit für Verbundstützen
L	Länge, Stützweite, wirksame Stützweite
L_e	äquivalente Stützweite
L_i	Stützweite
L_o	Überstand einer Verbunddecke über die Auflagerlinie
L_p	kleinster Abstand zwischen einer konzentrierten Einzellast und den benachbarten Auflagern
L_s	Schublänge
L_x	Abstand zwischen dem Auflager und dem betrachteten Querschnitt
M	Biegemoment
M_a	Beitrag des Baustahlquerschnitts am vollplastischen Moment des Verbundquerschnitts
$M_{a,Ed}$	Bemessungswert des auf den Stahlträger einwirkenden Anteils des Momentes
$M_{b,Rd}$	Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung des Biegedrillknickens
$M_{c,Ed}$	Bemessungswert des auf den Verbundquerschnitt einwirkenden Biegemomentes
M_{cr}	ideales Biegedrillknickmoment eines Verbundträgers
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Momentes
$M_{Ed,i}$	Bemessungswert des auf einen Verbundanschluss i einwirkenden Momentes
$M_{Ed,max,f}$	maximales Moment bzw. maximale Schnittgrößen infolge der Ermüdungsbelastung
$M_{Ed,min,f}$	minimales Moment bzw. minimale Schnittgrößen infolge der Ermüdungsbelastung
$M_{el,Rd}$	Bemessungswert der elastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts
$M_{max,Rd}$	maximaler Bemessungswert der Momententragfähigkeit bei gleichzeitiger Wirkung einer Normalkraft
M_{perm}	maßgebendes Biegemoment für die charakteristische Einwirkungskombination
M_{pa}	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des wirksamen Querschnitts eines Profilbleches
$M_{pl,a,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts
$M_{pl,N,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts unter Berücksichtigung von Normalkräften
$M_{pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts bei vollständiger Verdübelung
$M_{pl,y,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts um die y -Achse bei vollständiger Verdübelung
$M_{pl,z,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts um die z -Achse bei vollständiger Verdübelung
M_{pr}	reduzierte vollplastische Momententragfähigkeit eines Profilbleches
M_{Rd}	Bemessungswert der Momententragfähigkeit eines Verbundanschlusses

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

M_{Rk}	charakteristischer Wert der Momenttragfähigkeit eines Verbundquerschnitts oder eines Verbundanschlusses
$M_{y,Ed}$	Bemessungswert eines einwirkenden Biegemomentes bei Biegung um die y -Achse
$M_{z,Ed}$	Bemessungswert eines einwirkenden Biegemomentes bei Biegung um die z -Achse
N	Normalkraft, Anzahl der Spannungsspiele, Anzahl der Verbundmittel
N_a	Bemessungswert der Normalkraft des Baustahlquerschnitts eines Verbundträgers
N_c	Bemessungswert der Drucknormalkraft des Betongurtes
$N_{c,f}$	Bemessungswert der Drucknormalkraft des Betongurtes bei vollständiger Verdübelung
$N_{c,el}$	Drucknormalkraft des Betongurtes infolge $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	ideale Verzweigungslast einer Verbundstütze unter Berücksichtigung der wirksamen Biegesteifigkeit
N_{cr}	ideale Verzweigungslast
N_{c1}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft beim Nachweis der Lasteinleitung
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Drucknormalkraft
$N_{G,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Drucknormalkraft infolge ständiger Einwirkungen
N_p	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Profilbleches
$N_{pl,a}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnittes
$N_{pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit eines Verbundquerschnitts bei Druckbeanspruchung
$N_{pl,Rk}$	charakteristischer Wert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts bei Druckbeanspruchung
$N_{pm,Rd}$	Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit des Betonquerschnitts bei Druckbeanspruchung
N_R	Anzahl von Spannungsspielen
N_s	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit der Bewehrung
N_{sd}	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit der Bewehrung bei Zugbeanspruchung
$P_{\ell,Rd}$	Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit, zugehörig zu F_{ℓ}
$P_{pb,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit für die Endverankerungskraft eines Dübels
P_{Rd}	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit eines Dübels
P_{Rk}	charakteristischer Wert der Längsschubtragfähigkeit eines Dübels
$P_{t,Rd}$	Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit, zugehörig zu F_t
R_{Ed}	Bemessungswert einer einwirkenden Auflagerkraft
S_j	Rotationssteifigkeit
$S_{j,ini}$	Anfangswert der Rotationssteifigkeit
$V_{a,Ed}$	Bemessungswert der auf den Baustahlquerschnitt einwirkenden anteiligen Querkraft
$V_{b,Rd}$	Bemessungswert der Schubbeultragfähigkeit des Steges des Stahlquerschnitts
$V_{c,Ed}$	Bemessungswert der auf den Kammerbetonquerschnitt einwirkenden anteiligen Querkraft

V_{Ed}	Bemessungswert der auf den Verbundquerschnitt einwirkenden Querkraft
V_{ld}	Bemessungswert der Tragfähigkeit einer Endverankerung
$V_{l,Rd}$	Bemessungswert der Längsschubkrafttragfähigkeit
$V_{pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts
$V_{pl,a,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnitts
$V_{p,Rd}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit einer Verbunddecke bei Durchstanzen
V_{Rd}	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts
V_t	Auflagerkraft
$V_{v,Rd}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit einer Verbunddecke
$V_{wp,c,Rd}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Kammerbetons bei Verbundstützen
W_t	Versagenslast im Versuch

Kleine lateinische Buchstaben

a	Trägerabstand, Durchmesser, Breite, Abstand
b	Flanschbreite eines Stahlquerschnitts, Breite eines Gurtes
b_b	untere Breite einer Betonrippe bei Profilblechdecken
b_c	Kammerbetonbreite
b_{eff}	gesamte mittragende Breite
$b_{eff,1}$	mittragende Breite in Feldmitte für einen beidseitig gestützten Träger
$b_{eff,2}$	mittragende Breite an Innenauflagern
$b_{eff,c,wc}$	effektive Breite eines Stützensteges bei Druckbeanspruchung
b_{ei}	mittragende Breite eines Teilgurtes
b_{em}	mittragende Breite einer Verbunddecke
b_f	Gurtbreite eines Stahlprofils
b_i	geometrische Teilgurtbreite
b_m	Lasteinleitungsbreite bei Verbunddecken
b_p	Lasteinleitungslänge bei konzentrierten Linienlasten
b_r	Rippenbreite bei Profilblechen
b_s	Achsabstand der Rippen bei Profilblechen
b_0	Abstand zwischen den äußeren Dübelreihen, mittlere Breite einer Betonrippe (minimale Breite bei hinterschnittener Profilblechgeometrie), Voutenbreite
c	Breite eines einseitig gestützten Flansches, wirksamer Umfang bei Betonstählen
c_y, c_z	Betondeckung
d	Steghöhe, Schaftdurchmesser eines Dübels, Außendurchmesser von Rohren, minimale Breite bei Stützen
d_{do}	Schweißwulstdurchmesser von Kopfbolzendübeln

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

d_p	Abstand zwischen der Schwerachse des Profilbleches und der Randfaser der Betondruckzone
d_s	Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrung und der Randfaser der Betondruckzone, Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrung und der Schwerachse des Stahlquerschnitts
e	Lastexzentrizität; Abstand zwischen der Schwerachse des Profilbleches und der Zugrandfaser des Querschnitts einer Verbunddecke
e_D	Randabstand
e_g	Spalt zwischen der Bewehrung und der Endkopfplatte bei Verbundstützen
e_p	Abstand zwischen der plastischen Nulllinie und der Zugrandfaser des Querschnitts einer Verbunddecke
e_s	Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrung und der Zugrandfaser des Querschnitts einer Verbunddecke
f	Eigenfrequenz
f_{cd}	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons (siehe 2.4.1.2)
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ct,eff}$	Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,0}$	Bezugswert für die Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit für Leichtbeton
f_{sd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{sk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
f_u	Nennwert der Zugfestigkeit
f_{ut}	mittels Versuch bestimmte Zugfestigkeit bei Versuchskörpern
f_y	Nennwert der Streckgrenze des Baustahls
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Baustahls
$f_{yp,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze von Profilblechen
f_{ypm}	Mittelwert der Streckgrenze von Profilblechen (mittels Versuch ermittelter Wert)
f_1, f_2	Reduktionsfaktoren für Biegemomente an Auflagern
h	Gesamthöhe, Dicke
h_a	Stahlprofilhöhe
h_c	Kammerbetonhöhe, Aufbetonhöhe bei Profilblechdecken
h_f	Dicke des Betongurtes, Dicke einer nichttragenden Deckschicht
h_n	Lage der plastischen Nulllinie
h_p	Profilblechhöhe ohne Berücksichtigung von Noppen
h_s	Achsabstand der Flansche eines Stahlprofils, Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Längsbewehrung und der Lage der Druckkraft

h_{sc}	Nennwert der Höhe eines Dübels
h_t	Gesamthöhe des Versuchskörpers
k	Erhöhungsfaktor zur Erfassung von Einflüssen aus Theorie II. Ordnung, Beiwert, aus Versuchen hergeleiteter Beiwert zur Ermittlung des Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit
k_c	Beiwert
k_i	Steifigkeitskoeffizient
$k_{i,c}$	additiver Steifigkeitsbeiwert zur Berücksichtigung des Kammerbetons
k_ℓ	Abminderungsfaktor zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Dübeln bei parallel zur Trägerachse verlaufenden Profiblechen
k_s	Rotationssteifigkeit; Beiwert
k_{sc}	Steifigkeit eines Verbundmittels
k_{slip}	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Schlupfes bei der Dübelsteifigkeit
$k_{s,r}$	Steifigkeitskoeffizient für zugbeanspruchte Bewehrung je Bewehrungslage r
k_t	Abminderungsfaktor zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Dübeln bei senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profiblechen
$k_{wc,c}$	Faktor zur Berücksichtigung von Längsdruckspannungen bei der Ermittlung der Tragfähigkeit für Querdruckbeanspruchung
k_ϕ	Beiwert
k_1	Drehfedersteifigkeit des gerissenen Betongurtes bzw. der Verbunddecke
k_2	Drehfedersteifigkeit aus der Profilverformung des Steges
ℓ	Länge des an einen Anschluss angrenzenden negativen Momentenbereiches
l	Länge der Betonteile bei Push-out-Versuchen
l_{bc}, l_{bs}	Auflagertiefe
ℓ_o	Lasteinleitungslänge
m	Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurve; aus Versuchen bestimmter Beiwert zur Ermittlung des Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken
n	Reduktionszahl für den Betonquerschnitt; Anzahl von Verbundmitteln
n_f	Anzahl der Verbundmittel bei vollständiger Verdübelung
n_L	von der Beanspruchungsart und von der Kriechzahl abhängige Reduktionszahl für den Beton
n_r	Anzahl der Dübel je Rippe
n_0	Reduktionszahl bei kurzzeitiger Beanspruchung
r	Randmomentenverhältnis
s	Achsabstand der Dübel in Längsrichtung, Schlupf
s_t	Achsabstand der Dübel in Querrichtung
t	Alter, Dicke
t_e	Kopfplattendicke

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

$t_{\text{eff,c}}$	wirksame Lasteinleitungslänge im Beton
t_f	Flanschdicke bei Stahlprofilen
t_s	Blechdicke von Steifen
t_w	Stegdicke bei Stahlprofilen
t_{wc}	Stegdicke bei Stützen
t_0	Alter bei Belastungsbeginn
v_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Längsschubspannung im Betongurt
w_k	charakteristische Rissbreite
x_{pl}	Abstand zwischen der plastischen Nulllinie und der Randfaser der Betondruckzone
y	Querschnittsachse parallel zu den Flanschen
z	Querschnittsachse senkrecht zu den Flanschen; innerer Hebelarm
z_0	vertikaler Abstand

Große griechische Buchstaben

$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite
$\Delta\sigma_c$	Bezugswert für die Ermüdungsfestigkeit bei $N_c = 2$ Mio. Lastwechseln
$\Delta\sigma_E$	schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite
$\Delta\sigma_{E, \text{glob}}$	schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite infolge von Haupttragwerksbeanspruchungen
$\Delta\sigma_{E, \text{loc}}$	schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite infolge von lokalen Beanspruchungen
$\Delta\sigma_{E, 2}$	schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite bezogen auf zwei Millionen Lastwechsel
$\Delta\sigma_s$	Vergrößerung der Betonstahlspannung infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
$\Delta\sigma_{s, \text{equ}}$	schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite für Betonstahl
$\Delta\tau$	Schubspannungsschwingbreite infolge Ermüdungsbelastung
$\Delta\tau_c$	Bezugswert für die Ermüdungsfestigkeit bei $N_c = 2$ Mio. Lastwechseln
$\Delta\tau_E$	schadensäquivalente konstante Schubspannungsschwingbreite
$\Delta\tau_{E, 2}$	schadensäquivalente konstante Schubspannungsschwingbreite bezogen auf zwei Millionen Lastwechsel
$\Delta\tau_R$	Ermüdungsfestigkeit für Schubspannungen
Ψ	Beiwert

Kleine griechische Buchstaben

α	Faktor, Beiwert
α_{cr}	Verzweigungslastfaktor
α_M	Beiwert zur Ermittlung der Momententragfähigkeit von Verbundstützen

$\alpha_{M,y}, \alpha_{M,z}$	Beiwert zur Ermittlung der Momenten­trag­fä­hig­keit von Verbund­stützen für die Querschnittsachsen y - y und z - z
α_{st}	Verhältnis
β	Faktor, Anpassungsbeiwert
β_c, β_t	Beiwerte
γ_C	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_F	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Abweichungen von den nominellen Abmessungen
γ_{Ff}	Teilsicherheitsbeiwert für schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Abweichungen von den nominellen Abmessungen
γ_{M0}	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl nach EN 1993-1-1, 6.1(1)
γ_{M1}	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl bei stabilitätsgefährdeten Bauteilen nach EN 1993-1-1, 6.1(1)
γ_{Mf}	Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungsfestigkeit
$\gamma_{Mf,s}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungsfestigkeit von schubbeanspruchten Kopfbolzendübeln
γ_P	Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahl
γ_S	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
γ_V	Teilsicherheitsbeiwert für Kopfbolzendübel
γ_{VS}	Teilsicherheitsbeiwert für die Längsschubkrafttragfähigkeit von Verbunddecken
δ	Faktor, bezogener Stahlanteil bei Verbundstützen, Mittendurchbiegung
δ_{max}	vertikale Durchbiegung
δ_s	Durchbiegung eines Profilbleches infolge Eigengewicht und Frischbetongewicht
$\delta_{s,max}$	Grenzwert für δ_s
δ_u	im Versuch ermittelter maximaler Schlupf unter dem charakteristischen Lastniveau
δ_{uk}	charakteristischer Wert des Verformungsvermögens von Dübeln
ε	$\sqrt{235 / f_y}$, mit f_y in N/mm ²
η	Verdübelungsgrad; Beiwert
η_a, η_{ao}	Reduktionsfaktoren zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung bei betongefüllten Rohren
$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cl}$	Erhöhungsfaktoren zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung bei betongefüllten Rohren
θ	Winkel
λ, λ_v	Schadensäquivalenzfaktoren
$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$	Schadensäquivalenzfaktoren für Beanspruchungen aus Haupttragwerkswirkung bzw. lokaler Wirkung
$\bar{\lambda}$	Schlankheitsgrad
$\bar{\lambda}_{LT}$	Schlankheitsgrad für Biegedrillknicken
μ	Reibungsbeiwert, Faktor

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

μ_d	Faktor für die Bemessung von Verbundstützen bei Druck und einachsiger Biegung
μ_{dy}, μ_{dz}	Faktor μ_d bezogen auf die Biegeachse
ν	Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Längsdruckspannungen auf die Schubtragfähigkeit, Beiwert zur Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit
ν_a	Querkontraktionszahl für Baustahl
ξ	Beiwert zur Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit
ρ	Beiwert zur Berücksichtigung des Querkrafteinflusses auf die Momententragfähigkeit
ρ_s	Beiwert, Bewehrungsgrad
$\sigma_{com,c,Ed}$	Längsdruckspannung im Kammerbeton infolge des Bemessungswertes der einwirkenden Normalkraft
$\sigma_{c,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit des Betons bei Teilflächenpressung
σ_{ct}	maximale Betonrandzugspannung
$\sigma_{max,f}$	maximale Spannung infolge Ermüdungsbelastung
$\sigma_{min,f}$	minimale Spannung infolge Ermüdungsbelastung
$\sigma_{s,max,f}$	Betonstahlspannung infolge des Momentes $M_{Ed,max,f}$
$\sigma_{s,min,f}$	Betonstahlspannung infolge des Momentes $M_{Ed,min,f}$
σ_s	Betonstahlspannung (Zug)
$\sigma_{s,max}$	Betonstahlspannung infolge des Momentes M_{max}
$\sigma_{s,max,0}$	Betonstahlspannung infolge des Momentes M_{max} ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
$\sigma_{s,0}$	Betonstahlspannung ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
τ_{Rd}	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit
τ_u	aus Versuchen ermittelter Wert der Verbundspannung von Verbunddecken
$\tau_{u,Rd}$	Bemessungswert der Verbundspannung von Verbunddecken
$\tau_{u,Rk}$	charakteristischer Wert der Verbundspannung von Verbunddecken
ϕ	Stabdurchmesser von Betonstahl; schädigungsäquivalenter Schwingbeiwert
ϕ^*	Stabdurchmesser von Betonstahl
φ_t	Kriechzahl
$\varphi(t, t_0)$	Kriechzahl, die die Kriechverformung zwischen den Zeitpunkten t und t_0 beschreibt und auf die elastische Verformung im Alter von 28 Tagen bezogen ist
χ	Abminderungsfaktor für Biegeknicken
χ_{LT}	Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken
ψ_L	Kriechbeiwert

2 Grundlagen der Tragwerksplanung

2.1 Anforderungen

- (1)P Für die Tragwerksplanung von Verbundtragwerken gelten die Grundlagen der EN 1990.
- (2)P Zusätzlich gelten für Verbundtragwerke die Grundlagen dieses Abschnitts.
- (3) Die grundlegenden Anforderungen der EN 1990, Abschnitt 2 gelten für Verbundtragwerke als erfüllt, wenn:
- die Bemessung mit Grenzzuständen und Teilsicherheitsbeiwerten nach EN 1990,
 - die Einwirkungen nach EN 1991,
 - die Lastkombinationen nach EN 1990 und
 - die Widerstände und die Regelungen zur Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit entsprechend dieser Norm beachtet werden.

2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen

- (1)P Für Verbundtragwerke sind maßgebende Beanspruchungszustände infolge der Belastungsgeschichte zu berücksichtigen.

2.3 Basisvariablen

2.3.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse

- (1) Die bei der Bemessung zu verwendenden Einwirkungen dürfen den maßgebenden Teilen der EN 1991 entnommen werden.
- (2)P Beim Nachweis von als Schalung wirkenden Profiblechen muss der Einfluss aus dem zusätzlichen Eigengewicht durch Vergrößerung der Betondicke infolge der Durchbiegung des Bleches berücksichtigt werden.

2.3.2 Werkstoff- und Produkteigenschaften

- (1) Einwirkungen, die aus dem zeitabhängigen Verhalten des Betons resultieren, sind in der Regel nach EN 1992-1-1 zu ermitteln, wenn Eurocode 4 keine abweichenden Regelungen enthält.

2.3.3 Klassifizierung von Einwirkungen

- (1)P Aus dem Schwinden des Betons und aus nichtlinearen Temperaturverteilungen resultieren bei Verbundtragwerken Eigenspannungen im Querschnitt sowie Krümmungen und Längsdehnungen in Bauteilen. Diese Beanspruchungen, die in statisch bestimmten Tragwerken und bei Vernachlässigung der Verträglichkeitsbedingungen auch in statisch unbestimmten Tragwerken auftreten, werden als primäre Beanspruchungen bezeichnet.
- (2)P Die primären Beanspruchungen aus Schwinden und Temperatur rufen in statisch unbestimmten Tragwerken aufgrund der Verträglichkeitsbedingungen zusätzliche Zwangsbeanspruchungen hervor. Diese werden als sekundäre Beanspruchungen bezeichnet.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

2.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

2.4.1 Bemessungswerte

2.4.1.1 Bemessungswerte für Einwirkungen

(1) Bei Vorspannung mittels planmäßig eingepprägter und kontrollierter Deformationen, z. B. Absenken von Auflagern, ist in der Regel im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein Teilsicherheitsbeiwert γ_p festzulegen, der ungünstige und günstige Auswirkungen berücksichtigt.

ANMERKUNG Der Wert für γ_p darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für ungünstige und günstige Auswirkungen ist 1,0.

2.4.1.2 Bemessungswerte für Werkstoffe und Produkteigenschaften

(1)P Sofern keine oberen Grenzwerte der Festigkeit beachtet werden müssen, sind die Teilsicherheitsbeiwerte auf die unteren charakteristischen Werte oder die Nennwerte der Festigkeit zu beziehen.

(2)P Für Beton ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_c zu verwenden. Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit ergibt sich zu

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (2.1)$$

wobei der charakteristische Wert f_{ck} für Normalbeton EN 1992-1-1, 3.1 und für Leichtbeton EN 1992-1-1, 11.3 zu entnehmen ist.

ANMERKUNG Es ist der Wert für γ_c nach EN 1992-1-1 zu verwenden.

(3)P Für Betonstahl ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_s zu verwenden.

ANMERKUNG Es ist der Wert für γ_s nach EN 1992-1-1 zu verwenden.

(4)P Für Baustahl, Profibleche und Verbindungsmittel ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_M zu verwenden. Wenn keine abweichenden Angaben gemacht werden, ist für Baustahl der Teilsicherheitsbeiwert γ_{M0} zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Für γ_M sind die Werte nach EN 1993 zu verwenden.

(5)P Für Verbundmittel ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_V zu verwenden.

ANMERKUNG Der Wert für γ_V darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,25.

(6)P Für die Längsschubkrafttragfähigkeit von Verbunddecken ist bei Tragwerken des Hochbaus der Teilsicherheitsbeiwert γ_{VS} zu verwenden.

ANMERKUNG Der Wert für γ_V darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,25.

(7)P Für den Nachweis des Grenzzustandes der Ermüdung von Kopfbolzendübeln sind bei Tragwerken des Hochbaus die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mf} und $\gamma_{Mf,s}$ zu verwenden.

ANMERKUNG Für γ_{Mf} sind die Werte nach den maßgebenden Teilen von EN 1993 zu verwenden. Der Wert für $\gamma_{Mf,s}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,00.

2.4.1.3 Bemessungswerte für geometrische Größen

(1) Querschnitts- und Systemabmessungen dürfen Produktnormen oder Ausführungszeichnungen entnommen werden und als nominelle Werte verwendet werden.

2.4.1.4 Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit

(1)P Für Verbundtragwerke sind die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit nach EN 1990, Gleichung (6.6a) oder Gleichung (6.6c) zu ermitteln.

2.4.2 Kombinationsregeln für Einwirkungen

(1) Die allgemeinen Kombinationsregeln für Einwirkungen finden sich in EN 1990, Abschnitt 6.

ANMERKUNG Für Hochbauten dürfen die Kombinationsregeln dem Nationalen Anhang zu Anhang A von EN 1990 entnommen werden.

2.4.3 Nachweis der Lagesicherheit (EQU)

(1) Das Nachweisformat beim Nachweis der Lagesicherheit nach EN 1990, Tabelle 1.2A gilt auch für Bemessungszustände mit vergleichbaren Voraussetzungen wie beim (EQU), z. B. für die Bemessung von Verankerungen oder beim Nachweis gegen das Abheben von Lagern bei Durchlaufträgern.

3 Werkstoffe

3.1 Beton

(1) Sofern im Eurocode 4 keine anderen Festlegungen getroffen werden, gelten in der Regel für die Materialeigenschaften von Beton für Normalbeton die Angaben nach EN 1992-1-1, 3.1 und für Leichtbeton die Angaben nach EN 1992-1-1, 11.3.

(2) Betonfestigkeitsklassen kleiner als C20/25 bzw. LC20/22 und höher als C60/75 bzw. LC60/66 liegen außerhalb des Anwendungsbereiches dieses Teils von EN 1994.

(3) Schwinddehnungen des Betons sind in der Regel unter Berücksichtigung der Umgebungsfeuchte, der Abmessungen des Betonquerschnittsteils und der Zusammensetzung des Betons zu bestimmen.

(4) Für Tragwerke des Hochbaus darf für Verbundbauteile der Einfluss aus der autogenen Schwinddehnung bei der Ermittlung der Spannungen und Verformungen vernachlässigt werden.

ANMERKUNG Basierend auf Erfahrungen mit ausgeführten Verbundtragwerken kann ein Ansatz der Endschwindmaße nach EN 1992-1-1 bei Verbundbauteilen zu einer Überschätzung der Einflüsse aus dem Schwinden führen. Angaben zu den Endschwindmaßen dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte enthält Anhang C.

3.2 Betonstahl

(1) Für Verbundtragwerke darf anstelle des Rechenwertes des Elastizitätsmoduls E_s der Wert für Baustahl nach EN 1993-1-1, 3.2.6 verwendet werden.

3.3 Baustahl

(1) Es sind in der Regel die Werkstoffeigenschaften nach EN 1993-1-1, 3.1 und 3.2 zu verwenden.

(2) Die Bemessungsregeln in diesem Teil von EN 1994 gelten nur für Baustähle, bei denen der Nennwert der Streckgrenze 460 N/mm^2 nicht überschreitet.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

3.4 Verbindungs- und Verbundmittel

3.4.1 Allgemeines

(1) Für Verbindungsmittel und Schweißzusatzwerkstoffe gilt EN 1993-1-8.

3.4.2 Kopfbolzendübel

(1) Es gilt EN 13918.

3.5 Profilbleche für Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus

(1) Es gelten die Regelungen nach EN 1993-1-3, 3.1 und 3.2.

(2) Die Angaben in diesem Teil der EN 1994 gelten für die Bemessung von Verbunddecken mit Profilblechen, bei denen Bleche aus Baustahl nach EN 10025, kaltverformte Bleche nach EN 10149-2 oder EN 10149-3 oder verzinkte Bleche nach **AC** EN 10326 **AC** verwendet werden.

ANMERKUNG Der Nennwert der Mindestdicke des Bleches darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,70 mm.

4 Dauerhaftigkeit

4.1 Allgemeines

(1) Es gelten die Regelungen nach EN 1990, EN 1992 und EN 1993.

(2) Für die konstruktive Ausbildung der Verdübelung gelten die Regelungen nach 6.6.5.

4.2 Profilbleche für Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus

(1)P Die nicht durch Beton geschützte Oberfläche des Bleches muss gegen besondere Umwelteinflüsse ausreichend geschützt werden.

(2) Wenn eine Verzinkung gefordert wird, sind in der Regel die Anforderungen nach **AC** EN 10326 **AC** oder anderen maßgebenden Normen zu beachten.

(3) Eine beidseitige Zinkbeschichtung von insgesamt 275 g/m² ist für Innenbauteile mit nicht aggressiven Umgebungsbedingungen ausreichend. Die Beschichtung darf den Gebrauchsbedingungen angepasst werden.

5 Tragwerksberechnung

5.1 Statisches System für die Berechnung

5.1.1 Statisches System und grundlegende Annahmen

(1)P Das statische Modell und die grundlegenden Annahmen müssen den Anforderungen nach EN 1990, 5.1.1 entsprechen. Das Modell muss das Verhalten von Querschnitten, Bauteilen, Verbindungen und Lagern ausreichend genau abbilden.

(2) Abschnitt 5 gilt für Tragwerke, bei denen die überwiegende Anzahl der Einzelbauteile und Verbindungen entweder Verbund- oder Stahlbauteile sind. Wenn das Tragverhalten im Wesentlichen dem eines

Stahlbeton- oder Spannbetontragwerks entspricht und nur wenige Einzelelemente als Verbundbauteile ausgebildet sind, sind die Schnittgrößen in der Regel nach EN 1992-1-1 zu ermitteln.

(3) Die Schnittgrößen für Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus sind im Allgemeinen nach Abschnitt 9 zu ermitteln.

5.1.2 Berechnungsmodelle für Anschlüsse

(1) Im Allgemeinen dürfen die Einflüsse aus dem Last-Verformungsverhalten der Anschlüsse auf die Schnittgrößen und das Verformungsverhalten des Tragwerks vernachlässigt werden. Wenn sie, wie z. B. bei verformbaren Anschlüssen, einen maßgebenden Einfluss haben, sollten sie in der Regel bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden. Siehe hierzu EN 1993-1-8, Abschnitt 8.

(2) Um festzustellen, ob die Einflüsse aus dem Verformungsverhalten der Anschlüsse bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden müssen, darf nach 8.2 und EN 1993-1-8, 5.1.1 zwischen den nachfolgend angegebenen drei Anschlussmodellen unterschieden werden:

- gelenkige Anschlüsse, bei denen angenommen werden darf, dass der Anschluss keine Biegemomente überträgt;
- steife Anschlüsse, bei denen die Steifigkeit und die Tragfähigkeit des Anschlusses bei der Berechnung die Annahme durchgehender Bauteile erlaubt;
- verformbare Anschlüsse, bei denen das Anschlussverhalten bei der Berechnung berücksichtigt werden muss.

(3) Für Tragwerke des Hochbaus sind die Anforderungen an die unterschiedlichen Anschlussstypen in EN 1993-1-8, Abschnitt 8 geregelt.

5.1.3 Boden-Bauwerks-Interaktion

(1)P Falls erforderlich, sind die Verformungseigenschaften der Gründung zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Regelungen zur Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Interaktion sind in EN 1997 enthalten.

5.2 Globale Tragwerksberechnung

5.2.1 Einflüsse aus der Tragwerksverformung

(1) Die Schnittgrößen dürfen im Allgemeinen entweder nach

- Theorie I. Ordnung unter Ansatz der Ausgangsgeometrie

oder nach

- Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Tragwerksverformung

berechnet werden.

(2)P Die Einflüsse aus der Tragwerksverformung (Theorie II. Ordnung) müssen immer berücksichtigt werden, wenn die aus den Verformungen resultierende Vergrößerung der Schnittgrößen nicht mehr vernachlässigt werden kann oder wenn das Tragwerksverhalten maßgeblich verändert wird.

(3) Die Berechnung darf nach Theorie I. Ordnung erfolgen, wenn der aus den Verformungen nach Theorie I. Ordnung resultierende Zuwachs der maßgebenden Schnittgrößen kleiner als 10 % ist. Diese Anforderung gilt als erfüllt, wenn die nachfolgende Bedingung eingehalten ist.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (5.1)$$

Dabei ist

α_{cr} der Verzweigungslastfaktor, mit dem die Bemessungswerte der Einwirkungen bis zum Erreichen der nach der Elastizitätstheorie ermittelten globalen idealen Verzweigungslast erhöht werden müssen.

(4)P Bei der Bestimmung der Steifigkeiten des Tragwerks müssen die Einflüsse aus der Rissbildung und dem Kriechen des Betons sowie aus dem Verformungsverhalten der Anschlüsse berücksichtigt werden.

5.2.2 Schnittgrößenermittlung für Tragwerke des Hochbaus

(1) Ebene seitlich verschiebliche Stockwerkrahmen dürfen nach Theorie I. Ordnung berechnet werden, wenn die Bedingung (5.1) für jedes Stockwerk erfüllt ist. Für diese Tragwerke darf der Verzweigungslastfaktor α_{cr} näherungsweise nach EN 1993-1-1, 5.2.1(4) ermittelt werden, wenn der Normkrafteinfluss in den Riegeln vernachlässigt werden kann und die Einflüsse aus der Rissbildung nach 5.4.2.3, die Einflüsse aus dem Kriechen des Betons nach 5.4.2.2 und die Einflüsse aus dem Verformungsverhalten der Anschlüsse nach 8.2 und EN 1993-1-8, 5.1 berücksichtigt werden.

(2) Bei einer Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung dürfen die Schnittgrößen näherungsweise durch Vergrößerung der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung mit einem entsprechenden Vergrößerungsfaktor bestimmt werden.

(3) Wenn bei der globalen Tragwerksberechnung für die Einzelbauteile die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung und die maßgebenden zugehörigen Bauteilimperfectionen berücksichtigt werden, sind für die Einzelbauteile keine weiteren Stabilitätsnachweise erforderlich.

(4) Wenn die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung in Einzelbauteilen oder bestimmte Imperfektionsansätze (z. B. Imperfektionen für Biegeknicken und/oder Biegedrillknicken) bei der globalen Tragwerksberechnung nicht vollständig berücksichtigt werden, ist ein gesonderter Stabilitätsnachweis für die bei der globalen Tragwerksberechnung nicht berücksichtigten Versagensformen erforderlich.

(5) Wenn bei der globalen Tragwerksberechnung der Einfluss des Biegedrillknickens vernachlässigt wird, darf für biegedrillknickgefährdete Verbundträger der Nachweis der Tragfähigkeit nach 6.4 geführt werden.

(6) Für Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile darf der Nachweis gegen Biegeknicken nach den folgenden Verfahren geführt werden:

- a) Globale Tragwerksberechnung nach 5.2.2(3) und Nachweis der Querschnittstragfähigkeit nach 6.7.3.6 oder 6.7.3.7.
- b) Schnittgrößenermittlung für das Einzelbauteil nach 6.7.3.4 und der Nachweis der Querschnittstragfähigkeit nach 6.7.3.6 oder 6.7.3.7. Randmomente sind mit Hilfe einer globalen Tragwerksberechnung nach Theorie II. Ordnung und unter Berücksichtigung von globalen Imperfektionen zu ermitteln. Die Schnittgrößen für das Einzelbauteil sind unter Berücksichtigung der Einflüsse aus Theorie II. Ordnung und den lokalen Imperfektionen nach 5.3.2.3 zu bestimmen.
- c) Für Verbundbauteile mit zentrischer Druckbeanspruchung dürfen die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung und lokalen Imperfektionen mit Hilfe des Nachweises nach 6.7.3.5 auf der Grundlage der Knickspannungslinien berücksichtigt werden, wobei in der Regel die Knicklänge als Systemlänge anzunehmen ist. Bei diesem Nachweis sollten die Stabendschnittgrößen aus einer globalen Tragwerksberechnung nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung von globalen Imperfektionen ermittelt werden.

(7) Für Verbundtragwerke mit Stahlstützen darf der Stabilitätsnachweis für die Stahlstützen auch als Ersatzstabnachweis nach EN 1993-1-1, 5.2.2(8) und 6.3 geführt werden.

5.3 Imperfektionen

5.3.1 Grundlagen

(1)P Bei der Tragwerksberechnung sind die Einflüsse aus Imperfektionen zu erfassen. Die Imperfektionsansätze müssen Einflüsse aus Eigenspannungen, geometrische Imperfektionen wie Schiefstellungen, Abweichungen von der ideal geraden Stabachse, Unebenheiten und Passungenauigkeiten sowie unvermeidbare Exzentrizitäten aus Montagetoleranzen in Verbindungen erfassen.

(2)P Die Imperfektionen sind so anzunehmen, dass sie der zum niedrigsten Verzweigungslastfaktor zugehörigen Verformungsfigur der jeweils betrachteten Ebene entsprechen. Sie sind in ungünstigster Richtung anzusetzen.

5.3.2 Imperfektionen für Tragwerke des Hochbaus

5.3.2.1 Allgemeines

(1) In der Regel sind die geometrischen Ersatzimperfektionen nach 5.3.2.2 und 5.3.2.3 zu verwenden, die mögliche Einflüsse aus globalen und lokalen Imperfektionen erfassen. Einflüsse aus lokalen Imperfektionen dürfen vernachlässigt werden, wenn sie bei den in 5.3.2.3 angegebenen Nachweisverfahren in den Nachweisgleichungen direkt berücksichtigt werden.

(2) Bei der globalen Tragwerksberechnung dürfen für druckbeanspruchte Verbundbauteile lokale Imperfektionen vernachlässigt werden, wenn die Schnittgrößen nach ~~AC~~ 5.2.1(3) ~~AC~~ nach Theorie I. Ordnung ermittelt werden dürfen. Wenn die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen sind, dürfen bei der globalen Schnittgrößenermittlung die lokalen Imperfektionen vernachlässigt werden, wenn die nachfolgende Bedingung eingehalten ist.

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{Ed}} \quad (5.2)$$

Dabei ist

$\bar{\lambda}$ der Schlankheitsgrad nach 6.7.3.3, der unter Annahme einer beidseitig gelenkigen Lagerung des Bauteils zu ermitteln ist;

$N_{pl,Rk}$ der charakteristische Wert der Normalkrafttragfähigkeit nach 6.7.3.3;

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft.

(3) Beim Stabilitätsnachweis von Einzelbauteilen nach 6.7.3.6 oder 6.7.3.7 sind lokale Imperfektionen stets zu berücksichtigen.

(4) Für lokale Imperfektionen von druckbeanspruchten Stahlbauteilen gilt EN 1993-1-1, 5.3.2 und 5.3.4.

5.3.2.2 Globale Imperfektionen

(1) Die anzusetzenden globalen Imperfektionen sind in der Regel nach EN 1993-1-1, 5.3.2 zu bestimmen.

5.3.2.3 Lokale Imperfektionen

(1) Der Bemessungswert des maximalen Stichs infolge Vorkrümmung ist für Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile in Tabelle 6.5 angegeben.

(2) Bei den in 6.4 angegebenen Nachweisen zur Ermittlung der Beanspruchbarkeit von biegedrillknickgefährdeten, seitlich nicht gehaltenen Verbundträgern sind die Einflüsse aus Imperfektionen in den Nachweisgleichungen berücksichtigt.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(3) Beim Tragfähigkeitsnachweis für druckbeanspruchte Stahlbauteile nach EN 1993-1-1, 6.3 sind die Einflüsse aus Imperfektionen bereits in den Nachweisgleichungen berücksichtigt.

5.4 Schnittgrößenermittlung

5.4.1 Verfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen

5.4.1.1 Allgemeines

(1) Die Schnittgrößen dürfen auch dann nach der Elastizitätstheorie berechnet werden, wenn die Beanspruchbarkeit der Querschnitte vollplastisch oder nichtlinear ermittelt wird.

(2) Für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind die Schnittgrößen in der Regel nach der Elastizitätstheorie zu berechnen, wobei Einflüsse aus nichtlinearem Verhalten, wie z. B. die Rissbildung des Betons, zu berücksichtigen sind.

(3) Für den Nachweis des Grenzzustandes der Ermüdung sind die Schnittgrößen in der Regel nach der Elastizitätstheorie zu bestimmen.

(4)P Bei der Berechnung müssen die Einflüsse aus der Schubweichheit breiter Gurte (mittragende Breite) und aus dem lokalen Beulen von Stahlquerschnittsteilen berücksichtigt werden, wenn sie die Schnittgrößenverteilung nennenswert beeinflussen.

(5) Der Einfluss des lokalen Beulens von Stahlquerschnittsteilen auf die zu wählende Methode der Schnittgrößenermittlung darf mit der Querschnittsklassifizierung nach 5.5 beurteilt werden.

(6) Der Einfluss des lokalen Beulens von Stahlquerschnittsteilen auf die Steifigkeit von Verbundquerschnitten darf im Allgemeinen vernachlässigt werden. Für Verbundquerschnitte der Klasse 4 gilt EN 1993-1-5, 2.2.

(7) Einflüsse aus dem Schlupf in geschraubten Verbindungen oder vergleichbare Verformungen von Verbindungsmitteln sollten bei der Schnittgrößenermittlung beachtet werden.

(8) Einflüsse aus dem Verformungsverhalten (Schlupf, Abheben) der Verbundfuge dürfen bei der Schnittgrößenermittlung vernachlässigt werden, wenn die Verdübelung nach 6.6 ausgeführt wird. Bei einer nichtlinearen Ermittlung der Schnittgrößen sind die Einflüsse aus dem Verformungsverhalten der Verbundfuge stets zu berücksichtigen.

5.4.1.2 Mittragende Breite des Betongurtes — Einfluss der Schubweichheit breiter Gurte

(1)P Der Einfluss aus der Schubweichheit breiter Gurte ist entweder durch eine genauere Berechnung oder durch eine mittragende Gurtbreite zu berücksichtigen.

(2) Für die mittragende Breite von breiten Stahlgurten gelten die Regelungen nach EN 1993-1-1, 5.2.1(5).

(3) Die mittragende Breite von breiten Betongurten ist im Allgemeinen mit den nachfolgenden Regelungen zu bestimmen.

(4) Bei der globalen Tragwerksberechnung darf eine feldweise konstante mittragende Breite angenommen werden. Diese ergibt sich für Träger mit beidseitiger Auflagerung aus dem Wert $b_{\text{eff},1}$ in Feldmitte und für Kragarme aus dem Wert $b_{\text{eff},2}$ am Auflager.

(5) In den Feldbereichen und an Auflagern ergibt sich mit Bild 5.1 die gesamte mittragende Breite b_{eff} zu:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5.3)$$

Dabei ist

b_0 der Achsabstand zwischen den äußeren Dübelreihen;

b_{ei} die mittragende Breite der Teilgurte beidseits des Trägersteges, die mit $L_e/8$, jedoch nicht größer als die geometrische Teilgurtbreite b_i angenommen werden darf. Für die geometrische Teilgurtbreite b_i ist im Allgemeinen die Hälfte des in der Gurtmittelfläche vorhandenen Abstandes zwischen den äußeren Dübelreihen benachbarter Träger anzunehmen. Bei Randträgern ist b_i der Abstand zwischen der äußeren Dübelreihe und dem freien Betonrand. Als äquivalente Stützweite L_e ist im Allgemeinen der Abstand der Momentennullpunkte anzunehmen. Für typische durchlaufende Verbundträger, bei denen die Momentengrenzlinie aus unterschiedlichen Laststellungen resultiert, sowie für Kragarme darf L_e nach Bild 5.1 angenommen werden.

(6) Die mittragende Breite an Endauflagern darf wie folgt bestimmt werden:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (5.4)$$

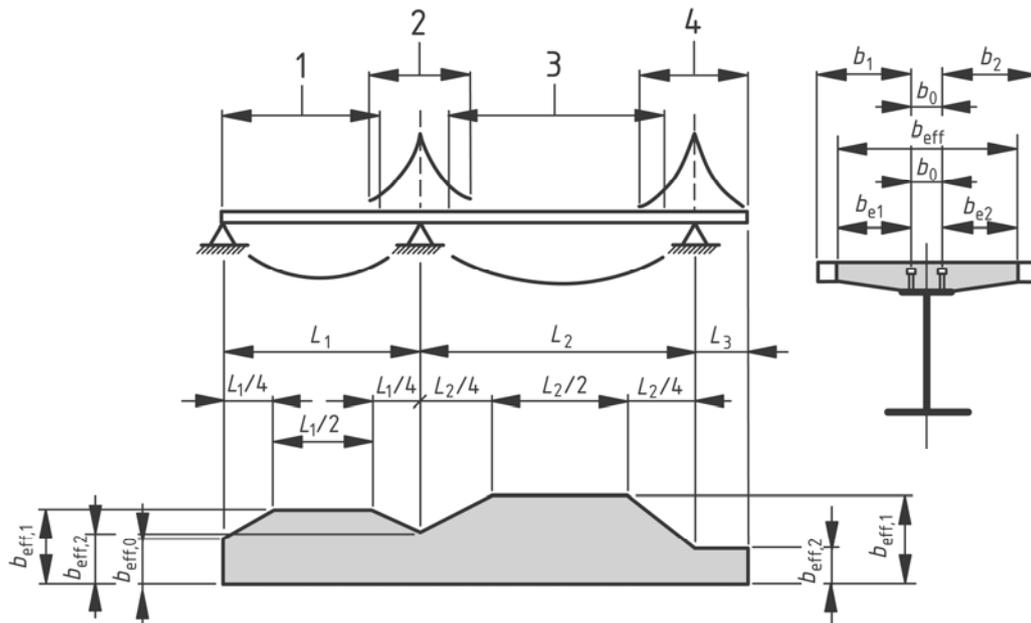
mit:

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1,0 \quad (5.5)$$

Dabei ist

b_{ei} die mittragende Breite in Feldmitte des Endfeldes nach (5) und

L_e die äquivalente Stützweite des Endfeldes nach Bild 5.1.



Legende

1 $L_e = 0,85 L_1$ für $b_{\text{eff},1}$

3 $L_e = 0,70 L_2$ für $b_{\text{eff},1}$

2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ für $b_{\text{eff},2}$

4 $L_e = 2 L_3$ für $b_{\text{eff},2}$

Bild 5.1 — Äquivalente Stützweiten zur Ermittlung der mittragenden Gurtbreite

(7) Der Verlauf der mittragenden Gurtbreite in Trägerlängsrichtung darf nach Bild 5.1 angenommen werden.

(8) Wenn bei Tragwerken des Hochbaus die Momentenverteilung durch die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten von Anschlüssen beeinflusst wird, ist dies in der Regel bei der Ermittlung der äquivalenten Stützweite L_e zu berücksichtigen.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(9) Bei der Schnittgrößenermittlung darf bei Tragwerken des Hochbaus $b_0 = 0$ angenommen werden. Die geometrische Breite b_i ist dann auf die Stegachse zu beziehen.

5.4.2 Linear-elastische Tragwerksberechnung

5.4.2.1 Allgemeines

(1) Bei der Berechnung sind im Allgemeinen die Einflüsse aus der Rissbildung im Beton, aus dem Kriechen und Schwinden, aus der Belastungsgeschichte sowie aus Vorspannmaßnahmen zu berücksichtigen.

5.4.2.2 Kriechen und Schwinden

(1)P Die Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden müssen mit ausreichender Genauigkeit berücksichtigt werden.

(2) Mit Ausnahme von Doppelverbundquerschnitten dürfen die Einflüsse aus dem Kriechen des Betons mit Hilfe von Reduktionszahlen n_L , die von der Beanspruchungsart (Indizes L) abhängig sind, berücksichtigt werden.

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t) \quad (5.6)$$

Dabei ist

n_0 = E_a/E_{cm} die Reduktionszahl für kurzzeitige Beanspruchungen,

E_{cm} der Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons bei kurzzeitiger Beanspruchung nach EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 oder Tabelle 11.3.1,

φ_t die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ nach EN 1992-1-1, 3.1.4 oder 11.3.3 in Abhängigkeit vom betrachteten Betonalter (t) und vom Alter (t_0) bei Belastungsbeginn,

ψ_L ein von der Beanspruchungsart abhängiger Kriechbeiwert, der für ständige Beanspruchungen mit 1,1, für primäre und sekundäre Beanspruchungen aus dem Schwinden mit 0,55 und für Beanspruchungen aus Vorspannung mittels planmäßig eingepprägter Deformationen mit 1,5 angenommen werden AC sollte. AC

(3) Für Verbundtragwerke, bei denen der Betongurt abschnittsweise hergestellt wird, darf für die ständigen Einwirkungen aus dem Betongewicht ein mittleres Alter für den Belastungsbeginn für die Bestimmung der Kriechzahl angenommen werden. Diese Annahme darf auch für Beanspruchungen aus Vorspannmaßnahmen mittels planmäßig eingepprägter Deformationen getroffen werden, wenn der Beton in den maßgebenden Feldern zum Zeitpunkt der Vorspannmaßnahme älter als 14 Tage ist.

(4) Beim Schwinden ist das Alter bei Belastungsbeginn in der Regel mit einem Tag anzunehmen.

(5) Wenn Fertigteile verwendet werden oder wenn eine Vorspannung des Betons vor Herstellung des Verbundes erfolgt, ist in der Regel für die Ermittlung der Kriechzahl und des Schwindmaßes als Alter bei Belastungsbeginn das Alter anzunehmen, bei dem die Verbundwirkung wirksam wird.

(6) Wenn die zum Zeitpunkt t_0 vorhandene Momentenverteilung durch das Kriechen des Betons nennenswert verändert wird, wie z. B. bei Durchlaufträgern, die abschnitts- oder feldweise aus Verbund- und reinen Stahlquerschnitten bestehen, sind die zeitabhängigen sekundären Beanspruchungen (Zwangsschnittgrößen) aus dem Kriechen zu berücksichtigen. Die zugehörige Reduktionszahl darf mit dem Kriechbeiwert $\psi_L = 0,55$ ermittelt werden. Für Bauteile, bei denen alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen, dürfen die zeitabhängigen Zwangsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Trägern ohne Biegedrillknickgefahr vernachlässigt werden.

(7) Die Einflüsse aus primären und sekundären Beanspruchungen infolge des Schwindens und Kriechens des Betongurtes sind im Allgemeinen zu berücksichtigen. Diese Einflüsse dürfen bei der Schnittgrößenermittlung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Ausnahme des Grenzzustandes der Ermüdung für Verbundbauteile vernachlässigt werden, wenn alle Querschnitte die Bedingungen der Querschnittsklasse 1 oder 2 erfüllen und keine Biegedrillknickgefahr besteht. Für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit gelten die Regelungen nach Abschnitt 7.

(8) In Trägerbereichen, in denen der Betongurt als gerissen angenommen wird, dürfen bei der Ermittlung der sekundären Beanspruchungen aus dem Schwinden die Auswirkungen aus den primären Beanspruchungen infolge Schwinden vernachlässigt werden.

(9) Bei Verbundstützen und druckbeanspruchten Verbundbauteilen sind die Einflüsse aus dem Kriechen in der Regel nach 6.7.3.4(2) zu berücksichtigen.

(10) Für Doppelverbundquerschnitte, bei denen beide Betongurte ungerissen sind (z. B. bei Vorspannung), sind die Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden in der Regel mit genaueren Berechnungsverfahren zu ermitteln.

(11) Für Tragwerke des Hochbaus, die die Bedingungen nach (5.1) oder 5.2.2(1) erfüllen, die nicht vorwiegend durch hohe ständige Einwirkungen (z. B. bei Lagerräumen) beansprucht werden und die nicht mittels planmäßig eingepprägter Deformationen vorgespannt werden, dürfen die Einflüsse aus dem Kriechen bei Verbundträgern für kurzzeitige und ständige Beanspruchungen durch Ersetzen der mittragenden Betonfläche A_c durch eine reduzierte äquivalente Stahlfläche A_c/n ersetzt werden. Die Reduktionszahl n darf mit dem effektiven Elastizitätsmodul $E_{c,eff} = E_{cm}/2$ ermittelt werden.

5.4.2.3 Einflüsse aus der Rissbildung des Betons

(1)P Die Einflüsse aus der Rissbildung des Betons sind bei der Berechnung ausreichend genau zu berücksichtigen.

(2) Zur Berücksichtigung der Einflüsse aus der Rissbildung darf für Verbundträger mit Betongurten das nachfolgend angegebene Verfahren verwendet werden. Im ersten Schritt werden für die charakteristische Kombination der Einwirkungen nach EN 1990, 6.5.3 die extremalen Schnittgrößen (Momentengrenzlinie) mit den Biegesteifigkeiten $E_a I_1$ der ungerissenen Querschnitte und unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons bestimmt. Diese Berechnung wird als „Tragwerksberechnung ohne Berücksichtigung der Rissbildung“ bezeichnet.

In Trägerbereichen, in denen infolge der aus der Haupttragwerkswirkung resultierenden extremalen Schnittgrößen die Randzugspannung des Betongurtes für Normalbeton den zweifachen Wert von f_{ctm} nach EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 und für Leichtbeton den zweifachen Wert von f_{lctm} nach EN 1992-1-1, Tabelle 11.3.1, überschreitet, ist die Biegesteifigkeit auf den Wert $E_a I_2$ nach 1.5.2.12 abzumindern. Die hieraus resultierende Steifigkeitsverteilung darf für Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zugrunde gelegt werden. Anschließend sind die Schnittgrößen und gegebenenfalls die Verformungen mit dieser Steifigkeitsverteilung erneut zu ermitteln. Diese Berechnung wird als „Tragwerksberechnung unter Berücksichtigung der Rissbildung“ bezeichnet.

(3) Für durchlaufende Verbundträger ohne Vorspannmaßnahmen und mit oberhalb des Stahlquerschnitts angeordneten Betongurten darf das nachfolgend angegebene Näherungsverfahren verwendet werden. Dieses Verfahren darf auch für Träger in Rahmentragwerken, bei denen Horizontalkräfte durch Aussteifungen aufgenommen werden, benutzt werden. Wenn das Verhältnis der an eine Innenstütze angrenzenden Stützweiten (l_{min}/l_{max}) nicht kleiner als 0,6 ist, darf der Einfluss der Rissbildung durch Ansatz der Biegesteifigkeit $E_a I_2$ über 15 % der Stützweite der an die betrachtete Innenstütze angrenzenden Felder und durch Ansatz der Steifigkeit $E_a I_1$ in den restlichen Bereichen erfasst werden.

(4) Für Verbundstützen und Druckglieder in Verbundbauweise ist der Einfluss der Rissbildung auf die Biegesteifigkeit in der Regel in Übereinstimmung mit 6.7.3.4 zu berücksichtigen.

DIN EN 1994-1-1:2010-12

EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(5) Bei Tragwerken des Hochbaus mit kammerbetonierten Querschnitten darf der Einfluss der Rissbildung im Kammerbeton durch Ansatz des Mittelwertes der Biegesteifigkeiten des ungerissenen und des gerissenen Kammerbetonquerschnitts berücksichtigt werden. Zur Ermittlung der Biegesteifigkeit des gerissenen Kammerbetonquerschnitts darf die auf Druck beanspruchte Querschnittsfläche des Kammerbetons aus der plastischen Spannungsverteilung des Querschnitts bestimmt werden.

5.4.2.4 Belastungsgeschichte

(1)P Bei der Tragwerksberechnung müssen die Einflüsse aus der Belastungsgeschichte ausreichend genau berücksichtigt werden. Hierzu zählen Einflüsse aus einer abschnittswisen Herstellung des Tragwerks, aus Systemwechseln und gegebenenfalls Einflüsse aus Einwirkungen, die teilweise auf das Stahl- oder Verbundtragwerk wirken (Herstellung mit oder ohne Eigengewichtsverbund).

(2) Bei Verbundträgern darf bei der Tragwerksberechnung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) der Einfluss der Belastungsgeschichte vernachlässigt werden, wenn alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen und wenn keine Biegedrillknickgefahr besteht.

5.4.2.5 Einflüsse aus Temperatureinwirkungen

(1) Einflüsse aus Temperatureinwirkungen sind in der Regel nach EN 1991-1-5 zu berücksichtigen.

(2) Einflüsse aus Temperatureinwirkungen dürfen bei der Tragwerksberechnung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) im Allgemeinen vernachlässigt werden, wenn alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen und wenn keine Biegedrillknickgefahr besteht.

5.4.2.6 Vorspannung mittels planmäßig, kontrolliert eingepprägter Deformationen

(1)P Bei Vorspannung mittels planmäßig und kontrolliert eingepprägter Deformationen (z. B. Absenken von Auflagern bei Durchlaufträgern) sind die Einflüsse aus möglichen Abweichungen von den Nennwerten der eingepprägten Deformationen und Abweichungen bei den Steifigkeiten in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bei der Schnittgrößenermittlung zu beachten.

(2) Wenn zur Ermittlung der Schnittgrößen kein genaueres Verfahren verwendet wird, sind in der Regel die Beanspruchungen aus planmäßig eingepprägten und kontrollierten Deformationen mit den charakteristischen bzw. mit den nominellen Werten der Werkstoffeigenschaften zu ermitteln.

5.4.3 Nicht lineare Tragwerksberechnung

(1) Nicht lineare Tragwerksberechnungen dürfen in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1, 5.7 und EN 1993-1-1, 5.4.3 angewendet werden.

(2)P Das Verformungsverhalten der Verdübelung muss bei der Berechnung berücksichtigt werden.

(3)P Der Einfluss von Tragwerksverformungen ist nach 5.2 zu berücksichtigen.

5.4.4 Elastische Tragwerksberechnung mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung für Tragwerke des Hochbaus

(1) Wenn Einflüsse nach Theorie II. Ordnung nicht berücksichtigt werden müssen, dürfen die Schnittgrößen von Durchlaufträgern und Rahmentragwerken im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Hilfe einer linear-elastischen Tragwerksberechnung mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung ermittelt werden. Dies ist für den Grenzzustand der Ermüdung nicht zulässig.

(2) Die auf der Grundlage einer linear-elastischen Berechnung nach 5.4.2 ermittelten Schnittgrößen dürfen unter Beachtung der Gleichgewichtsbedingungen umgelagert werden. Dabei sind die Einflüsse aus Instabilitäten und aus dem nichtlinearen Werkstoffverhalten zu berücksichtigen.

(3) Die aus einer linear-elastischen Tragwerksberechnung resultierenden Schnittgrößen dürfen umgelagert werden:

- a) bei Verbundträgern mit vollständiger und teilweiser Verdübelung nach (4) bis (7);
- b) bei Stahlbauteilen nach EN 1993-1-1, 5.4.1(4);
- c) bei überwiegend biegebeanspruchten Betonbauteilen nach EN 1992-1-1, 5.5;
- d) bei kammerbetonierten Verbundträgern ohne Betongurt nach (b) oder (c), wobei jeweils der kleinste Wert nach (b) oder (c) für die Schnittgrößenumlagerung maßgebend ist.

(4) Mit Ausnahme des Grenzzustandes der Ermüdung dürfen die nach der Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach (5) bis (7) umgelagert werden, wenn:

- es sich um Durchlaufträger oder Rahmenriegel in seitlich ausgesteiften Tragwerken handelt, die als Verbundbauteil ausgebildet sind;
- die Anschlüsse entweder als steife und volltragfähige oder als gelenkige Anschlüsse ausgebildet werden;
- bei kammerbetonierten Verbundträgern die für die angenommene Schnittgrößenumlagerung erforderliche Rotationskapazität nachgewiesen wird oder der Beitrag des druckbeanspruchten Kammerbetons und der druckbeanspruchten Bewehrung an Stützen mit planmäßiger Momentenumlagerung bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit vernachlässigt wird;
- die Bauhöhe feldweise konstant ist und keine Biegedrillknickgefahr besteht.

(5) Wenn die in (4) angegebenen Voraussetzungen erfüllt sind und keine genauere Berechnung mit Nachweis ausreichender Rotationskapazität erfolgt, dürfen bei Verbundträgern die nach der Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen wie folgt umgelagert werden:

- Abminderung der extremalen negativen Momente an Innenstützen bis zu den in Tabelle 5.1 angegebenen Grenzwerten.
- Erhöhung der extremalen negativen Biegemomente an Innenstützen bis zu maximal 10 % bei einer Berechnung der Schnittgrößen unter Annahme ungerissener Querschnitte und bis zu maximal 20 % bei einer Berechnung der Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Rissbildung nach 5.4.2.3. Eine Erhöhung der Schnittgrößen an Innenstützen ist nur zulässig, wenn alle Querschnitte die Bedingungen der Querschnittsklasse 1 oder 2 erfüllen.

Tabelle 5.1 — Grenzwerte für die Umlagerung von negativen Biegemomenten an Innenstützen in %

Querschnittsklasse im negativen Momentenbereich	1	2	3	4
Schnittgrößenermittlung ohne Berücksichtigung der Rissbildung	40	30	20	10
Schnittgrößenermittlung mit Berücksichtigung der Rissbildung	25	15	10	0

(6) Bei Verwendung von Stählen mit Festigkeiten höher als S355 ist in der Regel eine Momentenumlagerung nur zulässig, wenn bei Verbundträgern alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen. Die Abminderung der extremalen negativen Biegemomente an Innenstützen darf bei einer Berechnung der Schnittgrößen ohne Berücksichtigung der Rissbildung in der Regel 30 % und bei einer Berechnung der Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Rissbildung 15 % nicht überschreiten. Andernfalls ist nachzuweisen, dass die Rotationskapazität größere Momentenumlagerungen zulässt.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(7) Die in Tabelle 5.1 angegebenen Grenzwerte für die Momentenumlagerung beziehen sich bei Querschnitten der Klassen 3 und 4 auf die auf den Verbundquerschnitt wirkenden Biegemomente. Für die auf den Stahlquerschnitt einwirkenden Momente ist in der Regel keine Umlagerung der Biegemomente zulässig.

5.4.5 Berechnung nach der Fließgelenktheorie bei Tragwerken des Hochbaus

(1) Der Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit darf mit Ausnahme des Grenzzustandes der Ermüdung nach der Fließgelenktheorie erfolgen, wenn keine Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung erforderlich ist und ferner die nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind:

- alle Bauteile und Verbindungen in Stahl- oder Verbundbauweise ausgeführt werden,
- für Baustahl die Werkstoffanforderungen nach EN 1993-1-1, 3.2.2 erfüllt sind,
- die Querschnitte von Stahlbauteilen die Anforderungen nach EN 1993-1-1, 5.6 erfüllen,
- die Verbindungen bei Erreichen der plastischen Momententragfähigkeit eine ausreichende Rotationskapazität aufweisen.

(2) Bei Durchlaufträgern und Rahmentragwerken des Hochbaus ist es nicht erforderlich, die Einflüsse aus wiederholter Plastizierung zu berücksichtigen.

(3)P Die Anwendung der Fließgelenktheorie ist zulässig, wenn in Fließgelenken:

- a) in Bezug auf die vertikale Querschnittsachse (z. B. Stegachse bei I-Querschnitten) symmetrische Bau-stahlquerschnitte vorhanden sind,
- b) der Stahlquerschnitt und stabilisierende Anschlussbauteile so ausgebildet sind, dass kein Biegedrillknicken auftreten kann,
- c) für jeden Lastfall an Stellen von Fließgelenken mit Rotationsanforderungen seitliche Abstützungen vorhanden sind,
- d) eine ausreichende Rotationskapazität auch unter Berücksichtigung von in Bauteilen und Verbindungen wirkenden Normalkräften vorhanden ist und
- e) bei allen Bauteilen, in denen Fließgelenke auftreten und bei denen die Rotationsanforderungen nicht genauer nachgewiesen werden, die wirksamen Querschnitte in Fließgelenken die Bedingungen der Querschnittsklasse 1 erfüllen.

(4) Für Verbundträger des Hochbaus darf angenommen werden, dass eine ausreichende Rotationskapazität vorhanden ist, wenn:

- a) Stähle mit Festigkeiten höher als für Baustahl S355 nicht verwendet werden,
- b) der Kammerbeton und die im Kammerbeton im Druckbereich angeordnete Bewehrung bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit vernachlässigt wird,
- c) im Bereich von Fließgelenken alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 und in allen anderen Bereichen die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen,
- d) für jede Träger-Stützenverbindung nachgewiesen wird, dass eine ausreichende Rotationskapazität vorhanden ist oder dass der Anschluss so ausgebildet wird, dass die Momententragfähigkeit des Anschlusses nicht kleiner als der 1,2fache Wert der vollplastischen Momententragfähigkeit des angeschlossenen Trägerquerschnitts ist,
- e) sich zwei benachbarte Stützweiten bezogen auf die kleinere Stützweite in ihrer Länge um nicht mehr als 50 % unterscheiden,
- f) die Stützweite des Endfeldes nicht größer als 115 % der Stützweite des Nachbarfeldes ist,

- g) in einem Feld, in dem mehr als die Hälfte der Bemessungslast auf einer Länge von 1/5 der Stützweite konzentriert ist, in Fließgelenken mit druckbeanspruchten Betongurten die plastische Druckzonenhöhe nicht größer als 15 % der Gesamthöhe des Verbundträgers ist; es sei denn, es wird nachgewiesen, dass sich das betrachtete Fließgelenk im Feldbereich als letztes ausbildet und somit keine Rotationsanforderungen bestehen,
- h) der Druckflansch des Stahlträgers im Bereich von Fließgelenken seitlich gehalten ist.
- (5) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, ist in der Regel davon auszugehen, dass Verbundstützen keine ausreichende Rotationskapazität besitzen.
- (6) Bei in Längsrichtung veränderlichen Baustahlquerschnitten ist EN 1993-1-1, 5.6(3) zu beachten.
- (7) Wenn nach (3) c) oder (4) h) seitliche Halterungen von Druckgurten erforderlich sind, sind diese in der Regel in Trägerlängsrichtung in einem Abstand anzuordnen, der die halbe Stahlträgerhöhe nicht überschreitet.

5.5 Klassifizierung von Querschnitten

5.5.1 Allgemeines

- (1)P Die in EN 1993-1-1, 5.5.2 angegebenen Regelungen zur Klassifizierung von Querschnitten gelten auch für Verbundträger.
- (2) Die maßgebende Querschnittsklasse eines Verbundquerschnitts ergibt sich in der Regel aus der ungünstigsten Klasse der druckbeanspruchten Einzelquerschnittsteile. Die Querschnittsklasse des Verbundquerschnitts ist dabei vom Vorzeichen des Biegemomentes abhängig.
- (3) Druckflansche von Stahlquerschnitten, die mit Betonquerschnittsteilen verbunden werden, dürfen in eine günstigere Klasse eingestuft werden, wenn der günstige Einfluss nachgewiesen wird.
- (4) Für die Klassifizierung der Querschnitte ist mit Ausnahme von Querschnitten der Klassen 3 und 4 von einer vollplastischen Spannungsverteilung auszugehen. Für Querschnitte der Klassen 3 und 4 ist in der Regel eine elastische Spannungsverteilung unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte und der Einflüsse aus Kriechen und Schwinden zugrunde zu legen. Die Klassifizierung erfolgt unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Werkstofffestigkeiten, wobei die Zugfestigkeit des Betons nicht in Rechnung gestellt werden darf. Bei der Ermittlung der Spannungsverteilung ist in der Regel der Steg des Stahlquerschnitts voll wirksam anzunehmen und die mittragende Breite der Gurte zu berücksichtigen.
- (5) Bei Querschnitten der Klassen 1 und 2 sind in der Regel für innerhalb der mittragenden Breite angeordneten zugbeanspruchten Betonstahl die Duktilitätsanforderungen der Klasse B oder C nach EN 1992-1-1, Tabelle C.1 einzuhalten. Wenn die Momententragfähigkeit nach 6.2.1.2, 6.2.1.3 oder 6.2.1.4 ermittelt wird, ist in der Regel zusätzlich innerhalb der mittragenden Breite eine Mindestbewehrung A_s erforderlich, die sich aus der nachfolgenden Bedingung ergibt:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (5.7)$$

Dabei ist

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (5.8)$$

A_c die Querschnittsfläche des Betongurtes innerhalb der mittragenden Breite;

f_y der Nennwert der Streckgrenze des Baustahls in N/mm²;

f_{sk} der charakteristische Wert der Streckgrenze des Betonstahls;

f_{ctm} die mittlere Betonzugfestigkeit des Betons nach EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 oder Tabelle 11.3.1;

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

k_c der Beiwert nach 7.4.2;

δ ein Beiwert, der für Querschnitte der Klasse 2 mit 1,0 und für Querschnitte der Klasse 1 mit Rotationsanforderungen in Fließgelenken mit 1,1 anzunehmen ist.

(6) Geschweißte Betonstahlmatten dürfen in der Regel bei der Bestimmung des wirksamen Querschnitts nur berücksichtigt werden, wenn eine ausreichende Duktilität zur Verhinderung eines vorzeitigen Versagens nachgewiesen wird.

(7) Bei der Tragwerksberechnung für Bauzustände ist in der Regel die für den jeweiligen Bauzustand maßgebende Querschnittsklasse des Stahlquerschnitts zu beachten.

5.5.2 Klassifizierung von Verbundquerschnitten ohne Kammerbeton

(1) Druckbeanspruchte Gurte von Verbundträgern, bei denen das örtliche Beulen durch die Verdübelung verhindert wird, dürfen in die Klasse 1 eingestuft werden, wenn die Regelungen für die Dübelabstände nach 6.6.5.5 eingehalten sind.

(2) Für die Klassifizierung von druckbeanspruchten freien Gurten und Stegen von nicht kammerbetonierten Verbundquerschnitten gelten die Regelungen nach EN 1993-1-1, Tabelle 5.2. Querschnittsteile, die nicht die Bedingungen für die Querschnittsklasse 3 erfüllen, sind in der Regel in die Querschnittsklasse 4 einzustufen.

(3) Querschnitte mit Stegen der Klasse 3 und Gurten der Klasse 1 oder 2 dürfen wie wirksame Querschnitte der Klasse 2 behandelt werden, wenn der wirksame Stegquerschnitt nach EN 1993-1-1, 6.2.2.4 ermittelt wird.

5.5.3 Klassifizierung für kammerbetonierte Verbundquerschnitte bei Tragwerken des Hochbaus

(1) Einseitig gestützte Gurte von Verbundträgern mit Kammerbeton nach (2) dürfen nach Tabelle 5.2 klassifiziert werden.

Tabelle 5.2 — Klassifizierung von druckbeanspruchten Gurten von Verbundträgern mit Kammerbeton

Querschnittsklasse	Querschnittstyp	Grenzwerte für c/t
1	gewalzt (1) oder geschweißt (2)	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$
2		$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$
3		$c/t \leq 20 \cdot \epsilon$

(2) Kammerbeton ist in der Regel so zu bewehren und mit dem Steg des Stahlquerschnitts planmäßig so zu verdübeln, dass ein örtliches Beulen des Steges und der Gurte verhindert wird. Diese Anforderung gilt als erfüllt, wenn:

- der Kammerbeton in Längsrichtung mit Betonstabstahl und/oder Matten bewehrt und eine zusätzliche Bügelbewehrung angeordnet wird,
- die Anforderungen an das Verhältnis b_c/b nach Tabelle 5.2 erfüllt sind,
- der Kammerbeton nach Bild 6.10 mit Hilfe von an den Steg angeschweißten Bügeln oder mit Hilfe von durch Stegöffnungen gesteckten Bügeln und/oder durch an den Steg geschweißte Kopfbolzendübel verankert wird. Der Durchmesser der Steckbügel darf 6 mm nicht unterschreiten. Es sind in der Regel Dübel mit einem Schaftdurchmesser größer als 10 mm zu verwenden;
- in Trägerlängsrichtung der Dübelabstand je Stegseite bzw. der Abstand der Steckbügel 400 mm nicht überschreitet. Der Abstand zwischen der Gurtinnenseite und den im Kammerbeton angeordneten Verankerungselementen darf nicht größer als 200 mm sein. Für Träger mit Stahlquerschnitten, bei denen die maximale Querschnittshöhe nicht kleiner als 400 mm ist und bei denen die Dübel bzw. Steckbügel mehrreihig angeordnet werden, ist eine versetzte Anordnung zulässig.

(3) Bei Trägern mit Kammerbeton nach (2) darf ein Steg der Klasse 3 wie ein entsprechender Steg der Klasse 2 behandelt werden.

6 Grenzzustände der Tragfähigkeit

6.1 Träger

6.1.1 Träger für Tragwerke des Hochbaus

(1)P Verbundträger sind in 1.5.2 definiert. Typische Querschnitte sind in Bild 6.1 dargestellt. Die Betongurte können aus Vollbetonplatten oder aus Profilblechdecken bestehen. Bei kammerbetonierten Querschnitten ist der Steg des Stahlprofils einbetoniert und der bewehrte Kammerbeton wird mit Hilfe von Verbundmitteln an das Stahlprofil angeschlossen.

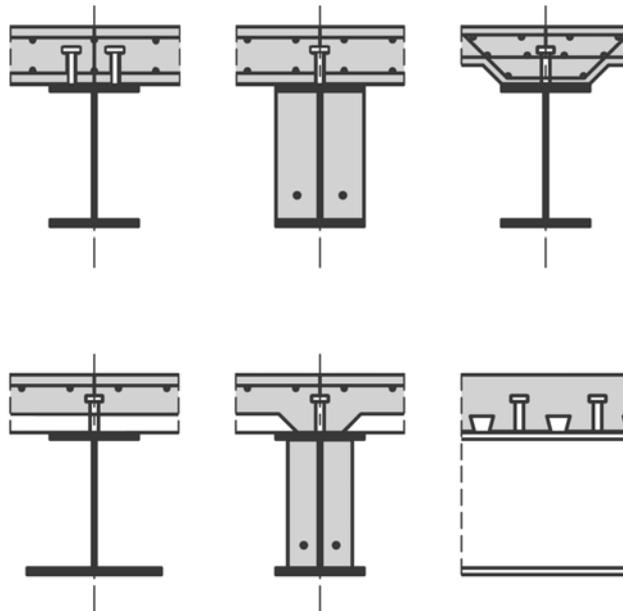


Bild 6.1 — Typische Querschnitte von Verbundträgern

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(2) Die Querschnittstragfähigkeit von Verbundquerschnitten ist für Biegung und Querkraft für Querschnitte ohne Kammerbeton nach 6.2 und für Querschnitte mit Kammerbeton nach 6.3 zu ermitteln.

(3)P Für Verbundträger sind folgende Nachweise zu führen:

- Nachweis ausreichender Querschnittstragfähigkeit in kritischen Schnitten nach 6.2 and 6.3,
- Nachweis gegen Biegedrillknicken nach 6.4,
- Nachweis gegen Schubbeulen nach 6.2.2.3 und Nachweis ausreichender Tragfähigkeit von auf Querdruck beanspruchten Stegen nach 6.5,
- Nachweis ausreichender Längsschubkrafttragfähigkeit nach 6.6.

(4)P Kritische Querschnitte sind:

- Stellen extremerer Biegemomente;
- Auflagerpunkte;
- Angriffspunkte von konzentrierten Einzellasten;
- Stellen mit Querschnittssprüngen, die nicht durch Rissbildung des Betongurtes verursacht werden.

(5) Ein Querschnittsprung ist in der Regel als kritischer Schnitt zu untersuchen, wenn das Verhältnis von größerer zu kleinerer Momententragfähigkeit größer als 1,2 ist.

(6) Beim Nachweis ausreichender Längsschubkrafttragfähigkeit ergibt sich die maßgebende kritische Länge aus dem Abstand benachbarter kritischer Querschnitte. In dieser Hinsicht zählen ferner zu kritischen Schnitten:

- freie Enden von Kragarmen;
- benachbarte Nachweispunkte bei Trägern mit veränderlicher Bauhöhe. Diese sind so zu wählen, dass an allen betrachteten benachbarten Nachweispunkten, an denen die Momente ein gleiches Vorzeichen aufweisen, das Verhältnis von größerer zu kleinerer plastischer Momententragfähigkeit 1,5 nicht überschreitet.

(7)P Die Bemessungsverfahren für vollständige und teilweise Verdübelung sind nur bei Trägern anzuwenden, bei denen die Momententragfähigkeit in kritischen Schnitten vollplastisch ermittelt werden darf. Ein Trägerabschnitt bzw. Kragarm gilt als vollständig verdübelt, wenn eine Vergrößerung der Anzahl der Verbundmittel zu keiner Erhöhung des Bemessungswertes der Momententragfähigkeit führt. Andernfalls ist der Träger teilweise verdübelt.

ANMERKUNG Anwendungsgrenzen für eine teilweise Verdübelung von Trägern sind in 6.6.1.2 angegeben.

6.1.2 Mittragende Gurtbreite beim Nachweis der Querschnittstragfähigkeit

(1) Die mittragende Breite von Betongurten und der Verlauf der mittragenden Breite in Trägerlängsrichtung sind für den Nachweis der Querschnittstragfähigkeit in der Regel nach 5.4.1.2 zu ermitteln.

(2) Für Träger des Hochbaus darf näherungsweise für den gesamten Trägerbereich mit positiver Momentenbeanspruchung eine konstante mittragende Breite mit dem Wert $b_{\text{eff},1}$ angenommen werden. Die gleiche Näherung darf für den negativen Momentenbereich beidseits von Innenstützen verwendet werden. In diesen Bereichen darf für die jeweils betrachtete Stütze ein in Längsrichtung konstanter Wert $b_{\text{eff},2}$ angenommen werden.

6.2 Querschnittstragfähigkeit von Verbundträgern

6.2.1 Momententragfähigkeit

6.2.1.1 Allgemeines

(1)P Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit darf nur dann vollplastisch ermittelt werden, wenn der wirksame Querschnitt die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllt und keine Spanngliedvorspannung vorhanden ist.

(2) Eine elastische und nicht lineare Ermittlung der Momententragfähigkeit ist für alle Querschnittsklassen zulässig.

(3) Bei elastischer und nicht linearer Ermittlung der Momententragfähigkeit darf Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts angenommen werden, wenn die Verdübelung und die Querbewehrung unter Berücksichtigung der Verteilung der Längsschubkräfte nach 6.6 bemessen werden.

(4)P Die Zugfestigkeit des Betons darf nicht berücksichtigt werden.

(5) Bei im Grundriss gekrümmten Stahlquerschnitten von Verbundbauteilen sind die Einflüsse aus der Krümmung in der Regel beim Nachweis zu berücksichtigen.

6.2.1.2 Vollplastische Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ von Verbundquerschnitten

(1) Das vollplastische Moment $M_{pl,Rd}$ ist in der Regel mit den folgenden Annahmen zu ermitteln:

- a) vollständiges Zusammenwirken von Baustahl, Bewehrung und Beton,
- b) im gesamten wirksamen Baustahlquerschnitt wirken Zug- und/oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze f_{yd} ,
- c) im Betonstahl wirken im Bereich der mittragenden Gurtbreite Zug- und/oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert f_{sd} . Betonstahl in der Druckzone des Querschnitts darf vernachlässigt werden,
- d) in der Druckzone des mittragenden Betonquerschnitts wirkt im Bereich zwischen der plastischen Nulllinie und der Randfaser der Druckzone eine konstante Spannung $0,85 f_{cd}$, wobei f_{cd} der Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons ist.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

Typische Spannungsverteilungen zeigt Bild 6.2.

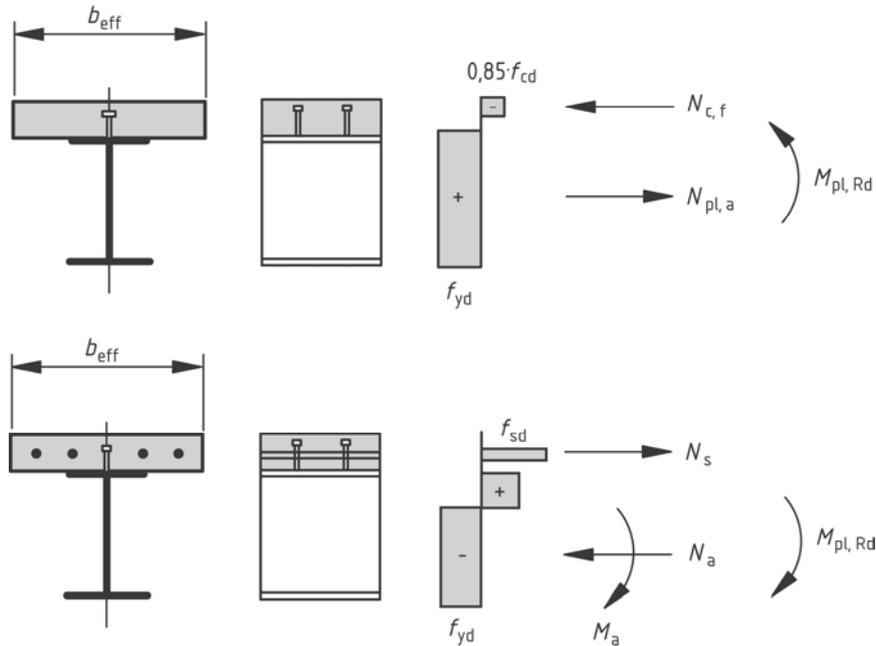


Bild 6.2 — Beispiele für vollplastische Spannungsverteilungen bei positiver und negativer Momentenbeanspruchung und bei vollständiger Verdübelung

(3) Wenn bei Verbundquerschnitten mit Baustählen S420 und S460 der Abstand x_{pl} zwischen der plastischen Nulllinie und der auf Druck beanspruchten Randfaser größer als 15 % der Gesamtquerschnittshöhe h ist, ergibt sich der Bemessungswert der Momententragfähigkeit zu $M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd}$, wobei der Abminderungsfaktor β in Bild 6.3 angegeben ist. Für Werte $x_{pl} / h > 0,4$ ist der Bemessungswert der Momententragfähigkeit in der Regel nach 6.2.1.4 oder 6.2.1.5 zu ermitteln.

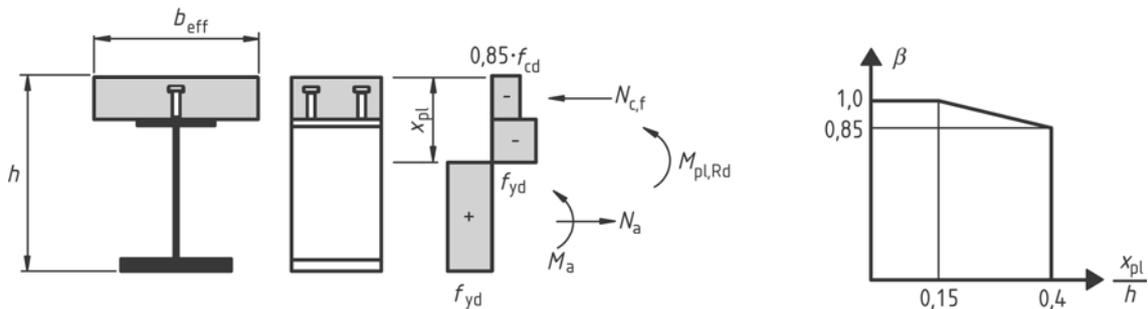


Bild 6.3 — Abminderungsfaktor β für $M_{pl,Rd}$

(3) Bei Anwendung plastischer Berechnungsverfahren ist auf Zug beanspruchte Bewehrung in Übereinstimmung mit 5.5.1(5) auszuführen.

(4)P Auf Druck beanspruchte Profilbleche sind bei Tragwerken des Hochbaus bei der Berechnung der Momententragfähigkeit zu vernachlässigen.

(5) Bei innerhalb des wirksamen Querschnitts auf Zug beanspruchten Profilblechen darf bei Tragwerken des Hochbaus angenommen werden, dass diese Bleche mit dem Bemessungswert der Streckgrenze $f_{yp,d}$ beansprucht werden können.

6.2.1.3 Plastische Momenten­trag­fä­hig­keit bei teilwei­ser Ver­dü­belung bei Trag­wer­ken des Hochbaus

- (1) Im Hochbau darf bei Verbundträgern in den positiven Momentenbereichen eine teilweise Verdübelung nach 6.6.1 und 6.6.2.2 ausgeführt werden.
- (2) Wenn keine genaueren Nachweise geführt werden, ist die Momenten­trag­fä­hig­keit bei negativer Momentenbeanspruchung in der Regel nach 6.2.1.2 zu ermitteln und die Verdübelung ist so auszubilden, dass die auf Zug beanspruchte Bewehrung bis zur Streckgrenze beansprucht werden kann.
- (3) Wenn duktile Verbundmittel verwendet werden, darf die Momenten­trag­fä­hig­keit M_{Rd} analog zu 6.2.1.2 in kritischen Schnitten vollplastisch ermittelt werden, wobei jedoch für die Normalkraft des Betongurtes anstelle des Wertes $N_{c,f}$ nach 6.2.1.2(1)(d) ein reduzierter Wert N_c anzunehmen ist. Der Verhältniswert $\eta = N_c/N_{c,f}$ wird als Verdübelungsgrad bezeichnet. Die Lage der plastischen Nulllinie im Baustahlquerschnitt nach Bild 6.4 resultiert aus der Gurtkraft N_c . Die Lage der zweiten plastischen Nulllinie im Baustahlquerschnitt ist für die Klassifizierung des Steges maßgebend.

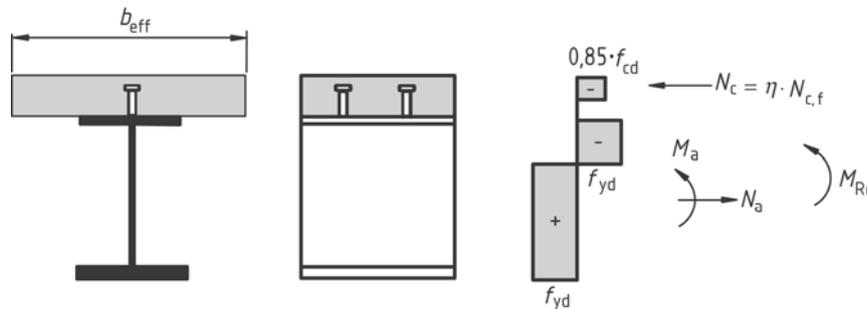
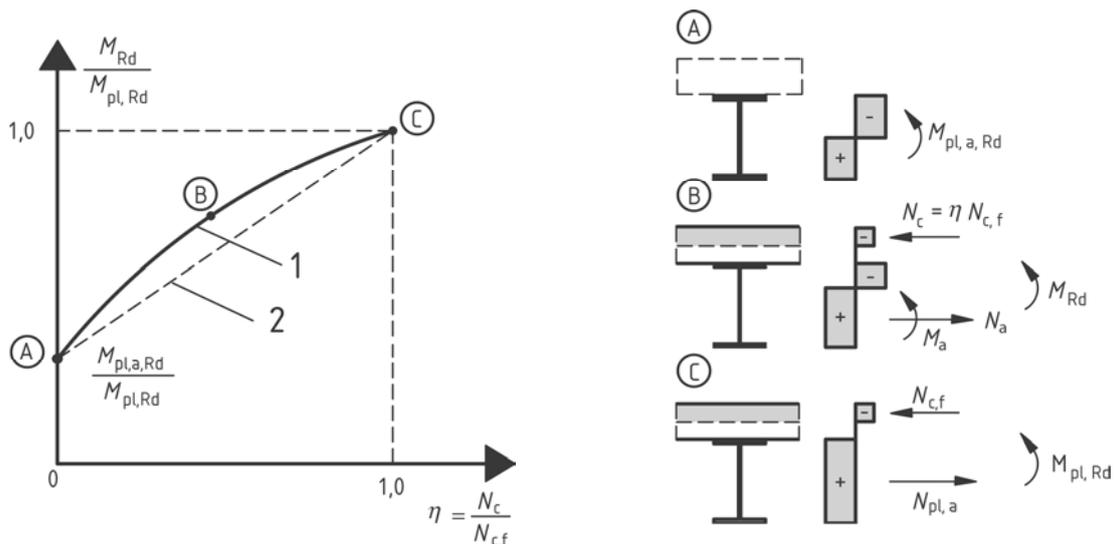


Bild 6.4 — Vollplastische Spannungsverteilung bei teilweiser Verdübelung und positiver Momentenbeanspruchung



Legende

- 1 Teilverbundtheorie
- 2 vereinfachte Berechnung

Bild 6.5 — Zusammenhang zwischen M_{Rd} und N_c (für duktile Verbundmittel)

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(4) Der Zusammenhang zwischen M_{Rd} und N_c nach (3) wird durch die in Bild 6.5 dargestellte Kurve ABC beschrieben, wobei $M_{pl,a,Rd}$ der Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts und $M_{pl,Rd}$ der Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts bei vollständiger Verdübelung ist.

(5) Bei Anwendung des Nachweisverfahrens nach (3) darf M_{Rd} auch mit der in Bild 6.5 angegebenen Näherung (Linie AC) ermittelt werden:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd} \right) \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (6.1)$$

6.2.1.4 Elastisch-plastische (dehnungsbeschränkte) Momententragfähigkeit

(1)P Die elastisch-plastische Momententragfähigkeit von Verbundquerschnitten muss unter Berücksichtigung der Spannungs-Dehnungslinien der Werkstoffe ermittelt werden.

(2) In der Regel darf Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts angenommen werden und es darf vorausgesetzt werden, dass die Dehnungen der im Verbund liegenden Bewehrung sowohl für Zug als auch für Druck die gleiche Größe wie die des umgebenden Betons haben.

(3) Betondruckspannungen sind in der Regel mit den in EN 1992-1-1, 3.1.7 angegebenen Spannungs-Dehnungslinien zu ermitteln.

(4) Betonstahlspannungen sind in der Regel mit der in EN 1992-1-1, 3.2.7 angegebenen bi-linearen Spannungsdehnungslinie zu ermitteln.

(5) Die Spannungen im Baustahlquerschnitt sind bei Zug- und Druckbeanspruchung in der Regel mit der in EN 1993-1-1, 5.4.3(4) angegebenen bi-linearen Spannungsdehnungslinie zu bestimmen, wobei Einflüsse aus der Belastungsgeschichte (z. B. Herstellung mit oder ohne Eigengewichtsverbund) zu berücksichtigen sind.

(6) Für Verbundquerschnitte der Klassen 1 und 2, bei denen der Betongurt in der Druckzone liegt, darf die nicht lineare Momententragfähigkeit M_{Rd} vereinfacht in Abhängigkeit von der Normalkraft des Betongurtes N_c mit den nachfolgenden Gleichungen (6.2) und (6.3) berechnet werden. Siehe hierzu auch Bild 6.6.

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + \left(M_{el,Rd} - M_{a,Ed} \right) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{für } N_c \leq N_{c,el} \quad (6.2)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{el,Rd} \right) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{für } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (6.3)$$

Dabei ist

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad (6.4)$$

mit

$M_{a,Ed}$ Anteil des auf den Baustahlquerschnitt einwirkenden Bemessungsmomentes vor Herstellung des Verbundes,

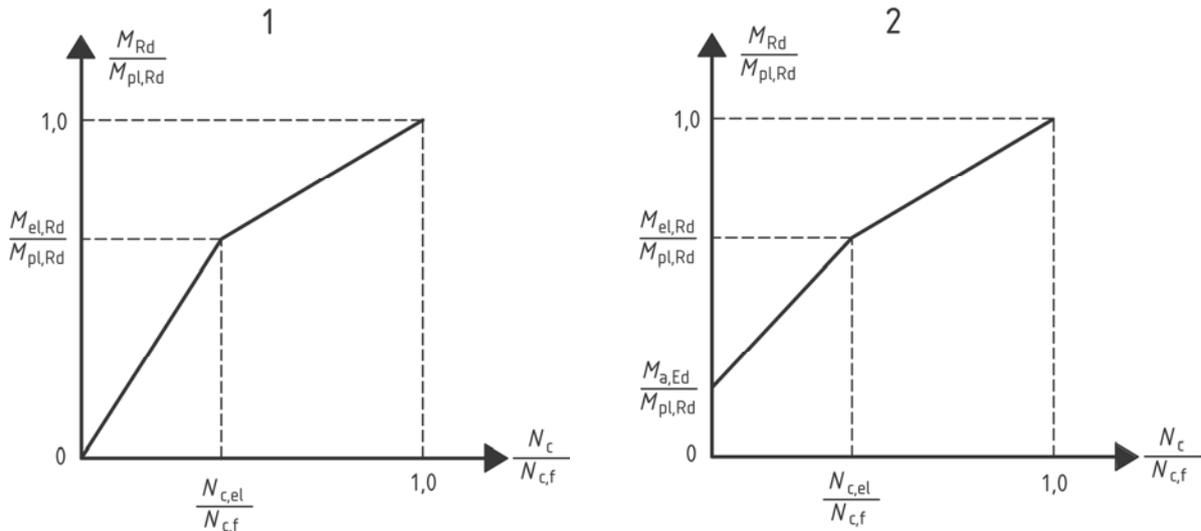
$M_{c,Ed}$ Anteil des auf den Verbundquerschnitt einwirkenden Bemessungsmomentes,

k kleinster Faktor, der sich aus den für die jeweiligen Randfasern des Querschnitts maßgebenden Grenzspannungen nach 6.2.1.5(2) ergibt, wobei bei Trägern ohne Eigengewichtsverbund der Einfluss aus der Belastungsgeschichte zu berücksichtigen ist,

$N_{c,el}$ Normalkraft des Betongurtes bei Erreichen des Bemessungswertes der elastischen Momententragfähigkeit $M_{el,Rd}$.

Bei Querschnitten, bei denen die Regelungen nach 6.2.1.2 (2) anzuwenden sind, ist in Gleichung (6.3) und in Bild 6.6 anstelle von $M_{pl,Rd}$ die reduzierte Momententragsfähigkeit $\beta M_{pl,Rd}$ zu berücksichtigen.

(7) Für Tragwerke des Hochbaus dürfen bei der Ermittlung von $M_{el,Rd}$ die Näherungen nach 5.4.2.2(11) zugrunde gelegt werden.



Legende

- 1 Träger mit Eigengewichtsverbund
- 2 Träger ohne Eigengewichtsverbund

Bild 6.6 — Näherung für den Zusammenhang zwischen M_{Rd} und N_c für Verbundquerschnitte mit druckbeanspruchten Betongurten

6.2.1.5 Elastische Momententragsfähigkeit

(1) Die Spannungen sind in der Regel nach Elastizitätstheorie unter Berücksichtigung der mittragenden Gurtbreite des Betongurtes nach 6.1.2 zu ermitteln. Für Querschnitte der Klasse 4 ist der wirksame Querschnitt des Baustahlquerschnittes nach EN 1993-1-5, 4.3 zugrunde zu legen.

(2) Bei der Ermittlung der elastischen Momententragsfähigkeit sind für den wirksamen Querschnitt die nachfolgenden Grenzspannungen einzuhalten:

- f_{cd} für Beton unter Druckbeanspruchung;
- f_{yd} für Baustahl unter Zug- und Druckbeanspruchung;
- f_{sd} für Betonstahl unter Zug- und Druckbeanspruchung. Vereinfachend darf Betonstahl in der Druckzone vernachlässigt werden.

(3)P Spannungen infolge von Einwirkungen auf den Baustahlquerschnitt und zusätzlichen Einwirkungen auf den Verbundquerschnitt sind zu überlagern.

(4) Wenn keine genaueren Berechnungsverfahren verwendet werden, sind die Einflüsse aus dem Kriechen des Betons in der Regel mit Hilfe von Reduktionszahlen für die Betonfläche nach 5.4.2.2 zu berücksichtigen.

(5) Bei Querschnitten mit zugbeanspruchten Betongurten, die bei der Berechnung als gerissen angenommen werden, dürfen die aus den primären Einwirkungen resultierenden Spannungen vernachlässigt werden.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

6.2.2 Querkrafttragfähigkeit

6.2.2.1 Anwendungsbereich

(1) 6.2.2 gilt für Verbundträger mit gewalzten und geschweißten Baustahlquerschnitten und vollwandigen Stegen mit und ohne Steifen.

6.2.2.2 Vollplastische Querkrafttragfähigkeit

(1) Wenn die Mitwirkung des Betonquerschnittes bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit nicht gesondert nachgewiesen wird, ist für die Querkrafttragfähigkeit $V_{pl,Rd}$ in der Regel die Querkrafttragfähigkeit $V_{pl,a,Rd}$ des Baustahlquerschnitts zugrunde zu legen.

(2) Der Bemessungswert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit $V_{pl,a,Rd}$ des Baustahlquerschnitts ist in der Regel nach EN 1993-1-1, 6.2.6 zu ermitteln.

6.2.2.3 Querkrafttragfähigkeit bei Schubbeulen

(1) Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{b,Rd}$ unter Berücksichtigung des Schubbeulens ist für Querschnitte ohne Kammerbeton in der Regel nach EN 1993-1-5, Abschnitt 5 zu ermitteln.

(2) Der Beitrag des Betongurtes an der Querkrafttragfähigkeit darf bei dem in EN 1993-1-5, Abschnitt 5 angegebenen Verfahren nicht berücksichtigt werden, es sei denn, es wird ein genauere Nachweis geführt, bei dem zusätzlich die in den Verbundmitteln entstehenden vertikalen Kräfte nachgewiesen werden.

6.2.2.4 Interaktion Biegung und Querkraft

(1) Überschreitet der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} den 0,5fachen Wert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} , so ist in der Regel der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit zu berücksichtigen. Die maßgebende Querkrafttragfähigkeit ergibt sich jeweils aus dem kleineren Wert von $V_{pl,Rd}$ nach 6.2.2.2 oder $V_{b,Rd}$ nach 6.2.2.3.

(2) Für Querschnitte der Klassen 1 und 2 darf der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit durch Ansatz einer reduzierten Streckgrenze $(1 - \rho) \cdot f_{yd}$ in den querkraftübertragenden Querschnittsteilen berücksichtigt werden. Siehe hierzu auch Bild 6.7. Dabei ist

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2 \quad (6.5)$$

und V_{Rd} die maßgebende Querkrafttragfähigkeit, die nach 6.2.2.2 oder 6.2.2.3 zu ermitteln ist.

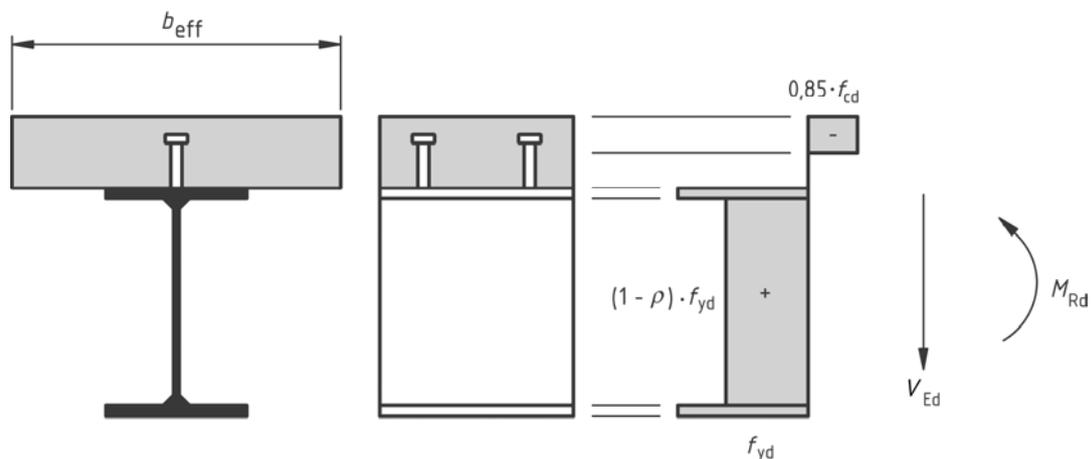


Bild 6.7 — Vollplastische Spannungsverteilung bei gleichzeitiger Querkraftbeanspruchung

(3) **[AC]** Für Querschnitte der Klassen 3 und 4 gelten die Regelungen nach EN 1993-1-5, 7.1, wobei für M_{Ed} die Summe der Bemessungswerte der auf den Baustahl- und den Verbundquerschnitt einwirkenden Momente zu berücksichtigen ist. Für $M_{pl,Rd}$ und $M_{f,Rd}$ sind die Querschnittswiderstände des Verbundquerschnitts zu berücksichtigen. **[AC]**

6.3 Querschnittstragfähigkeit von kammerbetonierten Trägern in Tragwerken des Hochbaus

6.3.1 Anwendungsbereich

(1) Kammerbetonierte Querschnitte sind in 6.1.1(1) definiert. Sie können in Kombination mit Gurten, die aus Vollbetonplatten oder Verbunddecken bestehen, ausgebildet werden, wenn die Verdübelung in Übereinstimmung mit 6.6 ausgeführt wird. Typische Querschnitte zeigt Bild 6.8.

(2) 6.3 gilt für kammerbetonierte Querschnitte der Klassen 1 und 2, bei denen d/t_w nicht größer als 124ε ist.

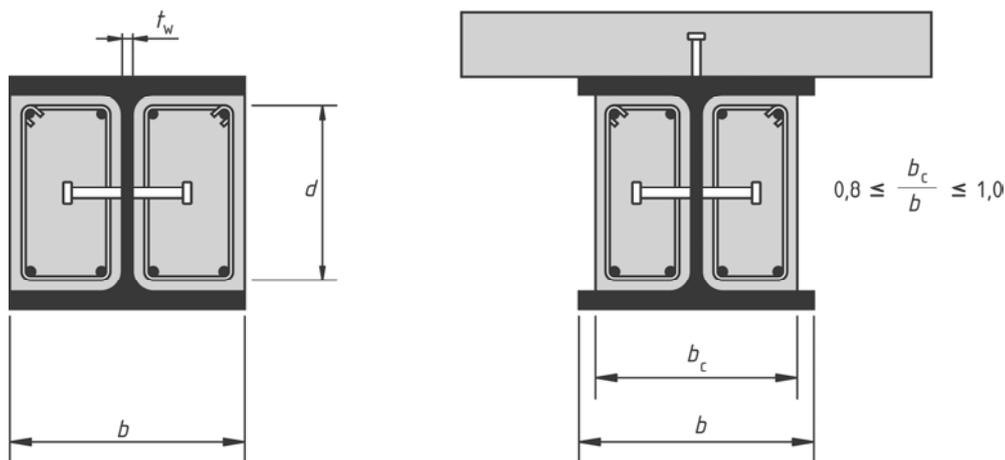


Bild 6.8 — Typische Querschnittsausgestaltung bei kammerbetonierten Trägern

(3) Wenn in 6.3 keine abweichenden Regelungen angegeben werden, gelten die in den anderen Abschnitten der EN 1994-1-1 enthaltenen Regelungen.

6.3.2 Momententragfähigkeit

(1) Der Kammerbeton ist in der Regel nach 6.6 mit dem Baustahlquerschnitt vollständig zu verdübeln.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

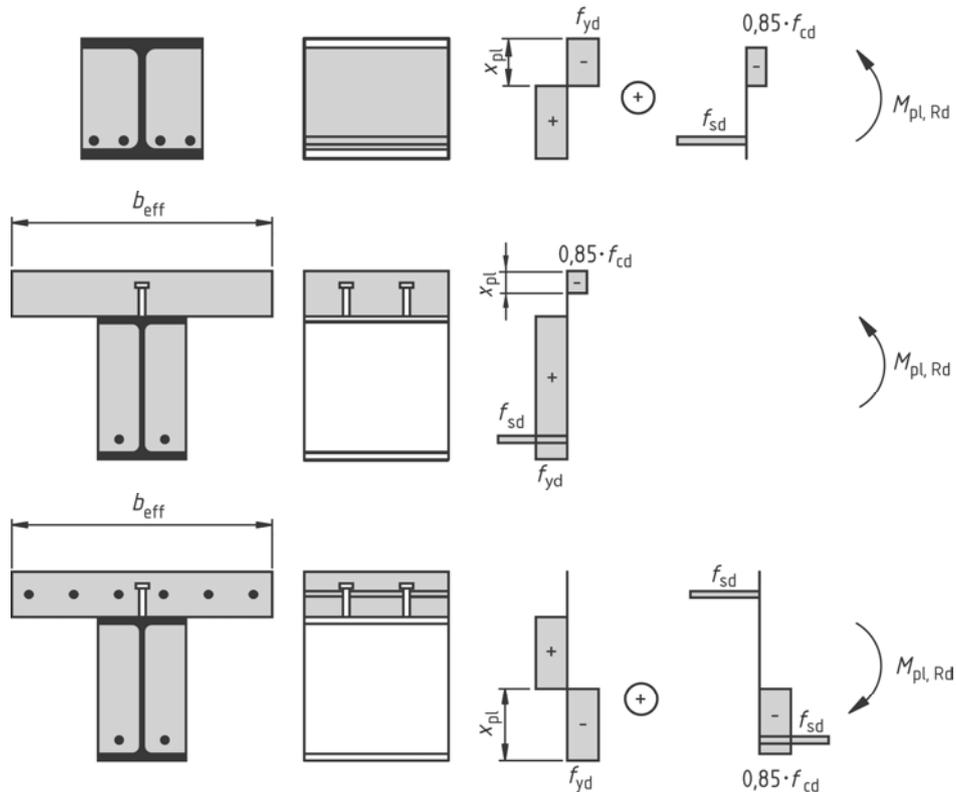


Bild 6.9 — Beispiele für plastische Spannungsverteilungen und wirksame Querschnitte

(2) Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit darf vollplastisch ermittelt werden. Betonstahl in der Druckzone des Kammerbetons darf vernachlässigt werden. Typische Beispiele für vollplastische Spannungsverteilungen sind in Bild 6.9 dargestellt.

(3) Wenn auf Druck beanspruchte Betongurte Bestandteil des wirksamen Querschnitts sind, ist in der Regel eine teilweise Verdübelung zulässig.

(4) Bei teilweiser Verdübelung und bei Verwendung von duktilen Verbundmitteln darf die plastische Momententragfähigkeit nach 6.3.2(2) und 6.2.1.2(1) ermittelt werden, wobei für die Normalkraft des Betongurtes N_c ein abgeminderter Wert nach 6.2.1.3(3), (4) und (5) zu berücksichtigen ist.

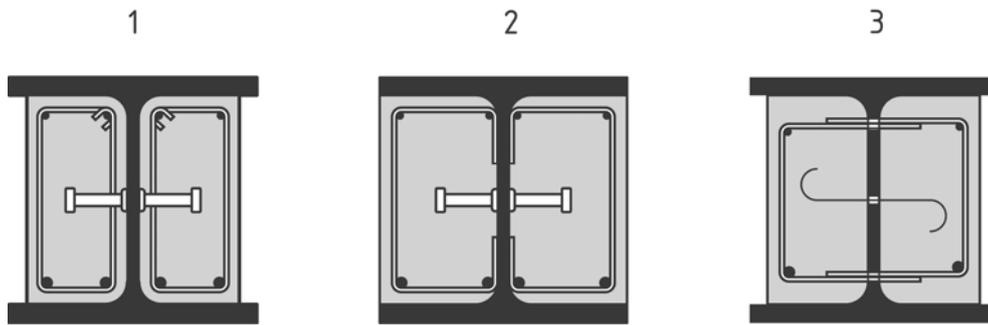
6.3.3 Querkrafttragfähigkeit

(1) Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnittes $V_{pl,a,Rd}$ ist in der Regel nach 6.2.2.2(2) vollplastisch zu ermitteln.

(2) Der Beitrag des Kammerbetons an der Querkrafttragfähigkeit darf berücksichtigt werden, wenn eine Bügelbewehrung nach Bild 6.10 angeordnet wird und eine geeignete Verdübelung zwischen Kammerbeton und Baustahlquerschnitt vorgesehen wird. Wenn die Bügelbewehrung aus offenen Bügeln besteht, müssen die Bügel in der Regel voll kraftschlüssig an den Steg angeschweißt werden. Andernfalls darf der Beitrag der Bügel zur Querkrafttragfähigkeit nicht in Rechnung gestellt werden.

(3) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, darf die Aufteilung der einwirkenden Querkraft V_{Ed} in die Anteile, die vom Stahlprofil ($V_{a,Ed}$) und vom Kammerbetonquerschnitt ($V_{c,Ed}$) aufgenommen werden, im Verhältnis der Beiträge des Baustahlquerschnitts und des bewehrten Kammerbetonquerschnitts zur Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ erfolgen.

(4) Die Querkrafttragfähigkeit des Kammerbetonquerschnitts ist in der Regel unter Berücksichtigung der Rissbildung nach EN 1992-1-1, 6.2 und den weiteren Regelungen dieser Norm nachzuweisen.

**Legende**

- 1 geschlossene Bügel
- 2 Bügel am Steg angeschweißt
- 3 durch Öffnungen im Steg gesteckte Bügel

Bild 6.10 — Anordnung von Bügeln**6.3.4 Biegung und Querkraft**

(1) Wenn der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft $V_{a,Ed}$ den 0,5fachen Wert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Stahlquerschnitts $V_{pl,a,Rd}$ überschreitet, ist der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit in der Regel zu berücksichtigen.

(2) Der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit darf in Übereinstimmung mit 6.2.2.4(2) berücksichtigt werden, wobei jedoch anstelle von $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ der Wert $V_{a,Ed}/V_{pl,a,Rd}$ bei der Ermittlung des reduzierten Bemessungswertes der Streckgrenze für die querkraftübertragenden Querschnittsteile des Baustahlquerschnittes und bei der Ermittlung der reduzierten Momententragfähigkeit M_{Rd} nach 6.3.2 zu berücksichtigen ist.

6.4 Biegedrillknicken bei Verbundträgern**6.4.1 Allgemeines**

(1) Bei Gurten von Stahlträgern, die unmittelbar mit Betongurten, die als Vollbetonplatten oder Profilblechdecken ausgebildet sind, verdübelt sind und bei denen die Verdübelung nach 6.6 ausgeführt wird, darf davon ausgegangen werden, dass keine Biegedrillknickgefahr besteht, wenn für den Betongurt selbst keine Gefahr bezüglich eines seitlichen Ausweichens besteht.

(2) Für alle anderen druckbeanspruchten Gurte ist in der Regel ein Biegedrillknicknachweis erforderlich.

(3) Die Nachweisverfahren nach EN 1993-1-1, 6.3.2.1 bis 6.3.2.3 und das allgemeine Nachweisverfahren nach EN 1993-1-1, 6.3.4 dürfen verwendet werden, wobei für den Nachweis die Teilschnittgrößen des Baustahlquerschnittes zugrunde zu legen sind. Diese sind unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte in Übereinstimmung mit 5.4.2.4 zu ermitteln. Beim Nachweis darf angenommen werden, dass der Obergurt des Stahlträgers durch die Betonplatte seitlich unverschieblich und drehelastisch gehalten ist.

(4) Für Verbundträger des Hochbaus mit konstanten Baustahlquerschnitten in Längsrichtung und Querschnitten der Klassen 1, 2 und 3 darf der Nachweis mit dem in 6.4.2 angegebenen Verfahren geführt werden.

6.4.2 Biegedrillknicknachweis für Durchlaufträger des Hochbaus mit Querschnitten der Klassen 1, 2 und 3

(1) Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit bei Biegedrillknicken ergibt sich für Durchlaufträger und durchlaufende Rahmenriegel, die über die gesamte Trägerlänge als Verbundträger ausgeführt werden, die keine seitlichen Zwischenabstützungen und über die Trägerlänge konstante Baustahlquerschnitte besitzen sowie in die Querschnittsklassen 1,2 oder 3 eingestuft werden können, zu:

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (6.6)$$

Dabei ist

- χ_{LT} der Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken, der vom Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{LT}$ abhängig ist,
 M_{Rd} der Bemessungswert der Momententragfähigkeit für negative Momentenbeanspruchung für den maßgebenden Auflagerpunkt (bzw. den maßgebenden Stützen-Träger-Anschluss).

Der Abminderungsfaktor χ_{LT} ergibt sich nach EN 1993-1-1, 6.3.2.2 oder 6.3.2.3.

(2) Für Querschnitte der Klassen 1 und 2 ist in der Regel M_{Rd} entweder nach 6.2.1.2 vollplastisch oder nach 6.2.1.4 elastisch-plastisch zu ermitteln. Für Träger mit Kammerbeton gelten die Regelungen nach 6.3.2. Bei der Berechnung von M_{Rd} ist in der Regel für f_{yd} der Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1} nach EN 1993-1-1, 6.1(1) zu berücksichtigen.

(3) Für Querschnitte der Klasse 3 ist M_{Rd} in der Regel nach Gleichung (6.4) zu bestimmen, wobei sich die Momententragfähigkeit M_{Rd} jeweils aus dem kleineren Moment ergibt, bei dem entweder in der Bewehrung die Zugspannung f_{sd} oder in der Randfaser des Baustahlquerschnittes die Druckspannung f_{yd} erreicht wird. Bei der Berechnung von M_{Rd} ist in der Regel für f_{yd} der Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1} nach EN 1993-1-1, 6.1(1) zu berücksichtigen.

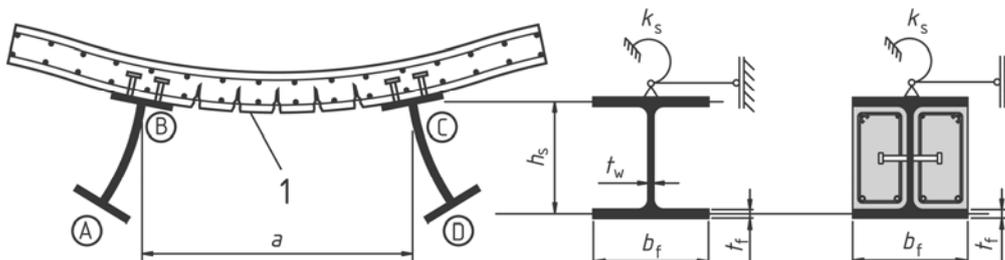
(4) Der Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{LT}$ darf wie folgt berechnet werden:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.7)$$

Dabei ist

- M_{Rk} die Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts, ermittelt mit den charakteristischen Werten der Werkstoffeigenschaften,
 M_{cr} das ideale Biegedrillknickmoment an der Innenstütze des maßgebenden Feldes mit dem größten negativen Moment.

(5) Wenn bei näherungsweise parallel verlaufenden Trägern der Gurt des Verbundträgers in Querrichtung als Einfeld- oder Durchlaufplatte ausgebildet ist und die Bedingungen nach 6.4.3 c), e) und f) erfüllt sind, darf die Berechnung von M_{cr} mit dem in Bild 6.11 dargestellten Modell (Rahmen A; B; C; D) erfolgen, bei dem die Einflüsse aus der Profilverformung des Steges und die drehelastische Bettung des Betongurtes berücksichtigt werden.



Legende

1 Rissbildung

Bild 6.11 — Modell zur Ermittlung des idealen Biegedrillknickmomentes

(6) Die aus der Rahmensteifigkeit resultierende drehelastische Bettung k_s je Längeneinheit am Obergurt des Stahlträgers darf wie folgt berechnet werden:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (6.8)$$

Dabei ist

k_1 der Drehbettungsanteil aus der Biegesteifigkeit der senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Betonplatte oder Verbunddecke, der unter Berücksichtigung der Rissbildung zu bestimmen ist. Dieser Anteil ergibt sich zu:

$$k_1 = \alpha (EI)_2 / a \quad (6.9)$$

wobei

k_1 für Randträger (mit und ohne Kragarm) mit $\alpha = 2$, für Innenträger mit $\alpha = 3$ und für Deckensysteme mit 4 und mehr Innenträgern mit $\alpha = 4$ zu berechnen ist,

a der Abstand der Träger in Querrichtung,

$(EI)_2$ die Biegesteifigkeit der Betonplatte oder der Verbunddecke je Längeneinheit, die unter Berücksichtigung der Rissbildung zu berechnen ist. Als maßgebende Biegesteifigkeit ist der kleinere Wert anzunehmen, der sich für den Feld- oder Stützbereich der Decke ergibt,

k_2 der Drehbettungsanteil aus der Profilverformung des Steges. Dieser ergibt sich für einen Querschnitt ohne Kammerbeton zu:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s} \quad (6.10)$$

Dabei ist ν_a die Querkontraktionszahl für Baustahl. Die Querschnittsabmessungen h_s und t_w sind in Bild 6.11 angegeben.

(7) Für kammerbetonierte Träger nach 5.5.3(2) darf der Drehbettungsanteil k_2 wie folgt berechnet werden:

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16 h_s (1 + 4 n t_w / b_c)} \quad (6.11)$$

Dabei ist

n die Reduktionszahl für ständige Einwirkungen nach 5.4.2.2,

b_c die Breite des Kammerbetons nach Bild 6.8.

(8) Der günstige Einfluss der St. Venantschen Torsionssteifigkeit $G_a I_{at}$ des Stahlprofils darf bei der Berechnung von M_{cr} berücksichtigt werden.

(9) Bei Trägern mit Kammerbeton und geschlossenen Bügeln oder Bügeln, die an den Steg angeschlossen werden, darf zusätzlich zur Torsionssteifigkeit $G_a I_{at}$ des Stahlprofils die Torsionssteifigkeit des Kammerbetons additiv angerechnet werden. Die Torsionssteifigkeit des Kammerbetons darf in der Regel mit $G_c I_{ct} / 10$ angesetzt werden, wobei $G_c = 0,3 E_a / n$ der Schubmodul des Betons (n ist die Reduktionszahl für ständige Einwirkungen) und I_{ct} das St. Venantschen Torsionsträgheitsmoment des Kammerbetonquerschnitts ohne Berücksichtigung der Rissbildung ist. Für die Ermittlung des St. Venantschen Torsionsträgheitsmoments I_{ct} darf die gesamte Kammerbetonbreite angesetzt werden.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

6.4.3 Vereinfachter Nachweis ohne direkte Berechnung für Tragwerke des Hochbaus

- (1) Durchlaufträger oder durchlaufende Rahmenriegel, die über die gesamte Länge als Verbundträger ausgebildet werden und deren Querschnitte die Anforderungen der Klassen 1, 2 oder 3 erfüllen, dürfen ohne zusätzliche seitliche Halterungen bemessen werden, wenn die nachfolgenden Bedingungen eingehalten sind:
- Benachbarte Stützweiten unterscheiden sich bezogen auf die kleinere Stützweite um nicht mehr als 20 %. Bei Kragarmen ist die Kragarmlänge kleiner als 15 % der Stützweite des angrenzenden Endfeldes.
 - Die Träger werden nur durch Gleichstreckenlasten beansprucht und der Bemessungswert der ständigen Einwirkungen ist größer als 40 % des Bemessungswertes der Gesamtlast.
 - Die Verdübelung zwischen dem Stahlträgerobergurt und dem Betongurt wird nach 6.6 ausgeführt.
 - Der Betongurt ist mit weiteren Trägern, die näherungsweise parallel zu dem jeweils betrachteten Träger verlaufen, so verbunden, dass eine kontinuierliche Aussteifung durch die in Bild 6.11 dargestellte Rahmenwirkung aktiviert wird.
 - Bei Gurten aus Profilblechverbunddecken verläuft die Spannrichtung der Decke senkrecht zur Achse des betrachteten Verbundträgers.
 - An jedem Auflagerpunkt ist der Untergurt des Stahlquerschnitts seitlich gehalten und der Steg ausgesteift. In allen anderen Bereichen darf auf eine Aussteifung verzichtet werden.
 - Es handelt sich um Träger ohne Kammerbeton mit Baustahlquerschnitten aus IPE- oder HE-Profilen und die Profilhöhe h des Stahlquerschnitts ist nicht größer als die in Tabelle 6.1 angegebenen Grenzhöhen.
 - Bei Trägern mit Kammerbeton nach 5.5.3(2) überschreitet die Profilhöhe h die in Tabelle 6.1 angegebenen Grenzwerte bei Verwendung von Stählen S235, S275 und S355 um nicht mehr als 200 mm und bei Verwendung von Stählen S420 und S460 um nicht mehr als 150 mm.

ANMERKUNG Angaben für andere Walzprofile dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

Tabelle 6.1 — Maximale Profilhöhen h in mm für Träger ohne Kammerbeton für den Nachweis nach 6.4.3

Stahlprofil	Baustahl			
	S235	S275	S355	S420 und S460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

6.5 Stege mit Querbelastung

6.5.1 Allgemeines

- Die in EN 1993-1-5, Abschnitt 6 enthaltenen Regelungen zur Ermittlung der Beanspruchbarkeit von Stegen ohne und mit Steifen unter einer Querbelastung, die über die Gurte eingeleitet wird, gelten nur für Gurte, die nicht mit dem Betongurt verdübelt sind.
- Der Tragfähigkeitsnachweis bei kombinierter Beanspruchung durch Querbelastung, Biegung und Normalkraft ist in der Regel nach EN 1993-1-5, 7.2 zu führen.
- Erfolgt bei Tragwerken des Hochbaus die Bemessung an Zwischenauflagern von Durchlaufträgern mit einem wirksamen Querschnitt der Klasse 2 nach 5.5.2(3), so ist in der Regel die Anordnung einer

Auflagersteife erforderlich. Andernfalls ist für den nicht ausgesteiften Steg die Beanspruchbarkeit unter Berücksichtigung des Stegkrüppelns und des Beulens nachzuweisen.

6.5.2 Flanschinduziertes Stegblechbeulen

(1) Es gelten die Regelungen nach EN 1993-1-5, Abschnitt 8, wobei für die Querschnittsfläche A_{fc} der jeweils kleinere Wert zu berücksichtigen ist, der sich entweder aus der Querschnittsfläche des nicht mit dem Betongurt verdübelten Gurtes des Stahlquerschnitts oder aus der ideellen Querschnittsfläche des mit dem Betongurt verdübelten Gurtes ergibt.

Die ideelle Querschnittsfläche, bestehend aus der mit dem Betongurt verdübelten Gurtfläche des Stahlquerschnitts und dem Betongurt, ist dabei mit der Reduktionszahl für Kurzzeitbeanspruchungen zu berechnen.

6.6 Verdübelung

6.6.1 Allgemeines

6.6.1.1 Bemessungsgrundlagen

(1) Abschnitt 6.6 gilt für Verbundträger und vergleichbare Verbundbauteile.

(2)P Die Verbundmittel und die Querbewehrung müssen in Trägerlängsrichtung so angeordnet werden, dass die Längsschubkräfte in der Verbundfuge zwischen Stahlträger und Betongurt übertragen werden können, wobei der natürliche Haftverbund nicht berücksichtigt werden darf.

(3)P Verbundmittel müssen ein ausreichendes Verformungsvermögen aufweisen, um eine bei der Bemessung angenommene plastische Umlagerung von Längsschubkräften zu ermöglichen.

(4)P Als duktil werden Verbundmittel mit einem Verformungsvermögen bezeichnet, das die Annahme eines ideal plastischen Verhaltens in der Verbundfuge bei der Berechnung des Tragwerks rechtfertigt.

(5) Ein Verbundmittel darf als duktil eingestuft werden, wenn das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} mindestens 6 mm beträgt.

ANMERKUNG Zur Bestimmung von δ_{uk} siehe Anhang B.

(6)P Wenn bei einem Verbundträger innerhalb einer Stützweite Verbundmittel mit signifikant unterschiedlichem Verformungsverhalten verwendet werden, muss dies bei der Bemessung berücksichtigt werden.

(7)P Verbundmittel müssen eine ausreichende Tragfähigkeit gegen Abheben der Betonplatte aufweisen. Andernfalls ist das Abheben der Betonplatte durch andere Maßnahmen zu verhindern.

(8) Um ein Abheben der Betonplatte zu verhindern, sind Verbundmittel in der Regel für eine senkrecht zum Stahlträgergurt wirkende Zugkraft zu bemessen, die mindestens dem 0,1fachen Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit des Verbundmittels entspricht. Falls erforderlich, sind zusätzliche Verankerungen vorzusehen.

(9) Bei Kopfbolzendübeln nach 6.6.5.7 darf davon ausgegangen werden, dass sie ein Abheben des Betongurtes verhindern, wenn sie nicht durch planmäßige Zugkräfte beansprucht werden.

(10)P Ein Längsschubversagen sowie ein örtliches Versagen des Betongurtes infolge der konzentrierten Lasteinleitung durch die Verbundmittel muss verhindert werden.

(11) Wenn die konstruktive Ausbildung der Verbundmittel nach 6.6.5 und die Querbewehrung in Übereinstimmung mit 6.6.6 erfolgt, darf vorausgesetzt werden, dass die Anforderungen nach 6.6.1.1(10) erfüllt sind.

(12) Wenn zur Übertragung der Längsschubkräfte in der Verbundfuge andere Verbundmittel als in 6.6 angegeben verwendet werden, ist in der Regel ein auf Versuchen basierendes Tragmodell der Bemessung

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

zugrunde zu legen. Die weiteren Tragfähigkeitsnachweise für das Verbundbauteil sind im Allgemeinen soweit wie möglich in Übereinstimmung mit den Bemessungsregeln für Bauteile mit Verbundmitteln nach 6.6 zu führen.

(13) Für Tragwerke des Hochbaus ergibt sich die erforderliche Mindestanzahl der Verbundmittel in der Regel aus der im Grenzzustand der Tragfähigkeit einwirkenden resultierenden Längsschubkraft nach 6.6.2, dividiert durch den Bemessungswert der Tragfähigkeit P_{Rd} eines Dübels. Bei Verwendung von Kopfbolzendübeln ergibt sich der Bemessungswert der Tragfähigkeit nach 6.6.3 oder 6.6.4.

(14)P Wenn bei Trägern des Hochbaus alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen, ist eine teilweise Verdübelung zulässig. Die Anzahl der Verbundmittel muss dann nach der Teilverbundtheorie bestimmt werden, wobei das Verformungsvermögen der Verbundmittel berücksichtigt werden muss.

6.6.1.2 Anwendungsgrenzen für eine teilweise Verdübelung bei Tragwerken des Hochbaus

(1) Kopfbolzendübel, bei denen die Höhe nach dem Aufschweißen nicht kleiner als der 4fache Schaftdurchmesser und bei denen der Nennwert des Schaftdurchmessers nicht kleiner als 16 mm und nicht größer als 25 mm ist, gelten als duktil, wenn gleichzeitig die nachfolgenden Bedingungen für den Verdübelungsgrad $\eta = n / n_f$ eingehalten werden:

Träger mit doppelsymmetrischen Baustahlquerschnitten:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e) \text{ und } \eta \geq 0,4 \quad (6.12)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (6.13)$$

Träger mit einfachsymmetrischen Baustahlquerschnitten, bei denen die Querschnittsfläche des Untergurtes den 3fachen Wert der Querschnittsfläche des Obergurtes nicht überschreitet:

$$L_e \leq 20: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015 L_e) \text{ und } \eta \geq 0,4 \quad (6.14)$$

$$L_e > 20: \quad \eta \geq 1 \quad (6.15)$$

Dabei ist

L_e die Länge des positiven Momentenbereiches (Abstand der Momentennullpunkte) in m, die für typische Durchlaufträger mit L_e nach Bild 5.1 angenommen werden darf,

n_f die für vollständige Verdübelung erforderliche Anzahl von Verbundmitteln für die in 6.6.1.1(13) und 6.6.2.2(2) angegebenen Trägerbereiche,

n die vorhandene Dübelanzahl in diesen Trägerbereichen.

(2) Für Stahlquerschnitte, bei denen die Querschnittsfläche des Untergurtes größer als die Querschnittsfläche des Obergurtes ist, jedoch kleiner als der 3fache Wert, darf der Mindestverdübelungsgrad η durch lineare Interpolation mit Hilfe der Beziehungen (6.12) bis (6.15) ermittelt werden.

(3) Kopfbolzendübel dürfen über den Anwendungsbereich nach (1) hinaus als duktil eingestuft werden, wenn:

- die Höhe der Dübel nach dem Aufschweißen nicht kleiner als 76 mm ist und der Nennwert des Schaftdurchmessers 19 mm beträgt,
- der Baustahlquerschnitt aus einem gewalzten oder geschweißten doppelsymmetrischen Querschnitt besteht,

- c) der Betongurt aus einer Profilblechverbunddecke mit senkrecht zum Träger verlaufenden Profilblechen besteht und die Profilbleche über dem Träger durchlaufen,
- d) innerhalb einer Rippe nur ein Kopfbolzendübel vorhanden ist, der entweder zentrisch in jeder Rippe oder über die gesamte Trägerlänge alternierend je Rippe links und rechts angeordnet wird,
- e) die Profilblechgeometrie die Bedingungen $b_o / h_p \geq 2$ und $h_p \leq 60$ mm erfüllt (Bezeichnungen siehe Bild 6.13) und
- f) die Gurtnormalkraft N_C nach dem in Bild 6.5 angegebenen Näherungsverfahren ermittelt wird.

Wenn diese Bedingungen eingehalten sind, gilt für den Verdübelungsgrad η :

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (1,0 - 0,04 L_e) \text{ und } \eta \geq 0,4 \quad (6.16)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (6.17)$$

ANMERKUNG Die Bedingungen nach 6.6.1.2 wurden für Träger mit äquidistanter Dübelanordnung hergeleitet.

6.6.1.3 Verteilung von Verbundmitteln bei Tragwerken des Hochbaus

(1)P Die Verbundmittel sind in Trägerlängsrichtung nach dem Verlauf der Bemessungslängsschubkraft anzuordnen, wobei zusätzlich ein Abheben vom Stahlträger vermieden werden muss.

(2) Im Bereich von Kragarmen und in den negativen Momentenbereichen von Durchlaufträgern ist die Abstufung der Längsbewehrung unter Berücksichtigung der erforderlichen Verankerungslänge in der Regel entsprechend der Dübelverteilung vorzunehmen.

(3) Duktile Verbundmittel dürfen zwischen kritischen Schnitten nach 6.1.1 äquidistant verteilt werden, wenn:

- im betrachteten Trägerbereich die Querschnitte an kritischen Schnitten die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen,
- der Verdübelungsgrad η die Bedingungen nach 6.6.1.2 erfüllt und
- die vollplastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts den 2,5fachen Wert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts nicht überschreitet.

(4) Wenn die vollplastische Momententragfähigkeit den 2,5fachen Wert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts überschreitet, sind bei der Ermittlung der Anzahl der Verbundmittel zusätzliche Schnitte etwa in der Mitte zwischen zwei benachbarten kritischen Schnitten zu untersuchen.

(5) Die erforderliche Anzahl der Verbundmittel darf in den Bereichen zwischen dem maximalen Feldmoment und dem Endauflager bzw. dem extremalen Stützmoment nach dem elastisch ermittelten Längsschubkraftverlauf verteilt werden. Auf zusätzliche Nachweise zwischen kritischen Schnitten darf dann verzichtet werden.

6.6.2 Ermittlung der Längsschubkräfte für Träger in Tragwerken des Hochbaus

6.6.2.1 Träger, bei denen die Tragfähigkeit elastisch-plastisch ermittelt wird

(1) Wenn die Querschnittstragfähigkeit elastisch-plastisch oder elastisch ermittelt wird, sind die Längsschubkräfte auf der Grundlage der in 6.2.1.4 oder 6.2.1.5 angegebenen Verfahren zu ermitteln.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

6.6.2.2 Träger, bei denen die Tragfähigkeit vollplastisch ermittelt wird

- (1)P Die aus der Differenz der Normalkräfte des Betongurtes oder des Stahlträgers zu ermittelnde resultierende Längsschubkraft innerhalb der jeweils betrachteten kritischen Länge ist mit den zugehörigen Momententragungsfähigkeiten zu ermitteln.
- (2) Bei vollständiger Verdübelung gilt 6.2.1.2 und bei kammerbetonierten Trägern 6.3.2.
- (3) Bei teilweiser Verdübelung gilt 6.2.1.3 und bei kammerbetonierten Trägern 6.3.2.

6.6.3 Kopfbolzendübel in Vollbetongurten und bei kammerbetonierten Trägern

6.6.3.1 Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit

- (1) Der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit eines Kopfbolzendübels, bei dem ein automatisches Schweißverfahren nach EN 14555 verwendet wird, ergibt sich aus dem jeweils kleineren Wert der nachfolgenden Gleichungen:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (6.18)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.19)$$

Dabei ist

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{für } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{für } h_{sc} / d > 4 \quad (6.21)$$

γ_V der Teilsicherheitsbeiwert,

d der Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$,

f_u die spezifizierte Zugfestigkeit des Bolzenmaterials, die jedoch höchstens mit 500 N/mm^2 in Rechnung gestellt werden darf,

f_{ck} der im maßgebenden Alter vorhandene charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons mit einer Dichte nicht kleiner als 1750 kg/m^3 ,

h_{sc} der Nennwert der Gesamthöhe des Dübels.

ANMERKUNG Der Teilsicherheitsbeiwert γ_V darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,25.

- (2) Für die Schweißwulste der Dübel gelten die Anforderungen nach EN 13918.

- (3) Wenn Dübel so angeordnet werden, dass Spaltzugkräfte in Gurtdickenrichtung entstehen, darf (1) in der Regel nicht angewendet werden.

ANMERKUNG Weitere Regelungen dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

6.6.3.2 Einfluss von Zugkräften auf die Längsschubtragfähigkeit

- (1) Werden Kopfbolzendübel neben Längsschubkräften zusätzlich planmäßig durch Zugkräfte beansprucht, so ist in der Regel der aus dem Bemessungswert der Zugkraft F_{ten} resultierende Einfluss nachzuweisen.

- (2) Für $F_{\text{ten}} \leq 0,1 P_{\text{Rd}}$ darf der Einfluss der Zugkraft vernachlässigt werden. Dabei ist P_{Rd} der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit nach 6.6.3.1.
- (3) Kopfbolzendübel mit Zugkräften $F_{\text{ten}} > 0,1 P_{\text{Rd}}$ liegen nicht im Anwendungsbereich von EN 1994.

6.6.4 Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Kombination mit Profilblechen

6.6.4.1 Profilbleche mit Rippen parallel zur Trägerachse

(1) Bei parallel zur Trägerachse angeordneten Profilblechen liegen die Dübel in einem voutenförmigen Bereich des Betongurtes nach Bild 6.12. Wird das Profilblech über dem Träger nicht gestoßen, so ist die Breite b_0 der Voute gleich der in Bild 9.2 angegebenen Rippenbreite. Sind die Bleche über dem Träger gestoßen, so wird b_0 wie in Bild 6.12 angegeben definiert. Die Voutenhöhe ergibt sich in der Regel aus der Gesamthöhe h_p des Profilbleches ohne Berücksichtigung von Sicken oder Noppen.

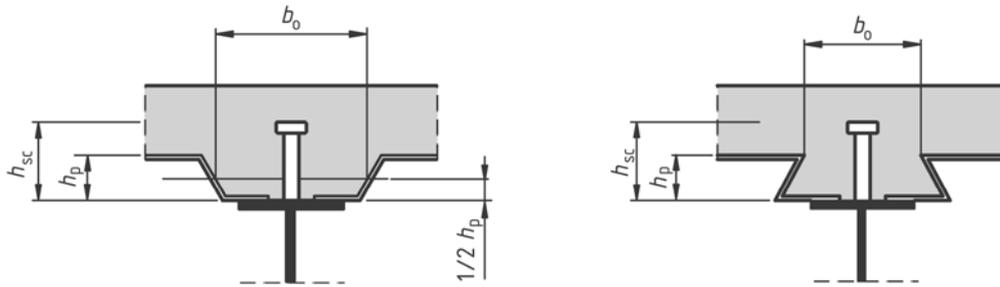


Bild 6.12 — Träger mit parallel zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen

(2) Der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit des Dübels ergibt sich aus der Dübeltragfähigkeit für Vollbetonplatten nach 6.6.3.1 durch Multiplikation mit dem Abminderungsfaktor k_ℓ , wobei bei der Ermittlung der Dübeltragfähigkeit für die Vollbetonplatte die spezifizizierte Zugfestigkeit des Bolzenmaterials maximal mit 450 N/mm^2 in Rechnung gestellt werden darf.

$$k_\ell = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (6.22)$$

Dabei ist h_{sc} die Gesamtlänge des Dübels, die jedoch nur mit maximal $h_p + 75 \text{ mm}$ in Rechnung gestellt werden darf.

(3) Wenn die Profile über dem Träger gestoßen werden und keine kraftschlüssige Verbindung der Bleche mit dem Träger ausgeführt wird, sind in der Regel die in 6.6.5.4 angegebenen Bedingungen hinsichtlich der Voutenabmessungen und der Bewehrung einzuhalten.

ANMERKUNG Regelungen zur Verbindung der Profilbleche mit dem Träger dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

6.6.4.2 Profilbleche mit Rippen senkrecht zur Trägerachse

(1) Wenn die Bedingungen nach (2) und (3) eingehalten werden, ergibt sich der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit des Dübels aus der Dübeltragfähigkeit für Vollbetonplatten nach 6.6.3.1 durch Multiplikation mit dem Abminderungsfaktor k_t , wobei bei der Ermittlung der Längsschubtragfähigkeit des Dübels für die Vollbetonplatte die spezifizizierte Zugfestigkeit f_u des Bolzenmaterials maximal mit 450 N/mm^2 in Rechnung gestellt werden darf.

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (6.23)$$

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

☐ Dabei ist n_r die Anzahl der Kopfbolzendübel je Rippe, die bei der Ermittlung des Beiwertes k_t und bei der Ermittlung der Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge maximal mit $n_r=2$ berücksichtigt werden darf. Die weiteren Symbole sind in Bild 6.13 angegeben. ☐

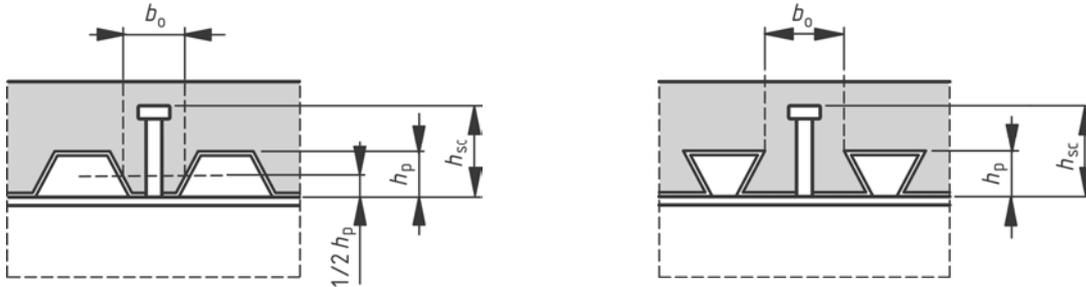


Bild 6.13 — Träger mit senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen

(3) Der Abminderungsfaktor k_t darf maximal mit den in Tabelle 6.2 angegebenen oberen Grenzwerten $k_{t,max}$ berücksichtigt werden.

Tabelle 2 — Obere Grenzwerte $k_{t,max}$ für den Abminderungsfaktor k_t

Anzahl der Dübel je Rippe	Blechdicke t des Profilbleches in mm	Durch die Profilbleche geschweißte Dübel mit Schaftdurchmessern d kleiner als 20 mm	Vorgelochte Profilbleche und Dübel mit Schaftdurchmessern von 19 mm und 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

(3) Die Werte für k_t nach (1) und (2) dürfen verwendet werden, wenn:

- die Dübel in Rippen angeordnet werden, bei denen die Profilblechhöhe h_p 85 mm nicht überschreitet und bei denen die Rippenbreite b_0 nicht kleiner als die Rippenhöhe h_p ist und
- der Schaftdurchmesser der Dübel bei Anwendung der Durchschweißtechnik nicht größer als 20 mm bzw. bei vorgelochten Profilblechen nicht größer als 22 mm ist.

6.6.4.3 Zweiachsige Beanspruchung von Kopfbolzendübeln

(1) Werden die Dübel sowohl aus dem Trägerverbund als auch aus dem Deckenverbund beansprucht, so ist in der Regel bei gleichzeitiger Wirkung dieser Schubkräfte die folgende Bedingung einzuhalten:

$$\frac{F_\ell^2}{P_{\ell,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1 \quad (6.24)$$

Dabei ist

- F_ℓ die Längsschubkraft aus dem Träger;
- F_t die rechtwinklig dazu wirkende Schubkraft aus der Verbundwirkung mit der Decke. Siehe hierzu Abschnitt 9;

$P_{\ell,Rd}$ und $P_{t,Rd}$ die zugehörigen Längsschubtragfähigkeiten des Dübels.

6.6.5 Konstruktions- und Ausführungsregeln für die Verbundsicherung

6.6.5.1 Sicherung gegen Abheben der Betonplatte

(1) Die für die Verhinderung des Abhebens wirksame Verankerungsfläche eines Verbundmittels (z. B. die Unterseite des Kopfes eines Kopfbolzendübels) soll mindestens 30 mm (lichter Abstand) über der unteren Bewehrung des Betongurtes liegen. Siehe hierzu auch Bild 6.14.

6.6.5.2 Betondeckung und Verdichtung des Betons für Tragwerke des Hochbaus

(1)P Die Verdübelung ist konstruktiv so auszubilden, dass eine einwandfreie Verdichtung des Betons im Dübelfußbereich sichergestellt ist.

(2) Wenn für die Verbundmittel eine Betondeckung gefordert wird, darf der Nennwert der Betondeckung den größeren der nachfolgenden Werte nicht unterschreiten:

- a) nicht kleiner als 20 mm oder
- b) Betondeckung für Betonstahl nach EN 1992-1-1, Tabelle 4.4, abzüglich 5,0 mm.

(3) Wenn keine Anforderungen an die Betondeckung gestellt werden, darf die Oberkante des Dübels bündig mit der Oberkante des Betongurtes abschließen.

(4) Bei der Ausführung ist die Betonierreihenfolge so zu wählen, dass noch nicht vollständig abgebundener Beton infolge einer unplanmäßigen Verbundwirkung, die aus den Tragwerksverformungen infolge der nachfolgenden Betonierlasten resultiert, nicht geschädigt wird. In der Regel sollten Verbundmittel erst planmäßig beansprucht werden, wenn die Zylinderdruckfestigkeit des Betons mindestens 20 N/mm² beträgt.

6.6.5.3 Örtliche Bewehrung des Betongurtes

(1) Bei Randträgern ist eine Querbewehrung nach 6.6.6 erforderlich, die zwischen der dem freien Betonrand zugewandten Dübelreihe und dem freien Betonrand voll zu verankern ist.

(2) Um eine örtliche Rissbildung in Trägerlängsrichtung zu verhindern, sind in der Regel bei Verbundträgern, bei denen der Abstand zwischen dem freien Betonrand und der Achse der benachbarten Dübelreihe kleiner als 300 mm ist, die nachfolgenden Konstruktionsregeln zu beachten:

- a) Anordnung einer Schlaufenbewehrung, die um die Dübel greift,
- b) bei Verwendung von Kopfbolzendübeln Einhalten eines Mindestabstandes von $6d$ zwischen dem freien Betonrand und der Achse der benachbarten Dübelreihe, wobei d der Nennwert des Dübelschaftdurchmessers ist. Der Durchmesser der Schlaufenbewehrung sollte mindestens $0,5d$ betragen und
- c) die Schlaufenbewehrung sollte unter Beachtung der Betondeckung so tief wie möglich angeordnet werden.

(3)P An Kragarmenden muss eine ausreichende örtliche Querbewehrung zur Einleitung der aus den Dübeln resultierenden Längsschubkräfte in die Längsbewehrung angeordnet werden.

6.6.5.4 Vouten bei Trägern ohne Profilbleche

(1) Bei Ausbildung von Vouten zwischen dem Stahlträger und der Unterseite des Betongurtes ist in der Regel zu beachten, dass die Außenseiten der Voute außerhalb einer Linie liegen, die unter 45° von der Außenkante des Dübels zur oberen Kante der Voute verläuft (siehe Bild 6.14).

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

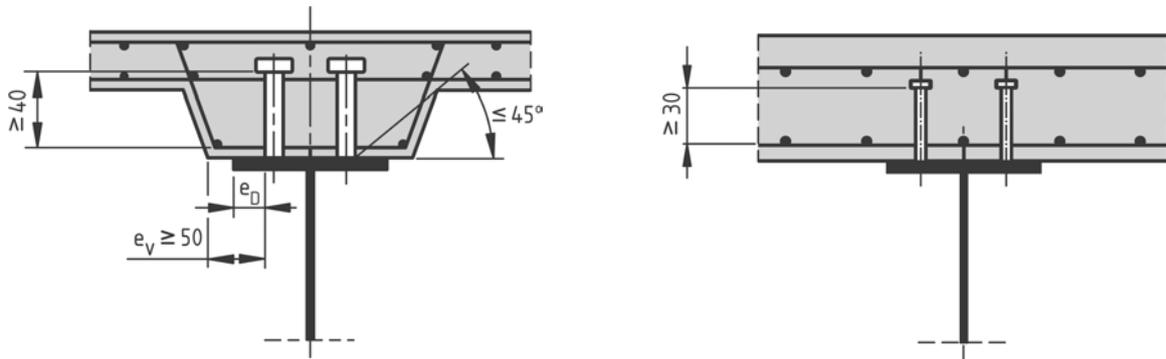


Bild 6.14 — Konstruktive Ausbildung

(2) Der Nennwert der seitlichen Betondeckung e_v des Dübels am unteren Rand darf in der Regel nicht kleiner als 50 mm sein.

(3) Der lichte Abstand zwischen der nach 6.6.6 erforderlichen unteren Querbewehrung und der für die Abhebesicherung wirksamen Fläche des Verbundmittels darf nicht kleiner als 40 mm sein.

6.6.5.5 Dübelabstände

(1)P Wenn bei der Bemessung angenommen wird, dass ein örtliches Stabilitätsversagen des Stahl- oder Betonteils durch die Verdübelung verhindert wird, muss zur Realisierung dieser Annahme ein ausreichend enger Dübelabstand gewählt werden.

(2) Wenn ein gedrückter Gurt, der normalerweise $\overline{\text{AC}}$ in die Klasse 3 oder 4 eingestuft werden müsste $\overline{\text{AC}}$, in die Querschnittsklasse 1 oder 2 eingestuft wird, weil sich die Verdübelung mit dem Betongurt günstig auf das örtliche Stabilitätsverhalten auswirkt, darf der Achsabstand der Verbundmittel in Richtung der Druckbeanspruchung in der Regel die nachfolgenden Grenzwerte nicht überschreiten:

- $22 t_f \sqrt{235/f_y}$ bei Betongurten von Vollbetonplatten, die vollflächig auf dem Stahlobergurt aufliegen;
- $15 t_f \sqrt{235/f_y}$ bei Betongurten mit senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen, die nicht vollflächig aufliegen.

Dabei ist

- t_f die Dicke des Stahlgurtes und
- f_y der Nennwert der Streckgrenze in N/mm^2 .

Zusätzlich darf der lichte Abstand zwischen der Außenkante des Druckgurtes und der äußeren Dübelreihe in der Regel nicht größer als $9 t_f \sqrt{235/f_y}$ sein.

(3) Bei Tragwerken des Hochbaus darf der Abstand der Dübel in Längsrichtung in der Regel nicht größer als die 6fache Gurtdicke bzw. nicht größer als 800 mm sein.

6.6.5.6 Abmessungen des Stahlgurtes

(1)P Die Dicke des Bleches bzw. Stahlgurtes ist so zu wählen, dass eine einwandfreie Schweißung und eine Einleitung der Dübelkraft in den Stahlgurt ohne örtliche Überbeanspruchungen oder übermäßige Verformungen sichergestellt ist.

(2) Bei Tragwerken des Hochbaus darf der Abstand e_D (siehe Bild 6.14) zwischen den Außenkanten des Dübels und des Flansches in der Regel nicht kleiner als 20 mm sein.

6.6.5.7 Kopfbolzendübel

- (1) Dübel mit einer Gesamthöhe kleiner als der 3fache Schaftdurchmesser d sind in der Regel nicht zulässig.
- (2) Der Kopfdurchmesser des Dübels sollte nicht kleiner als der 1,5fache und die Höhe des Dübelkopfes nicht kleiner als der 0,4fache Schaftdurchmesser d sein.
- (3) Bei zugbeanspruchten Blechen und Gurten mit aufgeschweißten Dübeln darf der Schaftdurchmesser des Dübels nicht größer als der 1,5fache Wert der Blech- bzw. Flanschdicke sein, wenn für diese Bauteile ein Nachweis der Ermüdung erforderlich ist. Andernfalls ist mit Hilfe von Versuchen nachzuweisen, dass der Dübel eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit aufweist. Dies gilt auch, wenn die Dübel direkt über dem Steg angeordnet werden.
- (4) Der Achsabstand der Dübel in Krafrichtung sollte nicht kleiner als $5d$ sein. Senkrecht zur Krafrichtung sollte der Achsabstand bei Vollbetonplatten $2,5d$ und in allen anderen Fällen $4d$ nicht unterschreiten.
- (5) Werden die Dübel nicht direkt über dem Steg angeordnet, so darf der Durchmesser des Dübels den 2,5fachen Wert der Flansch- bzw. Blechdicke nicht überschreiten. Andernfalls ist in der Regel eine ausreichende Tragfähigkeit des Dübels mit Hilfe von Versuchen nachzuweisen.

6.6.5.8 Kopfbolzendübel bei Profilblechen

- (1) Die Einbindetiefe des Dübels in den Beton oberhalb des Profilbleches muss im aufgeschweißten Zustand in der Regel größer als der 2fache Schaftdurchmesser des Dübels sein.
- (2) Die minimale Breite von ausbetonierten Rippenzellen darf nicht kleiner als 50 mm sein.
- (3) Wenn die Geometrie des Profilbleches eine zentrische Anordnung der Dübel in den Rippen nicht zulässt, sind die Dübel in der Regel über die gesamte Trägerlänge alternierend exzentrisch in den Rippen anzuordnen.

6.6.6 Längsschub in Betongurten

6.6.6.1 Allgemeines

- (1)P Für den Betongurt und die Querbewehrung ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen, dass ein Versagen infolge Längsschub oder örtlicher Schubkrafteinleitung verhindert wird.
- (2)P Der Bemessungswert der einwirkenden Längsschubspannung muss in den für das Längsschubversagen maßgebenden Schnitten kleiner als die Längsschubkrafttragfähigkeit in dem jeweils betrachteten Schnitt sein.
- (3) Bei der Ermittlung der einwirkenden Längsschubspannung v_{Ed} ergibt sich die Länge des Schnittes c-c nach Bild 6.15 bei einreihigen oder bei versetzt angeordneten Dübeln aus dem zweifachen Wert der Dübelhöhe zuzüglich des Kopfdurchmessers des Dübels. Bei zweireihiger Dübelanordnung resultiert die Länge des Schnittes b-b nach Bild 6.15 aus $(2h_{sc} + s_t)$ zuzüglich des Kopfdurchmessers eines Dübels. Dabei ist h_{sc} die Höhe des Dübels und s_t der Achsabstand der Dübel in Querrichtung.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

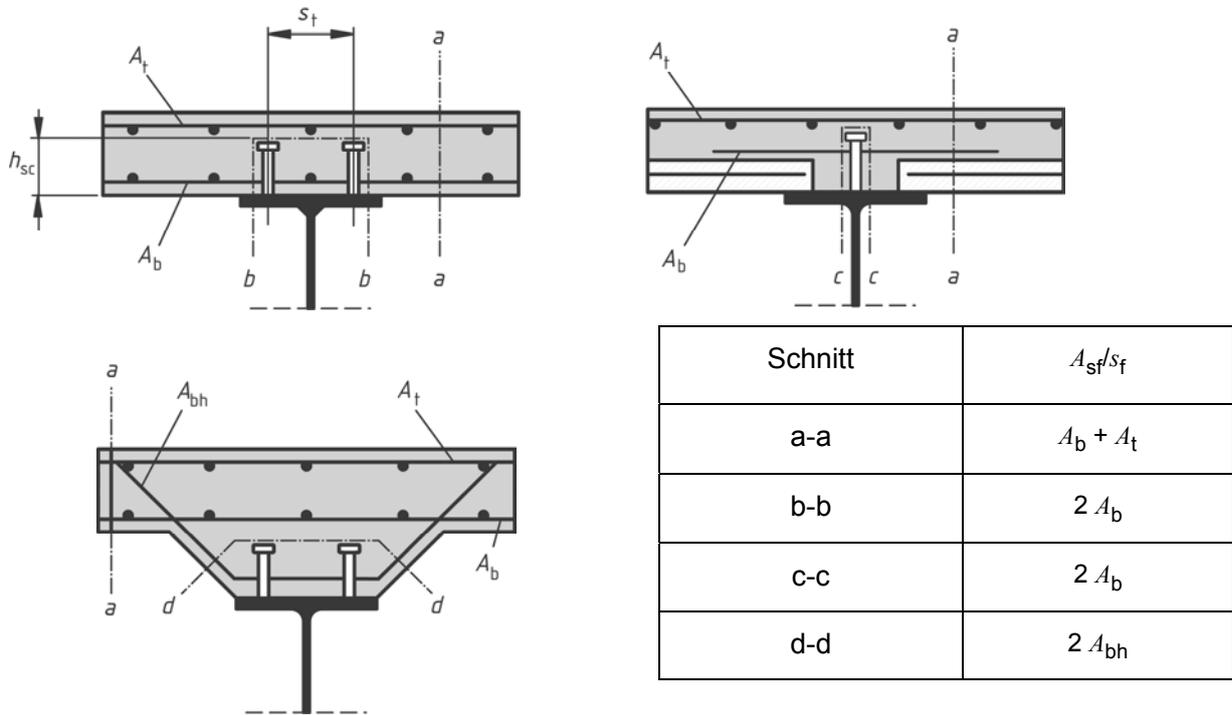


Bild 6.15 — Maßgebende Schnitte beim Nachweis der Längsschubkrafttragfähigkeit

(4) Die in der Verbundfuge einwirkende Längsschubkraft je Längeneinheit ist in Übereinstimmung mit 6.6.2 aus der erforderlichen Dübelanzahl unter Berücksichtigung der Verteilung der Dübel in Längsrichtung zu ermitteln. Der Verlauf der Längsschubkraft in Gurtquerrichtung darf bei der Bemessung berücksichtigt werden.

(5) Der für den jeweils betrachteten Schnitt des Betongurtes maßgebende Bemessungswert der einwirkenden Längsschubspannung v_{Ed} ergibt sich aus dem Bemessungswert der Längsschubkraft in der Verbundfuge unter Berücksichtigung der Anzahl der für das Längsschubversagen maßgebenden Schnitte und der jeweils zugehörigen Länge des betrachteten Schnittes.

6.6.6.2 Bemessungswert der Längsschubkrafttragfähigkeit

(1) Der Bemessungswert der Längsschubkrafttragfähigkeit des Betongurtes im Schnitt a-a in Bild 6.15 ist in der Regel nach EN 1992-1-1, 6.2.4 zu ermitteln.

(2) Wenn keine genauere Berechnung erfolgt, ist der Bemessungswert der Längsschubkrafttragfähigkeit für die Dübelumrissfläche sowie für Vouten mit der maßgebenden Länge h_f für die jeweilige Dübelumrissfläche (z. B. Schnitt b-b nach Bild 6.15) nach EN 1992-1-1, 6.2.4(4) zu ermitteln.

(3) Für die anrechenbare Querbewehrung je Längeneinheit A_{sf}/s_f nach EN 1992-1-1 gelten die Regelungen nach Bild 6.15, wobei A_b , A_t und A_{bh} die jeweiligen Querschnittsflächen der Querbewehrung je Längeneinheit sind. Für die Verankerungslängen der Querbewehrung gelten die Regelungen nach EN 1992-1-1, 8.4.

(4) Wenn Teilfertigeteile in Kombination mit Ortbeton verwendet werden, ist die Längsschubkrafttragfähigkeit in Fugen in der Regel nach EN 1992-1-1, 6.2.5 zu ermitteln.

6.6.6.3 Mindestbewehrung

(1) Die Mindestbewehrung ist in der Regel in Übereinstimmung mit den Regelungen nach EN 1992-1-1, 9.2.2(5) zu ermitteln.

6.6.6.4 Längsschub und Querbewehrung für Träger des Hochbaus mit Profilblechen

(1) Bei Gurten mit Profilblechen darf beim Nachweis im Plattenanschnitt (Schnitt a-a nach Bild 6.16) als maßgebende Länge h_f nur die Aufbetondicke oberhalb des Profilbleches berücksichtigt werden.

(2) Bei Verwendung von senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen ist ein Nachweis im Schnitt b-b nach Bild 6.16 nicht erforderlich, wenn die Tragfähigkeit der Dübel unter Berücksichtigung des in 6.6.4.2 angegebenen Abminderungsfaktors k_t ermittelt wird.

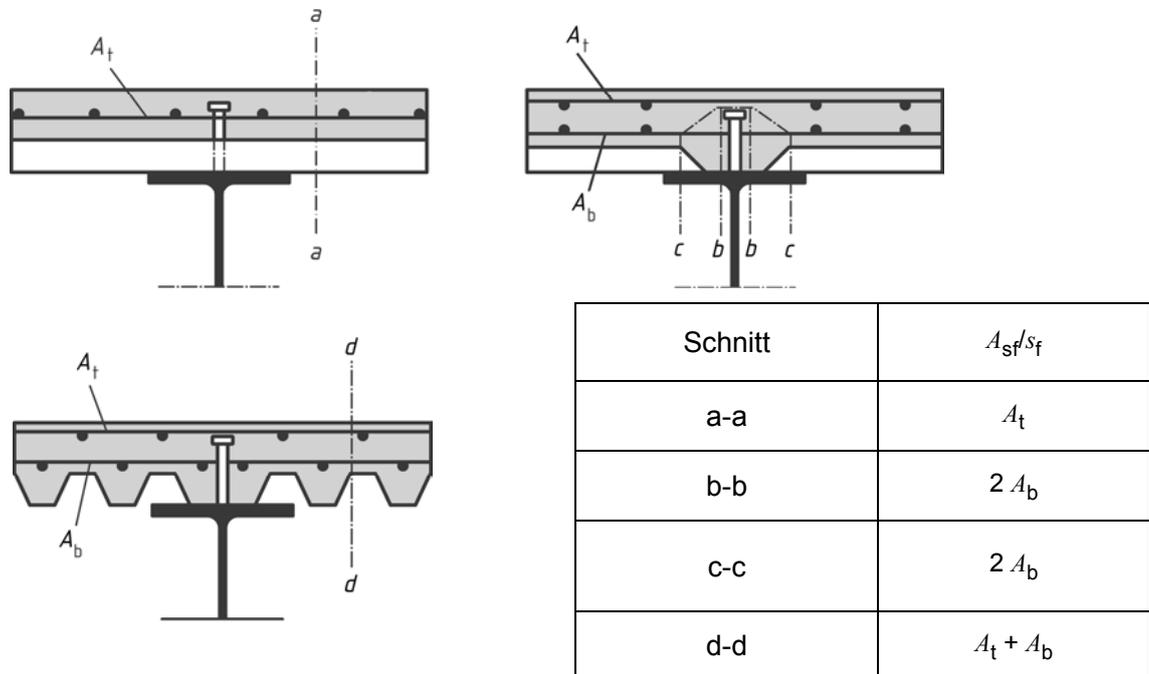


Bild 6.16 — Maßgebende Schnitte für den Nachweis der Längsschubtragfähigkeit bei Betongurten mit Profilblechen

(3) Beim Nachweis des Schnittes c-c nach Bild 6.16 darf bei der Ermittlung von h_f der Beton innerhalb der Rippenhöhe nicht berücksichtigt werden. Andernfalls ist die Mitwirkung des Betons in den Rippen mit Hilfe von Versuchen nachzuweisen.

(4) Senkrecht zur Trägerachse angeordnete durchlaufende Profilbleche mit mechanischem Verbund oder Reibungsverbund dürfen beim Nachweis der Längsschubkrafttragfähigkeit im Schnitt a-a angerechnet werden. Anstelle der in EN 1992-1-1, 6.2.4(4) angegebenen Beziehung (6.21) ist dann die nachfolgende Beziehung zu verwenden:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) + A_{pe} f_{yp,d} > v_{Ed} h_f / \cot \theta \quad (6.25)$$

Dabei ist

A_{pe} die wirksame Querschnittsfläche des Profilbleches je Längeneinheit quer zur Trägerrichtung nach 9.7.2(3), wobei bei vorgelochten Blechen die Netto-Querschnittsfläche maßgebend ist,

$f_{yp,d}$ der Bemessungswert der Streckgrenze des Profilbleches.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(5) Wenn bei senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen die Bleche über dem Träger gestoßen werden und die Dübel direkt durch die Bleche auf den Träger geschweißt werden, ist in der Beziehung (6.25) für den Traganteil des Bleches anstelle von $\overline{AC} A_{pe} f_{yp,d} \overline{AC}$ der folgende Traganteil zu berücksichtigen:

$$P_{pb,Rd} / s \quad \text{jedoch} \quad \leq \overline{AC} A_{pe} f_{yp,d} \overline{AC} \quad (6.26)$$

Dabei ist

$P_{pb,Rd}$ der Bemessungswert der Tragfähigkeit für die Endverdübelung mit durchgeschweißten Kopfbolzendübeln nach 9.7.4,

s der Achsabstand der für die Endverdübelung des Profilbleches wirksamen Dübel in Trägerlängsrichtung.

(6) Bei Gurten mit Profilblechen sind die Regelungen zur Ermittlung der erforderlichen Mindestbewehrung in der Regel auf die Betonfläche oberhalb des Profilbleches zu beziehen.

6.7 Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile

6.7.1 Allgemeines

(1)P Abschnitt 6.7 regelt die Bemessung und konstruktive Ausbildung von Verbundstützen und druckbeanspruchten Verbundbauteilen nach Bild 6.17, die aus vollständig und teilweise einbetonierten Stahlprofilen oder aus runden bzw. rechteckigen ausbetonierten Hohlprofilen bestehen.

(2)P Dieser Abschnitt gilt für Stützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile, bei denen Baustähle S235 bis S460 und Normalbetone der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 verwendet werden.

(3) Die Regelungen dieses Abschnittes gelten für Einzelstützen sowie für Stützen und Druckglieder in Rahmentragwerken, in denen weitere Bauteile entweder als Verbund- oder als Stahlbauteile ausgebildet sind.

(4) Der Querschnittsparameter δ nach 6.7.3.3(1) muss in der Regel die nachfolgende Bedingung erfüllen:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (6.27)$$

(5) Für Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile sind in der Regel folgende Nachweise zu führen:

- Nachweis ausreichender Tragfähigkeit des Bauteils nach 6.7.2 oder 6.7.3,
- Nachweis gegen örtliches Beulen nach (8) und (9),
- Nachweis der Lasteinleitung nach 6.7.4.2,
- Nachweis der Längsschubtragfähigkeit zwischen Beton- und Stahlquerschnittsteilen nach 6.7.4.3.

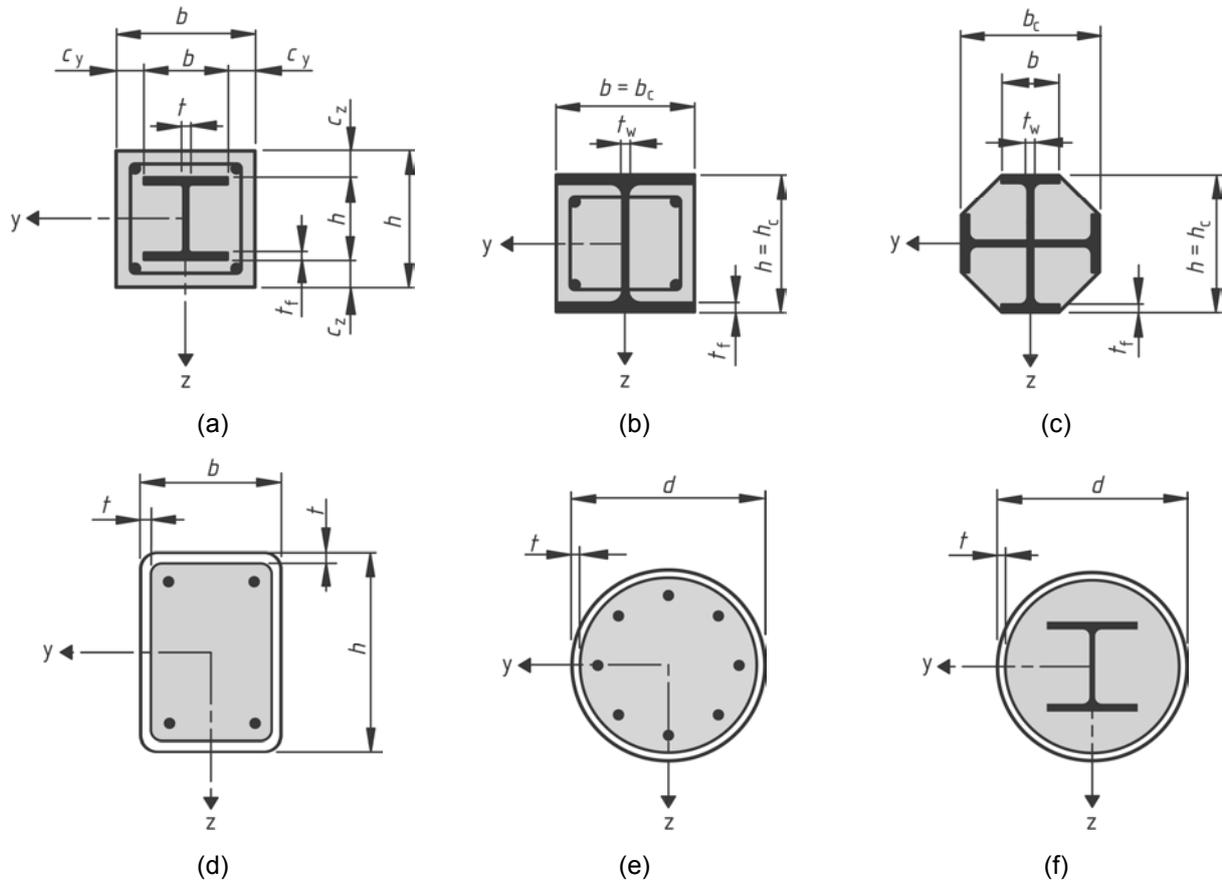


Bild 6.17 — Typische Querschnitte von Verbundstützen — Bezeichnungen

(6) Es werden zwei Bemessungsverfahren angegeben:

- ein allgemeines Verfahren nach 6.7.2, das auch für Druckglieder mit unsymmetrischen Querschnitten oder über die Stützenlänge veränderlichen Querschnitten gültig ist;
- ein vereinfachtes Verfahren nach 6.7.3 für Druckglieder mit doppelsymmetrischen und über die Bauteillänge konstanten Querschnitten.

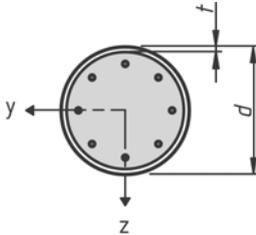
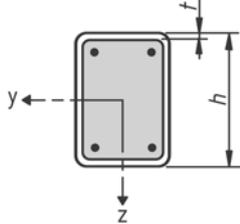
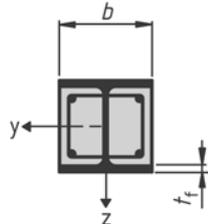
(7) Wenn bei druckbeanspruchten Verbundbauteilen Biegemomente und Normalkräfte aus unabhängigen Einwirkungen resultieren, sind die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für diejenigen Schnittgrößen, die zu einer Erhöhung der Beanspruchbarkeit führen, um 20 % abzumindern.

(8)P Wenn die Tragfähigkeit durch örtliches Beulen in Stahlquerschnittsteilen beeinflusst wird, muss dies bei der Bemessung berücksichtigt werden.

(9) Der Nachweis gegen örtliches Beulen darf bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen mit Betondeckungen nach 6.7.5.1(2) entfallen. Für andere Querschnitte darf der Nachweis entfallen, wenn die in Tabelle 6.3 angegebenen Grenzwerte nicht überschritten werden.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

Tabelle 6.3 — Grenzwerte für (d/t) , (h/t) und (b/t_f) mit f_y in N/mm²

Querschnitt	$\max (d/t)$, $\max (h/t)$ und $\max (b/t_f)$
ausbetonierte Rohre 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
ausbetonierte rechteckige Hohlprofile 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
teilweise einbetonierte I-Querschnitte 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

6.7.2 Allgemeines Bemessungsverfahren

(1)P Beim Nachweis der Gesamtstabilität sind die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung von geometrischen und strukturellen Imperfektionen, örtlichen Instabilitäten, des Einflusses der Rissbildung und des Plastizierens sowie der Auswirkungen aus dem Kriechen und Schwinden des Betons zu berücksichtigen. Es ist nachzuweisen, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter der ungünstigsten Kombination der Einwirkungen stabiles Gleichgewicht herrscht und an keiner Stelle die Tragfähigkeit des Querschnitts für Biegung, Normalkraft und Querkraft überschritten wird.

(2)P Die Einflüsse nach Theorie II. Ordnung sind für alle möglichen Versagensrichtungen zu untersuchen, wenn sie die Tragfähigkeit nennenswert beeinflussen.

(3)P Die Schnittgrößen sind nach der Fließzonentheorie zu ermitteln.

(4) Bei der Berechnung darf Ebenbleiben des Querschnitts und vollständiger Verbund zwischen Beton- und Stahlprofil angenommen werden.

(5)P Die Zugfestigkeit des Betons ist bei der Berechnung zu vernachlässigen. Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen darf bei der Biegesteifigkeit berücksichtigt werden.

(6)P Wenn die Gesamtstabilität durch das Kriechen und Schwinden des Betons ungünstig beeinflusst wird, muss dieser Einfluss berücksichtigt werden.

(7) Die Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden dürfen vernachlässigt werden, wenn die Vergrößerung der nach Theorie I. Ordnung ermittelten Schnittgrößen durch die aus ständigen Einwirkungen hervorgerufenen Verformungen infolge des Kriechens des Betons nicht größer als 10 % sind.

(8) Der nicht linearen Berechnung sind in der Regel die Spannungsdehnungsbeziehungen:

- für Beton unter Druckbeanspruchung nach EN 1992-1-1, 3.1.5,
- für Betonstahl nach EN 1992-1-1, 3.2.7 und
- für Baustahl nach EN 1993-1-1, 5.4.3(4)

zugrunde zu legen.

(9) Bei der Berechnung dürfen anstelle von geometrischen und strukturellen Imperfektionen für die Vorkrümmung auch geometrische Ersatzimperfektionen nach Tabelle 6.5 verwendet werden.

6.7.3 Vereinfachtes Nachweisverfahren

6.7.3.1 Allgemeines und Anwendungsbereich

(1) Das vereinfachte Nachweisverfahren gilt für Stützen mit doppelsymmetrischen und über die Bauteillänge konstanten Verbundquerschnitten mit gewalzten, kaltprofilieren oder geschweißten Stahlprofilen. Baustahlquerschnitte, die aus zwei oder mehreren nicht miteinander verbundenen Querschnittsteilen bestehen, fallen nicht in den Anwendungsbereich des Näherungsverfahrens. Der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ nach 6.7.3.3 muss die nachfolgende Bedingung erfüllen:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (6.28)$$

(2) Bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen nach Bild 6.17a dürfen rechnerisch maximal die nachfolgend angegebenen Betondeckungen berücksichtigt werden.

$$\max c_z = 0,3h \quad \max c_y = 0,4 b \quad (6.29)$$

(3) Vorhandene Längsbewehrung darf rechnerisch maximal mit 6 % der Betonfläche berücksichtigt werden.

(4) Das Verhältnis von Querschnittshöhe zu Querschnittsbreite des Verbundquerschnitts liegt zwischen 0,2 und 5,0.

6.7.3.2 Querschnittstragfähigkeit

(1) Der Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit $N_{pl,Rd}$ des Verbundquerschnitts ergibt sich aus der Addition der Bemessungswerte der einzelnen Querschnittsteile.

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.30)$$

Gleichung (6.30) gilt für Querschnitte mit teilweise und vollständig einbetonierten Stahlprofilen. Für betongefüllte Hohlprofile darf bei der Ermittlung des Traganteils des Betonquerschnitts anstelle des Faktors 0,85 der Faktor 1,0 verwendet werden.

(2) Bei Druck und Biegung darf die Querschnittstragfähigkeit und die Interaktionskurve des Verbundquerschnittes mit den in Bild 6.18 dargestellten vollplastischen Spannungsblöcken ermittelt werden, wobei der Einfluss einer Querkraft V_{Ed} nach (3) zu berücksichtigen ist und die Zugfestigkeit des Betons nicht berücksichtigt werden darf.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

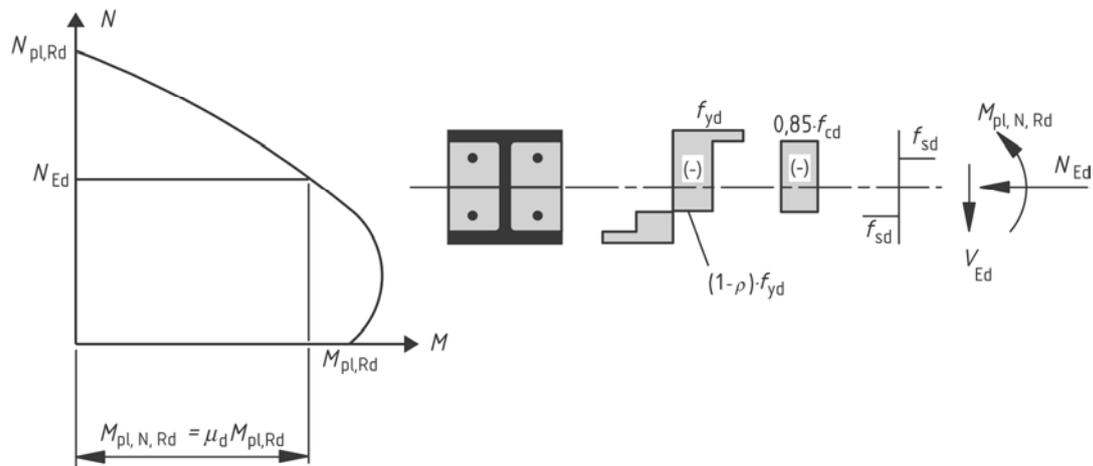


Bild 6.18 — Vollplastische Interaktionskurve für Druck und einachsige Biegung

(3) Der Einfluss von Querkräften auf die Tragfähigkeit bei Druck und Biegung ist bei der Ermittlung der Interaktionskurve zu berücksichtigen, wenn die einwirkende anteilige Querkraft des Baustahlquerschnittes $V_{a,Ed}$ den 0,5fachen Wert der in 6.2.2.2 angegebenen vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnittes $V_{pl,a,Rd}$ überschreitet.

Für $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$ darf der Einfluss der Querkraft auf die Querschnittstragfähigkeit für Druck und Biegung durch Ansatz eines reduzierten Bemessungswertes der Streckgrenze $(1-\rho)f_{yd}$ in den querkraftübertragenden Querschnittsteilen berücksichtigt werden. Siehe hierzu auch 6.2.2.4(2) und Bild 6.18.

Die anteilige Bemessungsquerkraft des Stahlprofils $V_{a,Ed}$ darf die in 6.2.2 angegebene Querkrafttragfähigkeit des Stahlprofils nicht überschreiten. Die Querkrafttragfähigkeit des bewehrten Betonquerschnittes $V_{c,Rd}$ ist nach EN 1992-1-1, 6.2 nachzuweisen.

(4) Wenn kein genauere Nachweis erfolgt, darf die Aufteilung der Bemessungsquerkraft V_{Ed} in den auf das Stahlprofil ($V_{a,Ed}$) und auf den Stahlbetonquerschnitt ($V_{c,Ed}$) entfallenden Anteil mit den nachfolgenden Beziehungen ermittelt werden.

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (6.32)$$

Dabei ist

$M_{pl,a,Rd}$ die vollplastische Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnittes und

$M_{pl,Rd}$ die vollplastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnittes.

Näherungsweise darf angenommen werden, dass V_{Ed} nur vom Baustahlquerschnitt übertragen wird.

(5) Die Interaktionskurve darf durch den in Bild 6.19 dargestellten Polygonzug A bis D angenähert werden. Die zu den Punkten A bis D zugehörigen vollplastischen Spannungsverteilungen sind für einen vollständig einbetonierten Stahlquerschnitt in Bild 6.19 exemplarisch dargestellt. Die Normalkraft $N_{pm,Rd}$ ergibt sich für teilweise und vollständig einbetonierte Stahlprofile nach Bild 6.17(a) bis (c) zu $N_{pm,Rd} = 0,85 f_{cd} A_c$ und für ausbetonierte Hohlprofile nach Bild 6.17(d) bis (f) zu $N_{pm,Rd} = f_{cd} A_c$.

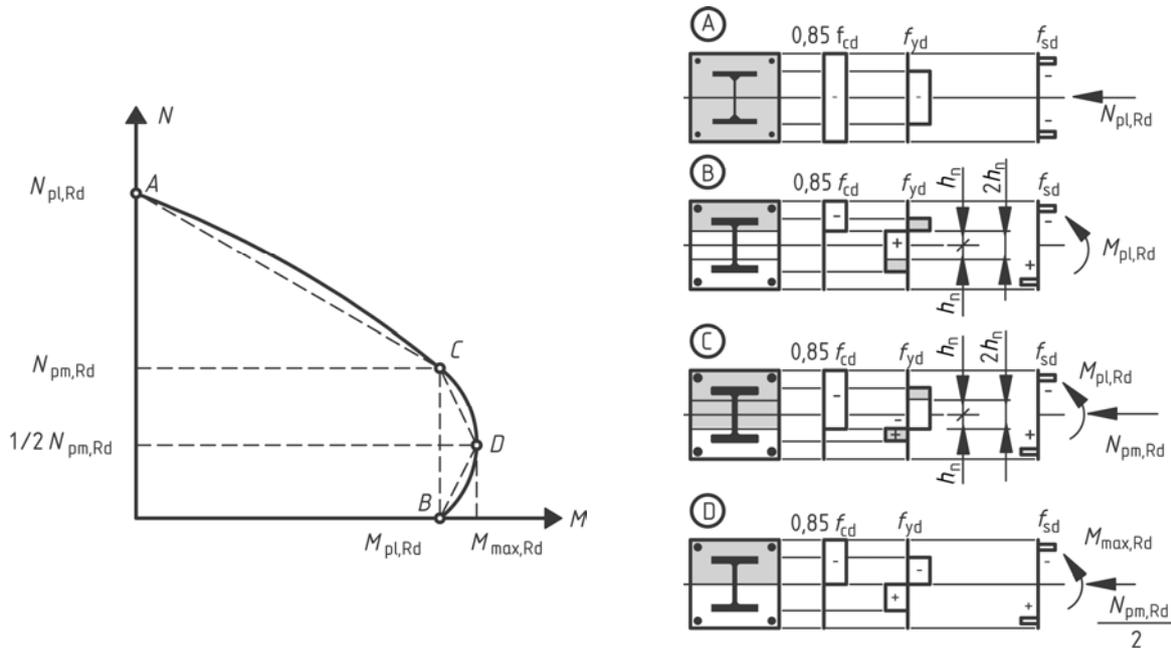


Bild 6.19 — Angenäherte Interaktionskurve und zugehörige vollplastische Spannungsverteilungen

(6) Bei betongefüllten kreisförmigen Hohlprofilen darf die aus der Umschnürungswirkung des Rohres resultierende Erhöhung der Betondruckfestigkeit berücksichtigt werden, wenn der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ nach 6.7.3.3 nicht größer als 0,5 und die auf den Außendurchmesser der Stütze d bezogene Exzentrizität $e = M_{Ed} / N_{Ed}$ kleiner als 0,1 ist. Die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit darf dann mit folgender Gleichung ermittelt werden, wobei t die Wanddicke des Rohres ist.

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (6.33)$$

Für Druckglieder mit $e = 0$ ergeben sich die Werte $\eta_a = \eta_{a0}$ und $\eta_c = \eta_{c0}$ zu:

$$\eta_{a0} = 0,25 (3 + 2 \bar{\lambda}) \quad (\text{jedoch} \leq 1,0) \quad (6.34)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \quad (\text{jedoch} \geq 0) \quad (6.35)$$

Bei Druckgliedern mit Beanspruchung durch Biegemomente und Normalkräfte mit $0 < e/d \leq 0,1$ ergeben sich die Werte η_a und η_c nach den Gleichungen (6.36) und (6.37), wobei η_{a0} und η_{c0} nach den Gleichungen (6.34) und (6.35) zu bestimmen sind.

Für $e/d > 0,1$, $\eta_a = 1,0$ und $\eta_c = 0$ gilt:

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) (10 e/d) \quad (6.36)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} (1 - 10 e/d) \quad (6.37)$$

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

6.7.3.3 Wirksame Biegesteifigkeit, Querschnittsparameter δ und Schlankheitsgrad

(1) Der Querschnittsparameter δ ergibt sich nach Gleichung (6.38). Dabei ist $N_{pl,Rd}$ die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit bei Druckbeanspruchung nach 6.7.3.2(1).

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.38)$$

(2) Der Schlankheitsgrad ergibt sich für die jeweils betrachtete Versagensachse zu:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (6.39)$$

Dabei ist

$N_{pl,Rk}$ der charakteristische Wert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit, der sich nach Gleichung (6.30) ergibt, wenn anstelle der Bemessungswerte der Festigkeiten die charakteristischen Werte verwendet werden,

N_{cr} die Normalkraft unter der kleinsten Verzweigungslast für die jeweils betrachtete Versagensachse, die mit der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ nach (3) und (4) zu bestimmen ist.

(3) Für die Berechnung des Schlankheitsgrades $\bar{\lambda}$ sowie der idealen Verzweigungslast N_{cr} ergibt sich der charakteristische Wert der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ des Querschnitts einer Verbundstütze zu:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (6.40)$$

Dabei ist

K_e ein mit 0,6 anzunehmender Korrekturbeiwert,

I_a , I_c , und I_s die für die jeweils betrachtete Versagensachse maßgebenden Flächenmomente zweiten Grades für den Baustahl-, Betonstahl- und den als ungerissen angenommenen Betonquerschnitt.

(4) Bei der Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit ist der Einfluss aus dem Langzeitverhalten des Betons in der Regel durch Abminderung des Elastizitätsmoduls E_{cm} auf den effektiven Wert $E_{c,eff}$ nach Gleichung (6.41) zu berücksichtigen.

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t} \quad (6.41)$$

Dabei ist

φ_t die Kriechzahl des Betons nach 5.4.2.2(2),

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft,

$N_{G,Ed}$ der ständig wirkende Anteil der einwirkenden Normalkraft.

6.7.3.4 Berechnung der Schnittgrößen und geometrische Ersatzimperfectionen für Vorkrümmungen

(1) Die Schnittgrößen für den Tragfähigkeitsnachweis von Druckgliedern sind in der Regel nach Elastizitätstheorie II. Ordnung zu ermitteln.

(2) Bei der Berechnung der Schnittgrößen nach Elastizitätstheorie II. Ordnung ergibt sich der Bemessungswert der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{\text{eff,II}}$ zu:

$$(EI)_{\text{eff,II}} = K_O (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (6.42)$$

wobei die Korrekturbeiwerte $K_{e,II} = 0,5$ und $K_O = 0,9$ zu berücksichtigen sind. Für den Einfluss aus dem Langzeitverhalten des Betons gelten die Regelungen nach 6.7.3.3(4).

(3) Einflüsse aus Theorie II. Ordnung dürfen vernachlässigt werden, wenn die Bedingung nach 5.2.1(3) unter Berücksichtigung der mit der Biegesteifigkeit $(EI)_{\text{eff,II}}$ nach (2) ermittelten idealen Verzweigungslast eingehalten ist.

(4) Der Einfluss von geometrischen und strukturellen Imperfectionen darf durch geometrische Ersatzimperfectionen berücksichtigt werden. Die geometrischen Ersatzimperfectionen für die Vorkrümmung von Stäben mit Verbundquerschnitten sind in Tabelle 6.5 angegeben, wobei L die Stützenlänge ist.

(5) Beim Nachweis des Einzelstabes dürfen die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung durch Multiplikation des nach Theorie I. Ordnung ermittelten maßgebenden Bemessungsmomentes M_{Ed} mit dem Vergrößerungsfaktor k nach Gleichung (6.43) berechnet werden.

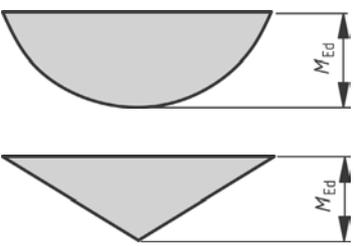
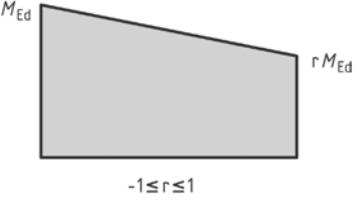
$$k = \frac{\beta}{1 - N_{\text{Ed}} / N_{\text{cr,eff}}} \geq 1,0 \quad (6.43)$$

Dabei ist

$N_{\text{cr,eff}}$ die für die jeweils betrachtete Versagensachse maßgebende ideale Verzweigungslast, ermittelt mit der wirksamen Biegesteifigkeit nach 6.7.3.4(2), wobei als Knicklänge die Stützenlänge anzunehmen ist,

β ein Momentenbeiwert nach Tabelle 6.4.

Tabelle 6.4 — Momentenbeiwert zur Ermittlung der Biegemomente nach Theorie II. Ordnung

Momentenverlauf	Momentenbeiwert β	Bemerkung
	<p>Biegemoment nach Theorie I. Ordnung infolge von Imperfectionen (Vorkrümmung) oder innerhalb der Stütze angreifender Querlasten:</p> <p>$\beta = 1,0$</p>	<p>M_{Ed} ist das nach Theorie I. Ordnung ermittelte maximale Bemessungsmoment innerhalb der Stützenlänge</p>
	<p>Randmomente:</p> <p>$\beta = 0,66 + 0,44r$ mit $\beta \geq 0,44$</p>	<p>M_{Ed} und $r M_{\text{Ed}}$ sind die aus der Berechnung des Gesamttragwerks resultierenden Randmomente nach Theorie I. oder II. Ordnung.</p>

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

6.7.3.5 Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischem Druck

- (1) Druckglieder dürfen bei planmäßig zentrischer Druckbeanspruchung nach 6.7.3.6 nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der Auswirkungen von geometrischen Ersatzimperfectionen (Vorkrümmungen) nachgewiesen werden.
- (2) Alternativ darf der Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischer Druckbeanspruchung unter der einwirkenden Bemessungsnormalkraft mit Gleichung (6.44) geführt werden.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.44)$$

Dabei ist

- $N_{pl,Rd}$ die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts nach 6.7.3.2(1), wobei für f_{yd} der Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1} nach EN 1993-1-1, 6.1(1) zu berücksichtigen ist,
- χ ein Abminderungsfaktor nach EN 1993-1-1, 6.3.1.2, der vom Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ und der maßgebenden Knickspannungslinie abhängig ist.

Für Verbundstützenquerschnitte sind die maßgebenden Knickspannungslinien in Tabelle 6.5 angegeben, wobei ρ_s der Bewehrungsgrad A_s/A_c ist.

6.7.3.6 Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und einachsiger Biegung

- (1) Der Tragfähigkeitsnachweis ist unter Verwendung der Interaktionskurve nach 6.7.3.2 (2) bis (5) mit der nachfolgenden Bedingung zu führen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (6.45)$$

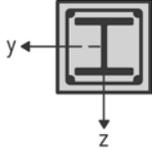
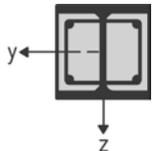
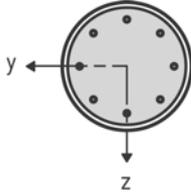
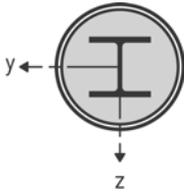
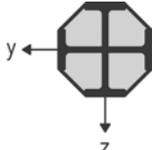
Dabei ist

- M_{Ed} das betragsmäßig größere Moment, das sich entweder aus den Randmomenten oder aus dem innerhalb der Stützenlänge auftretenden Maximalmoment ergibt. Die Momente sind dabei im Allgemeinen nach 6.7.3.4 unter Berücksichtigung von Imperfectionen und gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung zu ermitteln,
- $M_{pl,N,Rd}$ die nach Bild 6.18 ermittelte vollplastische Momententragfähigkeit des Querschnitts bei gleichzeitiger Wirkung der Normalkraft N_{Ed} mit $M_{pl,N,Rd} = \mu_d M_{pl,Rd}$,
- $M_{pl,Rd}$ die vollplastische Momententragfähigkeit des Querschnitts (Punkt B in Bild 6.19).

Der Beiwert α_M ist für die Baustähle S235, S275 und S355 mit 0,9 und für die Baustähle S420 und S460 mit 0,8 anzunehmen.

- (2) Der Beiwert $\mu_d = \mu_{dy}$ oder μ_{dz} nach Bild 6.20 bezieht sich auf die zur betrachteten Biegeachse zugehörige vollplastische Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$. Dabei sind Werte $\mu_d > 1,0$ nur zulässig, wenn das Biegemoment M_{Ed} und die Normalkraft N_{Ed} nicht unabhängig voneinander wirken können (z. B., wenn das Biegemoment aus einer Exzentrizität der Normalkraft resultiert). Andernfalls ist ein zusätzlicher Nachweis unter Beachtung von 6.7.1(7) erforderlich.

Tabelle 6.5 — Knickspannungslinien für Verbundstützen und geometrische Ersatzimperfectionen
(Stich der Vorkrümmung bezogen auf die Stützenlänge L)

Querschnitt	Anwendungsgrenzen	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knickspannungslinie	maximaler Stich der Vorkrümmung
vollständig einbetonierte I-Querschnitte 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
teilweise einbetonierte I-Querschnitte 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
ausbetonierte kreisförmige und rechteckige Hohlprofile 	$\rho_s \leq 3 \%$	y-y und z-z	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6 \%$	y-y und z-z	b	$L/200$
ausbetonierte Rohre mit zusätzlichen I-Profilen als Einstellprofil 		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
teilweise einbetonierte, gekreuzte I-Profile 		y-y und z-z	b	$L/200$

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

6.7.3.7 Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und zweiachsiger Biegung

(1) Für Verbundstützen und Druckglieder in Verbundbauweise mit Druck und zweiachsiger Biegung dürfen die Beiwerte μ_{dy} und μ_{dz} nach Bild 6.20 für jede Biegeachse getrennt nach 6.7.3.6 ermittelt werden. Der Einfluss von Imperfektionen ist bei der stärker versagensgefährdeten Achse zu berücksichtigen. Wenn die stärker versagensgefährdete Achse nicht eindeutig bestimmbar ist, ist der Nachweis für beide Achsen mit den jeweils zugehörigen Imperfektionen getrennt zu führen.

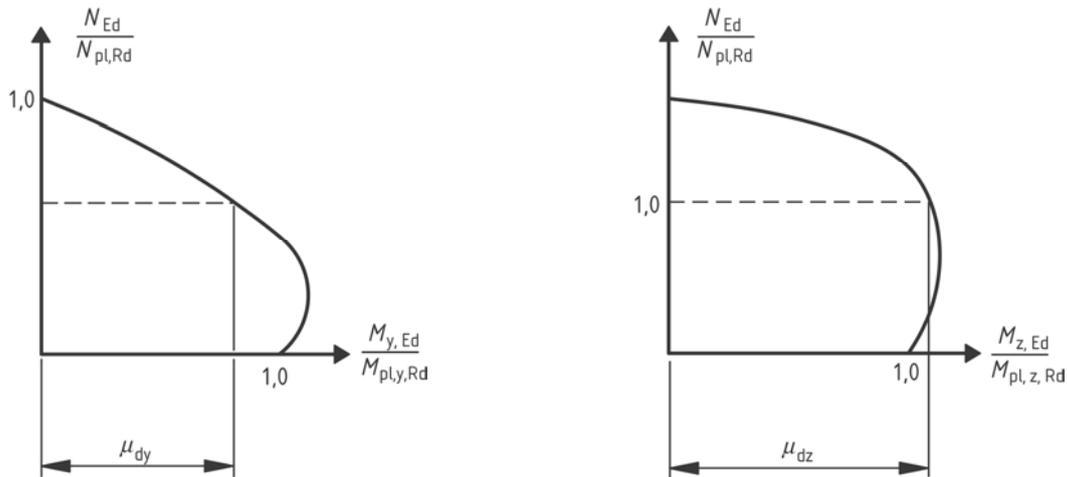


Bild 6.20 — Nachweis bei Druck und Biegung

(2) Der Tragfähigkeitsnachweis ist bei Druck und zweiachsiger Biegung in der Regel für die maximalen Bemessungsmomente innerhalb der Stützenlänge und für die Randmomente mit den nachfolgenden Bedingungen zu führen:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.47)$$

Dabei sind

- $M_{pl,y,Rd}$ und $M_{pl,z,Rd}$ die vollplastischen Momententragfähigkeiten für die jeweilige Biegeachse,
- $M_{y,Ed}$ und $M_{z,Ed}$ die nach 6.7.3.4 nach Theorie II. Ordnung unter Ansatz von Imperfektionen ermittelten Bemessungswerte der einwirkenden Biegemomente,
- μ_{dy} und μ_{dz} die Beiwerte nach 6.7.3.6,
- $\alpha_M = \alpha_{M,y}$ und $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ die Beiwerte nach 6.7.3.6(1).

6.7.4 Verbundsicherung und Kraffteinleitung

6.7.4.1 Allgemeines

(1)P Zur Sicherstellung der bei der Stützenbemessung gemachten Annahme eines vollständigen Verbundes der Querschnittskomponenten sind die Kraffteinleitungsbereiche und die Verbundsicherung so auszubilden, dass in der Verbundfuge kein unzulässiger Schlupf entsteht. Kraffteinleitungsbereiche sind Stützenend-

bereiche und Bereiche innerhalb der Stützenlänge mit Einleitung von Normalkräften und/oder Biegemomenten aus angrenzenden Bauteilen.

(2)P Bei Stützen und Druckgliedern in Verbundbauweise mit größeren Querkräften (z. B. aus Querlasten oder Randmomenten) ist zur Übertragung der Längsschubbeanspruchungen zwischen Stahlprofil und Beton eine Verbundsicherung erforderlich.

(3) Bei planmäßig zentrisch beanspruchten Stützen und Druckgliedern ist mit Ausnahme der Kräfteinleitungsbereiche eine Verbundsicherung nicht erforderlich.

6.7.4.2 Kräfteinleitungsbereiche

(1) In den Kräfteinleitungsbereichen und an Stellen mit Querschnittsänderungen sind in der Regel Verbundmittel anzuordnen, wenn in der Verbundfuge zwischen Stahlprofil und Beton der Bemessungswert der Verbundspannung τ_{Rd} nach 6.7.4.3 überschritten wird. Die Längsschubkräfte ergeben sich dabei aus der Differenz der Teilschnittgrößen des Stahl- oder Stahlbetonquerschnitts im Bereich der Kräfteinleitungslänge. Wenn die Lasteinleitung nur über den Betonquerschnitt erfolgt, sind die Teilschnittgrößen in der Regel mit Hilfe einer elastischen Berechnung unter Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens zu ermitteln. In allen anderen Fällen sind die Längsschubkräfte im Allgemeinen mit den elastisch oder vollplastisch ermittelten Teilschnittgrößen zu berechnen, wobei der ungünstigere Fall maßgebend ist.

(2) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, darf die Lasteinleitungslänge nicht größer als $2d$ oder $L/3$ angenommen werden. Dabei ist d die kleinste Außenabmessung des Querschnitts und L die Stützenlänge.

(3) Bei einer Lasteinleitung über Endkopfplatten ist im Kräfteinleitungsbereich keine Verbundsicherung mit Verbundmitteln erforderlich, sofern nachgewiesen werden kann, dass die Fuge zwischen Betonquerschnitt und Kopfplatte unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden ständig überdrückt ist. Andernfalls sind die Lasteinleitungsbereiche nach (5) nachzuweisen. Bei betongefüllten kreisförmigen Hohlprofilen darf der Einfluss aus der Umschnürungswirkung des Rohres berücksichtigt werden, wenn die Bedingungen nach 6.7.3.2(6) eingehalten sind. In diesem Fall dürfen beim Nachweis der Lasteinleitung die Beiwerte η_a und η_c für $\bar{\lambda} = 0$ berücksichtigt werden.

(4) Wenn bei teilweise oder vollständig einbetonierten und vergleichbaren I-Querschnitten Kopfbolzendübel an den Stegen angeordnet werden, dürfen die an den Innenseiten der Flansche entstehenden Reibungskräfte berücksichtigt werden, die aus der Behinderung der Spaltzugkräfte im Beton resultieren. Die Reibungskräfte dürfen zusätzlich zu den Abscherkräften der Dübel berücksichtigt werden. Die zusätzliche Tragfähigkeit darf entsprechend Bild 6.21 mit $\mu P_{Rd}/2$ für jeden Flansch und jede horizontale Dübelreihe in Rechnung gestellt werden. Hierbei ist μ der von der Oberflächenbeschaffenheit abhängige Reibungsbeiwert, der bei walzrauen Stahlprofilen ohne Beschichtung mit 0,5 angenommen werden darf. Die Dübeltragfähigkeit P_{Rd} ergibt sich nach 6.6.3.1. Ohne Nachweis durch Versuche dürfen bei Berücksichtigung der Reibungskräfte die in Bild 6.21 angegebenen lichten Abstände zwischen den Flanschen nicht überschritten werden.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

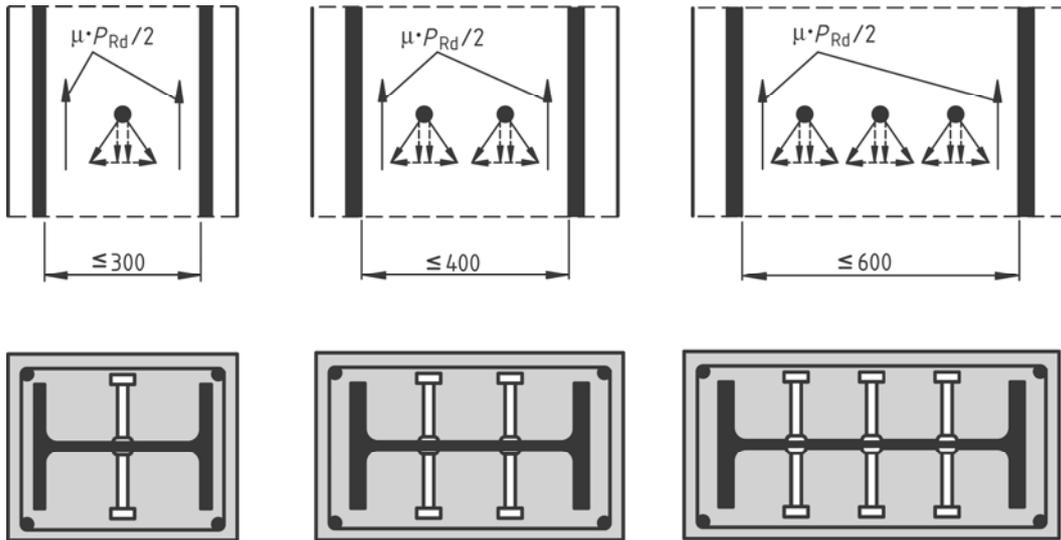


Bild 6.21 — Zusätzliche Aktivierung von Reibungskräften bei Kopfbolzendübeln

(5) Wenn die Lasteinleitungsfläche, wie in Bild 6.22(a) exemplarisch dargestellt, kleiner als die Querschnittsfläche der Stütze ist, dürfen die Lasten über die Kopfplattendicke t_e im Verhältnis von 1:2,5 verteilt werden. Die Betonspannung im Bereich der wirksamen Lasteinleitungsfläche ist dann bei betongefüllten Hohlprofilen nach (6) und bei allen anderen Querschnitten nach EN 1992-1-1, 6.7 zu begrenzen.

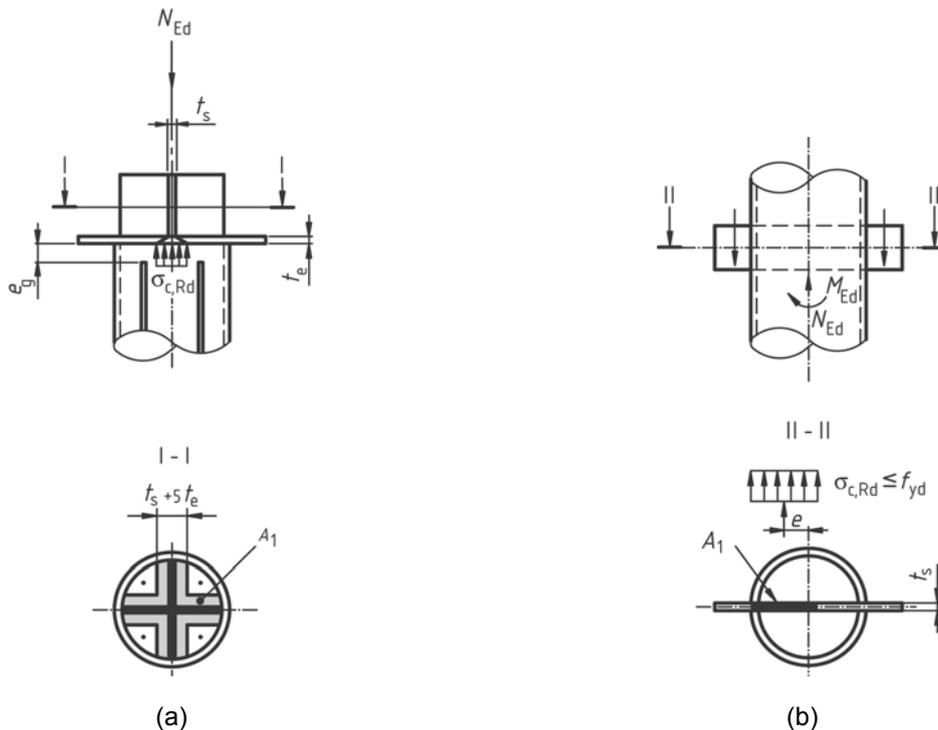


Bild 6.22 — Teilflächenpressung bei ausbetonierten Hohlprofilen

(6) Wenn bei betongefüllten kreisförmigen oder quadratischen Hohlprofilen der Beton nur über eine Teilfläche beansprucht wird, wie z. B. nach Bild 6.22 bei durchgesteckten Knotenblechen oder bei Lasteinleitung über Steifen, darf die aus der Teilschnittgröße des Betonquerschnitts resultierende örtliche Betonpressung unter dem Knotenblech bzw. unter der Steife die Grenzspannung $\sigma_{c,Rd}$ nicht überschreiten. Die Grenzspannung $\sigma_{c,Rd}$ ergibt sich zu:

$$\boxed{\text{AC}} \sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cL} \frac{t f_y}{a f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \boxed{\text{AC}} \quad (6.48)$$

Dabei ist

- t die Wanddicke des Hohlprofils,
- a der Durchmesser bei Rohren oder die Seitenlänge bei quadratischen Hohlprofilen,
- A_c die Betonquerschnittsfläche des Stützenquerschnittes,
- A_1 die Belastungsfläche unter dem Knotenblech bzw. unter den Steifen nach Bild 6.22,
- η_{cL} Beiwert zur Erfassung der Umschnürungswirkung mit $\eta_{cL} = 4,9$ für Rohre und $\eta_{cL} = 3,5$ für quadratische Hohlprofile.

Das Flächenverhältnis A_c/A_1 darf rechnerisch maximal mit 20 berücksichtigt werden. Für den Nachweis der Schweißnähte zwischen Rohr und Knotenblech gelten die Regelungen nach EN 1993-1-8, Abschnitt 4.

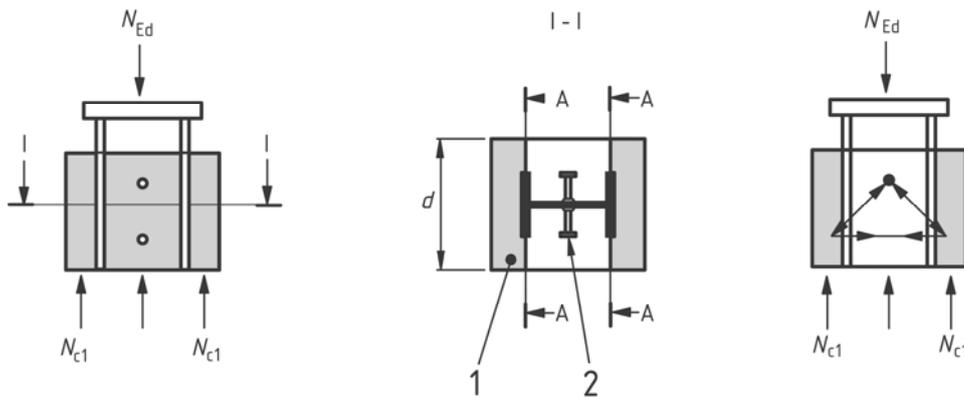
(7) Bei ausbetonierten kreisförmigen Hohlprofilen darf die Längsbewehrung beim Nachweis der Stütze auch dann angerechnet werden, wenn sie nicht unmittelbar mit Hilfe von Schweißnähten oder über Kontakt an die Endkopfplatten angeschlossen ist, wenn

- kein Nachweis der Ermüdung erforderlich ist und
- der lichte Abstand e_g zwischen dem Ende der Bewehrung und der Kopfplatte nach Bild 6.22(a) 30 mm nicht überschreitet.

(8) Für die Bügelbewehrung gelten die Regelungen nach EN 1992-1-1, 9.5.3. Bei teilweise einbetonierten Stahlprofilen ist zur Lagersicherung des Betons im Allgemeinen eine Bügelbewehrung nach Bild 6.10 erforderlich.

(9) Wenn bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen die Lasteinleitung nur über das Stahlprofil oder nur über den Betonquerschnitt erfolgt, ist die erforderliche Bügelbewehrung zum Anschluss der Teilschnittgrößen derjenigen Betonquerschnittsteile, die indirekt durch Verbundmittel angeschlossen sind, mit dem in Bild 6.23 dargestellten Fachwerkmodell für den Schnitt A-A zu ermitteln. Bei dem Querschnitt nach Bild 6.23 ist z. B. die anteilige Kraft N_{c1} im schraffierten Bereich als nicht direkt angeschlossen anzunehmen. Bei der Bemessung und Anordnung der Bügel ist im Allgemeinen für die Druckstreben des Fachwerks eine Neigung von 45° anzunehmen.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)



Legende

- 1 nicht direkt angeschlossene Querschnittsfläche
 2 direkt angeschlossene Querschnittsfläche

Bild 6.23 — Direkt und indirekt angeschlossene Betonquerschnittsflächen

6.7.4.3 Verbundsicherung außerhalb der Kräfteinleitungsbereiche

- (1) Außerhalb der Kräfteinleitungsbereiche ist im Allgemeinen ein Nachweis der Verbundsicherung erforderlich, wenn die Stützen durch Querlasten und/oder Randmomente beansprucht werden. Wenn die aus dem Bemessungswert der Längsschubkraft resultierenden Verbundspannungen den Bemessungswert der Verbundtragfähigkeit τ_{Rd} überschreiten, ist in der Regel die Anordnung von Verbundmitteln erforderlich.
- (2) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, dürfen die Verbundspannungen zwischen Stahlprofil und Beton näherungsweise elastisch unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens und der Rissbildung des Betons berechnet werden.
- (3) Wenn die mit dem Beton in Kontakt stehenden Oberflächen des Stahlprofils keine Beschichtung aufweisen und frei von Schmierstoffen, loser Walzhaut und losem Rost sind, dürfen für die Verbundtragfähigkeit τ_{Rd} die in Tabelle 6.6 angegebenen Verbundspannungen verwendet werden.

Tabelle 6.6 — Bemessungswert der Verbundtragfähigkeit τ_{Rd}

Querschnitt	τ_{Rd} in N/mm ²
vollständig einbetonierte Stahlprofile	0,30
ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile	0,55
ausbetonierte rechteckige Hohlprofile	0,40
Flansche von teilweise einbetonierten Profilen	0,20
Stege von teilweise einbetonierten Profilen	0,00

(4) Die in Tabelle 6.6 angegebene Verbundtragfähigkeit für vollständig einbetonierte Stahlprofile gilt für Querschnitte mit einer Betondeckung von 40 mm und mit Längs- und Querbewehrung nach 6.7.5.2. Bei größerer Betondeckung und entsprechender Bewehrung dürfen für die Verbundtragfähigkeit größere Werte berücksichtigt werden. Wenn nicht mit Hilfe von Versuchen größere Tragfähigkeiten nachgewiesen werden, darf bei größeren Betondeckungen die erhöhte Verbundtragfähigkeit $\beta_c \tau_{Rd}$ angesetzt werden. Der Beiwert β_c ergibt sich zu:

$$\beta_c = 1 + 0,02 c_z \left(1 - \frac{c_{z,\min}}{c_z} \right) \leq 2,5 \quad (6.49)$$

Dabei ist

c_z der Nennwert der Betondeckung in mm nach Bild 6.17a,

$c_{z,\min}$ die minimale zulässige Betondeckung mit $c_{z,\min} = 40$ mm.

(5) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, ist bei teilweise einbetonierten I-Querschnitten mit Querkraftbeanspruchung infolge planmäßiger Biegung um die schwache Achse des Stahlprofils (Biegung aus Querlasten und Endmomenten) stets eine Verdübelung erforderlich. Wenn die Querkraft nicht allein dem Stahlprofil zugewiesen wird, ist die für die anteilige Querkraft des Betonquerschnitts $V_{c,Ed}$ (siehe hierzu 6.7.3.2(4)) erforderliche Bügelbewehrung im Allgemeinen kraftschlüssig an den Steg des Stahlprofils anzuschweißen oder durch Bohrungen im Steg des Stahlprofils zu stecken.

6.7.5 Bauliche Durchbildung

6.7.5.1 Betondeckung von Stahlprofilen und Bewehrung

(1)P Für vollständig einbetonierte Stahlprofile ist eine Mindestbetondeckung erforderlich, um die Übertragung der Schubkräfte zwischen Beton und Stahl sicherzustellen, das Stahlprofil gegen Korrosion zu schützen und um ein Abplatzen des Betons zu verhindern.

(2) Die Betondeckung der Flansche von vollständig einbetonierten Profilen darf 40 mm oder 1/6 der Flanschbreite b nicht unterschreiten.

(3) Für die Betondeckung der Bewehrung gilt EN 1992-1-1, Abschnitt 4.

6.7.5.2 Längs- und Bügelbewehrung

(1) Wird die Längsbewehrung bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen beim Tragfähigkeitsnachweis angerechnet, so ist eine Mindestbewehrung von 0,3 % der Betonfläche erforderlich. Wenn bei betongefüllten Hohlprofilen keine Brandschutzbemessung erforderlich ist, ist eine Ausführung ohne Längsbewehrung zulässig.

(2) Für die Bemessung und die bauliche Durchbildung der Längs- und Bügelbewehrung von vollständig oder teilweise einbetonierten Stahlprofilen gilt EN 1992-1-1, 9.5.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(3) Der lichte Abstand zwischen der Längsbewehrung und dem Stahlprofil darf auch kleiner als nach (2), im Grenzfall auch mit null, gewählt werden. In diesem Fall sind für die Bestimmung der Verbundtragfähigkeit der Bewehrung im Allgemeinen die wirksamen Umfänge c nach Bild 6.24 anzunehmen.

(4) Wird bei vollständig oder teilweise einbetonierten Stahlprofilen auf eine Anrechnung der Längsbewehrung beim Tragfähigkeitsnachweis verzichtet und liegen Umweltbedingungen vor, die eine Einstufung in die Expositionsklasse X0 nach EN 1992-1-1, Tabelle 4.1 erlauben, ist in der Regel eine konstruktive Längsbewehrung mit einem Mindeststabdurchmesser von 8 mm und einem maximalen Stababstand von 250 mm sowie eine Bügelbewehrung mit einem Mindeststabdurchmesser von 6 mm und einem maximalen Abstand von 200 mm erforderlich. Alternativ dürfen Betonstahlmatten mit einem Mindeststabdurchmesser von 4 mm verwendet werden.

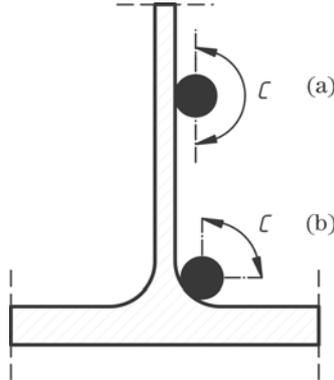


Bild 6.24 — Wirksamer Umfang c eines Bewehrungsstabes

6.8 Ermüdung

6.8.1 Allgemeines

(1)P Wenn Verbundtragwerke häufigen wiederholten Spannungswechseln ausgesetzt sind, ist ein Nachweis gegen Ermüdung erforderlich.

(2)P Der Nachweis des Grenzzustandes der Ermüdung soll sicherstellen, dass mit einer angemessenen Zuverlässigkeit während der geplanten Nutzungsdauer ein Ermüdungsversagen und durch Ermüdungsschäden verursachte Reparaturarbeiten nicht wahrscheinlich sind.

(3) Bei Tragwerken des Hochbaus ist für Kopfbolzendübel unter der charakteristischen Kombination der Einwirkungen in der Regel nachzuweisen, dass die einwirkende Längsschubkraft je Dübel den 0,75fachen Wert der Dübeltragfähigkeit P_{Rd} nach 6.6.3.1 nicht überschreitet.

(4) Bei Tragwerken des Hochbaus ist für Stahlbauteile, die Bewehrung, den Beton und die Verdübelung kein Ermüdungsnachweis erforderlich, wenn für Baustahlteile die Bedingungen nach EN 1993-1-1, Abschnitt 4(4) eingehalten sind und für Betonbauteile die in EN 1992-1-1, 6.8.1 angegebenen Bedingungen nicht zutreffen.

6.8.2 Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der Ermüdung für Tragwerke des Hochbaus

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mf} für die Ermüdungsfestigkeit sind für Stahlbauteile in EN 1993-1-9, Abschnitt 3 und für den Beton und die Bewehrung in EN 1992-1-1, 2.4.2.4 geregelt. Für Kopfbolzendübel ist der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Mf,s}$ zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Der Wert für $\gamma_{Mf,s}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $\gamma_{Mf,s} = 1,0$.

(2) Bei der Ermüdungsbelastung ist in der Regel der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ff} zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Ff} für die verschiedenen Arten von Ermüdungsbelastungen dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

6.8.3 Ermüdungsfestigkeit

- (1) Für die Ermüdungsfestigkeit von Baustahl und geschweißten Konstruktionsdetails gelten die Regelungen nach EN 1993-1-9, Abschnitt 7.
- (2) Die Ermüdungsfestigkeit von Beton- und Spannstahl ist in EN 1992-1-1 geregelt. Für Beton gilt EN 1992-1-1, 6.8.5.
- (3) Die Ermüdungsfestigkeitskurve für Kopfbolzendübel nach 6.6.3.1, die mit automatischen Schweißverfahren aufgeschweißt werden, ist in Bild 6.25 dargestellt und wird bei Verwendung von Normalbeton durch die nachfolgende Gleichung beschrieben.

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_C)^m N_C \quad (6.50)$$

Dabei ist

$\Delta\tau_R$ die auf die Schaftfläche des Bolzens bezogene und mit dem Nenndurchmesser d ermittelte Ermüdungsfestigkeit,

$\Delta\tau_C = 90 \text{ N/mm}^2$ der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei 2×10^6 Spannungsspielen,

$m = 8$ die Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurve,

N_R die zu $\Delta\tau_R$ zugehörige Anzahl der Spannungsspiele.

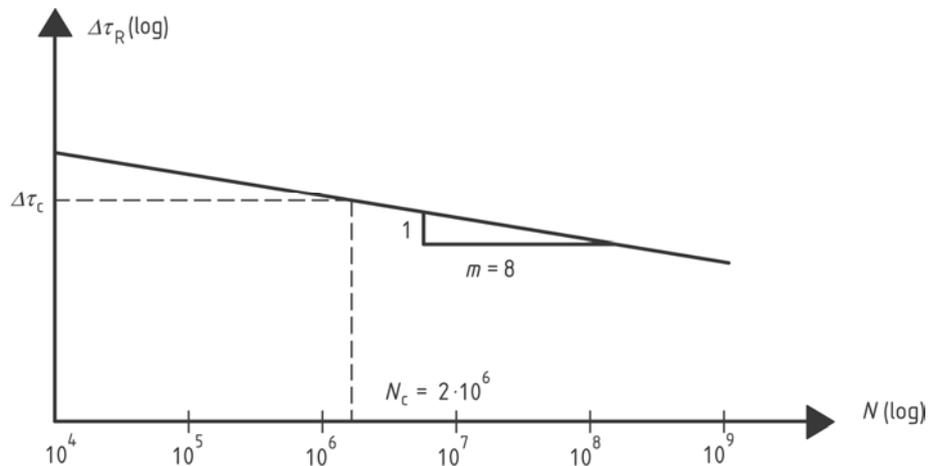


Bild 6.25 — Ermüdungsfestigkeitskurve für Kopfbolzendübel in Vollbetonplatten

- (4) Bei Verwendung von Leichtbeton mit Rohdichteklassen nach EN 1992-1-1, 11 ergibt sich die Ermüdungsfestigkeit für Kopfbolzen nach (3), wobei jedoch anstelle von $\Delta\tau_R$ und $\Delta\tau_C$ die Ermüdungsfestigkeiten $\eta_E \Delta\tau_R$ und $\eta_E \Delta\tau_C$ zu verwenden sind. Der Beiwert η_E ergibt sich nach EN 1992-1-1, 11.3.2.

6.8.4 Ermüdungsbelastung und Schnittgrößen

- (1) Die Schnittgrößen sind in der Regel mit Hilfe einer elastischen Tragwerksberechnung nach 5.4.1 und 5.4.2 für die in EN 1992-1-1, 6.8.3 angegebene Kombination der Einwirkungen zu bestimmen.
- (2) Die maximalen und minimalen Biegemomente und/oder Schnittgrößen für die in (1) angegebene Kombination werden mit $M_{Ed,max,f}$ und $M_{Ed,min,f}$ bezeichnet.
- (3) Für Tragwerke des Hochbaus ist die Ermüdungsbelastung in der Regel den jeweils maßgebenden Teilen von EN 1991 zu entnehmen. Wenn keine spezifizierten Ermüdungsbelastungen vorliegen, gilt

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

EN 1993-1-9, Anhang A.1. Falls erforderlich, sind bei der Berechnung zur Erfassung von dynamischen Beanspruchungen Schwing- oder Stoßbeiwerte zu berücksichtigen.

6.8.5 Spannungen

6.8.5.1 Allgemeines

- (1) Für die Berechnung der Spannungen gilt 7.2.1.
- (2)P Bei der Spannungsermittlung muss in Bereichen mit wahrscheinlicher Rissbildung im Betongurt der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen im Allgemeinen berücksichtigt werden.
- (3) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, darf bei der Ermittlung der Spannungen im Betonstahl der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nach 6.8.5.4 berücksichtigt werden.
- (4) Bei der Ermittlung der Spannungen des Baustahlquerschnittes darf auf der sicheren Seite liegend der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen vernachlässigt werden.

6.8.5.2 Beton

- (1) Für die Ermittlung der Betonspannungen gilt EN 1992-1-1, 6.8.

6.8.5.3 Baustahl

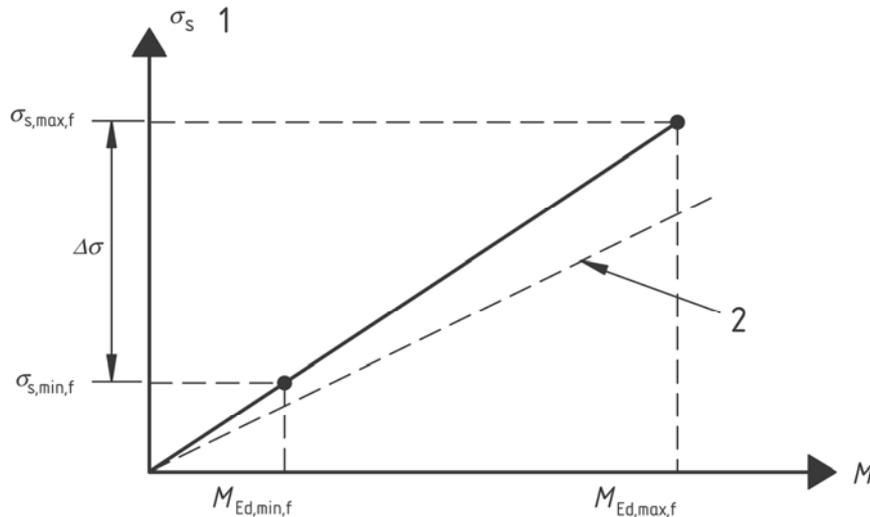
- (1) Wenn infolge der Biegemomente $M_{Ed,max,f}$ und $M_{Ed,min,f}$ im Betongurt Zugspannungen entstehen, dürfen die Spannungen im Baustahlquerschnitt mit Hilfe des Flächenmomentes zweiten Grades I_2 nach 1.5.2.12 berechnet werden.
- (2) Wenn infolge $M_{Ed,min,f}$ und $M_{Ed,max,f}$, oder nur infolge $M_{Ed,min,f}$ im Betongurt Druckspannungen entstehen, sind die Spannungen für diese Biegemomente in der Regel unter Annahme eines ungerissenen Querschnitts zu ermitteln.

6.8.5.4 Betonstahl

- (1) Wenn infolge des Biegemomentes $M_{Ed,max,f}$ im Betongurt Zugspannungen entstehen und wenn kein genaueres Berechnungsverfahren verwendet wird, darf die unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu ermittelnde Betonstahlspannung $\sigma_{s,max,f}$ infolge des Momentes $M_{Ed,max,f}$ mit den Gleichungen (7.4) bis (7.6) nach 7.4.3(3) berechnet werden. In Gleichung (7.5) in 7.4.3(3) darf dabei anstelle des Faktors 0,4 der Wert 0,2 verwendet werden.
- (2) Wenn infolge des Biegemomentes $M_{Ed,min,f}$ im Betongurt ebenfalls Zugspannungen entstehen, ergibt sich die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ nach Bild 6.26 und die Spannung $\sigma_{s,min,f}$ infolge $M_{Ed,min,f}$ nach Gleichung (6.51).

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (6.51)$$

- (3) Wenn infolge $M_{Ed,min,f}$ und $M_{Ed,max,f}$ oder nur infolge $M_{Ed,min,f}$ im Betongurt Druckspannungen entstehen, sind die Spannungen für diese Biegemomente in der Regel unter Annahme eines ungerissenen Querschnitts zu ermitteln.

**Legende**

- 1 zugbeanspruchter Betongurt
2 Spannung ohne Berücksichtigung des Betons

Bild 6.26 — Betonstahlspannungen $\sigma_{s,max,f}$ und $\sigma_{s,min,f}$ bei Rissbildung im Betongurt**6.8.5.5 Verdübelung**

(1)P Für die Verbundfuge muss die Längsschubkraft je Längeneinheit auf der Grundlage der Elastizitätstheorie ermittelt werden.

(2) In Bereichen mit wahrscheinlicher Rissbildung in Betonquerschnittsteilen ist im Allgemeinen der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu berücksichtigen. Auf der sicheren Seite liegend darf die Längsschubkraft in der Verbundfuge unter der Annahme eines ungerissenen Querschnitts bestimmt werden.

6.8.6 Spannungsschwingbreiten**6.8.6.1 Baustahl und Bewehrung**

(1) Die Spannungsschwingbreiten sind in der Regel mit den Spannungen nach 6.8.5 zu ermitteln.

(2) Wenn der Ermüdungsnachweis mit Hilfe von schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_E$ geführt wird, ist $\Delta\sigma_E$ im Allgemeinen wie folgt zu ermitteln:

$$\Delta\sigma_E = \lambda \phi \left| \sigma_{max,f} - \sigma_{min,f} \right| \quad (6.52)$$

Dabei ist

$\sigma_{max,f}, \sigma_{min,f}$ die maximale bzw. minimale Spannung nach 6.8.4 und 6.8.5,

λ der Schadensäquivalenzfaktor,

ϕ der Schwingbeiwert.

(3) Bei kombinierten Beanspruchungen aus globalen und lokalen Wirkungen sind in der Regel beide Einflüsse zu berücksichtigen. Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, ist die aus beiden Einflüssen resultierende schadigungsäquivalente Spannungsschwingbreite in der Regel wie folgt zu ermitteln:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{glob} \phi_{glob} \Delta\sigma_{E, glob} + \lambda_{loc} \phi_{loc} \Delta\sigma_{E, loc} \quad (6.53)$$

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

wobei die Indizes „glob“ und „loc“ jeweils die Einflüsse aus globalen und lokalen Einflüssen beschreiben.

(4) Für Tragwerke des Hochbaus gilt für den Nachweis des Baustahlquerschnittes $\Delta\sigma_E = \Delta\sigma_{E,2}$ nach EN 1993-1-9, 1.3 und für den Nachweis der Bewehrung $\Delta\sigma_E = \Delta\sigma_{s,eq}$ nach EN 1992-1-1, 6.8.5.

(5) Für Tragwerke des Hochbaus ist der Schadensäquivalenzfaktor λ für den Nachweis des Baustahlquerschnittes in EN 1993-1-9, 6.2 sowie in den jeweils maßgebenden Teilen von EN 1993 und für den Nachweis des Betonstahls in den jeweils maßgebenden Teilen von EN 1992 angegeben.

(6) Wenn für Tragwerke des Hochbaus keine Werte für λ angegeben werden, ist der Schadensäquivalenzfaktor in der Regel nach EN 1993-1-9 zu ermitteln, wobei die jeweils maßgebende Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurve zu berücksichtigen ist.

6.8.6.2 Verdübelung

(1) Für den Nachweis von Kopfbolzendübeln mit Hilfe von Nennspannungsschwingbreiten ergibt sich die auf 2 Millionen Lastspiele bezogene schädigungsäquivalente Schubspannungsschwingbreite $\Delta\tau_{E,2}$ zu:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau \quad (6.54)$$

Dabei ist

λ_v der von der Neigung m der Ermüdungsfestigkeitskurve abhängige Schadensäquivalenzfaktor,

$\Delta\tau$ die Schubspannungsschwingbreite im Dübelschaft infolge der Ermüdungsbelastung, berechnet mit dem Nennwert des Schaftdurchmessers des Dübels.

(2) Die schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten für geschweißte Details anderer Verbundmittel sind in der Regel nach EN 1993-1-9, Abschnitt 6 zu ermitteln.

(3) Wenn bei Tragwerken des Hochbaus für Kopfbolzendübel keine spezifizierten Werte für λ_v vorliegen, ist der Schadensäquivalenzfaktor in der Regel nach EN 1993-1-9, Anhang A unter Berücksichtigung der Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurve für Kopfbolzendübel nach 6.8.3 zu ermitteln.

6.8.7 Nachweis gegen Ermüdung mit Nennspannungsschwingbreiten

6.8.7.1 Baustahl, Betonstahl und Beton

(1) Für den Nachweis des Betonstahls gilt EN 1992-1-1, 6.8.5 oder 6.8.6.

(2) Für den Nachweis des Betons unter Druckbeanspruchung gilt EN 1992-1-1, 6.8.7.

(3) Bei Tragwerken des Hochbaus gilt für den Nachweis des Baustahls EN 1993-1-9, Abschnitt 8.

6.8.7.2 Verdübelung

(1) Der Nachweis gegen Ermüdung ist in der Regel für Trägerbereiche, in denen Kopfbolzendübel auf Stahlträgergurte geschweißt werden, die unter der maßgebenden Einwirkungskombination nach 6.8.4.1 in der Druckzone liegen, mit der nachfolgenden Bedingung zu führen:

$$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s} \quad (6.55)$$

Dabei ist

$\Delta\tau_{E,2}$ in 6.8.6.2(1) angegeben,

$\Delta\tau_c$ der auf zwei Millionen Spannungsspiele bezogene Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit nach 6.8.3.

Die Spannungsschwingbreite $\Delta\tau$ im Dübel ist dabei mit der Querschnittsfläche des Dübelschaftes und dem Nenndurchmesser d des Dübelschaftes zu bestimmen.

(2) Wenn unter der maßgebenden Kombination im Gurt des Stahlträgers Zugspannungen auftreten, ist beim Nachweis von aufgeschweißten Kopfbolzendübeln in der Regel die gleichzeitige Wirkung von Schubspannungsschwingbreiten $\Delta\tau_E$ im Schweißwulst des Dübels und von Normalspannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_E$ im Flansch des Trägers mit den nachfolgenden Bedingungen nachzuweisen:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (6.56)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.57)$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{E,2}$ die Spannungsschwingbreite im Flansch nach 6.8.6.1,

$\Delta\sigma_c$ der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit nach EN 1993-1-9, Abschnitt 7, für die Kerbfallkategorie 80,

$\Delta\tau_{E,2}$ und $\Delta\tau_c$ die in (1) angegebenen Spannungsschwingbreiten.

Die Gleichung (6.56) ist in der Regel sowohl für die maximale Normalspannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2}$ und den zugehörigen Wert $\Delta\tau_{E,2}$ als auch für die maximale Schubspannungsschwingbreite und den zugehörigen Wert $\Delta\sigma_{E,2}$ nachzuweisen. Wenn der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nicht mit genaueren Berechnungsverfahren berücksichtigt wird, ist der Nachweis mit den jeweils zugehörigen Spannungsschwingbreiten im Allgemeinen sowohl mit den Querschnittskenngrößen des ungerissenen als auch mit den Querschnittskenngrößen des gerissenen Querschnitts zu führen.

7 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

7.1 Allgemeines

(1)P Ein Tragwerk mit Verbundbauteilen muss so entworfen und ausgeführt werden, dass die in EN 1990, 3.4 angegebenen grundlegenden Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit erfüllt werden.

(2) Für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit gelten die Anforderungen nach EN 1990, 3.4(3).

(3) Für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit von Verbunddecken gilt Abschnitt 9.

7.2 Spannungen

7.2.1 Allgemeines

(1)P Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen für Träger bei der Ermittlung der Spannungen die nachfolgend genannten Einflüsse — sofern maßgebend — berücksichtigt werden:

— Schubverformungen bei breiten Gurten (mittragende Breite),

— Kriechen und Schwinden des Betons,

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

- Rissbildung im Betongurt und Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen,
 - Montageablauf und Belastungsgeschichte,
 - Nachgiebigkeit der Verbundfuge bei signifikantem Schlupf der Verbundmittel,
 - nichtlineares Verhalten von Bau- und Betonstahl (sofern maßgebend),
 - Verwölbung und Profilverformung des Querschnitts (sofern maßgebend).
- (2) Der Einfluss von Schubverformungen bei breiten Gurten darf nach 5.4.1.2 berücksichtigt werden.
- (3) Wenn keine genaueren Berechnungsverfahren verwendet werden, dürfen die Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden bei Anwendung des Gesamtquerschnittsverfahrens mit den Reduktionszahlen nach 5.4.2.2 ermittelt werden.
- (4) Bei Querschnitten mit Rissbildung im Betongurt dürfen die primären Beanspruchungen aus dem Schwinden vernachlässigt werden.
- (5)P Beim Nachweis der Querschnitte ist die Zugfestigkeit des Betons zu vernachlässigen.
- (6) Der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ist bei der Ermittlung der Spannungen im Beton- und Spannstahl in der Regel zu berücksichtigen. Wenn kein genaueres Berechnungsverfahren verwendet wird, sind zur Berücksichtigung dieses Einflusses die Spannungen im Allgemeinen nach 7.4.3 zu ermitteln.
- (7) Der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen darf bei der Ermittlung der Spannungen für den Baustahlquerschnitt vernachlässigt werden.
- (8) Der Einfluss aus der Nachgiebigkeit der Verdübelung darf bei Tragwerken des Hochbaus vernachlässigt werden, wenn eine vollständige Verdübelung vorhanden ist und bei teilweiser Verdübelung die Bedingungen nach 7.3.1(4) eingehalten werden.

7.2.2 Begrenzung der Spannungen für Tragwerke des Hochbaus

- (1) Wenn im Grenzzustand der Tragfähigkeit kein Ermüdungsnachweis erforderlich ist, keine Vorspannung mit Hilfe von Spanngliedern und/oder planmäßig eingepprägten Deformationen (z. B. planmäßiges Absenken von Auflagern) erfolgt, ist eine Begrenzung von Spannungen nicht erforderlich.
- (2) Für Verbundstützen ist normalerweise eine Begrenzung von Spannungen nicht erforderlich.
- (3) Wenn eine Begrenzung der Spannungen erforderlich ist, gelten für Beton und Betonstahl die Regelungen nach EN 1992-1-1, 7.2.

7.3 Verformungen bei Tragwerken des Hochbaus

7.3.1 Durchbiegungen

- (1) Verformungen infolge von Einwirkungen, die ausschließlich Stahlbauteile beanspruchen, sind in der Regel nach EN 1993-1-1 zu ermitteln.
- (2) Verformungen infolge von Einwirkungen auf Verbundbauteile sind mit Hilfe einer elastischen Berechnung nach Abschnitt 5 zu ermitteln.
- (3) Als Bezugsebene für die maximale vertikale Durchbiegung δ_{\max} von Trägern ohne Eigengewichtsverbund ist in der Regel die Trägeroberseite zu verwenden. Die Trägerunterseite ist als Bezugsebene nur dann zu verwenden, wenn die Durchbiegung das Erscheinungsbild des Gebäudes beeinträchtigt.

- (4) Die Einflüsse aus der Nachgiebigkeit der Verdübelung dürfen vernachlässigt werden, wenn:
- die Verdübelung nach 6.6 erfolgt;
 - entweder nicht weniger als die Hälfte der Anzahl der Verbundmittel angeordnet wird, die für eine vollständige Verdübelung erforderlich ist, oder die für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach der Elastizitätstheorie ermittelte Längsschubkraft je Dübel den Bemessungswert P_{Rd} nicht überschreitet;
 - bei Verwendung von senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechdecken die Rippenhöhe nicht größer als 80 mm ist.
- (5) Der Einfluss aus der Rissbildung im Betongurt in den negativen Momentenbereichen ist bei der Ermittlung der Verformungen in der Regel mit den in 5.4.2.3 angegebenen Berechnungsverfahren zu berücksichtigen.
- (6) Bei Durchlaufträgern mit Querschnitten der Klassen 1, 2 oder 3 in kritischen Schnitten darf zur Berücksichtigung des Einflusses aus der Rissbildung auf die Momentenverteilung das nachfolgende Näherungsverfahren verwendet werden. An allen Innenstützen, an denen die Betonrandspannung σ_{ct} die Werte $1,5 f_{ctm}$ bzw. $1,5 f_{i,ctm}$ überschreitet, darf das aus einer Tragwerksberechnung ohne Berücksichtigung der Rissbildung (siehe hierzu auch 5.4.2.3(2)) ermittelte Stützmoment mit dem Faktor f_1 nach Bild 7.1 abgemindert werden, wobei die Feldmomente in den angrenzenden Feldern unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen zu vergrößern sind.

Kurve A gilt ausschließlich für Innenfelder von Durchlaufträgern mit konstanter Gleichstreckenbelastung, bei denen sich die Stützweiten um nicht mehr als 25 % unterscheiden. Andernfalls ist die untere Grenzkurve B nach Bild 7.1 mit $f_1 = 0,6$ maßgebend.

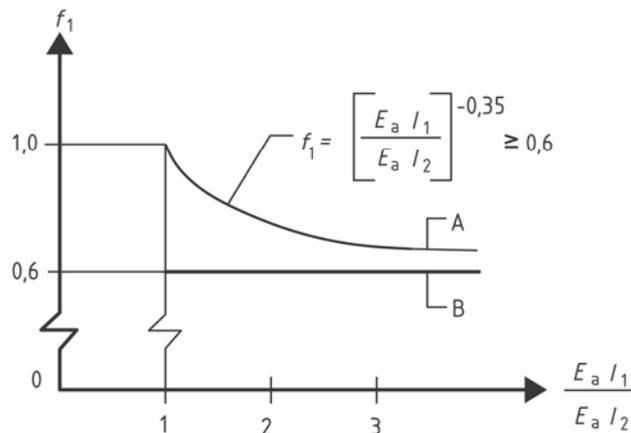


Bild 7.1 — Abminderungsfaktor für Stützmomente

(7) Bei der Ermittlung der Durchbiegung von Trägern ohne Eigengewichtsverbund darf der Einfluss des örtlichen Plastizierens im Baustahlquerschnitt an Innenstützen auf die Momentenverteilung durch Abminderung der nach den Regelungen dieses Abschnittes ermittelten Biegemomente mit den nachfolgend angegebenen zusätzlichen Reduktionsfaktoren f_2 berücksichtigt werden:

- $f_2 = 0,5$ wenn f_y vor Herstellung des Verbundes erreicht wird;
- $f_2 = 0,7$ wenn f_y nach Herstellung des Verbundes erreicht wird.

Diese Regelung gilt nur für die näherungsweise Ermittlung der maximalen Verformung und nicht für die Festlegung der Trägerüberhöhung.

DIN EN 1994-1-1:2010-12 EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(8) Wenn seitens des Auftraggebers keine genaueren Anforderungen bestehen, darf bei Verwendung von Normalbeton der Einfluss aus dem Schwinden vernachlässigt werden, wenn das Verhältnis von Stützweite zu Bauhöhe des Verbundquerschnitts den Wert 20 nicht überschreitet.

7.3.2 Schwingungen

(1) Für das Schwingungsverhalten von Deckenträgern gelten die Regelungen nach EN 1990, A.1.4.4.

7.4 Rissbildung im Beton

7.4.1 Allgemeines

(1) Für den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung gelten die in EN 1992-1-1, 7.3.1(1) bis (9) angegebenen Grundlagen. Die zulässige Rissbreite ist dabei von der maßgebenden Expositionsklasse nach EN 1992-1-1, Abschnitt 4 abhängig.

(2) Für die rechnerische Ermittlung der zu erwartenden Rissbreite gilt EN 1992-1-1, 7.3.4. Die Betonstahlspannung σ_s ist dabei unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu berechnen. Wenn kein genaueres Berechnungsverfahren verwendet wird, darf σ_s nach 7.4.3(3) ermittelt werden.

(3) Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend darf der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung ohne direkte Berechnung erfolgen. Hierbei sind die Anforderungen an die Mindestbewehrung nach 7.4.2 und die Bedingungen für die Begrenzung der Stabdurchmesser der Bewehrung oder die Höchstwerte für Stababstände nach 7.4.3 zu erfüllen.

(4) Wenn bei Tragwerken des Hochbaus Träger als eine Kette von Einfeldträgern bemessen werden, obwohl der Betongurt durchlaufend ausgebildet ist und eine planmäßige Beschränkung der Rissbreite nicht erforderlich ist, ist in der Regel im Bereich der mittragenden Gurtbreite nach 6.1.2 eine Längsbewehrung anzuordnen, die die folgenden Grenzwerte nicht unterschreiten darf:

- 0,4 % der Betongurtfläche bei Trägern mit Eigengewichtsverbund;
- 0,2 % der Betongurtfläche bei Trägern ohne Eigengewichtsverbund.

Diese Bewehrung ist in Trägerlängsrichtung an Innenstützen beidseitig über jeweils eine Länge von $0,25 L$ und bei Endfeldern mit Kragarmen im Endfeld über eine Länge von $0,5 L$ anzuordnen, wobei L die jeweilige Trägerstützweite bzw. die Kragarmlänge ist. Profilbleche dürfen dabei nicht angerechnet werden. Für den maximalen Stababstand gelten für Gurte mit Profilblechen die Regelungen nach 9.2.1(5) und für Vollbetonplatten die Regelungen nach EN 1992-1-1, 9.3.1.1(3).

7.4.2 Mindestbewehrung

(1) Wenn keine genauere Ermittlung der Mindestbewehrung nach EN 1992-1-1, 7.3.2(1) erfolgt, ist in der Regel in allen Betonquerschnittsteilen, die durch Zwangsbeanspruchungen (z. B. primäre und sekundäre Beanspruchungen aus Schwinden) und/oder direkte Beanspruchungen aus äußeren Einwirkungen auf Zug beansprucht werden, eine Mindestbewehrung erforderlich. Bei Verbundträgern ohne Spanngliedvorspannung ergibt sich die erforderliche Mindestbewehrung A_s zu:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (7.1)$$

Dabei ist

$f_{ct,eff}$ der Mittelwert der wirksamen Betonzugfestigkeit zum erwarteten Zeitpunkt der Erstrissbildung. Für $f_{ct,eff}$ dürfen die Werte f_{ctm} , nach EN 1992-1-1, Tabelle 3.1, bzw. f_{lctm} nach Tabelle 11.3.1 angenommen werden, wobei jeweils die zum erwarteten Zeitpunkt der Rissbildung maßgebende Betonfestigkeitsklasse zugrunde zu legen ist. Wenn nicht zuverlässig vorhergesagt werden kann,

dass die Rissbildung bereits vor Ablauf von 28 Tagen eintritt, ist in der Regel von einer Mindestzugfestigkeit von 3 N/mm² auszugehen,

- k ein Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Eigenspannungen, der mit 0,8 angenommen werden darf,
- k_s ein Beiwert, der die Abminderung der Normalkraft des Betongurtes infolge Erstrissbildung und Nachgiebigkeit der Verdübelung erfasst und mit 0,9 angenommen werden darf,
- k_c ein Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung im Betongurt unmittelbar vor der Erstrissbildung. Er ergibt sich zu:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} + 0,3 \leq 1,0 \quad (7.2)$$

- h_c die Dicke des Betongurtes ohne Berücksichtigung von Vouten und Rippen,
- z_0 der vertikale Abstand zwischen der Schwerachse des ungerissenen Betongurtes und der ideellen Schwerachse des ungerissenen Verbundquerschnitts, wobei die ideelle Schwerachse des Verbundquerschnitts mit der Reduktionszahl n_0 für Kurzzeitbeanspruchung zu ermitteln ist,
- σ_s die maximal zulässige Betonstahlspannung bei Erstrissbildung. Diese darf als die Streckgrenze der Bewehrung f_{sk} angenommen werden. Zur Einhaltung der Anforderungen an die Rissbreite sind die vom verwendeten Stabdurchmesser abhängigen Werte nach (2) und Tabelle 7.1 zu verwenden,
- A_{ct} die Fläche der Betonzugzone unmittelbar vor Erstrissbildung unter Berücksichtigung der Zugbeanspruchungen aus direkten Einwirkungen und Zwangsbeanspruchungen aus dem Schwinden. Näherungsweise darf die Fläche des mittragenden Betonquerschnitts angenommen werden.

(2) Die Begrenzung der Rissbreite darf durch Begrenzung des Stabdurchmessers auf den folgenden Wert ϕ nachgewiesen werden:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,o} \quad (7.3)$$

Dabei ist

- ϕ^* der Grenzdurchmesser nach Tabelle 7.1,
- $f_{ct,o}$ der Bezugswert für die Betonzugfestigkeit mit $f_{ct,o} = 2,9 \text{ N/mm}^2$.

(3) Die Mindestbewehrung ist über die Gurtdicke so zu verteilen, dass mindestens die Hälfte der Mindestbewehrung in der Plattenhälfte mit der größten Zugrandspannung liegt.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

Tabelle 7.1 — Grenzdurchmesser für Betonrippenstähle

Stahlspannung σ_s N/mm ²	Grenzdurchmesser ϕ^* in mm für die maximal zulässige Rissbreite w_k		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

(4) Bei Betongurten mit veränderlicher Dicke in Querrichtung ist in der Regel bei der Ermittlung der Mindestbewehrung die lokale Gurt Dicke zugrunde zu legen.

(5) Bei Tragwerken des Hochbaus ist die Mindestbewehrung nach (1) und (2) in der Regel in allen Trägerbereichen erforderlich, in denen sich unter der charakteristischen Kombination der Einwirkungen Betonzugspannungen ergeben.

(6) Bei Tragwerken des Hochbaus mit kammerbetonierten Trägern ergibt sich die erforderliche Mindestbewehrung für den Kammerbeton nach Gleichung (7.1), wobei in der Regel $k_c = 0,6$ und $k = 0,8$ anzunehmen ist.

7.4.3 Begrenzung der Rissbreite infolge von direkten Einwirkungen

(1) Wenn die Anforderungen an die Mindestbewehrung nach 7.4.2 erfüllt sind, darf der Nachweis der Begrenzung der Rissbreite auf zulässige Werte durch Begrenzung der Stabdurchmesser oder durch Begrenzung der Stababstände erfolgen. Die maximal zulässigen Stabdurchmesser und Stababstände sind dabei von der Betonstahlspannung σ_s und der maximal zulässigen Rissbreite abhängig. Die maximal zulässigen Stabdurchmesser sind in Tabelle 7.1 und die Höchstwerte der Stababstände in Tabelle 7.2 angegeben.

Tabelle 7.2 — Höchstwerte der Stababstände

Stahlspannung σ_s N/mm ²	Höchstwerte der Stababstände in mm für die maximal zulässige Rissbreite w_k		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

(2) Die Schnittgrößen sind in der Regel mit Hilfe einer elastischen Tragwerksberechnung nach Abschnitt 5 unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Rissbildung zu ermitteln. Bei der Ermittlung der Betonstahlspannungen sind im Allgemeinen die Einflüsse aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu berücksichtigen. Wenn kein genaueres Berechnungsverfahren verwendet wird, dürfen die Betonstahlspannungen nach (3) berechnet werden.

(3) Bei Verbundträgern ergeben sich bei Rissbildung im Betongurt infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen im Vergleich zu einer Berechnung bei Vernachlässigung des Betons vergrößerte Betonstahlspannungen. Für Träger ohne Spanngliedvorspannung dürfen die Betonzugspannungen σ_s aus direkten Einwirkungen wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (7.4)$$

mit:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \quad (7.5)$$

$$\alpha_{st} = \frac{A I}{A_a I_a} \quad (7.6)$$

Dabei ist

- $\sigma_{s,0}$ die Betonstahlspannung infolge von auf den Verbundquerschnitt einwirkenden Schnittgrößen unter Vernachlässigung von zugbeanspruchten Betonquerschnittsteilen,
- f_{ctm} der Mittelwert der Betonzugfestigkeit, der für Normalbeton mit f_{ctm} nach EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 oder für Leichtbeton mit f_{ctm} nach EN 1992-1-1, Tabelle 11.3.1 anzunehmen ist,
- ρ_s der Bewehrungsgrad $\rho_s = (A_s / A_{ct})$,
- A_{ct} die Fläche der Betonzugzone des Betongurtes, die vereinfachend mit der mittragenden Gurtfläche des Betongurtes angenommen werden darf,
- A_s die gesamte Querschnittsfläche der in der Betonzugzone A_{ct} angeordneten Längsbewehrung,
- A, I die Fläche und das Flächenmoment zweiten Grades des Verbundquerschnittes bei Vernachlässigung von zugbeanspruchten Betonquerschnittsteilen und — falls vorhanden — ohne Berücksichtigung von Profilblechen,
- A_a, I_a die Fläche und das Flächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnitts.

(4) Bei Tragwerken des Hochbaus, die nicht mit Spanngliedern vorgespannt werden, ist die Betonstahlspannung σ_s in der Regel für die quasi-ständige Einwirkungskombination zu ermitteln.

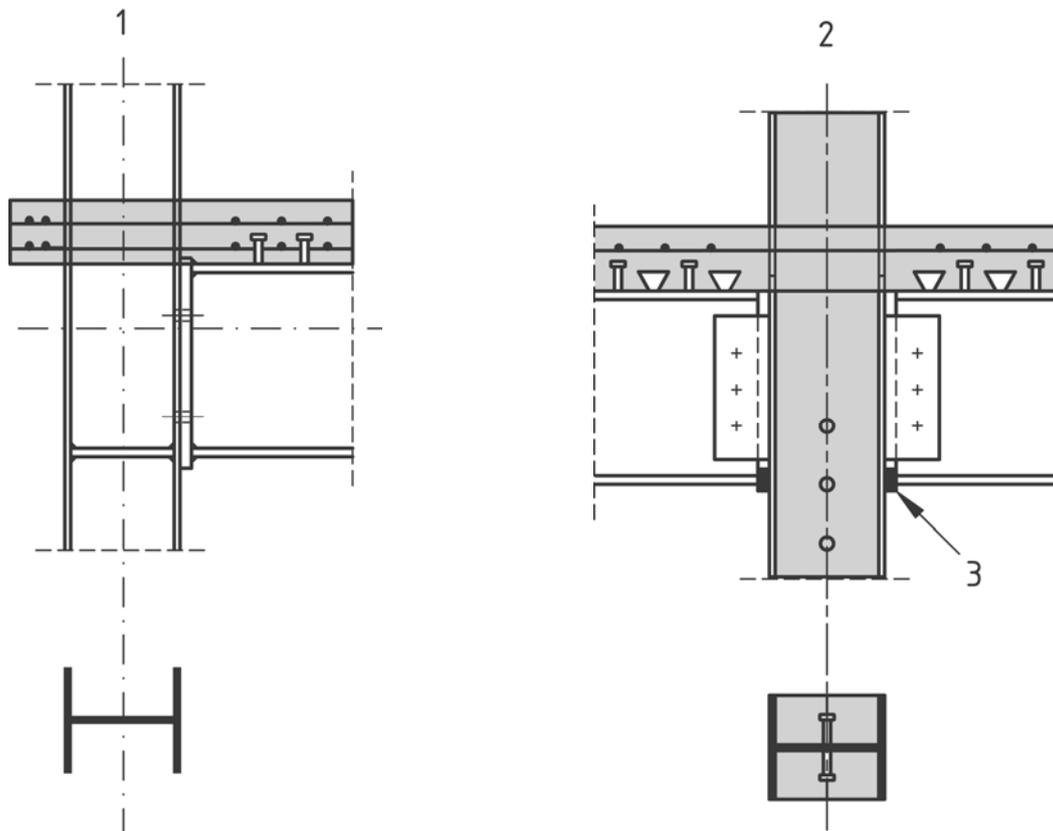
8 Verbundanschlüsse in Tragwerken des Hochbaus

8.1 Anwendungsbereich

(1) Verbundanschlüsse sind in 1.5.2.8 definiert. Zwei typische Beispiele zeigt Bild 8.1. Werden Anschlüsse in Verbundtragwerken nicht als Verbundanschlüsse ausgeführt, gelten die Regelungen nach EN 1992-1-1 bzw. EN 1993-1-8.

(2) Abschnitt 8 behandelt Verbindungen, die ausschließlich vorwiegend ruhend beansprucht werden und enthält ergänzende und abweichende Regelungen zu EN 1993-1-8.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)



Legende

- 1 Randstütze
- 2 Mittelstütze
- 3 Kontaktstück

Bild 8.1 — Beispiele für Verbundanschlüsse

8.2 Berechnung, Modellbildung und Klassifikation

8.2.1 Allgemeines

(1) Die in EN 1993-1-8, Abschnitt 5 angegebenen Regelungen für Verbindungen mit H- bzw. I-Profilen sind in der Regel mit den nachfolgend in 8.2.2 und 8.2.3 angegebenen zusätzlichen Regelungen anzuwenden.

8.2.2 Elastische Tragwerksberechnung

(1) Wenn die Rotationssteifigkeit S_j nach EN 1993-1-8, 5.1.2 mit S_j/η berücksichtigt wird, ist der Beiwert η für die Steifigkeit bei Anschlüssen mit Kontaktstücken in der Regel mit 1,5 anzunehmen.

8.2.3 Klassifikation von Verbindungen

- (1) Für die Klassifizierung von Verbindungen gelten die Regelungen nach EN 1993-1-8, 5.2, wobei zusätzlich die Verbundtragwirkung zu berücksichtigen ist.
- (2) Bei der Klassifikation ist in der Regel die Abhängigkeit vom Vorzeichen der Schnittgrößen zu beachten.
- (3) Der Einfluss der Rissbildung und des Kriechens des Betons darf vernachlässigt werden.

8.3 Nachweisverfahren

8.3.1 Grundlagen und Anwendungsbereich

(1) Als Grundlage für die Bemessung von Stützen-Riegelverbindungen und Anschlüssen darf EN 1993-1-8, Abschnitt 6 verwendet werden, wenn die Ausbildung der Stahlbauteile des Anschlusses im Anwendungsbereich von EN 1993-1-8, Abschnitt 6 liegt.

(2) Die mechanischen Eigenschaften und das Verformungsverhalten der bei der Modellierung des Anschlusses zu berücksichtigenden Komponenten sind in der Regel mit Hilfe von Versuchsergebnissen oder mit aus Versuchen hergeleiteten Berechnungsmodellen zu ermitteln.

ANMERKUNG Angaben zu den mechanischen Eigenschaften und zum Verformungsverhalten von Komponenten enthält 8.4 und Anhang A sowie EN 1993-1-8, Abschnitt 6.

(3) Bei der Ermittlung der Momenten-Rotations-Charakteristik eines Verbundanschlusses darf eine auf Zug beanspruchte Bewehrungslage vergleichbar zu einer Schraubenreihe bei einem reinen Stahlanschluss modelliert werden, wobei dabei jedoch die Querschnitts-, Verformungs- und Festigkeitseigenschaften der Bewehrung zugrunde zu legen sind.

8.3.2 Tragfähigkeit

(1) Für die Querkrafttragfähigkeit eines Verbundanschlusses gelten die jeweils maßgebenden Regelungen nach EN 1993-1-8.

(2) Die Momententragfähigkeit eines Verbundanschlusses ist bei vollständiger Verdübelung in der Regel analog zu den Regelungen für reine Stahlanschlüsse nach EN 1993-1-8, 6.2.7 zu ermitteln, wobei der Traganteil der Bewehrung zusätzlich zu berücksichtigen ist.

(3) Die Tragfähigkeit der Grundkomponenten ergibt sich nach 8.4 und den entsprechenden Regelungen nach EN 1993-1-8, 6.2.6.

8.3.3 Rotationssteifigkeit

(1) Die Rotationssteifigkeit eines Anschlusses ist in der Regel in Anlehnung an EN 1993-1-8, 6.3.1 zu ermitteln, wobei die Bewehrung zusätzlich zu berücksichtigen ist.

(2) Bei Anschlüssen mit Kontaktstücken ist in der Regel der Beiwert ψ nach EN 1993-1-8, 6.3.1(6) mit 1,7 anzunehmen.

8.3.4 Rotationskapazität

(1) Die Einflüsse aus der Rissbildung im Beton und aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen sowie aus dem Verformungsverhalten der Verdübelung sind bei der Ermittlung der Rotationskapazität in der Regel zu berücksichtigen.

(2) Die Rotationskapazität von Verbundanschlüssen darf mit Versuchen nachgewiesen werden. Dabei sind Abweichungen der Materialeigenschaften von den charakteristischen Werten zu berücksichtigen. Ein experimenteller Nachweis ist nicht erforderlich, wenn die konstruktive Ausbildung so erfolgt, dass hinsichtlich des Verhaltens der Anschlussdetails ausreichende Erfahrungen vorliegen.

(3) Alternativ dürfen Berechnungsverfahren verwendet werden, die auf experimentellen Untersuchungen basieren.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

8.4 Tragfähigkeit von Grundkomponenten

8.4.1 Anwendungsbereich

(1) Die Tragfähigkeiten der nachfolgend angegebenen Grundkomponenten sind in der Regel nach 8.4.2 zu ermitteln:

- auf Zug beanspruchte Längsbewehrung;
- auf Druck beanspruchte Kontaktstücke.

(2) Die Tragfähigkeiten von in EN 1993-1-8 angegebenen Grundkomponenten sind mit Ausnahme der in 8.4.3 genannten Fälle in der Regel nach EN 1993-1-8 zu ermitteln.

(3) Für die Tragfähigkeit der Stege von teilweise einbetonierten Verbundstützen gelten die Regelungen nach 8.4.4.

8.4.2 Grundkomponenten

8.4.2.1 Zugbeanspruchte Längsbewehrung

- (1) Die mittragende Breite des Betongurtes im Anschlussbereich ist in der Regel nach 5.4.1.2 zu ermitteln.
- (2) Es darf angenommen werden, dass in der anrechenbaren Betonstahlfläche in der Regel Zugspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze f_{sd} wirken.
- (3) Bei zweiseitigen Anschlusskonfigurationen kann der Nachweis der Einleitung der aus den Momenten der Riegel resultierenden Normalkraft im Betongurt in die Stütze mit einem Fachwerkmodell nach Bild 8.2 erfolgen.

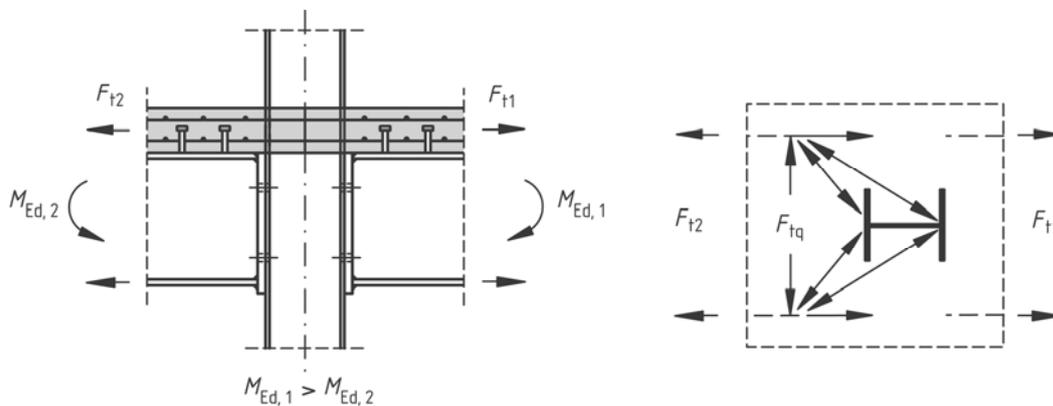


Bild 8.2 — Fachwerkmodell

(4) Bei einseitiger Anschlusskonfiguration und Ausbildung als Verbundanschluss ist die anrechenbare Längsbewehrung auf der trägerabgewandten Seite der Stütze so zu verankern, dass die volle Anrechenbarkeit der Längsbewehrung sichergestellt ist.

8.4.2.2 Druckbeanspruchte Kontaktstücke

(1) Wenn die Höhe oder Breite eines Kontaktstückes größer als die zugehörigen Abmessungen des Druckflansches sind, sind die für die Kraftübertragung wirksamen Flächen in der Regel mit der Annahme einer Lastausbreitung unter 45° durch die Kontaktplatte zu ermitteln.

(2) Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit des Kontaktstückes darf in der Regel angenommen werden, dass in der für die Kraftübertragung wirksamen Fläche des Kontaktstückes Druckspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze f_{yd} wirken.

8.4.3 Stützenstege mit Querdruckbeanspruchung

(1) Bei der Einleitung von senkrecht zur Stützenachse wirkenden Druckkräften in die Stege von Stützen ist die mittragende Breite $b_{\text{eff,c,wc}}$ des querdruckbeanspruchten Stützensteges bei Verwendung von Kontaktstücken in der Regel mit einer Lastausbreitung durch das Kontaktstück unter 45° zu ermitteln.

8.4.4 Stahlbetonkomponenten

8.4.4.1 Schub im Stützenstegfeld von teilweise einbetonierten Stützen

(1) Bei Stützen mit teilweise einbetonierten Querschnitten nach Bild 6.17(b) kann zusätzlich zum Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Steges nach EN 1993-1-8, 6.2.6.1 der Anteil des Kammerbetons berücksichtigt werden.

(2) Für einseitige und zweiseitige Anschlüsse, bei denen die Riegel etwa gleiche Bauhöhen besitzen, kann die Mitwirkung des Kammerbetons $V_{\text{wp,c,Rd}}$ bei der Schubtragfähigkeit wie folgt ermittelt werden:

$$V_{\text{wp,c,Rd}} = 0,85 \nu A_c f_{cd} \sin \theta \quad (8.1)$$

mit:

$$A_c = 0,8 (b_c - t_w) (h - 2t_f) \cos \theta \quad (8.2)$$

$$\theta = \arctan [(h - 2t_f) / z] \quad (8.3)$$

Dabei ist

- b_c die Breite des Kammerbetons,
- h die Höhe h des Stützenquerschnitts,
- t_f die Dicke des Stützenflansches,
- t_w die Dicke des Stützensteges,
- z der innere Hebelarm nach EN 1993-1-8, 6.2.7.1 und Bild 6.15.

(3) Der Abminderungsfaktor ν zur Berücksichtigung des Einflusses der Stützennormalkraft auf die Schubtragfähigkeit des Steges ist in der Regel wie folgt zu ermitteln:

$$\nu = 0,55 \left(1 + 2 \left(\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{pl,Rd}}} \right) \right) \leq 1,1 \quad (8.4)$$

Dabei ist

- N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Stützennormalkraft,
- $N_{\text{pl,Rd}}$ die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit der Stütze unter Berücksichtigung des Kammerbetons nach 6.7.3.2.

DIN EN 1994-1-1:2010-12 EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

8.4.4.2 Stützenstege von teilweise einbetonierten Stützen unter Querdruckbeanspruchung

(1) Bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Tragfähigkeit von querdruckbeanspruchten Stegen darf zusätzlich zum Bemessungswert nach EN 1993-1-8, 6.2.6.2 bei Stützen mit teilweise einbetonierten Querschnitten der Beitrag des Kammerbetons berücksichtigt werden.

(2) Der Bemessungswert des Beitrages des Kammerbetons $F_{c,wc,c,Rd}$ darf bei der Ermittlung der Tragfähigkeit für Querdruckbeanspruchung wie folgt ermittelt werden:

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0,85 k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd} \quad (8.5)$$

Dabei ist $t_{eff,c}$ die wirksame Länge des Betons, die in Anlehnung an die in EN 1993-1-8, 6.2.6.2 definierte wirksame Breite $b_{eff,c,wc}$ zu ermitteln ist.

(3) Wenn der Kammerbeton gleichzeitig durch in Stützenlängsrichtung wirkende Druckspannungen beansprucht wird, kann der Einfluss der Längsdruckspannungen auf die Tragfähigkeit für Querdruck durch Erhöhung von $F_{c,wc,c,Rd}$ mit dem nachfolgend angegebenen Faktor $k_{wc,c}$ berücksichtigt werden:

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0 \quad (8.6)$$

Dabei ist $\sigma_{com,c,Ed}$ die aus dem Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft resultierende Spannung im Kammerbeton. Wenn keine genauere Berechnung durchgeführt wird, darf $\sigma_{com,c,Ed}$ mit derjenigen Normalkraft des Kammerbetons ermittelt werden, die sich aus dem Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft der Stütze multipliziert mit dem Verhältnis von vollplastischer Normalkraft des Kammerbetons zu $N_{pl,Rd}$ nach 6.7.3.2 ergibt.

9 Verbunddecken mit Profilblechen für Tragwerke des Hochbaus

9.1 Allgemeines

9.1.1 Anwendungsbereich

(1)P Dieser Abschnitt behandelt einachsig gespannte Verbunddecken und Kragplatten, bei denen die Rippen parallel zur Spannrichtung verlaufen. Die Regelungen dieses Abschnittes dürfen für vorwiegend ruhend beanspruchte Tragwerke des Hochbaus sowie für Industriebauten, bei denen die Decken zusätzlich durch Fahrzeuge beansprucht werden können, angewendet werden.

(2)P Der Anwendungsbereich ist auf Profilbleche mit gedrungener Rippengeometrie beschränkt.

ANMERKUNG Eine gedrungene Rippengeometrie wird durch einen oberen Grenzwert für das Verhältnis b_r/b_s (siehe auch Bild 9.2) definiert. Der obere Grenzwert darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,6.

(3)P Für Tragwerke unter nicht vorwiegend ruhender Belastung oder bei Einwirkungen, die die Berücksichtigung dynamischer Einflüsse erfordern, ist die Verwendung von Verbunddecken grundsätzlich erlaubt. Bei der Bemessung und konstruktiven Ausbildung ist jedoch besonders darauf zu achten, dass während der Nutzung keine Verminderung der Verbundwirkung eintritt.

(4)P Decken unter Erdbebenbeanspruchung sind nicht ausgeschlossen, wenn ein geeignetes Nachweisverfahren für Erdbeben vorliegt, das entweder für das jeweilige Projekt festgelegt oder in einem anderen Eurocode angegeben ist.

(5) Verbunddecken dürfen zur seitlichen Stabilisierung von Stahlträgern sowie als aussteifende Scheiben für Horizontallasten benutzt werden. Hierzu werden keine spezifischen Anwendungsregeln angegeben. Wenn

Profilbleche im Bauzustand neben ihrer Tragwirkung als Schalung zusätzlich als Aussteifungselement für Horizontallasten dienen, gelten die Regelungen nach EN 1993-1-3, Abschnitt 10.

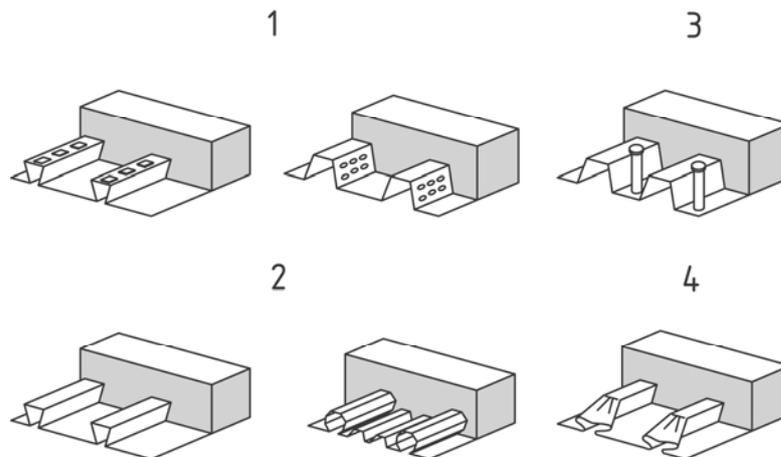
9.1.2 Definitionen

9.1.2.1 Verbundwirkung

(1)P Profilbleche müssen in der Lage sein, Längsschubkräfte in der Verbundfuge zwischen Profilblech und Aufbeton zu übertragen. Die reine Haftung zwischen Blech und Beton darf als Verbundwirkung rechnerisch nicht berücksichtigt werden. Die planmäßige Verbundwirkung zwischen Profilblech und Beton ist durch eine oder mehrere der nachfolgend genannten und in Bild 9.1 dargestellten Maßnahmen sicherzustellen:

- a) Mechanischer Verbund infolge von planmäßig in das Blech eingepprägten Deformationen (Sicken und Noppen),
- b) Reibungsverbund bei Blechen mit hinterschnittener Profilblechgeometrie,
- c) Endverankerung mittels aufgeschweißter Kopfbolzendübel oder anderer örtlicher Verankerungen, jedoch nur in Kombination mit a) oder b),
- d) Endverankerung mit Blechverformungsankern am Blechende, jedoch nur in Kombination mit b).

Andere Arten der Verbundwirkung liegen nicht im Anwendungsbereich dieser Norm.



Legende

- | | |
|---|---|
| 1 | mechanischer Verbund |
| 2 | Reibungsverbund |
| 3 | Endverankerung mit durchgeschweißten Dübeln |
| 4 | Endverankerung mit Blechverformungsankern |

Bild 9.1 — Typische Maßnahmen zur Sicherung der Verbundwirkung bei Verbunddecken

9.1.2.2 Vollständige und teilweise Verdübelung

(1) Eine Verbunddecke gilt als vollständig verdübelt, wenn eine Vergrößerung der Längsschubtragfähigkeit zu keiner Vergrößerung der Momentenragfähigkeit führt. Andernfalls liegt eine teilweise Verdübelung vor.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

9.2 Konstruktionsgrundsätze

9.2.1 Deckendicke und Bewehrung

- (1)P Die Gesamtdicke h darf 80 mm nicht unterschreiten und die Aufbetondicke h_c oberhalb der Rippen (ohne Noppen) darf nicht geringer als 40 mm sein.
- (2)P Wenn die Verbunddecke gleichzeitig Gurt eines Verbundträgers ist oder zur Aussteifung herangezogen wird, darf die Gesamtdicke nicht geringer als 90 mm und h_c nicht geringer als 50 mm sein.
- (3)P Im Aufbeton ist eine Längs- und Querbewehrung anzuordnen.
- (4) In beiden Richtungen ist in der Regel eine konstruktive Mindestbewehrung von $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ erforderlich.
- (5) Die Stababstände dürfen in beiden Richtungen den Höchstwert $2 h$ und 350 mm nicht überschreiten. Der kleinere Wert ist maßgebend.

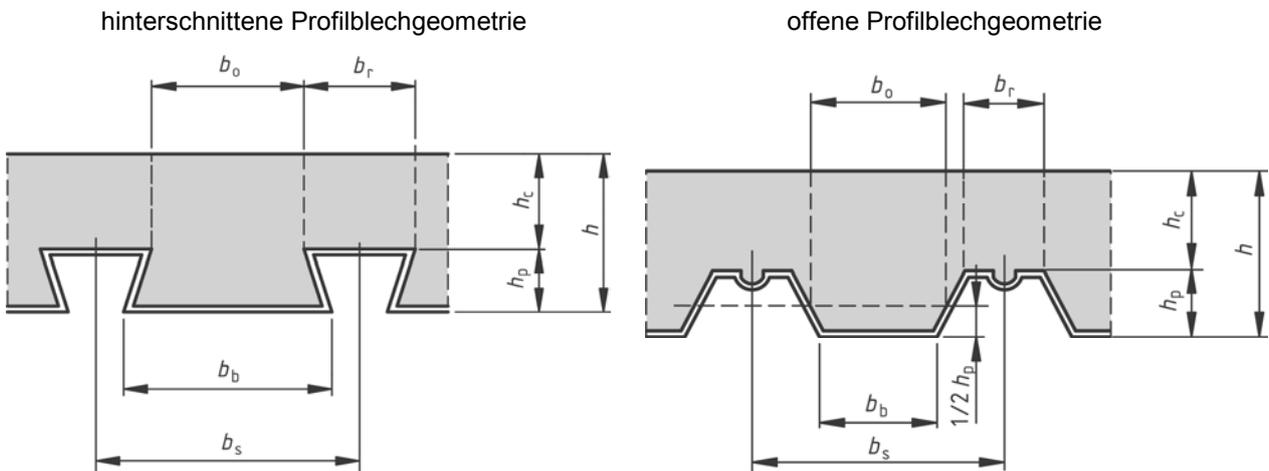


Bild 9.2 — Profilblech- und Deckenabmessungen

9.2.2 Zuschlagstoffe

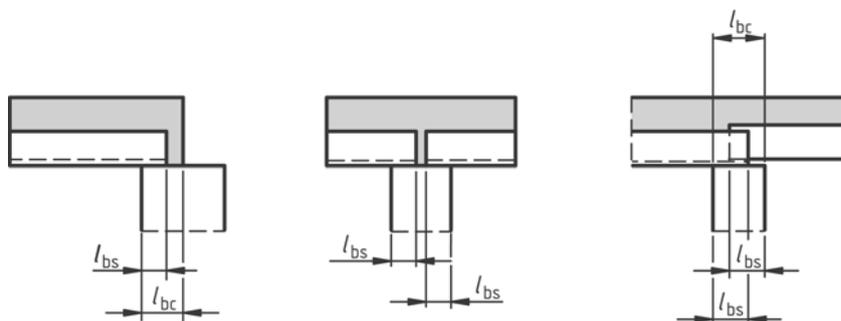
- (1)P Der zulässige Größtkorndurchmesser der Zuschlagstoffe wird durch die kleinsten Bauteilabmessungen nach Bild 9.2 bestimmt. Er darf $0,4 h_c$, $b_o/3$ und 31,5 mm nicht überschreiten. Dabei ist b_o bei offenen Profilblechgeometrien die mittlere Rippenbreite und bei hinterschnittener Profilblechgeometrie die kleinste Breite nach Bild 9.2.

9.2.3 Auflagerung der Bleche

- (1)P Durch eine ausreichende Auflagertiefe ist sicherzustellen, dass ein Versagen des Bleches und der Unterkonstruktion verhindert wird. Die Auflagertiefen sind im Allgemeinen so zu wählen, dass Verbindungsmittel zur Befestigung der Bleche auf der Unterkonstruktion ohne Beschädigung der Unterkonstruktion angeordnet werden können und dass beim Verlegen der Bleche infolge unplanmäßiger Verschiebungen kein Versagen des Auflagerpunktes, hervorgerufen durch eine zu geringe Auflagertiefe, eintreten kann.

- (2) Die in Bild 9.3 angegebenen Auflagertiefen l_{bc} und l_{bs} dürfen in der Regel die nachfolgend angegebenen Mindestwerte nicht unterschreiten:

- bei Auflagerung auf Stahl oder Beton: $l_{bc} = 75 \text{ mm}$ und $l_{bs} = 50 \text{ mm}$;
- bei Auflagerung auf anderen Werkstoffen: $l_{bc} = 100 \text{ mm}$ und $l_{bs} = 70 \text{ mm}$.



ANMERKUNG Ein Überlappen von Blechen ist nicht bei allen Profilblechen möglich.

Bild 9.3 — Mindestauflagertiefen

9.3 Einwirkungen und deren Auswirkungen

9.3.1 Bemessungssituationen

(1)P Um eine ausreichende Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten, sind alle maßgebenden Bemessungssituationen und Grenzzustände zu berücksichtigen.

(2)P Die nachfolgenden Bemessungssituationen müssen berücksichtigt werden:

- a) *Profilblech als Schalung*: Im Bauzustand dient das Profilblech als Schalung und muss für die Einwirkungen aus dem Frischbeton unter Berücksichtigung von gegebenenfalls vorhandenen Hilfsunterstützungen nachgewiesen werden.
- b) *Verbunddecke*: Die für den Endzustand erforderlichen Nachweise gelten für den Zustand nach Herstellung der Verbundwirkung und nach Entfernen von eventuellen Hilfsunterstützungen.

9.3.2 Einwirkungen für den Nachweis des Profilbleches als Schalung

(1) Beim Nachweis des Profilbleches als Schalung sind in der Regel die folgenden Einwirkungen zu berücksichtigen:

- Eigengewicht des Betons und des Profilbleches;
- Montage- und Ersatzlasten aus Arbeitsbetrieb beim Betonieren in Übereinstimmung mit EN 1991-1-6, 4.11.2;
- Einwirkungen aus gelagerten Materialien, sofern vorhanden;
- Mehrgewicht des Betons infolge der Durchbiegung des Bleches.

(2) Wenn die Mittendurchbiegung δ des Bleches unter seinem Eigengewicht und dem Gewicht des Frischbetons im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kleiner als $1/10$ der Deckendicke ist, darf das aus der Durchbiegung resultierende Mehrgewicht des Betons bei der Bemessung des Profilbleches vernachlässigt werden. Andernfalls ist das Mehrgewicht des Betons in der Regel zu berücksichtigen, wobei näherungsweise über die gesamte Spannweite eine um den Wert $0,7\delta$ vergrößerte Nenndicke des Betons zugrunde gelegt werden darf.

9.3.3 Einwirkungen für die Verbunddecke

(1) Für die Einwirkungen und maßgebenden Lastanordnungen gilt EN 1991-1-1.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(2) Bei den Nachweisen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit darf angenommen werden, dass die gesamte Belastung auf die Verbunddecke einwirkt, wenn diese Annahme auch für den Nachweis der Längsschubtragfähigkeit zugrunde gelegt wird.

9.4 Schnittgrößenermittlung

9.4.1 Schnittgrößenermittlung für das Profilblech als Schalung

- (1) Für die Bemessung des Profilbleches als Schalung gelten die Regelungen nach EN 1993-1-3.
- (2) Bei Verwendung von Hilfsunterstützungen ist in der Regel eine plastische Umlagerung der Momente nicht zulässig.

9.4.2 Schnittgrößenermittlung für die Verbunddecke

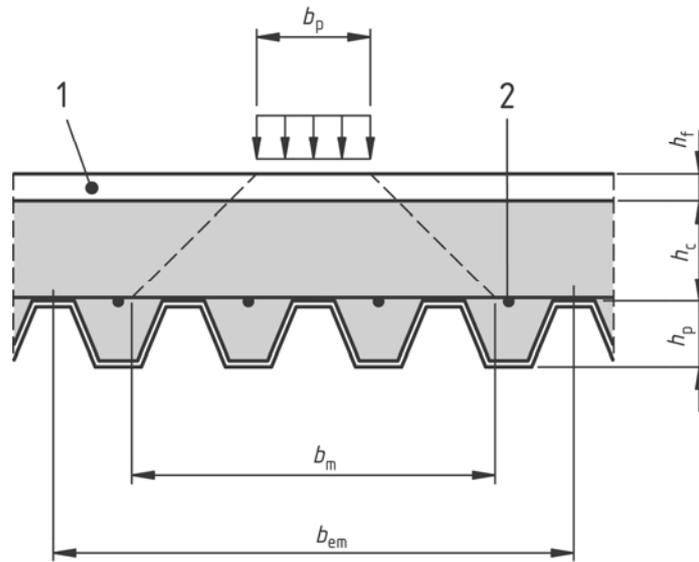
- (1) Für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit dürfen die Schnittgrößen nach den folgenden Verfahren ermittelt werden:
- Linear-elastische Berechnung mit oder ohne Momentenumlagerung;
 - Fließgelenktheorie, wenn nachgewiesen wird, dass Querschnitte, an denen plastische Rotationen auftreten, eine ausreichende Rotationskapazität besitzen;
 - Berechnung nach der Fließzonentheorie unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens der Werkstoffe.
- (2) Für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit sind die Schnittgrößen in der Regel mit linear-elastischen Berechnungsverfahren zu ermitteln.
- (3) Wenn der Einfluss der Rissbildung bei der Berechnung der Schnittgrößen nicht berücksichtigt wird, dürfen die Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit an Innenstützen unter Beachtung der Gleichgewichtsbedingungen bis zu 30 % abgemindert werden.
- (4) Eine Berechnung nach der Fließgelenktheorie ohne direkte Kontrolle der Rotationskapazität ist für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit nur zulässig, wenn Betonstahl der Klasse C nach EN 1992-1-1, Anhang C verwendet wird und die Deckenstützweite nicht größer als 3 m ist.
- (5) Durchlaufend ausgeführte Decken dürfen als eine Kette von Einfeldträgern bemessen werden, wenn an den Innenstützen eine konstruktive Bewehrung nach 9.8.1 angeordnet wird.

9.4.3 Mittragende Breite bei Verbunddecken mit konzentrierten Einzel- und Linienlasten

- (1) Wenn keine genaueren Verfahren verwendet werden, dürfen konzentrierte Einzel- oder Linienlasten auf eine rechnerische Lasteintragungsbreite verteilt werden.
- (2) Einzellasten und Linienlasten parallel zur Spannrichtung dürfen auf eine Lasteintragungsbreite b_m nach Bild 9.4 verteilt werden. Die Lasteintragungsbreite b_m ist dabei auf die Ebene unmittelbar oberhalb des Profilbleches zu beziehen und ergibt sich zu:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (9.1)$$

- (3) Für Linienlasten senkrecht zur Spannrichtung der Decke ist die Lasteintragungsbreite in der Regel nach Gleichung (9.1) zu ermitteln, wobei für b_p die Länge der Linienlast anzunehmen ist.

**Legende**

- 1 Fußbodenaufbau
2 Querbewehrung

Bild 9.4 — Verteilung von konzentriert angreifenden Lasten

(4) Für Decken mit $h_p/h \leq 0,6$ darf diejenige Breite, die für die Schnittgrößenermittlung und die Querschnittstragfähigkeit als mittragend angenommen wird, vereinfachend nach den Gleichungen (9.2) bis (9.4) berechnet werden:

a) Biegung und Längsschub:

— Einfeldplatten und Endfelder von Durchlaufplatten

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq b \quad (9.2)$$

— Innenfelder durchlaufender Platten:

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq b \quad (9.3)$$

b) Querkräfte:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq b \quad (9.4)$$

Dabei ist

L_p der Abstand des Schwerpunktes der Last zum nächsten Auflager,

L die Spannweite,

b die Plattenbreite.

DIN EN 1994-1-1:2010-12 EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(5) Wenn bei konzentrierten Einzel- und Linienlasten die charakteristischen Werte der Einwirkungen bei Einzellasten 7,5 kN und bei Flächenlasten 5,0 kN/m² nicht überschreiten, ist eine konstruktive Querbewehrung ohne weiteren rechnerischen Nachweis ausreichend.

Der Querschnitt der erforderlichen konstruktiven Querbewehrung darf 0,2 % der Betonquerschnittsfläche oberhalb der Rippen nicht unterschreiten. Diese Bewehrung ist in der Regel über die zuvor angegebene Breite b_{em} zuzüglich der Verankerungslänge nach EN 1992-1-1 anzuordnen. Andere vorhandene Bewehrung darf dabei angerechnet werden.

(6) Wenn die Bedingungen nach (5) nicht erfüllt sind, sind die Schnittgrößen für Einzel- und Linienlasten in der Regel unter Berücksichtigung der Anisotropie der Decke zu ermitteln und die Querbewehrung ist nach EN 1992-1-1 nachzuweisen.

9.5 Nachweise des Profilbleches als Schalung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Für die Nachweise des Profilbleches als Schalung gelten für den Grenzzustand der Tragfähigkeit die Regelungen nach EN 1993-1-3. Bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Tragfähigkeit sind im Allgemeinen die Einflüsse aus Sicken, Noppen und anderen Profilierungen des Bleches zu beachten.

9.6 Nachweise des Profilbleches als Schalung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1) Für die Querschnittseigenschaften gilt EN 1993-1-3.

(2) Die Durchbiegung des Profilbleches δ_s infolge des Blecheigengewichtes und des Frischbetongewichtes (ohne Montagelasten und Lasten aus Arbeitsbetrieb) darf den Grenzwert $\delta_{s,max}$ nicht überschreiten.

ANMERKUNG Werte für $\delta_{s,max}$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $L/180$, wobei L die maßgebende Stützweite unter Berücksichtigung von Hilfsunterstützungen ist.

9.7 Nachweis der Verbunddecke im Grenzzustand der Tragfähigkeit

9.7.1 Nachweisbedingungen

(1)P In den jeweils zu untersuchenden Grenzzuständen der Tragfähigkeit dürfen die Bemessungswerte der einwirkenden Schnittgrößen die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit nicht überschreiten.

9.7.2 Biegung

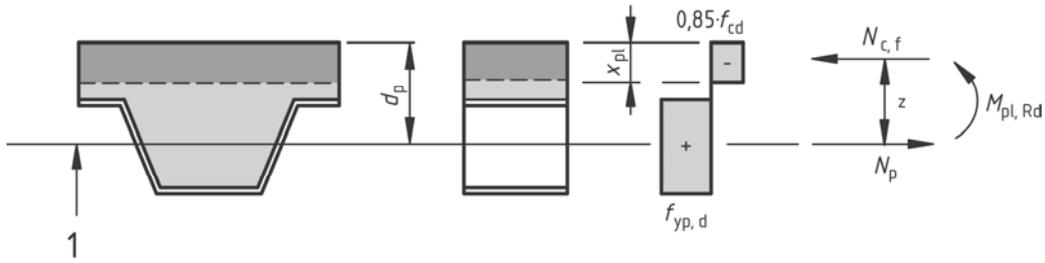
(1) Bei vollständiger Verdübelung darf die Momententragfähigkeit M_{Rd} in Übereinstimmung mit 6.2.1.2(1) vollplastisch ermittelt werden, wobei jedoch für das Profilblech der Bemessungswert der Streckgrenze $f_{yp,d}$ zugrunde zu legen ist.

(2)P Bei negativer Momentenbeanspruchung darf das Profilblech bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit nur berücksichtigt werden, wenn es durchlaufend ausgebildet wird und wenn beim Nachweis im Bauzustand (Profilblech als Schalung) keine plastische Momentenumlagerung ausgenutzt wird.

(3) Bei der Ermittlung der wirksamen Querschnittsfläche des Profilbleches A_{pe} sind im Allgemeinen die Flächenanteile von Sicken, Noppen und vergleichbaren Profilierungen zu vernachlässigen. Andernfalls ist durch Versuche nachzuweisen, dass eine größere Querschnittsfläche wirksam ist.

(4) Der Einfluss des örtlichen Beulens in druckbeanspruchten Querschnittsteilen des Profilbleches ist in der Regel mit Hilfe von wirksamen Breiten zu berücksichtigen. Die wirksame Breite darf die zweifachen Grenzwerte für Stege der Klasse 1 nach EN 1993-1-1, Tabelle 5.2 nicht überschreiten.

(5) Bei positiver Momentenbeanspruchung und plastischer Nulllinie im Aufbeton ist die Momententragfähigkeit in der Regel mit der in Bild 9.5 dargestellten plastischen Spannungsverteilung zu ermitteln.



Legende

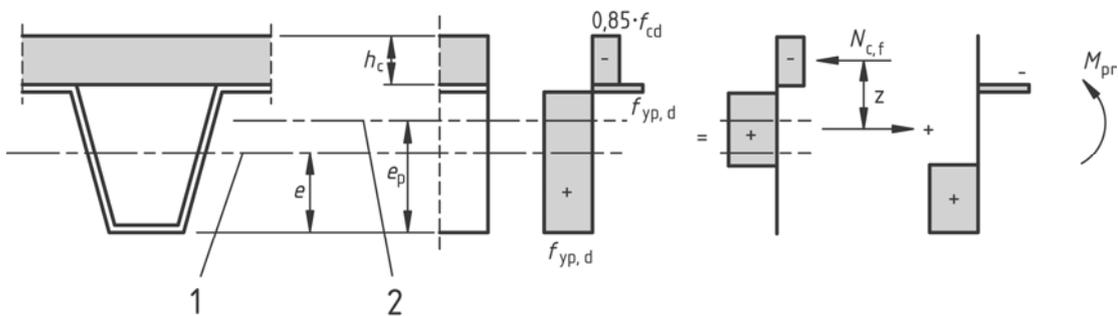
1 Schwerachse des Profilbleches

Bild 9.5 — Spannungsverteilung im vollplastischen Zustand bei Lage der Nulllinie im Aufbeton

(6) Wenn die plastische Nulllinie innerhalb des Profilbleches liegt, ist die Momententragfähigkeit bei positiver Momentenbeanspruchung in der Regel mit der in Bild 9.6 dargestellten Spannungsverteilung im vollplastischen Zustand zu ermitteln. Vereinfachend darf z und M_{pr} wie folgt berechnet werden:

$$z = h - 0,5 h_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{c,f}}{A_{pe} f_{yp,d}} \tag{9.5}$$

$$M_{pr} = 1,25 M_{pa} \left(1 - \frac{N_{c,f}}{A_{pe} f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} \tag{9.6}$$



Legende

1 elastische Schwerachse des Profilbleches
2 plastische Nulllinie des Profilbleches

Bild 9.6 — Spannungsverteilung im vollplastischen Zustand bei Lage der Nulllinie im Profilblech

(7) Wenn bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit bei negativer Momentenbeanspruchung das Profilblech vernachlässigt wird, darf die in Bild 9.7 dargestellte Spannungsverteilung im vollplastischen Zustand zugrunde gelegt werden.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

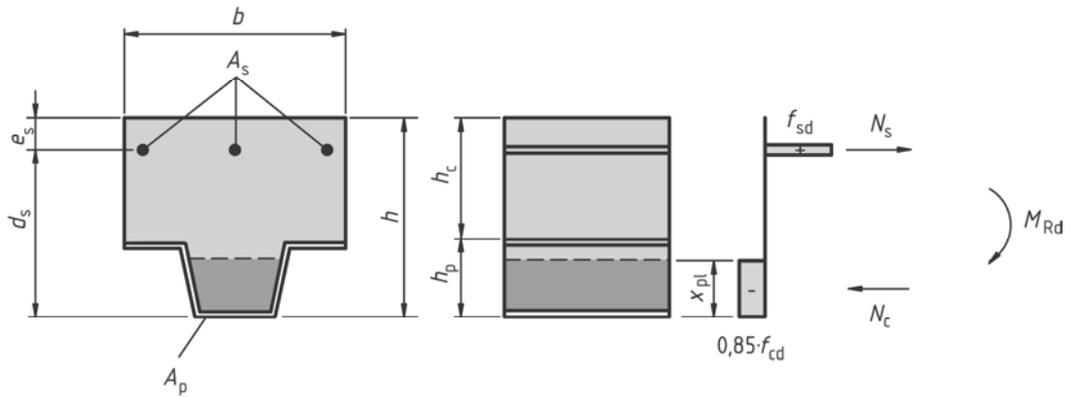


Bild 9.7 — Spannungsverteilung im vollplastischen Zustand bei negativer Momentenbeanspruchung

9.7.3 Längsschub bei Decken ohne Endverankerung

(1)P Die Regelungen nach 9.7.3 gelten für Verbunddecken mit mechanischem Verbund oder Reibungsverbund (Verbundarten a) und b) nach 9.1.2.1).

(2) Der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit kann nach dem in (4) und (5) angegebenen $m+k$ -Verfahren oder nach dem in (7) bis (10) angegebenen Teilverbund-Verfahren ermittelt werden. Die Anwendung des Teilverbund-Verfahrens ist nur bei Verbunddecken mit duktilem Verbundverhalten zulässig.

(3) Es darf ein duktileres Verbundverhalten vorausgesetzt werden, wenn in Versuchen die Versagenslast 10 % größer als diejenige Last ist, bei der ein Endschlupf von 0,1 mm auftritt. Wenn unter der Maximallast eine Mittendurchbiegung größer als $L/50$ auftritt, ist als Versagenslast diejenige Last zu verwenden, bei der die Mittendurchbiegung $L/50$ beträgt.

(4) Bei Anwendung des $m+k$ -Verfahrens ist nachzuweisen, dass der auf die Plattenbreite b bezogene Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} den nachfolgend angegebenen Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{I,Rd}$ nicht überschreitet:

$$V_{I,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{VS}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right) \quad (9.7)$$

Dabei sind

b, d_p die Plattenmaße in mm,

A_p der Nennwert der Querschnittsfläche des Profilbleches in mm²,

m, k Bemessungswerte in N/mm², die aus Versuchen zu ermitteln sind, die die Anforderungen für eine Bemessung nach dem $m+k$ -Verfahren erfüllen,

L_s die Schublänge nach (5) in mm,

γ_{VS} der Teilsicherheitsbeiwert für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

ANMERKUNG 1 Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{VS} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für γ_{VS} ist 1,25.

ANMERKUNG 2 Es darf angenommen werden, dass die in Anhang B beschriebenen Versuche die Anforderungen für die Anwendung des $m+k$ -Verfahrens erfüllen.

ANMERKUNG 3 In Gleichung (9.7) wird der Nennwert der Querschnittsfläche A_p verwendet, weil dieser Wert auch bei der Versuchsauswertung für die Bestimmung der Beiwerte m und k verwendet wird.

(5) Beim Nachweis ist die folgende Schublänge L_s zugrunde zu legen:

- $L/4$ bei Gleichstreckenbelastung;
- der Abstand zwischen der Last und dem benachbarten Auflager für zwei gleiche und symmetrisch angeordnete Einzellasten;
- für andere Belastungsanordnungen einschließlich einer Kombination aus gleichmäßig verteilten und symmetrischen Einzellasten ist in der Regel eine auf Versuchen basierende Abschätzung erforderlich. Alternativ darf als maßgebende Schublänge diejenige Länge angesetzt werden, die sich aus dem maximalen Moment dividiert durch den jeweils größeren Wert der beiden Querkräfte ergibt, die an den Auflagerpunkten des betrachteten Feldes vorhanden sind.

(6) Wenn Decken als durchlaufende Verbunddecken ausgebildet werden, darf der Nachweis der Längsschubtragfähigkeit für äquivalente Einfelddecken mit den nachfolgenden Stützweiten geführt werden:

- $0,8L$ für die Innenfelder,
- $0,9L$ für die Endfelder.

(7) Wenn der Nachweis nach dem Teilverbund-Verfahren geführt wird, darf der Bemessungswert des einwirkenden Momentes M_{Ed} an keiner Stelle den Bemessungswert der Momententragfähigkeit M_{Rd} überschreiten.

(8) Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit M_{Rd} ergibt sich nach 9.7.2(6), wobei anstelle von $N_{c,f}$ der nachfolgende Wert zu verwenden ist:

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x \leq N_{c,f} \quad (9.8)$$

mit:

$$z = h - 0,5 x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}} \quad (9.9)$$

Dabei ist

- $\tau_{u,Rd}$ der Bemessungswert der Verbundfestigkeit ($\tau_{u,Rd} = \tau_{u,Rk} / \gamma_{VS}$), der aus Versuchen zu ermitteln ist, die die Anforderungen für die Anwendung des Teilverbund-Verfahrens erfüllen,
- L_x der Abstand zwischen dem jeweils betrachteten Querschnitt und dem benachbarten Auflager,
- γ_{VS} der Teilsicherheitsbeiwert.

ANMERKUNG 1 Der Wert für γ_{VS} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für γ_{VS} ist 1,25.

ANMERKUNG 2 Es darf angenommen werden, dass die in Anhang B beschriebenen Versuche die Anforderungen für die Ermittlung von $\tau_{u,Rd}$ erfüllen.

(9) In Gleichung (9.8) darf bei N_c der Anteil μR_{Ed} additiv berücksichtigt werden, wenn bei der Bestimmung von $\tau_{u,Rd}$ der Einfluss aus der zusätzlichen Längsschubtragfähigkeit infolge des aus der Auflagerkraft resultierenden Reibungsanteiles berücksichtigt wird.

Dabei ist

- R_{Ed} die Auflagerkraft,
- μ der Nennwert des Reibungskoeffizienten.

ANMERKUNG Der Wert für μ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $\mu = 0,5$.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(10) Bei Anwendung des Teilverbund-Verfahrens darf eine zusätzliche untere Längsbewehrung berücksichtigt werden.

9.7.4 Längsschub bei Decken mit Endverankerung

(1) Wenn der Beitrag der Endverankerung an der gesamten Längsschubtragfähigkeit nicht durch Versuche nachgewiesen wird, sind Endverankerungen des Typs c) nach 9.1.2.1 in der Regel für die Zugkraft des Bleches im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen.

(2) Die Längsschubtragfähigkeit für Verbunddecken mit Endverankerungen des Typs c) und d), nach 9.1.2.1 darf nach dem Teilverbund-Verfahren ermittelt werden, indem bei N_C der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit der Endverankerung zusätzlich additiv berücksichtigt wird.

(3) Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit $P_{pb,Rd}$ eines durch das Profilblech geschweißten Kopfbolzendübels ergibt sich aus dem Bemessungswert nach 6.6.4.2 oder dem nachfolgend angegebenen Bemessungswert, wobei der kleinere Wert maßgebend ist:

$$P_{pb,Rd} = k_{\phi} d_{do} t f_{yp,d} \quad (9.10)$$

mit:

$$k_{\phi} = 1 + a / d_{do} \leq 6,0 \quad (9.11)$$

Dabei ist

d_{do} der Durchmesser des Schweißwulstes, für den der 1,1fache Wert des Schaftdurchmessers des Dübels angesetzt werden darf,

a der Abstand zwischen der Dübelachse und dem Blechende, der nicht kleiner als $1,5 d_{do}$ sein darf,

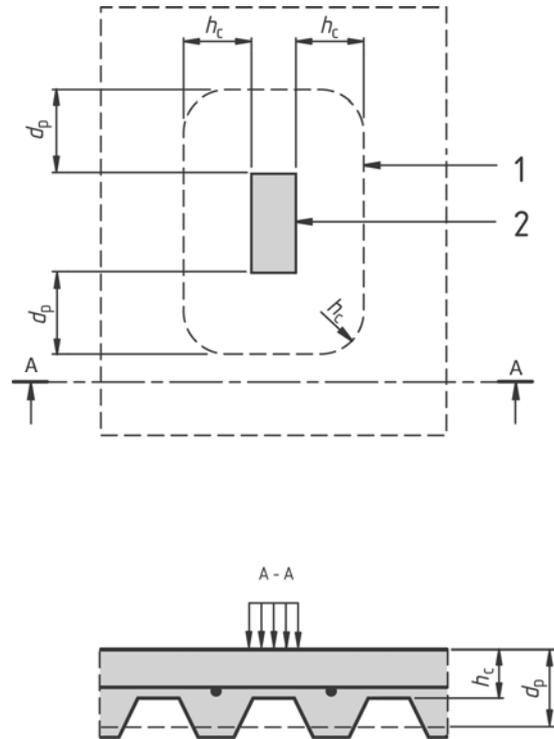
t die Dicke des Profilbleches.

9.7.5 Querkraft

(1) Die auf den Achsabstand zweier Rippen bezogene Querkrafttragfähigkeit $V_{V,Rd}$ einer Verbunddecke ist in der Regel nach EN 1992-1-1, 6.2.2 zu ermitteln.

9.7.6 Durchstanzen

(1) Bei Verbunddecken mit konzentrierten Lasten gelten für den Durchstanzwiderstand $V_{p,Rd}$ die Regelungen nach EN 1992-1-1, 6.4.4. Der kritische Rundschnitt ist in der Regel nach Bild 9.8 zu ermitteln.



Legende

- 1 kritischer Rundschnitt c_p
- 2 Lasteinleitungsfläche

Bild 9.8 — Kritischer Rundschnitt bei Durchstanzen

9.8 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

9.8.1 Rissbreitenbeschränkung

- (1) Für den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung in negativen Momentenbereichen gilt EN 1992-1-1, 7.3.
- (2) Wenn durchlaufende Decken nach 9.4.2(5) als eine Kette von Einfeldträgern bemessen werden, ist zur Verhinderung einer unkontrollierten Rissbildung im Aufbeton in der Regel eine konstruktive Mindestbewehrung mit einer Querschnittsfläche ausreichend, die bei Decken ohne Hilfsunterstützungen im Bauzustand mindestens 0,2 % und bei Decken mit Hilfsunterstützung im Bauzustand mindestens 0,4 % der Betonquerschnittsfläche oberhalb des Profilbleches betragen sollte.

9.8.2 Durchbiegungen

- (1) Es gilt EN 1990, 3.4.3.
- (2) Für die Ermittlung der Verformungen infolge von Lasten, die nur auf das Profilblech einwirken, gilt EN 1993-1-3, Abschnitt 7.
- (3) Verformungen infolge von Einwirkungen auf die Verbunddecke sind in der Regel mit elastischen Berechnungsverfahren in Übereinstimmung mit Abschnitt 5 zu ermitteln, wobei die Einflüsse aus dem Schwinden vernachlässigt werden dürfen.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

- (4) Auf einen Nachweis der Verformungen darf verzichtet werden, wenn:
- die Biegeschlankheit (Verhältnis von Stützweite zu Nutzhöhe) die Grenzwerte für gering beanspruchten Beton nach EN 1992-1-1, 7.4 nicht überschreitet und
 - die nachfolgend in (6) angegebene Bedingung hinsichtlich des Einflusses aus dem Schlupf erfüllt ist.
- (5) Für Verbundwirkungen des Typs a), b) oder c) nach 9.1.2.1 dürfen die Verformungen für die Innenfelder von durchlaufenden Decken mit dem nachfolgend angegebenen Näherungsverfahren bestimmt werden:
- das effektive Flächenmoment zweiten Grades des Deckenquerschnitts wird aus dem Mittelwert der Werte des ungerissenen und des gerissenen Querschnitts ermittelt;
 - der Einfluss aus dem Langzeitverhalten des Betons darf beim Betonquerschnitt durch Ansatz des Mittelwertes der Reduktionszahlen für kurzzeitige und für ständige Beanspruchungen berücksichtigt werden.
- (6) Für Endfelder dürfen die Einflüsse aus dem Endschlupf vernachlässigt werden, wenn diejenige Versuchslast, bei der ein Endschlupf von 0,5 mm auftritt, größer als die 1,2fache Bemessungslast im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist.
- (7) Wenn ein größerer Endschlupf als 0,5 mm unter einer Last auftritt, die kleiner als die 1,2fache Bemessungslast im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist, sind in der Regel Endverankerungen erforderlich. Andernfalls sind die Verformungen unter Berücksichtigung des Schlupfes zu ermitteln.
- (8) Wenn der Einfluss des Verbundverhaltens und der Endverankerungen nicht aus Versuchen bekannt ist, darf die Berechnung der Verformungen vereinfacht mit einem Bogen-Zugband-Modell erfolgen.

Anhang A (informativ)

Steifigkeit der Grundkomponenten von Verbundanschlüssen bei Tragwerken des Hochbaus

A.1 Anwendungsbereich

(1) Die Steifigkeit der nachfolgend aufgeführten Grundkomponenten von Anschlüssen kann nach A.2.1 ermittelt werden:

- zugbeanspruchte Längsbewehrung,
- druckbeanspruchte Kontaktstücke.

(2) Mit Ausnahme der Regelungen für die Ermittlung der Steifigkeit der in A.2.2. angegebenen Grundkomponenten gelten die Regelungen nach EN 1993-1-8. Die Steifigkeitskoeffizienten k_i sind in EN 1993-1-8, Gleichung (6.27) definiert.

(3) Die Steifigkeit einbetonierter Stege von Stützenquerschnitten kann nach A.2.3 bestimmt werden.

(4) Der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verdübelung auf die Steifigkeit des Anschlusses kann nach A.3 berücksichtigt werden.

A.2 Steifigkeitskoeffizienten

A.2.1 Grundkomponenten

A.2.1.1 Zugbeanspruchte Längsbewehrung

(1) Der Steifigkeitskoeffizient $k_{s,r}$ für eine Bewehrungslage r ergibt sich nach Tabelle A.1.

A.2.1.2 Druckbeanspruchte Kontaktstücke

(1) Der Steifigkeitskoeffizient kann unendlich groß angenommen werden.

A.2.2 Weitere Grundkomponenten von Verbundanschlüssen

A.2.2.1 Stützenstegfeld unter Schubbeanspruchung

(1) Für ein nicht ausgesteiftes Stützenstegfeld ergibt sich bei Anschlüssen mit Kontaktstücken der Steifigkeitskoeffizient k_1 aus dem 0,87fachen des Wertes nach EN 1993-1-8, Tabelle 6.11.

A.2.2.2 Stützensteg unter Querdruckbeanspruchung

(1) Für einen nicht ausgesteiften Steg darf der Steifigkeitskoeffizient k_2 bei Verwendung von Kontaktstücken wie folgt berechnet werden:

$$k_2 = \frac{0,2 b_{\text{eff,c,wc}} t_{\text{wc}}}{d_c} \quad (\text{A.1})$$

Dabei ist $b_{\text{eff,c,wc}}$ die wirksame Länge des druckbeanspruchten Stützensteges nach 8.4.3.1. Die weiteren Symbole sind in EN 1993-1-8, Abschnitt 6 angegeben.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

Tabelle A.1 — Steifigkeitskoeffizienten $k_{s,r}$

Anschluss	Einwirkung	Steifigkeitskoeffizient
einseitig	–	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6 h}$
zweiseitig	$M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{(h/2)}$
	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	Für den Anschluss mit $M_{Ed,1}$:
		$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1+\beta}{2} + K_{\beta} \right)}$ mit: $K_{\beta} = \beta (4,3 \beta^2 - 8,9 \beta + 7,2)$
	Für den Anschluss mit $M_{Ed,2}$:	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1-\beta}{2} \right)}$
<p>$A_{s,r}$ ist die Querschnittsfläche der Bewehrung der Bewehrungslage r innerhalb der mittragenden Breite. Die mittragende Breite des Querschnitts ist dabei nach 5.4.1.2 zu ermitteln.</p> <p>$M_{Ed,i}$ ist der Bemessungswert des auf den Anschluss i einwirkenden Biegemomentes des angrenzenden Trägers (siehe Bild A.1).</p> <p>h ist die Höhe des Stützenquerschnitts nach Bild 6.17.</p> <p>β ist der Übertragungsparameter nach EN 1993-1-8, 5.3.</p> <p>ANMERKUNG Der Steifigkeitskoeffizient für $M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$ kann auch für einen zweiseitigen Anschluss an einen unterstützenden Hauptträger verwendet werden, wenn anstelle der Querschnittshöhe h der Stütze die Flanschbreite des Hauptträgers zugrunde gelegt wird.</p>		

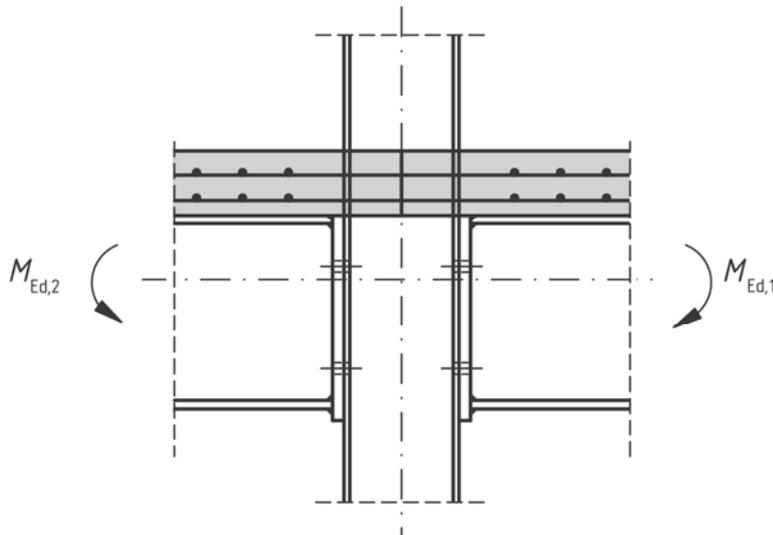


Bild A.1 — Anschluss und Momentenbeanspruchung

A.2.3 Grundkomponenten mit aussteifenden Betonquerschnittsteilen

A.2.3.1 Stützenstegfeld unter Schubbeanspruchung

(1) Bei Stegen von teilweise einbetonierten Querschnitten nach Bild 6.17(b) kann bei der Ermittlung der Komponentensteifigkeit des schubbeanspruchten Stegfeldes die Vergrößerung der Steifigkeit infolge der Mitwirkung des Kammerbetons berücksichtigt werden. Der resultierende Steifigkeitskoeffizient ergibt sich aus der Addition von k_1 und dem nachfolgend angegebenen Koeffizienten $k_{1,c}$:

$$k_{1,c} = 0,06 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{b_c h_c}{\beta z} \quad (\text{A.2})$$

Dabei ist

E_{cm} der Elastizitätsmodul des Betons,

z der innere Hebelarm nach EN 1993-1-8, Bild 6.15.

A.2.3.2 Stützensteg unter Querdruckbeanspruchung

(1) Bei Stegen von teilweise einbetonierten Querschnitten nach Bild 6.17(b) darf bei der Ermittlung der Komponentensteifigkeit von auf Querdruck beanspruchten Stegen die Vergrößerung der Steifigkeit infolge der Mitwirkung des Kammerbetons berücksichtigt werden.

(2) Bei Anschlüssen mit Kontaktstücken ergibt sich der resultierende Steifigkeitskoeffizient aus der Addition von k_2 und dem nachfolgend angegebenen Koeffizienten $k_{2,c}$

$$k_{2,c} = 0,13 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{\text{eff},c} b_c}{h_c} \quad (\text{A.3})$$

Dabei ist $t_{\text{eff},c}$ die wirksame Dicke des Betons nach 8.4.4.2(2).

(3) Bei einem Kopfplattenanschluss ergibt sich der zusätzliche Koeffizient $k_{2,c}$ zu:

$$k_{2,c} = 0,5 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{\text{eff},c} b_c}{h_c} \quad (\text{A.4})$$

A.3 Nachgiebigkeit der Verdübelung

(1) Wenn der Einfluss aus der Nachgiebigkeit der Verdübelung nicht mit genaueren Berechnungsverfahren berücksichtigt wird, darf der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundmittel auf die Anschlusssteifigkeit nach (2) bis (5) bestimmt werden.

(2) Der resultierende Steifigkeitskoeffizient ergibt sich durch Multiplikation von $k_{s,r}$ nach A.2.1.1 mit dem nachfolgend angegebenen Reduktionsfaktor k_{slip} :

$$k_{\text{slip}} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{s,r}}{K_{sc}}} \quad (\text{A.5})$$

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

mit:

$$K_{sc} = \frac{N k_{sc}}{v - \left(\frac{v-1}{1+\xi} \right) \frac{h_s}{d_s}} \quad (\text{A.6})$$

$$v = \sqrt{\frac{(1+\xi) N k_{sc} \ell d_s^2}{E_a I_a}} \quad (\text{A.7})$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s} \quad (\text{A.8})$$

Dabei ist

h_s der Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrungslage und dem Angriffspunkt der Druckkraft nach EN 1993-1-8, Bild 6.15;

d_s der Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrungslage und dem Schwerpunkt des Baustahlquerschnittes;

I_a das Flächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnittes;

ℓ die an den Anschluss angrenzende Länge des negativen Momentenbereiches, die bei seitlich ausgesteiften Rahmentragwerken mit 15 % der Stützweite angenommen werden darf;

N die Anzahl der über die Länge ℓ angeordneten Verbundmittel;

k_{sc} die Steifigkeit des Verbundmittels.

(3) Als Steifigkeit k_{sc} darf der Wert $0,7 P_{Rk}/s$ angenommen werden, wobei P_{Rk} der charakteristische Wert der Tragfähigkeit des Verbundmittels und s der sich aus Versuchen nach Anhang B zu bestimmende Schlupf bei Erreichen einer Last von $0,7 P_{Rk}$ ist.

(4) Alternativ dürfen bei Gurten mit Vollbetonplatten oder bei profilierten Gurten, bei denen der Abminderungsfaktor k_t nach 6.6.4.2 berücksichtigt werden muss, die nachfolgend angegebenen Näherungswerte für k_{sc} angenommen werden:

— für Kopfbolzendübel mit Schaftdurchmessern von 19 mm: $k_{sc} = 100$ kN/mm,

— für kaltverformte Winkeldübel mit Schenkelhöhen von 80 mm bis 100 mm: $k_{sc} = 70$ kN/mm.

(5) Absatz (2) gilt auch für Anschlüsse mit mehreren Bewehrungslagen. In diesem Fall dürfen die einzelnen Bewehrungslagen rechnerisch zu einer resultierenden Bewehrungslage zusammengefasst werden. Der Abstand zwischen der resultierenden Bewehrungslage und dem Druckpunkt des Anschlusses bzw. dem Schwerpunkt des Baustahlquerschnitts sind dann mit der Lage der resultierenden Zugkraft in der Bewehrung zu bestimmen.

Anhang B (informativ)

Experimentelle Untersuchungen

B.1 Allgemeines

(1) Dieser Anhang enthält Regelungen für experimentelle Untersuchungen für:

- a) Verbundmittel in B.2
- b) Verbunddecken in B.3

ANMERKUNG Die nachfolgenden Regelungen für experimentelle Untersuchungen wurden aufgenommen, da derzeit keine Richtlinie für Europäische Zulassungen (ETA) existiert. Wenn eine derartige Richtlinie vorliegt, verlieren die Regelungen dieses Anhangs ihre Gültigkeit.

B.2 Versuche für Verbundmittel

B.2.1 Allgemeines

(1) Wenn die in 6.6 angegebenen Bemessungsregeln nicht anwendbar sind, ist die Bemessung auf der Grundlage von Versuchen durchzuführen. Die Versuche sind so durchzuführen, dass sie ausreichende Informationen über diejenigen Eigenschaften der Verdübelung liefern, die für die Bemessung nach dieser Norm erforderlich sind.

(2) Die Versuche müssen in der Regel die Einflüsse aus der Prüfkörpergeometrie sowie die aus den mechanischen Eigenschaften des verwendeten Betons, des Verbundmittels und der Bewehrung resultierenden Einflüsse berücksichtigen.

(3) Bei vorwiegend ruhender Beanspruchung darf die Tragfähigkeit mit den in diesem Anhang angegebenen Abscherversuchen ermittelt werden.

(4) Die Ausbildung von Versuchskörpern für Ermüdungsversuche ist in der Regel ebenfalls in Übereinstimmung mit den Regelungen dieses Anhangs zulässig.

B.2.2 Versuchsanordnung

(1) Für Verbundmittel in Trägern mit T-Querschnitten und Betongurten mit konstanter Dicke oder mit Vouten entsprechend 6.6.5.4 dürfen Standard-Abscherversuche durchgeführt werden. Andernfalls sind in der Regel spezielle Versuche erforderlich.

(2) Für Standard-Abscherversuche sind die Versuchskörperabmessungen sowie der Querschnitt des Stahlprofils und die Bewehrung in Bild B.1 dargestellt. Die Anordnung der Aussparung in den Betonelementen unterhalb des Stahlprofils ist freigestellt.

(3) Wenn für ein Bauwerk spezielle Versuche erforderlich sind, sind die Betonelemente und die Bewehrung der Versuchskörper in der Regel so auszubilden, dass sie mit den Trägerabmessungen und der Bewehrung im Bauwerk möglichst gut übereinstimmen. Insbesondere gilt:

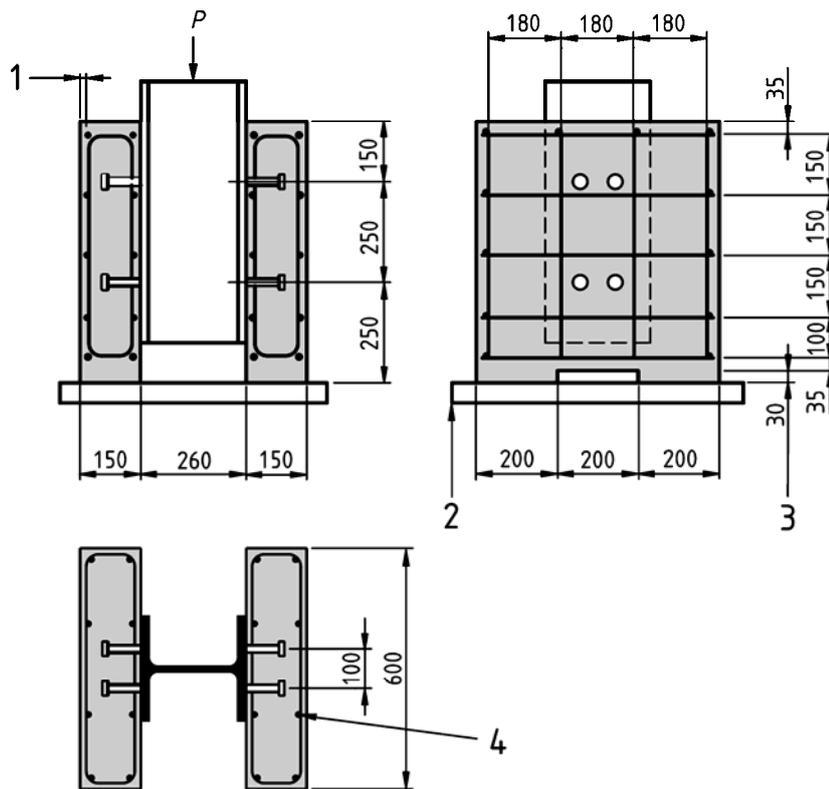
- a) Die Länge l der Betonelemente ist in der Regel auf die Abstände der Verbundmittel im Bauwerk abzustimmen;

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

- b) die Breite b der Betonelemente darf nicht größer als die mittragende Breite des Trägers im Bauwerk gewählt werden;
- c) die Dicke h der Betonelemente h darf nicht größer als die minimale Betongurtdicke des Trägers im Bauwerk sein;
- d) bei Vouten, die nicht mit den Regelungen in 6.6.5.4 übereinstimmen, sind für die Abmessungen der Vouten der Betonelemente des Versuchskörpers in der Regel die gleichen Abmessungen wie beim Träger im Bauwerk zu wählen. Dies gilt auch für die Bewehrung.

AC

Maße in Millimeter



AC

Legende

- 1 Betondeckung 15 mm
 2 Mörtel oder Gips
 3 Öffnung optional
 4 Betonrippenstahl $\varnothing 10$ mm mit $450 \leq f_{sk} \leq 500$ N/mm²

Stahlprofil: HE 260 B oder 254 × 254 × 89 kg UC

Bild B.1 — Versuchskörper für Standard-Abscherversuche

B.2.3 Herstellung der Versuchskörper

- (1) Die beiden Betonelemente sind wie die Gurte von Verbundträgern in der Regel in horizontaler Lage zu betonieren.
- (2) Die Haftung in der Verbundfuge ist in der Regel durch Einfetten der Fuge oder durch andere geeignete Maßnahmen zu verhindern.
- (3) Die Versuchskörper sind in der Regel so zu lagern, dass sie an der Luft erhärten können.

(4) Beim Betonieren der Versuchskörper sind in der Regel gleichzeitig mindestens vier Probekörper (Zylinder oder Würfel) zur Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeit des Betons herzustellen. Diese Probekörper sind wie die Abscherversuche an der Luft zu lagern. Bei der Auswertung der Versuche ist in der Regel der Mittelwert der Betondruckfestigkeit f_{cm} zugrunde zu legen.

(5) Die Betondruckfestigkeit f_{cm} zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung muss in der Regel $70\% \pm 10\%$ der Festigkeit des Trägers, für den der Abscherversuch durchgeführt wird, betragen. Diese Anforderung kann bei Verwendung von Beton mit derselben Festigkeitsklasse wie im Bauwerk dadurch erfüllt werden, dass der Versuch zu einem Zeitpunkt früher als 28 Tage nach dem Betonieren durchgeführt wird.

(6) Die Streckgrenze, die Zugfestigkeit und die Bruchdehnung des Werkstoffes der Dübel sind in der Regel für eine repräsentative Stichprobe zu bestimmen.

(7) Bei Verwendung von Profilblechen sind aus den bei den Versuchen verwendeten Blechen zusätzliche Probekörper zur Ermittlung der Streckgrenze und der Zugfestigkeit herzustellen.

B.2.4 Versuchsdurchführung

(1) Die Versuchslast ist in der Regel zunächst in Stufen bis zu 40 % der erwarteten Bruchlast zu steigern. Anschließend sind 25 Lastwechsel mit Ober- bzw. Unterlasten von 40 % bzw. 5 % der erwarteten Bruchlast aufzubringen.

(2) Im Anschluss an die Vorbelastung ist die Last im Allgemeinen gleichmäßig über einen Zeitraum von mindestens 15 Minuten bis zur Bruchlast zu steigern.

(3) Während des Versuches ist entweder eine kontinuierliche Messung oder mindestens bei jedem Lastinkrement eine Messung des Schlupfes zwischen den Betonteilen und dem Stahlprofil erforderlich. Der Schlupf ist in der Regel mindestens so lange zu messen, bis die Versuchslast um 20 % unter den Wert der Maximallast abgefallen ist.

(4) Möglichst nahe an den Verbundmitteln ist in der Regel zusätzlich das Abheben der Betonteile vom Stahlträger zu messen.

B.2.5 Versuchsauswertung

(1) Werden drei Versuche mit nach Nennwerten identischen Versuchskörpern durchgeführt und weicht das Ergebnis eines einzelnen Versuches nicht mehr als 10 % vom Mittelwert aller Versuche ab, so darf der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit wie nachfolgend beschrieben bestimmt werden:

— der charakteristische Wert der Dübeltragfähigkeit P_{Rk} ergibt sich aus der um 10 % abgeminderten kleinsten Versuchslast dividiert durch die Anzahl der Verbundmittel;

— der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit ergibt sich zu:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (\text{B.1})$$

Dabei ist

f_u die garantierte Mindestzugfestigkeit des Dübelwerkstoffes,

f_{ut} die für die Dübel des Versuchskörpers experimentell bestimmte Zugfestigkeit des Dübelwerkstoffes,

γ_V der Teilsicherheitsbeiwert für die Verdübelung.

ANMERKUNG Der Teilsicherheitsbeiwert γ_V darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für γ_V ist 1,25.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(2) Ist die Abweichung vom Mittelwert größer als 10 %, so sind in der Regel mindestens drei weitere gleiche Versuche erforderlich. Für die Versuchsauswertung gelten dann die Regelungen nach EN 1990, Anhang D.

(3) Besteht der Dübel aus zwei verschiedenen Elementen, eines für abscherende Kräfte und das andere für abhebende Kräfte, so darf die Verankerung gegen Abheben als ausreichend steif und tragfähig angesehen werden, wenn im Abscherversuch unter einer Belastung von 80 % der Maximallast die gemessene Abhebung kleiner als die Hälfte der Längsverschiebung zwischen Stahlträger und Betonteil ist.

(4) Das Verformungsvermögen eines Dübels δ_u wird durch den maximalen Schlupf bei Wiedererreichen der charakteristischen Tragfähigkeit entsprechend Bild B.2 bestimmt. Der charakteristische Wert des Verformungsvermögens δ_{uk} ergibt sich aus dem um 10 % reduzierten kleinsten Versuchswert. Alternativ darf der charakteristische Wert mit Hilfe einer statistischen Auswertung aller Versuchsergebnisse nach EN 1990, Anhang D, ermittelt werden.

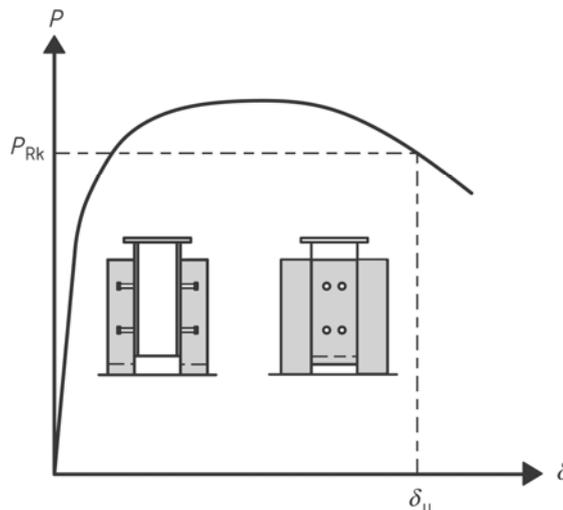


Bild B.2 — Ermittlung des Verformungsvermögens δ_u

B.3 Versuche für Verbunddecken

B.3.1 Allgemeines

(1) Die in diesem Abschnitt angegebenen Regelungen gelten für die Bestimmung der beim Nachweis der Längsschubtragfähigkeit von Verbunddecken nach Abschnitt 9 erforderlichen Beiwerte m und k sowie für die Bestimmung der Verbundfestigkeit $\tau_{u,Rd}$.

(2) Mit Hilfe der Last-Verformungskurve wird das Längsschubverhalten entweder als spröde oder als duktil klassifiziert. Ein duktilen Verhalten liegt vor, wenn die Bedingungen nach 9.7.3(3) eingehalten sind. Andernfalls liegt ein sprödes Verbundverhalten vor.

(3) Die Versuche müssen in der Regel die Einflüsse aus der Dicke und der Geometrie des Profilbleches, des verwendeten Stahls, der Beschichtung, aus der Betonfestigkeit und der Rohdichte des Betons sowie aus der Plattendicke und aus der Schublänge L_s berücksichtigen.

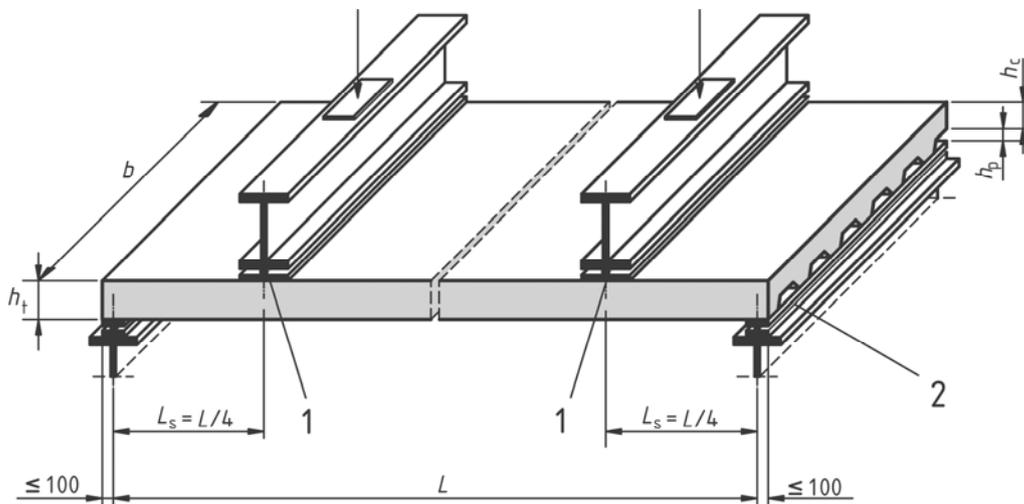
(4) Um die Anzahl der Versuche in Grenzen zu halten, die für eine komplette Berücksichtigung aller Einflussvariablen erforderlich sind, dürfen die aus einer Versuchsreihe erhaltenen Versuchsergebnisse auch für andere Werte der Variablen wie folgt verwendet werden:

— für die Dicke t des Stahlbleches, wenn sie größer ist als die untersuchte;

- für Beton mit einer spezifizierten Festigkeit f_{ck} nicht kleiner als $0,8 f_{cm}$, wobei f_{cm} der Mittelwert der Betondruckfestigkeit in den Versuchen ist,
- für ein Stahlblech mit einer Streckgrenze f_{yp} nicht kleiner als $0,8 f_{ym}$, wobei f_{ym} der Mittelwert der Streckgrenze in den Versuchen ist.

B.3.2 Versuchsanordnung

- (1) Die Versuche sind in der Regel mit Einfeldplatten durchzuführen.
- (2) Es ist in der Regel der in Bild B.3 dargestellte oder ein gleichwertiger Versuchsaufbau zu verwenden.
- (3) Im Allgemeinen ist für den Versuch eine Lastanordnung zu wählen, die aus zwei gleichen Linienlasten in den Viertelpunkten der Stützweite besteht.



Legende

- 1 Neoprenlager oder gleichwertiges Lager $\leq 100 \text{ mm} \times b$
- 2 Auflagerplatte $\leq 100 \text{ mm} \times b \times 10 \text{ mm}$

Bild B.3 — Versuchskörper und Versuchsaufbau

- (4) Der Überstand der Platte über die Auflagerlinie hinaus darf 100 mm nicht überschreiten.
- (5) Die Breite der Auflagerplatten und der Lasteinleitungsplatten für die Linienlasten darf 100 mm nicht überschreiten.
- (6) Bei Versuchen für die Ermittlung der Werte m und k sind in der Regel für jede der zu untersuchenden Variablen zwei Versuchsserien mit jeweils drei Versuchen durchzuführen (siehe hierzu Bereiche A und B in Bild B.4). Alternativ können drei Versuchsserien mit jeweils zwei Versuchen durchgeführt werden. Bei den Versuchen im Bereich A nach Bild B.4 ist die Schublänge so groß wie möglich und bei den Versuchen im Bereich B so klein wie möglich — jedoch nicht kleiner als $3 h_t$ — zu wählen, wobei zu beachten ist, dass bei allen Versuchen ein Versagen infolge Längsschub eintreten muss.
- (7) Bei Versuchen für die Ermittlung von $\tau_{u,Rd}$ sind in der Regel für jeden Profilblechtyp und für jedes unterschiedlich beschichtete Blech vier Versuche mit der gleichen Plattendicke h_t erforderlich. Bei diesen Versuchen darf keine zusätzliche Längsbewehrung und keine zusätzliche Endverankerung vorgesehen werden. Bei einer Versuchsserie mit drei Versuchen ist die Schublänge so groß wie möglich und bei dem verbleibenden Versuchskörper so klein wie möglich (jedoch nicht kleiner als $3 h_t$) zu wählen, wobei jedoch zu

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

beachten ist, dass bei allen Versuchen ein Versagen infolge Längsschub eintreten muss. Der Versuch mit der kleineren Schublänge dient dabei zur Klassifizierung des Verbundverhaltens entsprechend B.3.1(2).

B.3.3 Herstellung der Versuchskörper

(1) Für den Versuch sind die Profilbleche im Anlieferungszustand zu verwenden. Eine nachträgliche Verbesserung der Haftung durch Entfetten der Oberfläche ist nicht zulässig.

(2) Die Querschnittsform und Profilierung der für den Versuch verwendeten Bleche müssen mit Nennabmessungen der Bleche im Bauwerk übereinstimmen. Die gemessenen Abstände von Sicken und Noppen dürfen nicht mehr als 5 % und die Höhen nicht mehr als 10 % von den jeweiligen Nennwerten abweichen.

(3) In der Zugzone der Platte sind im Allgemeinen zur Erzeugung von Rissen an den Lasteinleitungspunkten über die gesamte Plattenbreite dünne Blechstreifen anzuordnen, deren Höhe mindestens so groß wie die Profilblechhöhe sein muss. Diese Blechstreifen erlauben eine eindeutige Festlegung der Schublänge L_s und dienen gleichzeitig zur Ausschaltung der Einflüsse aus der Betonzugfestigkeit.

(4) Die äußeren Rippenstege der Platte dürfen zur Simulation der Tragwirkung einer breiteren Platte zusätzlich gehalten werden.

(5) Die Plattenbreite b darf im Versuch nicht kleiner als die dreifache Plattendicke, nicht kleiner als 600 mm und nicht kleiner als die Profilblechbreite sein.

(6) Die Versuchskörper sind beim Betonieren vollständig zu unterstützen, weil dies die ungünstigste Situation bezüglich des Längsschubversagens ist.

(7) Für Beanspruchungen während des Transports sowie als Schwindbewehrung dürfen Betonstahlmatten verwendet werden, die jedoch so anzuordnen sind, dass sie bei positiver Momentenbeanspruchung in der Druckzone liegen.

(8) Für jeweils alle Versuchskörper einer Versuchsserie ist Beton aus der gleichen Mischung zu verwenden und die Versuchskörper sind unter gleichen Bedingungen zu lagern.

(9) Für Versuchsserien, bei denen die Versuche innerhalb eines Zeitraums von 48 Stunden durchgeführt werden, sind in der Regel beim Betonieren der Versuchskörper vier zusätzliche Betonprobekörper (Zylinder oder Würfel) zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit herzustellen. Als Betondruckfestigkeit f_{cm} jeder Serie darf der Mittelwert verwendet werden, wenn die Einzelwerte vom Mittelwert um nicht mehr als 10 % abweichen. Ist die Abweichung der Einzelwerte vom Mittelwert größer als 10 %, so ist als Betondruckfestigkeit in der Regel der größte Einzelwert zu verwenden.

(10) Für jedes der bei den Versuchen verwendeten Bleche ist die Streckgrenze und die Zugfestigkeit mit Hilfe von Zugversuchen zu ermitteln.

B.3.4 Aufbringen der Versuchsbelastung

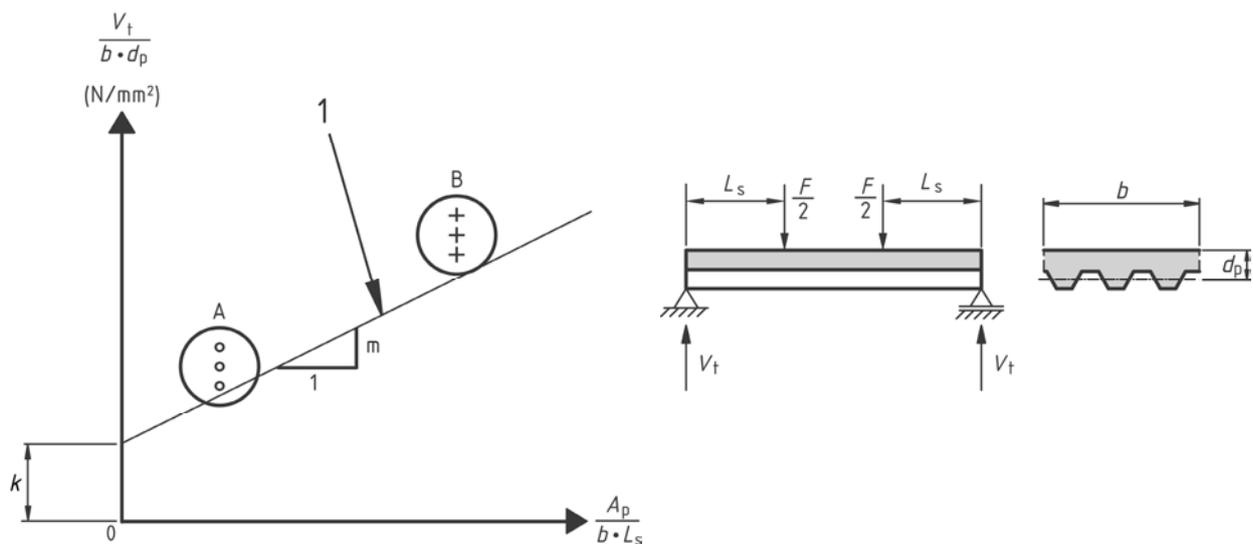
(1) Das Aufbringen der Versuchsbelastung soll die zeitlichen Einflüsse aus der realen Belastungsgeschichte widerspiegeln. Das Aufbringen der Last soll daher in der Regel in zwei Schritten erfolgen. Zunächst wird eine zyklische Vorbelastung aufgebracht; beim anschließenden statischen Versuch wird die Belastung bis zum Versagen stetig gesteigert.

(2) Wenn zwei Versuchsserien mit jeweils drei Versuchen durchgeführt werden, darf mit jeweils einem der drei Versuchskörper je Serie ein statischer Versuch ohne die zyklische Vorbelastung durchgeführt werden, um für die beiden anderen Versuche der jeweiligen Serie das Lastniveau für die zyklische Vorbelastung festlegen zu können.

- (3) Zyklische Vorbelastung: Die Unterlast darf nicht größer als $0,2W_t$ und die Oberlast nicht kleiner als $0,6W_t$ sein. Dabei ist W_t die nach (2) beim statischen Versuch ohne zyklische Vorbelastung ermittelte Versagenslast.
- (4) Bei der zyklischen Vorbelastung sind in der Regel innerhalb von 3 Stunden 5 000 Lastwechsel aufzubringen.
- (5) Statischer Versuch: Nach Aufbringen der zyklischen Vorbelastung wird die Versuchslast bis zur Versagenslast stetig gesteigert. Die Belastungsgeschwindigkeit ist dabei in der Regel so zu wählen, dass ein Versagen frühestens nach einer Stunde eintritt. Die Versagenslast W_t ergibt sich aus der maximal aufgetragenen Belastung zuzüglich des Eigengewichtes der Verbunddecke und der Lasteinleitungsträger.
- (6) Beim statischen Versuch darf die Belastung sowohl kraft- als auch weggeregelt aufgebracht werden.

B.3.5 Ermittlung der Bemessungswerte für m und k

- (1) Wenn nach 9.7.3(3) duktiles Verbundverhalten vorliegt, ergibt sich die maßgebende im Versuch ermittelte Querkraft V_t aus dem 0,5fachen Wert der Versagenslast W_t nach B.3.4. Bei sprödem Verbundverhalten ist dieser Wert von V_t mit dem Faktor 0,8 zu reduzieren.
- (2) Mit allen experimentell ermittelten Werten von V_t ergibt sich mittels linearer Regressionsanalyse (siehe Bild B.4) der charakteristische Wert der Querkrafttragfähigkeit (5 %-Quantilwert).



Legende

1 Bemessungsgrade für die Längsschubtragfähigkeit

ANMERKUNG b , d_p und L_s in mm, A_p in mm^2 und V_t in N.

Bild B.4 — Auswertung der Versuchsergebnisse

(3) Wenn zwei Versuchsserien mit jeweils drei Versuchen ausgewertet werden und bei jeder Versuchsserie die Versuchsergebnisse um nicht mehr als 10 % vom Mittelwert der jeweiligen Versuchsserie abweichen, darf die Bemessungsgerade entweder nach EN 1990, Anhang D oder wie nachfolgend angegeben ermittelt werden:

- Bei jeder Versuchsserie darf als charakteristischer Wert der um 10 % abgeminderte kleinste Versuchswert der jeweiligen Versuchsserie angenommen werden. Die lineare Verbindung der beiden charakteristischen Werte der Gruppen A und B wird als Bemessungsgerade verwendet.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

B.3.6 Ermittlung des Bemessungswertes $\tau_{u,Rd}$

(1) Das in Bild B.5 dargestellte Teilverbunddiagramm ergibt sich mit den Versuchskörpermaßen und den Ist-Werten der Festigkeiten des Betons und des Profilbleches. Für die Betondruckfestigkeit darf der für jede Versuchsserie zu ermittelnde Mittelwert f_{cm} nach B.3.3(9) verwendet werden.

(2) Aus der im Versuch aufgebrachten maximalen Last, dem Platteneigengewicht und dem Eigengewicht der Lasteinleitungsträger ergibt sich das Biegemoment M_{test} an der Lasteinleitungsstelle. Aus dem Teilverbunddiagramm nach Bild B.5 ergibt sich mit Hilfe der Punkte A, B und C für jeden Versuch der Verdübelungsgrad η sowie die zugehörige Verbundfestigkeit τ_u zu:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{c,f}}{b(L_S + L_O)} \quad (\text{B.2})$$

Dabei ist L_O die Länge des Überstandes der Platte über die Auflagerlinie hinaus.

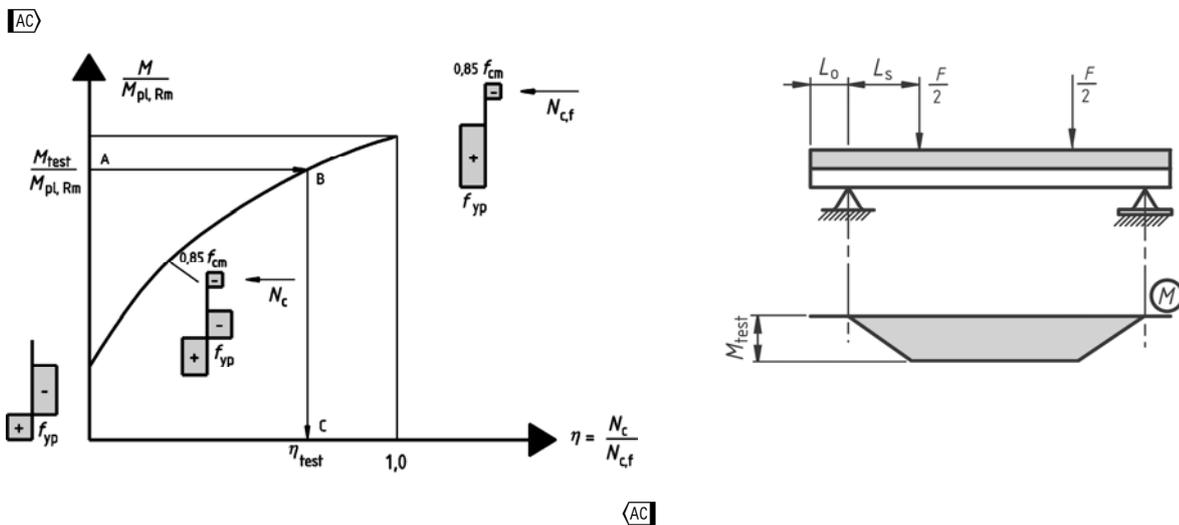


Bild B.5 — Ermittlung des Verdübelungsgrades aus dem Moment M_{test}

(3) Wenn bei der Bemessung die zusätzliche Längsschubtragfähigkeit infolge der aus der Auflagerkraft resultierenden Reibung nach 9.7.3(9) berücksichtigt wird, ergibt sich τ_u zu:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{c,f} - \mu V_t}{b(L_S + L_O)} \quad (\text{B.3})$$

Dabei ist

μ der Reibungskoeffizient, der mit 0,5 angenommen werden darf,

V_t die Auflagerkraft bei Erreichen der maximalen Versuchslast.

(4) Der charakteristische Wert der Verbundfestigkeit $\tau_{u,Rk}$ (5 %-Fraktile) ergibt sich durch statistische Auswertung der Versuchsergebnisse nach EN 1990, Anhang D.

(5) Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit $\tau_{u,Rd}$ resultiert aus dem charakteristischen Wert $\tau_{u,Rk}$ dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_{VS} .

ANMERKUNG Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{VS} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,25.

Anhang C (informativ)

Berücksichtigung des Schwindens des Betons bei Tragwerken des Hochbaus

(1) Wenn während der Ausführung keine hohen Anforderungen an die Trägerüberhöhung gestellt werden oder wenn infolge des Schwindens keine ungewöhnlich großen Verformungen zu erwarten sind, dürfen für die Ermittlung der Einflüsse aus dem Schwinden die nachfolgend angegebenen Endschwindmaße zugrunde gelegt werden:

— bei trockenen Umgebungsbedingungen (gilt nicht für Außenbauteile und betongefüllte Hohlprofile):

325×10^{-6} für Normalbeton;

500×10^{-6} für Leichtbeton;

— bei anderen Umweltbedingungen und bei betongefüllten Hohlprofilen:

200×10^{-6} für Normalbeton;

300×10^{-6} für Leichtbeton.

DIN EN 1994-1-1:2010-12
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

Literaturhinweise

EN 1991-1-5, *Einwirkungen auf Tragwerke: Temperatureinwirkungen* (in Vorbereitung)

EN 1991-1-6, *Einwirkungen auf Tragwerke: Einwirkungen während der Bauausführung* (in Vorbereitung)

EN 13670, *Anforderungen an die Ausführung von Massivbauten* (in Vorbereitung)

EN ISO 13918:1998-12, *Schweißen, Bolzen und Keramikringe zum Lichtbogenschweißen*

EN ISO 14555:1998-12, *Schweißen, Lichtbogenschweißen von metallischen Werkstoffen*

DIN EN 1994-1-1/NA

ICS 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Mit DIN EN 1994-1-1:2010-12
Ersatz für
DIN 18800-5:2007-03

**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken
aus Stahl und Beton –
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln
für den Hochbau**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures –
Part 1-1: General rules and rules for buildings

Annexe Nationale –
Paramètres déterminés au plan national –
Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton –
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Gesamtumfang 8 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1994-1-1/NA:2010-12

Vorwort

Dieses Dokument wurde im NABau-Spiegelausschuss NA 005-08-99 AA „Verbundbau (Sp CEN/TC 250/SC 4)“ erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1994-1-1:2010-12, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*.

Die Europäische Norm EN 1994-1-1:2004 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 1994-1-1:2010-12 (en: non-contradictory complementary information, NCI).

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1994-1-1:2010-12.

DIN EN 1994-1-1:2010-12 und dieser Nationale Anhang DIN EN 1994-1-1/NA:2010-12 ersetzen DIN 18800-5:2007-03.

Änderungen

Gegenüber DIN 18800-5:2007-03 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) nationale Festlegungen zu DIN EN 1994-1-1:2010-12 aufgenommen.

Frühere Ausgaben

DIN 18806-1: 1984-03
DIN V 18800-5: 2004-11
DIN 18800-5: 2007-03

NA 1 Anwendungsbereich

Dieser nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Verbundtragwerken und Verbundbauteilen, die bei der Anwendung von DIN EN 1994-1-1:2010-12 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1994-1-1:2010-12.

NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1994-1-1:2010-12**NA 2.1 Allgemeines**

DIN EN 1994-1-1:2010-12 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (en: Nationally determined parameters, NDP).

— 2.4.1.1(1)	— 6.8.2(1)
— 2.4.1.2(5)	— 6.8.2(2)
— 2.4.1.2(6)	— 9.1.1(2)
— 2.4.1.2(7)	— 9.6(2)
— 3.1(4)	— 9.7.3(4)
— 3.5(2)	— 9.7.3(8)
— 6.4.3	— 9.7.3(9)
— 6.6.3.(1)(h)	— B.2.5(1)
— 6.6.3.1(3)	— B.3.6(5)
— 6.6.4.1(3)	

Der jeweilige Status der Verwendbarkeit der Anhänge A, B und C wurde festgelegt.

Darüber hinaus enthält NA 2.2 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1994-1-1:2010-12. Diese sind durch ein vorangestelltes „NCI“ gekennzeichnet (en: non-contradictory complementary information, NCI).

- 5.4.2.4(1)P
- 6.7.2(1)P
- 6.7.3.3(4)
- 6.7.3.5, 6.7.3.6 und Tabelle 6.5

DIN EN 1994-1-1/NA:2010-12

NA 2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1994-1-1:2010-12.

NCI Zu 1.2 Normative Verweisungen

DIN EN 1990:2010-12, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

DIN EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

DIN EN 1992-1-1/NA: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter — Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

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

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

DIN EN 1993-1-9/NA: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter — Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-9: Ermüdung*

DIN EN 1994-1-1:2010-12, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*

DIN EN 1994-2:2010-12, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken*

NDP Zu 2.4.1.1(1), Anmerkung

Für ungünstige Auswirkungen gilt $\gamma_P = 1,1$ und für günstige Auswirkungen $\gamma_P = 1,0$.

NDP Zu 2.4.1.2(5), Anmerkung

Es gelten die in dieser Norm angegebenen Regelungen zu 6.6.3.1(1) .

NDP Zu 2.4.1.2(6) Anmerkung

Es gilt der empfohlene Wert, wenn nicht in anderen besonderen technischen Regeln (z. B. europäische oder nationale Zulassungen auf der Grundlage von DIN EN 1994-1-1) abweichende Angaben enthalten sind.

NDP Zu 2.4.1.2(7) Anmerkung

Für den Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} gilt DIN EN 1993-1-9 unter Berücksichtigung von DIN EN 1993-1-9/NA. Für Kopfbolzendübel ist der Wert $\gamma_{Mf,s} = 1,25$ zu verwenden.

NDP Zu 3.1(4) Anmerkung

Es sind die Werte nach DIN EN 1992-1-1 zu verwenden.

NDP Zu 3.5(2) Anmerkung

Es gilt der empfohlene Wert.

NCI Zu 5.4.2.4(1)P:

Wenn bei seitlich verschieblichen Rahmentragwerken die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung ermittelt werden müssen, darf der Einfluss der Belastungsgeschichte auf die aus den Imperfektionen resultierenden Beanspruchungen im Endzustand vernachlässigt werden, wenn bei der Schnittgrößenermittlung für den Endzustand die Vorverdrehungen nach DIN EN 1993-1-1:2010-12, 5.3.2 mit dem Faktor α nach Gleichung (NA.1) vergrößert werden.

$$\alpha = \frac{1 - \frac{1}{\alpha_{cr,E}} \frac{N_{B,Ed}}{N_{Ed}}}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr,B}}} \quad (\text{NA.1})$$

Dabei ist

- $N_{B,Ed}$ die Summe aller im Bauzustand in dem betrachteten Stockwerk übertragenen Bemessungswerte der Vertikallasten;
- N_{Ed} die Summe aller im Endzustand in dem betrachteten Stockwerk übertragenen Bemessungswerte der Vertikallasten;
- $\alpha_{cr,B}$ der ideale Verzweigungslastfaktor im Bauzustand, bezogen auf $N_{B,Ed}$;
- $\alpha_{cr,E}$ der ideale Verzweigungslastfaktor im Endzustand bezogen auf N_{Ed} .

NDP Zu 6.4.3(1)(h) Anmerkung

Es gelten die Werte nach Tabelle NA.1.

**Tabelle NA.1 — Maximale Profilhöhen h in mm
für Träger ohne Kammerbeton**

Profil der Reihe	Grenzprofilhöhe h_{\max} in mm			
	Baustahl S235	Baustahl S275	Baustahl S355	Baustahl S420 und S460
IPE	600	550	400	270
HEA	800	700	650	500
HEB	900	800	700	600

NDP Zu 6.6.3.1(1) Anmerkung

Für den Bemessungswert der Tragfähigkeit nach Gleichung (6.18) gilt der empfohlene Wert und für den Bemessungswert nach Gleichung (6.19) der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_V = 1,5$.

DIN EN 1994-1-1/NA:2010-12**NDP Zu 6.6.3.1(3) Anmerkung**

Es gilt DIN EN 1994-2:2010-12, 6.6.4 und DIN EN 1994-2:2010-12, Anhang C.

NDP Zu 6.6.4.1(3) Anmerkung

Es dürfen nur Befestigungsmittel verwendet werden, wenn ihre Verwendung in besonderen technischen Regeln unter Bezugnahme auf diese Norm geregelt ist.

NCI Zu 6.7.2(1)P

Bei Anwendung nichtlinearer Berechnungsverfahren unter Berücksichtigung von geometrischen und physikalischen Nichtlinearitäten darf der Bemessungswert des Tragwiderstandes beim Nachweis von Verbundstützen nach DIN EN 1994-1-1:2010-12, 6.7.2 nach Gleichung (NA.2) ermittelt werden.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R_m \quad \text{mit} \quad R_m = [f_{y,R}, f_{c,R}, f_{s,R}, P_{Rm}] \quad (\text{NA.2})$$

Dabei sind $f_{c,R}$ und $f_{s,R}$ die rechnerischen Mittelwerte der Baustofffestigkeiten für Beton und Betonstahl. Für Beton darf für Betonfestigkeitsklassen bis C50/60 $f_{c,R} = f_{ck}$ angenommen werden, wenn der Teilsicherheitsbeiwert γ_R nach Gleichung (NA.3) ermittelt wird. Für den rechnerischen Mittelwert der Streckgrenze des Baustahls darf $f_{y,R} = f_{yk}$ und für die Tragfähigkeit von Verbundmitteln $P_{Rm} = P_{Rk}$ zugrunde gelegt werden.

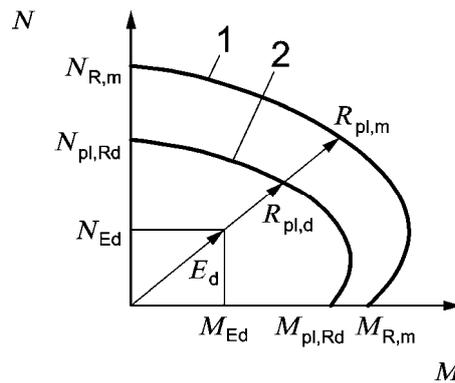
Der Teilsicherheitsbeiwert γ_R ist für Verbundstützen für den maßgebenden kritischen Querschnitt nach Gleichung (NA.3) zu ermitteln.

$$\gamma_R = \frac{R_{pl,m}}{R_{pl,d}} \quad (\text{NA.3})$$

Dabei ist

$R_{pl,d}$ der für den maßgebenden kritischen Schnitt vollplastisch ermittelte Bemessungswert der Querschnittstragfähigkeit nach DIN EN 1994-1-1:2010-12, 6.7.3.2,

$R_{pl,m}$ die für den maßgebenden kritischen Schnitt ermittelte vollplastische Querschnittstragfähigkeit unter Ansatz der rechnerischen Mittelwerte der Werkstofffestigkeiten nach Gleichung (NA.2).



Legende

- 1 vollplastisch ermittelte Interaktionskurve unter Ansatz der rechnerischen Mittelwerte der Werkstofffestigkeiten
- 2 Interaktionskurve nach DIN EN 1994-1-1:2010-12, 6.7.3.2

Bild NA.1 — Zur Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_R

Eine ausreichende Tragsicherheit gilt als nachgewiesen, wenn der auf die Bemessungswerte der Einwirkungen bezogene Laststeigerungsfaktor η_u größer als der Teilsicherheitsbeiwert γ_R für den Systemwiderstand ist. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_R ist dabei für den maßgebenden Bemessungspunkt nach Bild NA.1 und Gleichung (NA.3) zu bestimmen.

NCI Zu 6.7.3.3(4)

Für die Bestimmung der Kriechzahl darf bei betongefüllten Hohlprofilen die Kriechzahl mit 25 % desjenigen Wertes angenommen werden, der sich nach DIN EN 1992-1-1 ohne Berücksichtigung der Austrocknungsbehinderung durch das Hohlprofil ergibt.

NCI Zu 6.7.3.5, 6.7.3.6 und Tabelle 6.5

Verbundstützen mit ausbetonierten, geschweißten Kastenquerschnitten sind in die Knickspannungslinie b einzustufen.

NDP Zu 6.8.2(1) Anmerkung

Es gilt die Regelung zu 2.4.1.2(7) dieses Nationalen Anhangs.

NDP Zu 6.8.2 Anmerkung

Es gilt DIN EN 1993-1-9 unter Berücksichtigung von DIN EN 1993-1-9/NA und DIN EN 1992-1-1 unter Berücksichtigung von DIN EN 1992-1-1/NA.

NDP Zu 9.1.1(2)P Anmerkung

Es gilt der empfohlene Wert.

NDP Zu 9.6(2) Anmerkung

Es gilt der empfohlene Wert.

DIN EN 1994-1-1/NA:2010-12

NDP Zu 9.7.3(4) Anmerkung 1

Es gilt die Regelung zu 2.4.1.2(6) dieses Nationalen Anhanges.

NDP Zu 9.7.3(4) Anmerkungen 2 und 3

Die Werte m und k sind besonderen technischen Regelungen (europäischen oder nationalen bauaufsichtlichen Zulassungen auf der Grundlage von DIN EN 1994-1-1) zu entnehmen.

NDP Zu 9.7.3(8) Anmerkung 1

Es gilt die Regelung zu 2.4.1.2(6) dieses Nationalen Anhanges.

NDP Zu 9.7.3(8) Anmerkung 2

Die Längsschubtragfähigkeit $\tau_{u,Rd}$ ist besonderen technischen Regeln (europäische oder nationale bauaufsichtliche Zulassungen auf der Grundlage von DIN EN 1994-1-1) zu entnehmen.

NDP Zu 9.7.3(9) Anmerkung

Es dürfen nur dann Nennwerte des Reibungskoeffizienten μ verwendet werden, wenn ihre Verwendung in besonderen technischen Regeln (europäische oder nationale bauaufsichtliche Zulassungen auf der Grundlage von DIN EN 1994-1-1) geregelt ist.

NDP Zu Anhang A

Der Anhang A hat einen normativen Status.

NDP Zu Anhang B

Der Anhang B hat einen informativen Status. Er bildet die Grundlage für die Festlegung von Bemessungswerten für Verbundmittel und Verbunddecken im Rahmen der Erarbeitung besonderer technischer Regeln (europäische oder nationale bauaufsichtliche Zulassungen auf der Grundlage von DIN EN 1994-1-1).

NDP Zu B.2.5(1) Anmerkung

Der Teilsicherheitsbeiwert ist nach DIN EN 1990:2010-12, Anhang D zu ermitteln.

NDP Zu B.3.6(5) Anmerkung

Der Teilsicherheitsbeiwert ist nach DIN EN 1990:2010-12, Anhang D zu ermitteln.

NDP Zu Anhang C

Der Anhang ist nicht anzuwenden.

DIN EN 1994-1-2

ICS 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ersatz für
DIN EN 1994-1-2:2006-11 und
DIN EN 1994-1-2
Berichtigung 1:2008-11**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 + AC:2008**Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures –
Part 1-2: General rules –
Structural fire design;
German version EN 1994-1-2:2005 + AC:2008Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton –
Partie 1-2: Règles générales –
Calcul du comportement au feu;
Version allemande EN 1994-1-2:2005 + AC:2008

Gesamtumfang 123 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1994-1-2:2010-12**Nationales Vorwort**

Diese Europäische Norm (EN 1994-1-2:2005 + AC:2008) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. ist hierfür der Arbeitsausschuss NA 005-52-22 AA „Konstruktiver baulicher Brandschutz“ des Normenausschusses Bauwesen (NABau) zuständig.

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 Union für die Anwendung der Eurocodes Rechnung getragen, in dem Übergangsfristen für die verbindliche Umsetzung der Eurocodes in den Mitgliedstaaten vorgesehen sind. Die im Vorwort dieser Europäischen Norm angegebenen Fristen korrelieren in etwa mit diesen Übergangsfristen.

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.

In Abhängigkeit von der Bedeutung der einzelnen Absätze wird in dieser Norm zwischen verbindlichen Regeln und Anwendungsregeln unterschieden (siehe auch 1.4 dieser Europäischen Norm). Die verbindlichen Regeln sind durch den Buchstaben P nach der Nummer des Absatzes gekennzeichnet, z. B. (1)P. Bei allen Absätzen, die nicht als verbindliche Regeln gekennzeichnet sind, handelt es sich um Anwendungsregeln.

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

Änderungen

Gegenüber DIN V ENV 1994-1-2:1997-06 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) der Vornorm-Charakter wurde aufgehoben;
- b) die Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute von CEN zu ENV 1994-1-2:1997 wurden berücksichtigt und der Inhalt wurde vollständig überarbeitet.

Gegenüber DIN EN 1994-1-2:2006-11 und DIN EN 1994-1-2 Berichtigung 1:2008-11 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Vorgänger-Norm mit der Berichtigung 1 konsolidiert;
- b) redaktionelle Änderungen durchgeführt.

Frühere Ausgaben

DIN V ENV 1994-1-2: 1997-06

DIN EN 1994-1-2: 2006-11

DIN EN 1994-1-2 Berichtigung 1: 2008-11

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 1994-1-2

August 2005

+AC

Juli 2008

ICS 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ersatz für ENV 1994-1-2:1994

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 Europäische Norm wurde vom CEN am 4. November 2004 angenommen. Die Berichtigung EN 1994-1-2:2008 tritt am 30. Juli 2008 in Kraft und wurde in EN 1994-1-2:2005 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 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 centre: rue de Stassart, 36 B- 1050 Brussels

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

Inhalt

Seite

Vorwort	5
Hintergrund des Eurocode-Programms	5
Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes	6
Nationale Fassungen der Eurocodes	7
Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ET AZ)	7
Besondere Hinweise zu EN 1994-1-2	7
Nationaler Anhang zu EN 1994-1-2	9
1 Allgemeines	11
1.1 Anwendungsbereich	11
1.2 Normative Verweisungen	14
1.3 Annahmen	15
1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln	15
1.5 Begriffe	15
1.5.1 Besondere Begriffe bezüglich Bemessung im Allgemeinen	15
1.5.2 Begriffe bezüglich Material- und Produkteigenschaften	16
1.5.3 Begriffe bezüglich der thermischen Analyse	16
1.5.4 Begriffe bezüglich der mechanischen Analyse	16
1.6 Formelzeichen	17
2 Grundlagen der Bemessung	26
2.1 Anforderungen	26
2.1.1 Grundlegende Anforderungen	26
2.1.2 Nominelle Brandbeanspruchung	26
2.1.3 Parametrische Brandbeanspruchung	27
2.2 Einwirkungen	27
2.3 Bemessungswerte der Werkstoffeigenschaften	27
2.4 Nachweismethoden	28
2.4.1 Allgemeines	28
2.4.2 Bauteilberechnung	29
2.4.3 Teiltragwerksberechnung	30
2.4.4 Gesamttragwerksberechnung	31
3 Werkstoffeigenschaften	31
3.1 Allgemeines	31
3.2 Mechanische Eigenschaften	31
3.2.1 Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Baustahl	31
3.2.2 Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Beton	33
3.2.3 Betonstahl	36
3.3 Thermische Eigenschaften	37
3.3.1 Bau- und Betonstahl	37
3.3.2 Normalbeton	39
3.3.3 Leichtbeton	42
3.3.4 Brandschutzmaterialien	43
3.4 Rohdichte	43
4 Bemessungsverfahren	44
4.1 Einleitung	44
4.2 Bemessungstabellen	45
4.2.1 Anwendungsgrenzen	45
4.2.2 Verbundträger mit Kammerbeton	46
4.2.3 Verbundstützen	48

	Seite
4.3 Vereinfachte Berechnungsverfahren	53
4.3.1 Allgemeine Regeln für Verbunddecken und Verbundträger.....	53
4.3.2 Ungeschützte Verbunddecken.....	53
4.3.3 Geschützte Verbunddecken	54
4.3.4 Verbundträger.....	55
4.3.5 Verbundstützen	64
4.4 Allgemeine Berechnungsverfahren	67
4.4.1 Grundlagen der Berechnung.....	67
4.4.2 Thermische Analyse.....	67
4.4.3 Mechanische Analyse	68
4.4.4 Gültigkeitsprüfung der allgemeinen Berechnungsverfahren	68
5 Konstruktionsdetails.....	68
5.1 Einleitung	68
5.2 Verbundträger.....	69
5.3 Verbundstützen	70
5.3.1 Verbundstützen mit Kammerbeton.....	70
5.3.2 Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen.....	70
5.4 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen	71
5.4.1 Allgemeines	71
5.4.2 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen mit vollständig einbetoniertem Stahlquerschnitt	72
5.4.3 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen mit Kammerbeton	72
5.4.4 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen.....	73
Anhang A (informativ) Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl bei erhöhten Temperaturen.....	75
Anhang B (informativ) Spannungs-Dehnungsbeziehungen von quarzitischem Beton bei erhöhten Temperaturen.....	78
Anhang C (informativ) Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton, angepasst an natürliche Brände mit Abkühlungsphase für die Anwendung in allgemeinen Berechnungsverfahren	81
Anhang D (informativ) Berechnungsverfahren für den Feuerwiderstand von ungeschützten Verbunddecken mit Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve an der Unterseite	84
D.1 Feuerwiderstand hinsichtlich der Wärmedämmung.....	84
D.2 Berechnung der positiven Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^+$	85
D.3 Berechnung der negativen Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^-$	88
D.4 Effektive Dicke einer Verbunddecke	91
D.5 Anwendungsbereich	92
Anhang E (informativ) Berechnungsverfahren für die positive und negative Momententragfähigkeit eines Verbundträgers, bestehend aus Stahlträger mit Betondeckenplatte bei Brandbeanspruchung von unten	93
E.1 Berechnung der positiven Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^+$	93
E.2 Berechnung der negativen Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^-$ an einem Zwischenaufleger (oder an einer Einspannung).....	95
E.3 Örtliche Tragfähigkeit am Auflager	96
E.4 Querkrafttragfähigkeit.....	97
Anhang F (informativ) Berechnungsverfahren für die positive und negative Momententragfähigkeit kammerbetonierter Verbundträger mit Betondecke bei Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve von unten	98
F.1 Reduzierter Querschnitt für die positive Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^+$	98
F.2 Reduzierter Querschnitt für die negative Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^-$	103
F.3 Anwendungsbereich	104

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

Seite

Anhang G (informativ) Berechnungsverfahren für den Feuerwiderstand kammerbetonierter Verbundstützen bei Biegeknicken um die schwache Achse und allseitiger Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve	105
G.1 Einleitung.....	105
G.2 Flansche des Stahlquerschnittes.....	106
G.3 Steg des Stahlquerschnittes	107
G.4 Kammerbeton.....	107
G.5 Bewehrungsstäbe	109
G.6 Berechnung der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck bei erhöhten Temperaturen.....	110
G.7 Exzentrizität der Belastung.....	111
G.8 Anwendungsbereich	111
Anhang H (informativ) Vereinfachtes Berechnungsverfahren für betongefüllte Hohlprofile mit allseitiger Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve	115
H.1 Einleitung.....	115
H.2 Temperaturfeld.....	115
H.3 Bemessungswert der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck bei erhöhten Temperaturen	115
H.4 Exzentrizität der Belastung.....	116
H.5 Anwendungsbereich	117
Anhang I (informativ) Planung und Auswertung experimenteller Verfahren	121
I.1 Einleitung.....	121
I.2 Versuche für globale Beurteilungen	121
I.3 Versuche für Teilinformationen.....	121

Vorwort

Diese Europäische Norm (EN 1994-1-2:2005 + AC:2008) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

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

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Februar 2006, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Diese Europäische Norm ersetzt ENV 1994-1-2:1994.

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

Hintergrund des Eurocode-Programms

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

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

15 Jahre lang leitete die Kommission mit Hilfe eines Lenkungsausschusses mit Vertretern der Mitgliedsländer die Entwicklung des Eurocode-Programms, das zu der ersten Eurocode-Generation in den 80er Jahren des zwanzigsten Jahrhunderts 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: Grundlagen der Tragwerksplanung.

EN 1991, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke.

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

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

¹⁾ Vereinbarung zwischen der Kommission der Europäischen Gemeinschaften und dem Europäischen Komitee für Normung (CEN) zur Bearbeitung der Eurocodes für die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken (BC/CEN/03/89).

DIN EN 1994-1-2:2010-12 **EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)**

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

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 Aluminiumtragwerken.

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

Die Eurocodes haben, da sie sich auf Bauwerke beziehen, eine direkte Verbindung zu den 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.

Die Eurocodes liefern Regelungen für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von kompletten Tragwerken und Bauteilen für die allgemeine praktische Anwendung. Sie gehen auf traditionelle Bauweisen und Aspekte innovativer Anwendungen ein, liefern aber keine vollständigen Regelungen für außergewöhnliche Baulösungen und Entwurfsbedingungen. Für diese Fälle können zusätzliche Spezialkenntnisse für den Bauplaner erforderlich sein.

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

³⁾ Nach Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hat das Grundlagendokument

- a) die wesentlichen Anforderungen zu konkretisieren, indem die Begriffe und, soweit erforderlich, die technische Grundlage für Klassen und Anforderungsstufen vereinheitlicht werden,
- b) Methoden zur Verbindung dieser Klassen oder Anforderungsstufen mit technischen Spezifikationen anzugeben, z. B. Berechnungs- oder Nachweisverfahren, technische Entwurfsregeln usw.,
- c) als Bezugsdokument für die Erstellung harmonisierter Normen oder Richtlinien für Europäische Technische Zulassungen zu dienen.

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

Nationale Fassungen der Eurocodes

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

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

- Zahlenwerte und/oder Klassen, wo die Eurocodes Alternativen eröffnen,
- Zahlenwerte, wo die Eurocodes nur Symbole angeben,
- landesspezifische, geographische und klimatische Daten, die nur für ein Mitgliedsland gelten, z. B. Schneekarten,
- Vorgehensweisen, wenn die Eurocodes mehrere Verfahren zur Wahl anbieten,
- Vorschriften zur Verwendung der informativen Anhänge,
- Verweise zur Anwendung des Eurocodes, soweit sie diese ergänzen und nicht widersprechen.

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

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

Besondere Hinweise zu EN 1994-1-2

EN 1994-1-2 behandelt die Bemessungsgrundlagen, Anforderungen und Regeln für die Tragwerksbemessung von Gebäuden im Brandfall unter Berücksichtigung der folgenden Punkte:

Sicherheitsanforderungen

EN 1994-1-2 ist für Bauherrn (z. B. für die Aufstellung ihrer speziellen Anforderungen), Planer, Bauunternehmer und relevante Behörden bestimmt.

Die allgemeine Zielsetzung des Brandschutzes ist die Begrenzung der Risiken für Einzelpersonen und die Gesellschaft, benachbarte Bauwerke und, falls erforderlich, die Umgebung oder direkt betroffene Bauwerke im Brandfall.

Die Bauproduktenrichtlinie 89/106/EWG nennt die folgende wesentliche Anforderung für den Brandschutz:

„Das Bauwerk muss derartig entworfen und ausgeführt sein, dass bei einem Brand

- die Tragfähigkeit der Konstruktion während eines bestimmten Zeitraums erhalten bleibt,
- die Entstehung und Ausbreitung von Feuer und Rauch innerhalb des Bauwerks begrenzt bleiben,
- die Ausbreitung von Feuer auf benachbarte Bauwerke begrenzt bleibt,
- die Bewohner das Gebäude unverletzt verlassen oder durch andere Maßnahmen gerettet werden können,
- die Sicherheit der Rettungsmannschaften berücksichtigt ist.“

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

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

Gemäß dem Grundlagendokument Nr. 2 „Brandschutz“ darf die wesentliche Anforderung durch Befolgen verschiedener in den Mitgliedsstaaten geltenden Brandschutzstrategien, wie konventionelle Brandszenarien (nominelle Brände) oder „natürliche“ Brandszenarien (parametrische Brände), einschließlich vorbeugender und abwehrender Brandschutzmaßnahmen erfüllt werden.

Die den Brandschutz betreffenden Teile des Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau behandeln bestimmte Aspekte des vorbeugenden Brandschutzes, indem Regeln für die Bemessung und Konstruktion von Bauwerken und Bauteilen hinsichtlich einer ausreichenden Tragfähigkeit und, falls erforderlich, der Begrenzung der Brandausbreitung festgelegt werden.

Die funktionellen Anforderungen und die Leistungsniveaus können entweder als Feuerwiderstandsdauer z. B. bei der Einheits-Temperaturzeitkurve, die im Allgemeinen in nationalen Brandschutzregularien angegeben wird, festgelegt werden, oder, wenn dies nach den nationalen Brandschutzregularien zulässig ist, als Aufgabe des Brandschutzingenieurs unter Berücksichtigung vorbeugender und abwehrender Brandschutzmaßnahmen erreicht werden.

Zusätzliche Anforderungen, die zum Beispiel

- den möglichen Einbau und die Instandhaltung von Sprinkleranlagen,
- die Bedingungen für die Bewohnbarkeit von Gebäude- oder Brandabschnitten,
- die Verwendung von zugelassenen Dämm- und Beschichtungsstoffen einschließlich ihrer Instandhaltung

betreffen, sind nicht Gegenstand dieses Dokuments, da sie von der zuständigen Behörde festgelegt werden.

Zahlenwerte für Teilfaktoren und andere Elemente zuverlässigkeitsabhängiger Größen werden als empfohlene Werte angegeben, die ein annehmbares Niveau der Zuverlässigkeit ergeben. Sie wurden unter der Annahme ausgewählt, dass eine qualifizierte Ausführung vorliegt zusammen mit einem annehmbarem Qualitätsmanagement.

Bemessungsverfahren

Ein vollständig analytisches Verfahren der konstruktiven Bemessung im Brandfall würde das Tragverhalten bei erhöhten Temperaturen, die mögliche Beanspruchung durch Wärme und die positiven Auswirkungen von vorbeugenden und abwehrenden Brandschutzmaßnahmen sowie die mit diesen drei Faktoren verbundenen Ungewissheiten und die Bedeutung des Bauwerks (Konsequenzen bei Versagen) berücksichtigen.

Gegenwärtig ist es möglich, ein Verfahren zur Bestimmung einer adäquaten Leistungsfähigkeit durchzuführen, das, wenn auch nicht alle, so doch einige dieser Parameter beinhaltet, und nachzuweisen, dass das Bauwerk oder seine Bauteile bei einem tatsächlichen Brand eine adäquate Leistungsfähigkeit aufweisen werden. Wenn das Verfahren jedoch auf einer nominellen Brandkurve beruht, berücksichtigt das Klassifizierungssystem, das auf spezifischen Feuerwiderstandsdauern beruht, die oben angegebenen Merkmale und Ungewissheiten (wenn auch nicht explizit).

Die Anwendung dieses Teils 1-2 ist im Folgenden dargestellt. Die Ansätze werden durch festgelegte Vorgaben und durch leistungsabhängige Festlegungen bestimmt. Der Ansatz durch festgelegte Vorgaben beruht auf nominellen Bränden, aus denen sich die thermischen Einwirkungen ergeben. Der auf leistungsabhängigen Festlegungen beruhende Ansatz, bei dem der Brandschutzingenieur die Brandschutzbemessung durchführt, bezieht sich auf thermische Einwirkungen, die auf physikalischen und chemischen Parametern beruhen.

Um Bemessungen nach diesem Teil durchzuführen, wird EN 1991-1-2 für die Bestimmung der thermischen und mechanischen Einwirkungen benötigt.

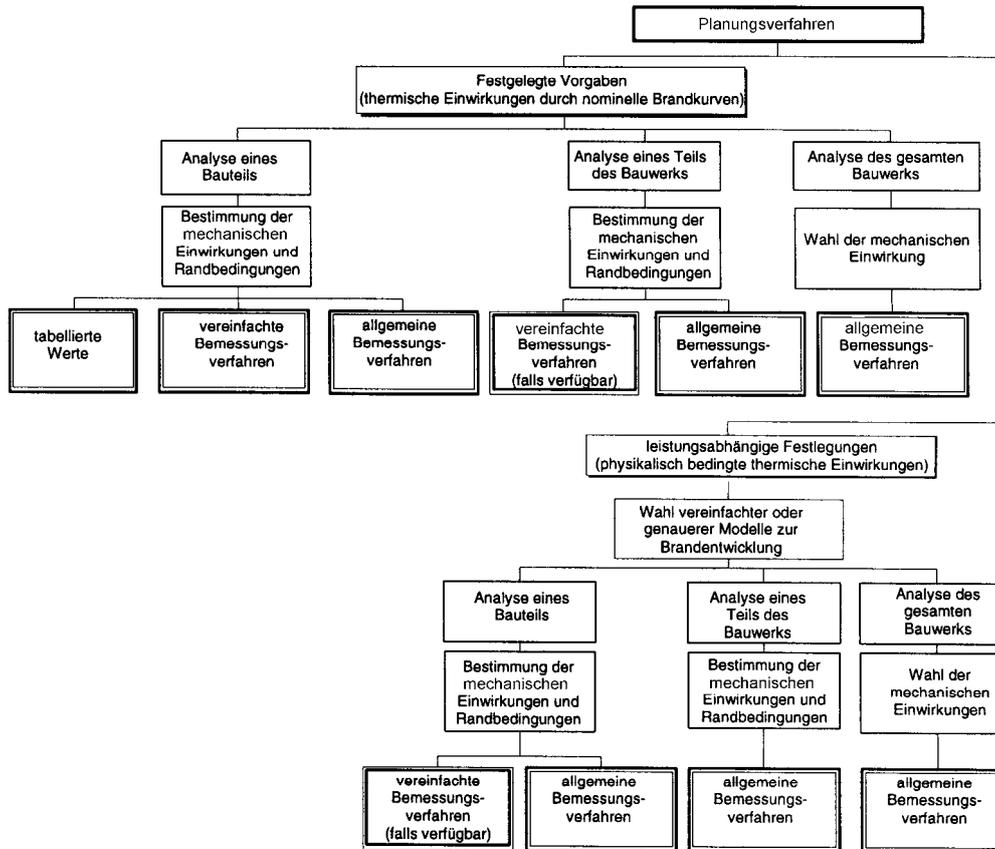


Bild 0.1 — Alternative Bemessungsverfahren

Bemessungshilfe

Neben den vereinfachten Berechnungsverfahren enthält EN 1994-1-2 Bemessungsmöglichkeiten in Form von tabellierten Werten (auf der Grundlage von Versuchen oder allgemeinen Bemessungsverfahren), die in einem bestimmten Geltungsbereich verwendet werden dürfen.

Es wird erwartet, dass auf den Berechnungsmodellen nach EN 1994-1-2 beruhende Planungshilfen von den interessierten externen Organisationen erarbeitet werden.

Der Haupttext der EN 1994-1-2 beinhaltet zusammen mit den informativen Anhängen A bis I die meisten der prinzipiellen Konzepte und Regeln, die für die Brandschutz-Bemessung von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton erforderlich sind.

Nationaler Anhang zu EN 1994-1-2

Diese Norm enthält alternative Verfahren und Werte sowie Empfehlungen für Klassen mit Hinweisen, an welchen Stellen nationale Festlegungen getroffen werden. Dazu sollte die jeweilige nationale Ausgabe von EN 1994-1-2 einen Nationalen Anhang mit den festzulegenden Parametern enthalten, mit dem die Tragwerksplanung von Hochbauten, die in dem Ausgabeland gebaut werden sollen, möglich ist.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

Nationale Festlegungen sind nach EN 1994-1-2 in den folgenden Abschnitten vorgesehen:

1.1 (16)

2.1.3 (2)

AC 2.3 (1)P Anmerkung 1 AC

AC 2.3 (2)P Anmerkung 1 AC

AC 2.4.2 (3) Anmerkung 1 AC

AC 3.3.2 (9) Anmerkung 1 AC

4.1 (1)P

AC 4.3.5.1 (10) Anmerkung 1 AC

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

(1) Dieser Teil 1-2 der EN 1994 behandelt den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton für den Brandfall als außergewöhnliche Situation und ist in Verbindung mit EN 1994-1-1 und EN 1991-1-2 anzuwenden. Dieser Teil 1-2 weist lediglich die Abweichungen oder Ergänzungen zu Entwurf, Berechnung und Bemessung bei normalen Temperaturen auf.

(2) Dieser Teil 1-2 der EN 1994 behandelt ausschließlich passive Maßnahmen des Brandschutzes. Aktive Maßnahmen werden nicht abgedeckt.

(3) Dieser Teil 1-2 der EN 1994 gilt für Verbundtragwerke, die aus Gründen des allgemeinen Brandschutzes bestimmte Funktionen im Brandfall erfüllen müssen, indem

- vorzeitiger Einsturz des Tragwerkes (Tragfähigkeit),
- die Ausbreitung des Brandes (Flammen, Brandgase, übermäßige Hitze) über bestimmte Abschnitte hinaus (Raumabschluss)

vermieden werden.

(4) Dieser Teil 1-2 der EN 1994 enthält verbindliche Regeln (i)P und Anwendungsregeln (j) (siehe EN 1991-1-2) für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken für gegebene Anforderungen unter Berücksichtigung der vorgenannten Funktionen und Sicherheitsniveaus.

(5) Dieser Teil 1-2 der EN 1994 gilt für Tragwerke oder Tragwerksteile, die in den Geltungsbereich von EN 1994-1-1 fallen und demgemäß entworfen, berechnet und bemessen sind. Dennoch enthält dieser Teil keine Regeln für Verbundbauteile mit vorgespannten Betonelementen.

(6) Bei allen Verbundquerschnitten ist in der Regel die Verdübelung des Längsschubes zwischen Stahl und Beton nach den Regeln von EN 1994-1-1 oder durch Versuche (siehe auch 4.3.4.1.5 und Anhang I) sicherzustellen.

(7) Typische Beispiele von Verbunddecken mit Profilblechen mit oder ohne Bewehrungsstäbe zeigt Bild 1.1.

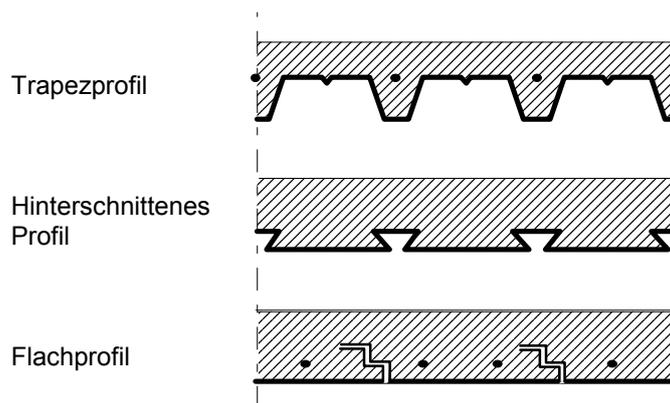
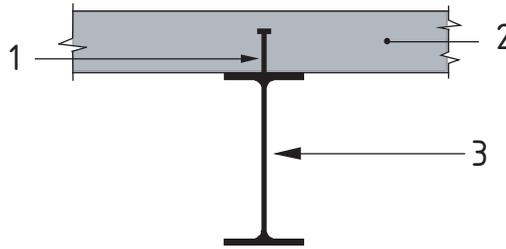


Bild 1.1 — Typische Beispiele von Verbunddecken mit Profilblechen mit oder ohne Bewehrungsstäbe

(8) Typische Beispiele von Verbundträgern zeigen die Bilder 1.2 bis 1.5. Die entsprechenden konstruktiven Details werden in Abschnitt 5 behandelt.

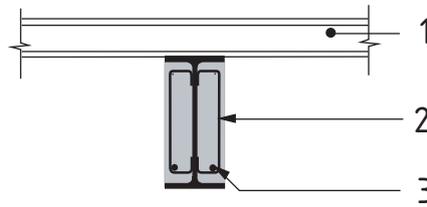
DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)



Legende

- 1 – Verbundmittel
- 2 – Betondecke oder Verbunddecke mit Profilblech
- 3 – Profil mit/ohne Brandschutzbekleidung

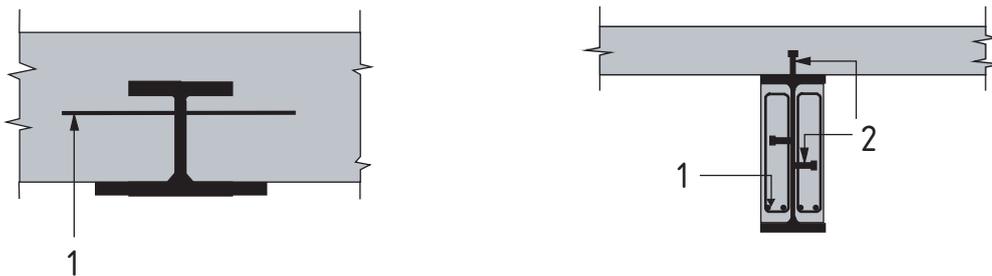
Bild 1.2 — Verbundträger mit Stahlträgern ohne Kammerbeton



Legende

- 1 – gegebenenfalls Decke
- 2 – an den Profilsteg geschweißte Bügel
- 3 – Bewehrungsstab

Bild 1.3 — Stahlträger mit Kammerbeton



Legende

- 1 – Bewehrungsstab

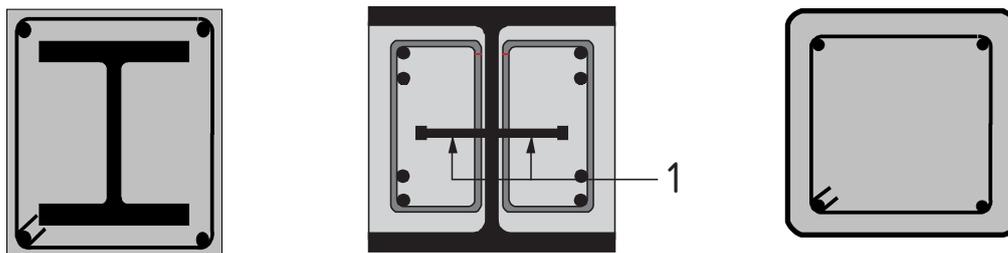
Legende

- 1 – Bewehrungsstab
- 2 – Verbundmittel

Bild 1.4 — Teilweise einbetonierter Stahlträger

Bild 1.5 — Verbundträger mit Kammerbeton

(9) Typische Beispiele für Verbundstützen zeigen die Bilder 1.6 bis 1.8. Die entsprechenden konstruktiven Details werden in Abschnitt 5 behandelt.

**Legende**

1 – An den Profilsteg geschweißte
Verbundmittel

**Bild 1.6 — Vollständig
einbetonierte Profile**

**Bild 1.7 — Profile mit
Kammerbeton**

**Bild 1.8 — Betongefüllte
Profile**

(10) Für Stützen dürfen auch andere Formen wie runde oder achteckige Querschnitte angewendet werden. Falls angemessen, dürfen Bewehrungsstäbe durch andere Stahlquerschnitte ersetzt werden.

(11) Der Feuerwiderstand dieser Bauteile darf durch zusätzliche Brandschutzmaterialien erhöht werden.

ANMERKUNG Falls es nicht ausdrücklich abweichend angegeben ist, beziehen sich die in 4.2, 4.3 und 5 beschriebenen verbindlichen Regeln und Anwendungsregeln auf direkt beflammete, ungeschützte Stahloberflächen.

(12)P Die Methoden, die in diesem Teil 1-2 der EN 1994 angegeben werden, sind auf die Baustähle S235, S275, S355, S420 und S460 der EN 10025, EN 10210-1 und EN 10219-1 anwendbar.

(13) Für Stahlprofilbleche gilt EN 1994-1-1, 3.5.

(14) Betonstahl muss mit EN 10080 übereinstimmen.

(15) Normalbeton nach EN 1994-1-1 ist für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundkonstruktionen anwendbar. Leichtbeton ist für Verbunddecken nicht zugelassen.

(16) Mit diesem Teil der EN 1994 wird die Bemessung von Verbundtragwerken mit Betonfestigkeitsklassen unter C20/25 und LC20/22 und über C50/60 und LC50/55 nicht abgedeckt.

ANMERKUNG EN 1992-1-2, Abschnitt 6 beinhaltet Informationen zu Betonfestigkeitsklassen über C50/60. Der Nationale Anhang enthält ggf. genauere Angaben über die Anwendung dieser Betonfestigkeitsklassen.

(17) Für Baustoffe, die in dieser Norm nicht enthalten sind, ist in der Regel auf entsprechende CEN-Produktnormen oder europäisch technische Zulassungen (ETA) zu verweisen.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)**1.2 Normative Verweisungen**

(1)P Diese Europäische Norm enthält durch datierte oder undatierte Verweisungen Festlegungen aus anderen Publikationen. Diese normativen Verweisungen sind an den jeweiligen Stellen im Text zitiert, und die Publikationen sind nachstehend aufgeführt. Bei datierten Verweisungen gehören spätere Änderungen oder Überarbeitungen dieser Publikationen nur zu dieser Europäischen Norm, falls sie durch Änderung oder Überarbeitung eingearbeitet sind. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe der in Bezug genommenen Publikation (einschließlich Änderungen).

EN 1365-1, *Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile — Teil 1: Wände*

EN 1365-2, *Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile — Teil 2: Decken und Dächer*

EN 1365-3, *Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile — Teil 3: Balken*

EN 1365-4, *Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile — Teil 4: Stützen*

EN 10025-1, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 1: Allgemeine technische Lieferbedingungen*

EN 10025-2, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle*

EN 10025-3, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 3: Technische Lieferbedingungen für normalgeglühte/normalisierend gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle*

EN 10025-4, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 4: Technische Lieferbedingungen für thermomechanisch gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle*

EN 10025-5, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 5: Technische Lieferbedingungen für wetterfeste Baustähle*

EN 10025-6, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 6: Technische Lieferbedingungen für Flacherzeugnisse aus Stählen mit höherer Streckgrenze im vergüteten Zustand*

EN 10080, *Stahl für die Bewehrung von Beton — Schweißgeeigneter Betonstahl — Allgemeines*

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

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

CEN/TS 13381-1, *Prüfverfahren zur Bestimmung des Beitrages zum Feuerwiderstand von tragenden Bauteilen — Teil 1: Horizontal angeordnete Brandschutzbekleidung*

ENV 13381-2, *Prüfverfahren zur Bestimmung des Beitrages zum Feuerwiderstand von tragenden Bauteilen — Teil 2: Vertikal angeordnete Brandschutzbekleidungen*

ENV 13381-3, *Prüfverfahren zur Bestimmung des Beitrages zum Feuerwiderstand von tragenden Bauteilen — Teil 3: Brandschutzmaßnahmen für Betonbauteile*

ENV 13381-4, *Prüfverfahren zur Bestimmung des Beitrages zum Feuerwiderstand von tragenden Bauteilen — Teil 4: Brandschutzmaßnahmen für Stahlbauteile*

ENV 13381-5, *Prüfverfahren zur Bestimmung des Beitrages zum Feuerwiderstand von tragenden Bauteilen — Teil 5: Brandschutzmaßnahmen für profilierte Stahlblech/Beton Verbundkonstruktionen*

ENV 13381-6, *Prüfverfahren zur Bestimmung des Beitrages zum Feuerwiderstand von tragenden Bauteilen — Teil 6: Brandschutzmaßnahmen für betonverfüllte Stahlverbund-Hohlstützen*

EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991-1-1, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke; Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*

EN 1991-1-2, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen — Brandeinwirkungen auf Tragwerke*

EN 1991-1-3, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen — Schneelasten*

EN 1991-1-4, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten*

EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*

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

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

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

1.3 Annahmen

(1)P Es gelten die Regelungen nach EN 1990 und EN 1991-1-2.

1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln

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

1.5 Begriffe

(1)P Es gelten die Regelungen nach EN 1990, 1.5 und EN 1991-1-2, 1.5.

(2)P Die folgenden Begriffe und Definitionen werden in dieser Europäischen Norm mit folgender Bedeutung verwendet:

1.5.1 Besondere Begriffe bezüglich Bemessung im Allgemeinen

1.5.1.1

Achsabstand (axis distance)

Abstand der Bewehrung zur nächsten Betonoberfläche

1.5.1.2

Teiltragwerk (part of structure)

Teil eines Gesamttragwerks mit entsprechenden Lagerungs- und Randbedingungen

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

1.5.1.3

geschützte Bauteile (protected members)

Bauteile mit Maßnahmen zur Verzögerung des Temperaturanstiegs infolge Brandeinwirkung

1.5.1.4

ausgesteiftes Tragwerk (braced frame)

seitlich unverschiebliches Tragwerk mit einem Aussteifungssystem mit einer derartigen Steifigkeit, dass alle horizontalen Lasten durch dieses Aussteifungssystem aufgenommen werden

1.5.2 Begriffe bezüglich Material- und Produkteigenschaften

1.5.2.1

Versagenszeit einer Brandschutzbekleidung (failure time of protection)

Widerstandsdauer einer Brandschutzbekleidung gegen direkte Brandeinwirkung. Dies ist die Zeit, bei der sich entweder Brandschutzplatten oder andere Brandschutzbekleidungen von dem Verbundbauteil lösen oder andere an das Verbundbauteil anschließende Bauteile versagen oder die Verbindung zu den anderen Bauteilen infolge übergroßer Verformungen des Verbundbauteils verloren geht.

1.5.2.2

Brandschutzmaterial (fire protection material)

Baustoffe oder Baustoffkombinationen, die an einem tragenden Bauteil zur Verbesserung seiner Feuerwiderstandsfähigkeit angebracht werden

1.5.3 Begriffe bezüglich der thermischen Analyse

1.5.3.1

Profilmfaktor (section factor)

für unbekleidete Stahlbauteile das Verhältnis der brandbeanspruchten Oberfläche zum Stahlvolumen und für bekleidete Stahlbauteile das Verhältnis der inneren Oberfläche der brandbeanspruchten Bekleidung zum Stahlvolumen

1.5.4 Begriffe bezüglich der mechanischen Analyse

1.5.4.1

kritische Temperatur von Baustahl (critical temperature of structural steel)

Stahltemperatur, bei der Versagen in einem Stahlbauteil mit gleichförmiger Temperaturverteilung bei einem bestimmten Beanspruchungsniveau erwartet wird

1.5.4.2

kritische Temperatur der Bewehrung (critical temperature of reinforcement)

Temperatur in der Bewehrung, bei der ein Versagen des Bauteils bei einem bestimmten Beanspruchungsniveau erwartet wird

1.5.4.3

wirksamer Querschnitt (effective cross section)

Querschnitt des brandschutztechnisch zu bemessenen Bauteils, der bei der Methode der wirksamen Querschnitte verwendet wird. Der wirksame Querschnitt ergibt sich aus der Vernachlässigung der Festigkeit und Steifigkeit ausgefallener Querschnittsteile.

1.5.4.4

maximales Spannungsniveau (maximum stress level)

Spannungsniveau, bei dem die Spannungs-Dehnungsbeziehung von Stahl bei einer bestimmten Temperatur durch ein Fließplateau beschränkt wird

1.6 Formelzeichen

(1)P Für die Anwendung dieser Norm EN 1994-1-2 gelten die folgenden Formelzeichen.

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche oder Betonvolumen eines Bauteils je Meter Bauteillänge
$A_{a,\theta}$	Querschnittsfläche des Stahlprofils bei einer Temperatur θ
$A_{c,\theta}$	Betonquerschnittsfläche bei einer Temperatur θ
A_f	Querschnittsfläche eines Stahlflansches
A_i, A_j	Teilfläche des Querschnitts mit einer Temperatur θ_i oder θ_j oder brandbeanspruchte Oberfläche eines Teiles i des Stahlquerschnitts je Längeneinheit
A/L_r	Rippengeometriefaktor
A_i/V_i	Profilmfaktor [m^{-1}] von einem Teil i eines Stahlquerschnitts (ungeschütztes Bauteil)
A_m	direkt beflamnte Oberfläche eines Bauteils je Längeneinheit
A_m/V	Profilmfaktor von Bauteilen
$A_{p,i}$	innere Oberfläche von Brandschutzbekleidung je Längeneinheit eines Teiles i eines Stahlbauteiles
$A_{p,i}/V_i$	Profilmfaktor [m^{-1}] des Teiles i eines Stahlquerschnitts (mit profilfolgender Bekleidung)
A_r	Querschnittsfläche von Steifen
A_r/V_r	Profilmfaktor von Steifen
$A_{s,\theta}$	Querschnittsfläche von Betonstahl bei einer Temperatur θ
E	Raumabschlusskriterium
$E 30$	oder $E 60$, ... ein Bauteil, das das Raumabschlusskriterium für 30, oder 60 ... Minuten unter Norm-Brandbeanspruchung erfüllt
E_a	charakteristischer Wert des Elastizitätsmoduls von Baustahl bei 20 °C
$E_{a,f}$	charakteristischer Wert des Elastizitätsmoduls von einem Stahlflansch
$E_{a,\theta}$	charakteristischer Wert der Steigung im linear-elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ
$E_{a,\theta,\sigma}$	Tangentenmodul der Spannungs-Dehnungsbeziehung des Stahlprofils im Brandfall bei einer Temperatur θ und einer Spannung $\sigma_{i,\theta}$
$E_{c,sec,\theta}$	charakteristischer Wert des Sekantenmoduls von Beton im Brandfall; gegeben durch $f_{c,\theta}$ dividiert durch $\varepsilon_{cu,\theta}$; abhängig von der Temperatur θ
$E_{c0,\theta}$	charakteristischer Wert des Tangentenmoduls im Ursprung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton im Brandfall und bei Kurzzeitbeanspruchung; abhängig von der Temperatur θ

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

$E_{c,\theta,\sigma}$	Tangentenmodul der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Beton im Brandfall bei einer Temperatur θ und einer Spannung $\sigma_{i,\theta}$
E_d	Bemessungswert der Beanspruchung bei Normaltemperatur
$E_{fi,d}$	Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall (unabhängig von der Branddauer)
$E_{fi,d,t}$	Bemessungswert der maßgebenden Beanspruchung im Brandfall zum Zeitpunkt t ; einschließlich indirekter Brandeinwirkungen und Beanspruchungen im Brandfall
$(EI)_{fi,c,z}$	Biegesteifigkeit im Brandfall (bezogen auf die z-Achse des Verbundquerschnitts)
$(EI)_{fi,eff}$	effektive Biegesteifigkeit im Brandfall
$(EI)_{fi,f,z}$	Biegesteifigkeit der beiden Flansche des Stahlquerschnitts im Brandfall (bezogen auf die z-Achse des Verbundquerschnitts)
$(EI)_{fi,s,z}$	Biegesteifigkeit der Bewehrungsstäbe im Brandfall (bezogen auf die z-Achse des Verbundquerschnitts)
$(EI)_{fi,eff,z}$	effektive Biegesteifigkeit (für Biegung um die z-Achse) im Brandfall
$(EI)_{fi,w,z}$	Biegesteifigkeit des Steges eines Stahlprofils im Brandfall (bezogen auf die z-Achse des Verbundquerschnitts)
E_k	charakteristischer Wert des Elastizitätsmoduls
E_s	Elastizitätsmodul für Betonstahl
$E_{s,\theta}$	charakteristischer Wert der Steigung im linear-elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Betonstahl im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ
$E_{s,\theta,\sigma}$	Tangentenmodul der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Betonstahl im Brandfall bei einer Temperatur θ und einer Spannung $\sigma_{i,\theta}$
F_a	Druckkraft im Stahlprofil
F^+, F^-	resultierende Druckkraft im Verbundquerschnitt bei positiven oder negativen Biegemomenten
F_c	Druckkraft in der Decke
G_k	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen
HC	Hydrokarbon-Brandkurve
I	thermisches Isolierkriterium
$I_{i,\theta}$	Flächenträgheitsmoment einer teilweise reduzierten Teilfläche i eines Querschnitts bei Biegung um die schwache oder starke Achse im Brandfall
$I 30$	oder $I 60, \dots$ ein Bauteil, das das thermische Isolierkriterium für 30 oder 60 ... Minuten unter Norm-Brandbeanspruchung erfüllt
L	Systemlänge einer Stütze im betrachteten Stockwerk
L_{ei}	Knicklänge einer Stütze in einem mittleren Stockwerk

L_{et}	Knicklänge einer Stütze in einem obersten Stockwerk
M	Biegemoment
$M_{fi,Rd+}; M_{fi,Rd-}$	Bemessungswert der positiven oder negativen Momententragfähigkeit (Grenzmoment) im Brandfall
$M_{fi,t,Rd}$	Bemessungswert der Biegemomententragfähigkeit im Brandfall zum Zeitpunkt t
N	Anzahl der Verbundmittel innerhalb einer kritischen Länge
N	Normalkraft
N_{equ}	äquivalente Normalkraft
$N_{fi,cr}$	ideale Verzweigungslast einer Verbundstütze (= Euler-Knicklast) im Brandfall
$N_{fi,cr,z}$	ideale Verzweigungslast einer Verbundstütze (= Euler-Knicklast) um die z-Achse im Brandfall
$N_{fi,pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des gesamten Verbundquerschnitts im Brandfall
$N_{fi,Rd}$	Bemessungswert der Grenznormalkraft (unter zentrischem Druck) im Brandfall
$N_{fi,Rd,z}$	Bemessungswert der Grenznormalkraft (unter zentrischem Druck) bei Biegung um die schwache Achse (z-Achse) im Brandfall
$N_{fi,Sd}$	Bemessungswert der zentrischen Last im Brandfall
N_{Rd}	Knicklast bei normaler Temperatur
N_s	Normalkraft in der Stützbewehrung ($A_s \cdot f_{sy}$)
P_{Rd}	Bemessungswert der Abschertragfähigkeit eines Kopfbolzendübels
$P_{fi,Rd}$	Bemessungswert der Abschertragfähigkeit eines Dübels im Brandfall
$Q_{k,1}$	charakteristischer Wert der führenden veränderlichen Einwirkung 1
R	Tragfähigkeitskriterium
$R\ 30$	oder $R\ 60$, $R\ 90$, $R\ 120$, $R\ 180$, $R\ 240$... ein Bauteil, das das Tragfähigkeitskriterium 30, 60, 90, 120, 180 oder 240 ... Minuten bei Norm-Brandbeanspruchung erfüllt
R_d	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Bauteils unter normalen Temperaturen
$R_{fi,d,t}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Bauteils im Brandfall zum Zeitpunkt t
$R_{fi,y,Rd}$	Bemessungswert der Quetschlast im Brandfall
T	Zugkraft
V	Volumen von Bauteilen je Längeneinheit
$V_{fi,pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit im Brandfall
$V_{fi,Sd}$	Bemessungswert der Querkraft im Brandfall

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

V_i	Volumen eines Teiles i eines Stahlquerschnitts je Längeneinheit [m^3/m]
X	X-Achse (horizontal)
$X_{fi,d}$	Bemessungswert der mechanischen Materialeigenschaften (für Festigkeit und Verformung)
X_k	charakteristischer Wert oder Nennwert einer Kraft- oder Verformungseigenschaft für die Bemessung bei Normaltemperatur
$X_{k,\theta}$	Wert einer Materialeigenschaft im Brandfall, im Allgemeinen abhängig von der Materialtemperatur
Y	Y-Achse (vertikal), Querschnittsachse parallel zu den Flanschen
Z	Z-Achse (Mittelachse) des Verbundquerschnitts

Kleine lateinische Buchstaben

a_w	Dicke einer Schweißnaht (Verbindung zwischen Stahlflansch und Bügelbewehrung)
b	Flanschbreite eines Stahlquerschnitts, Breite eines Gurtes
b_1	Breite des unteren Flansches des Stahlquerschnitts
b_2	Breite des oberen Flansches des Stahlquerschnitts
b_c	Breite einer Verbundstütze mit einem vollständig einbetonierten Querschnitt oder Breite des Kammerbetons eines teilweise einbetonierten Stahlträgers
$b_{c,fi}$	Breitenreduzierung des Kammerbetons zwischen den Flanschen im Brandfall
$b_{c,fi,min}$	Mindestwert der Breitenreduzierung des Kammerbetons zwischen den Flanschen im Brandfall
b_{eff}	gesamte mittragende Breite der Betondecke
b_{fi}	Breitenreduzierung des oberen Flansches im Brandfall
c	spezifische Wärmekapazität oder Knickspannungskurve oder Betondeckung einbetonierter Baustahlquerschnitte oder -querschnittsteile
c_a	spezifische Wärmekapazität von Stahl
c_c	spezifische Wärmekapazität von Normalbeton
c_p	spezifische Wärmekapazität des Brandschutzmaterials
d	Durchmesser einer Verbundstütze aus einem betongefüllten Hohlquerschnitt oder Durchmesser eines Kopfbolzendübels, angeschweißt an den Steg eines Stahlprofils
d_p	Dicke der Brandschutzbekleidung
e	Blechdicke des Stahl-(Hohl-)Profils
e_1	Flanschdicke (oben) des Stahlprofils
e_2	Flanschdicke (unten) des Stahlprofils
e_f	Flanschdicke des Stahlprofils

e_w	Stegdickte des Stahlprofils
ef	Außenbrandkurve (EF)
$f_{ay,\theta}$	maximales Spannungsniveau oder effektive Streckgrenze von Baustahl im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ
$f_{ay,\theta_{cr}}$	Festigkeit von Stahl bei einer kritischen Temperatur θ_{cr}
$f_{ap,\theta}; f_{sp,\theta}$	Proportionalitätsgrenze von Bau- oder Betonstahl im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ
$f_{au,\theta}$	Zugfestigkeit von Baustahl oder Bolzenmaterials mit Verfestigung im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ
f_{ay}	charakteristischer Wert oder Nennwert der Streckgrenze von Baustahl bei 20 °C
f_c	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit von Beton nach 28 Tagen und bei 20 °C
$f_{c,j}$	charakteristische Festigkeit von einem Betonteil j bei 20 °C
$f_{c,\theta}$	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit (Zylinder) im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ in °C
$f_{c,\theta n}$	Restdruckfähigkeit von Beton; erwärmt auf eine maximale Temperatur (mit n Schichten)
$f_{c,\theta y}$	Restdruckfähigkeit von Beton; erwärmt auf eine maximale Temperatur
$f_{fi,d}$	Bemessungswert der Festigkeit im Brandfall
f_k	charakteristischer Wert der Materialfestigkeit
f_{ly}, f_{sy}	charakteristischer Wert oder Nennwert der Streckgrenze eines Bewehrungsstabes bei 20 °C
$f_{sy,\theta}$	maximales Spannungsniveau oder effektive Streckgrenze von Bewehrungsstahl im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ
$f_{y,i}$	Nennwert der Streckgrenze f_y für die Teilfläche A_i ; wird auf der Druckseite der plastischen Nulllinie positiv und auf der Zugseite negativ angerechnet
h	Breite oder Höhe eines Stahlquerschnitts
h_1	Höhe der Betonschicht einer Verbunddecke oberhalb des Trapez- oder hinterschnittenen Profils
h_2	Höhe der Betonschicht einer Verbunddecke in den Sicken des Trapez- oder hinterschnittenen Profils (entspricht der Höhe des Stahlblechprofils)
h_3	Dicke des Estrichs oberhalb des Betons
h_c	Querschnittshöhe der Verbundstütze mit einem vollständig einbetonierten Querschnitt oder Dicke der Betondecke
h_{eff}	effektive Dicke einer Verbunddecke
h_{fi}	Höhenreduzierung des Kammerbetons zwischen den Flanschen
\dot{h}_{net}	Netto-Wärmestrom in 1 m ² Oberfläche

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

$\dot{h}_{\text{net,c}}$	Netto-Wärmestrom durch Konvektion in 1 m ² Oberfläche
$\dot{h}_{\text{net,r}}$	Netto-Wärmestrom durch Strahlung in 1 m ² Oberfläche
h_u	Höhe der Druckzone
$h_{u,n}$	Höhe der Druckzone (mit n Schichten)
h_v	Höhe des Kopfbolzens, der an den Steg des Stahlprofils geschweißt ist
h_w	Höhe des Stahlstegs des Stahlprofils
$k_{c,\theta}$	Reduktionsfaktor für die Druckfestigkeit von Beton; beschreibt die Festigkeit im Brandfall $f_{c,\theta}$, in Abhängigkeit von der Temperatur
$k_{E,\theta}$	Reduktionsfaktor für den Elastizitätsmodul von Baustahl; beschreibt die Steigung im linear-elastischen Bereich im Brandfall $E_{a,\theta}$, in Abhängigkeit von der Temperatur
$k_{y,\theta}$	Reduktionsfaktor für die Streckgrenze von Baustahl zur Bestimmung des maximalen Spannungsniveaus $f_{ay,\theta}$ bei erhöhter Temperatur
$k_{p,\theta}$	Reduktionsfaktor für die Streckgrenze von Bau- oder Bewehrungsstahl zur Bestimmung der Proportionalitätsgrenze $f_{ap,\theta}$ oder $f_{sp,\theta}$ bei erhöhter Temperatur
k_r, k_s	Reduktionsfaktor der Streckgrenze von Bewehrungsstahl
k_{shadow}	Korrekturfaktor für den Abschattungseffekt
$k_{u,\theta}$	Reduktionsfaktor für die Streckgrenze von Bau- oder Bewehrungsstahl zur Bestimmung des Spannungsniveaus im Verfestigungsbereich $f_{au,\theta}$, bei erhöhter Temperatur
k_θ	Reduktionsfaktor einer Festigkeits- oder Verformungseigenschaft; abhängig von der Temperatur θ im Brandfall
ℓ	Länge oder Knicklänge
ℓ_1, ℓ_2, ℓ_3	spezielle Abmessungen eines hinterschnittenen oder eines Trapez-Profils
ℓ_w	Schweißnahtlänge (Anschluss von Bügeln im Kammerbeton an den Stahlsteg)
ℓ_θ	Knicklänge einer Stütze im Brandfall
s_s	Länge der Einspannung (Berechnung der Materialtragfähigkeit von Steifen)
t	Zeit, Branddauer
$t_{fi,d}$	Bemessungswert der Feuerwiderstandsdauer eines Bauteiles im Brandfall
$t_{fi,requ}$	erforderliche Feuerwiderstandsdauer im Brandfall
t_i	Feuerwiderstandsdauer bezüglich der Wärmedämmung
u	geometrischer Mittelwert der Achsabstände u_1 und u_2 (Verbundquerschnitt mit teilweise einbetonierten Stahlprofilen)

$u_1; u_2$	kleinster Abstand vom Mittelpunkt eines Bewehrungsstabes zur Innenseite des Stahlflansches oder zur Betonoberfläche
$z_i; z_j$	Abstand der plastischen Nulllinie zum Schwerpunkt einer Teilfläche A_i oder A_j

Große griechische Buchstaben

Δl	temperaturbedingte Verlängerung eines Bauteils
$\Delta l/l$	thermische Dehnung
Δt	Zeitintervall
$\Delta \theta_{a,t}$	Temperaturzuwachs eines Stahlträgers innerhalb eines Zeitintervalls Δt
$\Delta \theta$	Zuwachs der Gastemperatur [°C] innerhalb eines Zeitintervalls Δt
Φ	Konfigurations- oder Sichtfaktor

Kleine griechische Buchstaben

α	Neigungswinkel des Stegs
α_c	konvektiver Wärmeübergangskoeffizient
α_{slab}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Annahme eines rechteckigen Spannungsblocks bei der Bemessung von Decken
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen G_k
$\gamma_{M,fi}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine Werkstoffeigenschaft im Brandfall
$\gamma_{M,fi,a}$	Teilsicherheitsbeiwerte für die Festigkeit von Baustahl im Brandfall
$\gamma_{M,fi,c}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Festigkeit von Beton im Brandfall
$\gamma_{M,fi,s}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Festigkeit von Bewehrungsstahl im Brandfall
$\gamma_{M,fi,v}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Abscherfestigkeit von Kopfbolzendübeln im Brandfall
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen Q_k
γ_v	Teilsicherheitsbeiwert für die Abscherfestigkeit von Kopfbolzendübeln für die Bemessung bei Normaltemperatur
δ	Exzentrizität
ε	Dehnung
ε_a	axiale Dehnung des Stahlprofils einer Stütze
$\varepsilon_{a,\theta}$	Dehnung im Brandfall
$\varepsilon_{ae,\theta}$	Grenzdehnung im Brandfall

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

$\varepsilon_{ay,\theta}$	Fließdehnung im Brandfall
$\varepsilon_{ap,\theta}$	Dehnung an der Proportionalitätsgrenze
$\varepsilon_{au,\theta}$	Grenzdehnung für den Bereich des Fließplateaus
ε_c	axiale Dehnung des Betons einer Stütze
$\varepsilon_{c,\theta}$	Betonstauchung im Brandfall
$\varepsilon_{ce,\theta}$	maximale Betonstauchung im Brandfall
$\varepsilon_{ce,\theta_{max}}$	maximale Betonstauchung im Brandfall bei maximaler Temperatur
$\varepsilon_{cu,\theta}$	die zu $f_{c,\theta}$ gehörige Betonstauchung
$\varepsilon_{cu,\theta_{max}}$	Betonstauchung bei maximaler Temperatur
ε_f	Emissivität der Flamme
ε_m	Emissivität der Oberfläche eines Bauteils
ε_s	axiale Dehnung des Bewehrungsstahls einer Stütze
ϕ_b	Stabdurchmesser von Betonstahl
ϕ_s	Stabdurchmesser von Bügelbewehrung
ϕ_r	Stabdurchmesser der Längsbewehrung in den Ecken von Bügelbewehrung
η	Lastausnutzungsgrad nach ENV 1994-1-1
η_{fi}	Reduktionsfaktor für E_d zur Ermittlung von $E_{fi,d}$
$\eta_{fi,t}$	Lastausnutzungsgrad für die Bemessung für den Brandfall
θ	Temperatur
θ_a	Temperatur von Baustahl
$\theta_{a,t}$	Stahltemperatur zum Zeitpunkt t unter der Annahme, dass im ganzen Stahlquerschnitt die gleiche Temperatur vorhanden ist
θ_c	Temperatur von Beton
θ_{cr}	kritische Temperatur von Bauteilen
θ_i	Temperatur einer Teilfläche A_i
θ_{lim}	Grenztemperatur
θ_{max}	maximale Temperatur
θ_r	Temperatur von Steifen
θ_R	die Temperatur von Zulagebewehrung in den Rippen
θ_s	Temperatur von Bewehrungsstahl
θ_t	Brandraumtemperatur zum Zeitpunkt t

θ_v	Temperatur von Kopfbolzendübeln
θ_w	Temperatur im Steg
λ_a	Wärmeleitfähigkeit des Stahls
λ_c	Wärmeleitfähigkeit des Betons
λ_p	Wärmeleitfähigkeit der Brandschutzbekleidung
$\bar{\lambda}$	bezogene Schlankheit
$\bar{\lambda}_\theta$	bezogene Schlankheitsgrad von Steifen im Brandfall
ξ	Reduktionsfaktor für ungünstige, ständige Einwirkungen G_k
ρ_a	Rohdichte des Stahls
ρ_c	Rohdichte des Betons
$\rho_{c,NC}$	Rohdichte des Normalbetons
$\rho_{c,LC}$	Rohdichte des Leichtbetons
ρ_p	Rohdichte der Brandschutzbekleidung
σ	Spannung
$\sigma_{a,\theta}$	Spannung in dem Stahlprofil im Brandfall
$\sigma_{c,\theta}$	Druckspannung im Beton im Brandfall
$\sigma_{s,\theta}$	Spannung im Betonstahl im Brandfall
$\varphi_{a,\theta}$	Reduktionskoeffizient für das Stahlprofil aufgrund der Auswirkungen von thermischen Spannungen im Brandfall
$\varphi_{c,\theta}$	Reduktionskoeffizient für Beton aufgrund der Auswirkungen von thermischen Spannungen im Brandfall
$\varphi_{s,\theta}$	Reduktionskoeffizient für Betonstahl aufgrund der Auswirkungen von thermischen Spannungen im Brandfall
χ	Reduktions- oder Korrekturkoeffizient und -faktor
χ_z	Reduktions- oder Korrekturkoeffizient und -faktor (für Biegung um die z-Achse)
$\psi_{0,1}$	Kombinationsfaktor für den charakteristischen oder seltenen Wert einer veränderlichen Einwirkung
$\psi_{1,1}$	Kombinationsfaktor für den häufigen Anteil einer veränderlichen Einwirkung
$\psi_{2,1}$	Kombinationsfaktor für den quasi-ständigen Anteil einer veränderlichen Einwirkung
ψ_{fi}	Kombinationsfaktor für eine veränderliche Einwirkung im Brandfall, gegeben entweder durch $\psi_{1,1}$ oder $\psi_{2,1}$

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

2 Grundlagen der Bemessung

2.1 Anforderungen

2.1.1 Grundlegende Anforderungen

(1)P Falls Tragfähigkeit im Brandfall gefordert wird, müssen Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton so bemessen und ausgeführt werden, dass ihre Tragfähigkeitsfunktion während der maßgebenden Brandbeanspruchung aufrechterhalten bleibt.

(2)P Wird eine Unterteilung in Brandabschnitte gefordert, müssen die Bauteile, die den Brandabschnitt begrenzen, einschließlich Verbindungen, so bemessen und ausgeführt werden, dass ihre raumabschließende Wirkung während der maßgebenden Brandbeanspruchung aufrechterhalten bleibt. Dies muss erforderlichenfalls sicherstellen, dass

- kein Verlust des Raumabschlusses auftritt;
- kein Versagen der Wärmedämmung auftritt.

ANMERKUNG 1 Für die Definition siehe EN 1991-1-2, 1.5.1.8 und 1.5.1.9.

ANMERKUNG 2 Bei Verbunddecken ist das Strahlungskriterium nicht maßgebend.

(3)P Verformungskriterien sind anzuwenden, wenn Verformungen des Tragwerks im Hinblick auf Brandschutzbekleidungen oder Bemessungskriterien für raumabschließende Bauteile zu berücksichtigen sind.

(4) Die Verformung des Tragwerks braucht nicht berücksichtigt zu werden, wenn:

- die Wirksamkeit der Brandschutzbekleidung nach 3.3.4 sichergestellt ist und
- die raumabschließenden Bauteile die Anforderungen an eine nominelle Brandbeanspruchung erfüllen.

2.1.2 Nominelle Brandbeanspruchung

(1)P Bauteile müssen unter Brandbeanspruchung durch die Einheits-Temperaturzeitkurve die Kriterien R, E und I wie folgt erfüllen:

- nur raumabschließende Funktion: Raumabschluss (Kriterium E) und erforderlichenfalls Wärmedämmung (Kriterium I);
- nur tragende Funktion: Tragfähigkeit (Kriterium R);
- raumabschließende und tragende Funktion: die Kriterien R, E und erforderlichenfalls I.

(2) Das Kriterium „R“ darf dann als erfüllt betrachtet werden, wenn ausreichende Tragfähigkeit während der erforderlichen Branddauer erhalten bleibt.

(3) Das Kriterium „I“ darf dann als erfüllt betrachtet werden, wenn die mittlere Temperaturerhöhung auf der gesamten brandabgewandten Seite 140 K nicht überschreitet und die maximale Temperaturerhöhung an keiner Stelle 180 K überschreitet.

(4) Für die Außenbrandkurve sind in der Regel dieselben Kriterien zu verwenden, jedoch ist in der Regel der Verweis auf diese besondere Kurve durch die Buchstaben „EF“ zu kennzeichnen.

ANMERKUNG Siehe EN 1991-1-2, 1.5.3.5 und 3.2.2.

(5) Für die Hydrokarbonkurve sind in der Regel dieselben Kriterien zu verwenden, jedoch ist in der Regel der Verweis auf diese besondere Kurve durch die Buchstaben „HC“ zu kennzeichnen.

ANMERKUNG Siehe EN 1991-1-2, 1.5.3.11 und 3.2.3.

2.1.3 Parametrische Brandbeanspruchung

(1) Die Traglastfunktion ist sichergestellt, wenn ein Versagen über die gesamte Dauer der Brandbeanspruchung, einschließlich Abkühlphase, oder eine erforderliche Branddauer verhindert wird.

(2) Die raumabschließende Funktion hinsichtlich der Wärmedämmung ist dann erfüllt, wenn

- zum Zeitpunkt der maximalen Brandraumtemperatur die mittlere Temperaturerhöhung auf der gesamten brandabgewandten Seite 140 K nicht überschreitet und die maximale Temperaturerhöhung an keiner Stelle 180 K überschreitet,
- während der Abkühlphase des Brandes die mittlere Temperaturerhöhung auf der gesamten brandabgewandten Seite $\Delta\theta_1$ nicht überschreitet und die maximale Temperaturerhöhung an keiner Stelle $\Delta\theta_2$ überschreitet.

ANMERKUNG Die Werte für $\Delta\theta_1$ und $\Delta\theta_2$ können für die Anwendung in den einzelnen Ländern durch den Nationalen Anhang bestimmt werden. Die empfohlenen Werte sind $\Delta\theta_1 = 200$ K und $\Delta\theta_2 = 240$ K.

2.2 Einwirkungen

(1)P Die thermischen und mechanischen Einwirkungen müssen EN 1991-1-2 entnommen werden.

(2) Ergänzend zu EN 1991-1-2, 3.1(6) ist in der Regel die Emissivität von Stahl und Beton an der Bauteiloberfläche $\varepsilon_m = 0,7$ anzusetzen.

2.3 Bemessungswerte der Werkstoffeigenschaften

(1)P Die Bemessungswerte der mechanischen Materialparameter $X_{fi,d}$ (für Festigkeit und Verformung) sind wie folgt definiert:

$$X_{fi,d} = k_{\theta} X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

Dabei ist

- X_k der charakteristische Wert oder Nennwert einer Festigkeits- oder Verformungseigenschaft (i. Allg. f_k oder E_k) bei der Bemessung für Normaltemperatur nach EN 1994-1-1;
- k_{θ} der Reduktionsfaktor einer Festigkeits- oder Verformungseigenschaft ($X_{k,\theta}/X_k$) in Abhängigkeit von der Werkstofftemperatur – siehe Abschnitt 3;
- $\gamma_{M,fi}$ der Teilsicherheitsfaktor für die entsprechende Werkstoffeigenschaft für den Brandfall.

ANMERKUNG 1 Für die mechanischen Eigenschaften von Stahl und Beton sind die empfohlenen Werte für den Teilsicherheitsbeiwert im Brandfall $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$; wo Abweichungen erforderlich sind, dürfen diese in den entsprechenden nationalen Anhängen von EN 1992-1-2 und EN 1993-1-2 definiert werden.

ANMERKUNG 2 Wenn die vorgeschlagenen Zahlenwerte nicht verwendet werden, müssen die Bemessungstabellen eventuell angepasst werden.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(2)P Die Bemessungswerte der thermischen Materialeigenschaften $X_{fi,d}$ sind wie folgt definiert:

— falls ein Zuwachs der Werte die Sicherheit erhöht;

$$X_{fi,d} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$

— falls ein Zuwachs der Werte die Sicherheit verringert.

$$X_{fi,d} = \gamma_{M,fi} X_{k,\theta} \quad (2.2b)$$

Dabei ist

$X_{k,\theta}$ der charakteristische Wert einer Werkstoffeigenschaft bei der Bemessung für den Brandfall, i. Allg. abhängig von der Werkstofftemperatur - siehe 3.3;

$\gamma_{M,fi}$ der Teilsicherheitsfaktor für die maßgebende Werkstoffeigenschaft bei der Bemessung für den Brandfall.

ANMERKUNG 1 Für die thermischen Eigenschaften von Stahl und Beton wird für den Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffe bei der Bemessung für den Brandfall der Wert $\gamma_{M,fi} = 1,0$ empfohlen; wo Abweichungen erforderlich sind, dürfen diese in den relevanten Nationalen Anhängen von EN 1992-1-2 und EN 1993-1-2 definiert werden.

ANMERKUNG 2 Wenn die vorgeschlagenen Zahlenwerte nicht verwendet werden, müssen die Bemessungstabellen evtl. angepasst werden.

(3) Der Bemessungswert für die Betondruckfestigkeit ist in der Regel mit $1,0 f_c$, dividiert durch $\gamma_{M,fi,c}$ anzunehmen, bevor die Festigkeit aufgrund der Temperatur nach 3.2.2 abgemindert wird.

2.4 Nachweismethoden

2.4.1 Allgemeines

(1)P Das Tragwerksmodell für die Bemessung nach dieser Norm muss das zu erwartende Verhalten des Gesamttragwerks bei Brandbeanspruchung widerspiegeln.

(2)P Für die relevante Branddauer t muss nachgewiesen werden:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (2.3)$$

Dabei ist

$E_{fi,d,t}$ der Bemessungswert der Einwirkung im Brandfall, ermittelt nach EN 1991-1-2, unter Berücksichtigung der Auswirkungen von thermischen Ausdehnungen und Verformungen;

$R_{fi,d,t}$ der entsprechende Bemessungswert der Tragfähigkeit im Brandfall.

(3) Die Tragwerksberechnung im Brandfall ist in der Regel nach EN 1990, 5.1.4(2) durchzuführen.

ANMERKUNG Zum Nachweis der Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauer ist eine Bauteilberechnung ausreichend.

(4) Gelten bestimmte Anwendungsregeln in diesem Teil 1-2 nur für die Einheits-Temperaturzeitkurve, so ist dieses in den entsprechenden Regeln gekennzeichnet.

(5) Den Bemessungstabellen nach 4.2 liegt die Einheits-Temperaturzeitkurve zu Grunde.

(6)P Alternativ zu einer Bemessung mit den rechnerischen Nachweismethoden darf sich die Bemessung im Brandfall auch auf Ergebnisse von Brandversuchen oder auf Brandversuche in Verbindung mit Berechnungen stützen; siehe dazu EN 1990, 5.2.

2.4.2 Bauteilberechnung

(1) Die mechanischen Einwirkungen sind in der Regel zum Zeitpunkt $t=0$ unter Verwendung der Kombinationsfaktoren $\psi_{1,1}$ oder $\psi_{2,1}$ nach EN 1991-1-2, 4.3.1 (2) zu bestimmen.

(2) Als Vereinfachung zu (1) darf die Größe der Einwirkung $E_{fi,d,t}$ aus der Bauteilbemessung bei normaler Temperatur abgeleitet werden:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad (2.4)$$

Dabei ist

E_d der Bemessungswert für die entsprechende Kraft oder das entsprechende Moment aus der Bemessung bei Normaltemperatur für eine Grundkombination der Einwirkungen (siehe EN 1990);

η_{fi} der Reduktionsfaktor für E_d .

(3) Der Reduktionsfaktor η_{fi} ist in der Regel für die Lastkombination (6.10) aus EN 1990 wie folgt zu bestimmen:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5)$$

oder für die Lastkombination (6.10a) und (6.10b) aus EN 1990 durch den kleineren Wert der beiden folgenden Gleichungen:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5b)$$

Dabei ist

$Q_{k,1}$ der charakteristische Wert der führenden veränderlichen Einwirkung 1;

G_k der charakteristische Wert für ständige Einwirkungen;

γ_G der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen G_k ;

$\gamma_{Q,1}$ der Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen $Q_{k,1}$;

ξ der Reduktionsfaktor für ungünstige ständige Einwirkungen G_k ;

$\psi_{0,1}$ der Kombinationsfaktor für den charakteristischen Wert einer veränderlichen Einwirkung;

ψ_{fi} der Kombinationsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung im Brandfall, gegeben entweder durch $\psi_{1,1}$ (häufiger Wert) oder $\psi_{2,1}$ (quasi-ständiger Wert) nach EN 1991-1-2, 4.3.1(2).

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

ANMERKUNG 1 Bild 2.1 zeigt den Verlauf des Reduktionsfaktors η_{fi} in Abhängigkeit von dem Lastverhältnis $Q_{k,1}/G_k$ für verschiedene Werte des Kombinationsfaktors $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ nach Gleichung (2.5) unter folgenden Annahmen: $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,5$. Teilsicherheitsbeiwerte werden in den entsprechenden Nationalen Anhängen von EN 1990 angegeben. Die Gleichungen (2.5a) und (2.5b) ergeben leicht höhere Werte.

ANMERKUNG 2 Vereinfacht darf der Wert $\eta_{fi} = 0,65$ verwendet werden; allerdings wird für Verkehrslasten nach der Lastgruppe E nach EN 1991-1-1 der Wert 0,7 empfohlen (Bereiche, wo eine Anhäufung von Gegenständen zu erwarten ist; einschließlich Zugangsbereiche).

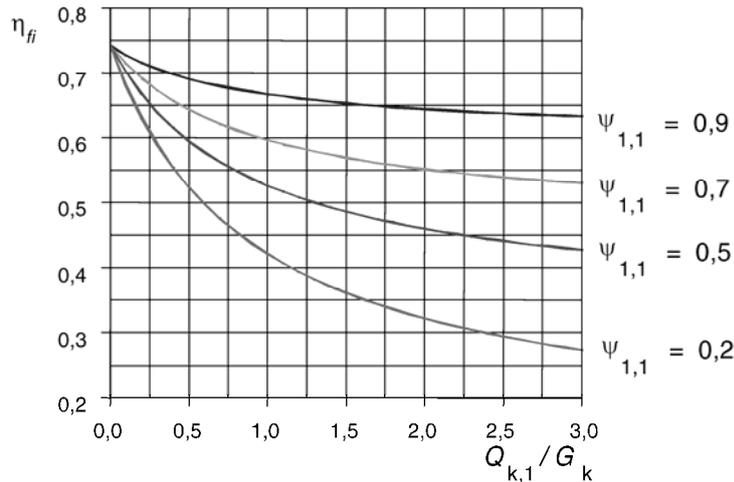


Bild 2.1 — Verlauf des Reduktionsfaktors η_{fi} in Abhängigkeit des Lastverhältnisses $Q_{k,1}/G_k$

(4) Es müssen nur temperaturbedingte Verformungen berücksichtigt werden, die aus Temperaturgradienten über dem Querschnitt resultieren. Die Auswirkungen axialer oder ebener thermischer Ausdehnung dürfen vernachlässigt werden.

(5) Die Randbedingungen an Auflagern und Enden von Bauteilen dürfen während des gesamten Brandverlaufes als unveränderlich angenommen werden.

(6) Die Bemessungstabellen, die vereinfachten oder die allgemeinen Bemessungsverfahren, die in 4.2, 4.3 bzw. 4.4 angegeben sind, sind für den Nachweis von Bauteilen im Brandfall geeignet.

2.4.3 Teiltragwerksberechnung

(1) Die mechanischen Einwirkungen sind in der Regel zum Zeitpunkt $t=0$ unter Verwendung der Kombinationsfaktoren $\psi_{1,1}$ oder $\psi_{2,1}$ nach EN 1991-1-2, 4.3.1(2), zu bestimmen.

(2) Anstelle einer Tragwerksberechnung im Brandfall zum Zeitpunkt $t=0$ dürfen die Lagerreaktionen und die inneren Kräfte und Momente an den Rändern der Teiltragwerke aus einer Tragwerksberechnung bei Normaltemperatur nach 2.4.2 abgeleitet werden.

(3) Das zu bemessene Teiltragwerk ist in der Regel auf Basis der zu erwartenden temperaturbedingten Längenänderungen und Verformungen so auszuwählen, dass sein Zusammenwirken mit anderen Tragwerksteilen durch zeitunabhängige Lagerungs- und Randbedingungen während der Brandbeanspruchung angenähert werden kann.

(4) Für das zu bemessene Teiltragwerk müssen die maßgebende Versagensart im Brandfall, die temperaturabhängigen Materialparameter und Bauteilsteifigkeiten sowie Auswirkungen von temperaturabhängigen Ausdehnungen und Verformungen (indirekte Einwirkungen im Brandfall) berücksichtigt werden.

(5) Während der Brandbeanspruchung dürfen die Randbedingungen an den Lagern und die Kräfte und Momente an den Rändern des Teiltragwerkes als konstant angenommen werden.

2.4.4 Gesamtragwerksberechnung

(1)P Gesamtragwerksberechnungen für den Brandfall sind unter Berücksichtigung des maßgebenden Versagenszustandes unter Brandbeanspruchung, der temperaturabhängigen Werkstoffeigenschaften und Bauteilsteifigkeiten und der Auswirkungen temperaturbedingter Längenänderungen und Verformungen durchzuführen.

3 Werkstoffeigenschaften

3.1 Allgemeines

(1)P Im Brandfall müssen die temperaturabhängigen Eigenschaften berücksichtigt werden.

(2) Die thermischen und mechanischen Eigenschaften von Stahl und Beton sind in der Regel nach den folgenden Abschnitten zu bestimmen.

(3)P Die in 3.2 angegebenen Werte für Werkstoffeigenschaften müssen als charakteristische Werte nach 2.3(1)P behandelt werden.

(4) Die mechanischen Eigenschaften von Beton, Bewehrungs- und Spannstahl bei Normaltemperatur (20 °C) sind in der Regel den Werten nach EN 1992-1-1 für eine Bemessung bei Normaltemperatur entsprechend anzunehmen.

(5) Die mechanischen Eigenschaften für Stahl bei 20 °C sind in der Regel den Werten entsprechend EN 1993-1-1 für eine Bemessung bei Normaltemperatur anzunehmen.

3.2 Mechanische Eigenschaften

3.2.1 Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Baustahl

(1) Für Aufheizgeschwindigkeiten zwischen 2 K/min und 50 K/min sind die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Baustahl bei erhöhten Temperaturen in der Regel den in Bild 3.1 dargestellten Spannungs-Dehnungsbeziehungen zu entnehmen.

ANMERKUNG Es wurde für die Regeln in dieser Norm angenommen, dass die Aufheizgeschwindigkeiten in den angegebenen Grenzen liegen.

(2) Die in Bild 3.1 und Tabelle 3.1 angegebenen Spannungs-Dehnungsbeziehungen sind durch drei Parameter definiert:

- die Neigung der elastischen Geraden $E_{s,\theta}$,
- die Proportionalitätsgrenze $f_{ap,\theta}$,
- das maximale Spannungsniveau oder die effektive Streckgrenze $f_{ay,\theta}$.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

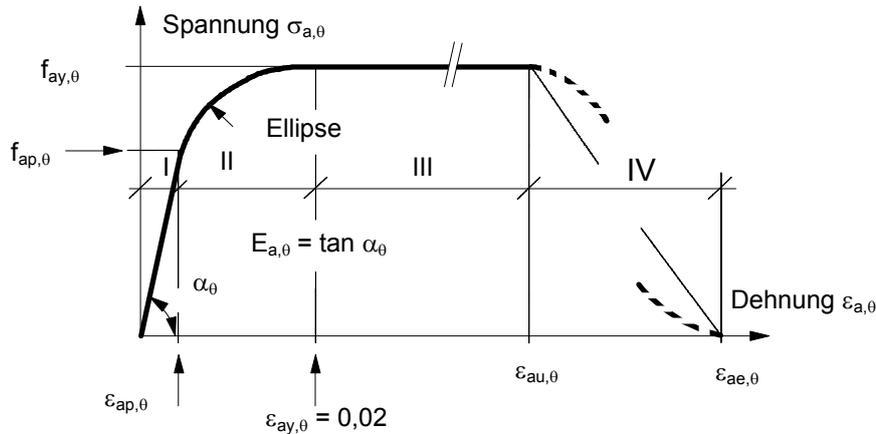


Bild 3.1 — Mathematisches Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl bei erhöhten Temperaturen

Tabelle 3.1 — Beziehungen zwischen verschiedenen Parametern des mathematischen Modells nach Bild 3.1

Dehnungsbereich	Spannung σ	Tangentenmodul
I / elastisch $\epsilon \leq \epsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta} \epsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II / Übergang elliptisch $\epsilon_{ap,\theta} \leq \epsilon$ $\epsilon \leq \epsilon_{ay,\theta}$	$\left(f_{ap,\theta} - c\right) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - \left(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{a,\theta}\right)^2}$ mit $a^2 = \left(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta}\right)\left(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta} + c / E_{a,\theta}\right)$ $b^2 = E_{a,\theta} \left(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta}\right) c + c^2$ $c = \frac{\left(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta}\right)^2}{E_{a,\theta} \left(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta}\right) - 2\left(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta}\right)}$	$\frac{b\left(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{a,\theta}\right)}{a \sqrt{a^2 - \left(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{a,\theta}\right)^2}}$
III / plastisch $\epsilon_{ay,\theta} \leq \epsilon$ $\epsilon \leq \epsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0

(3) Tabelle 3.2 enthält die Reduktionsfaktoren k_θ für erhöhte Stahltemperaturen θ_a , die zur Ermittlung der Parameter nach 3.2.1(2) mit den entsprechenden Bezugswerten E_a oder f_{ay} zu multiplizieren sind. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

(4) Sofern örtliches Stabilitätsversagen ausgeschlossen und das Verhältnis $f_{au,\theta} / f_{ay}$ auf 1,25 begrenzt ist, dürfen die Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach 3.2.1(1)P für Temperaturen unter 400 °C durch einen optionalen Verfestigungsbereich nach Tabelle 3.2 erweitert werden.

ANMERKUNG Der optionale Verfestigungsbereich wird im informativen Anhang A näher beschrieben.

(5) Der Verfestigungsbereich darf nur dann angesetzt werden, wenn die Berechnung auf der Basis allgemeiner Berechnungsverfahren nach 4.4 erfolgt und wenn nachgewiesen wird, dass ein örtliches Versagen (z. B. örtliches Beulen, Schubversagen, Betonabplatzungen usw.) bei großen Dehnungen nicht eintritt.

ANMERKUNG Werte für $\varepsilon_{au,\theta}$ und $\varepsilon_{ae,\theta}$, die die Bereiche der maximalen Spannungen und den abfallenden Ast nach Bild 3.1 beschreiben, dürfen dem informativen Anhang A entnommen werden.

(6) Die Formulierung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen wurde aus Zugversuchen abgeleitet. Diese Beziehungen dürfen auch für Stahl im Druckbereich verwendet werden.

(7) Im Falle von Brandbeanspruchungen nach EN 1991-1-2, 3.3 (Naturbrand-Modelle) insbesondere im Abkühlungsbereich dürfen die in Tabelle 3.2 für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl angegebenen Werte als hinreichend genaue Näherung verwendet werden.

Tabelle 3.2 — Reduktionsfaktoren k_{θ} für Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl unter erhöhten Temperaturen.

Stahl- temperatur θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1 000	0,0450	0,0250	0,04	
1 100	0,0225	0,0125	0,02	
1 200	0	0	0	

3.2.2 Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Beton

(1) Für Aufheizgeschwindigkeiten zwischen 2 K/min und 50 K/min sind die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Beton bei erhöhten Temperaturen in der Regel der in Bild 3.2 dargestellten Spannungs-Dehnungsbeziehung zu entnehmen.

ANMERKUNG Es wurde für die Regeln in dieser Norm angenommen, dass die Aufheizgeschwindigkeit in den angegebenen Grenzen liegt.

(2)P Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften einachsig beanspruchten Betons bei erhöhten Temperaturen müssen den Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach EN 1992-1-2, siehe auch Bild 3.2, entnommen werden.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(3) Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach Bild 3.2 sind durch zwei Parameter definiert:

- die Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$;
- die zu $f_{c,\theta}$ gehörende Betonstauchung $\varepsilon_{cu,\theta}$.

(4) Tabelle 3.3 enthält für erhöhte Betontemperaturen θ_c die Stauchungen $\varepsilon_{cu,\theta}$ und die Reduktionsfaktoren $k_{c,\theta}$ die zur Ermittlung von $f_{c,\theta}$ mit dem Bezugswert f_c zu multiplizieren sind. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

ANMERKUNG Infolge unterschiedlicher Versuchsverfahren zeigt $\varepsilon_{cu,\theta}$ eine beträchtliche Streuung, die in Tabelle B.1 des informativen Anhangs B dargestellt ist. Empfohlene Werte für $\varepsilon_{ce,\theta}$, die den Bereich des absteigenden Astes beschreiben, dürfen dem Anhang B entnommen werden.

(5) Für Leichtbeton (LC) sind in der Regel Werte für $\varepsilon_{cu,\theta}$, falls erforderlich, aus Versuchen zu ermitteln.

(6) Die Werte der Tabelle 3.3 gelten für alle quarzitischen Betone. Für kalkhaltige Betone dürfen die gleichen Werte verwendet werden. Diese Annahme ist üblicherweise konservativ. Für genauere Informationen wird auf ENV 1992-1-2, Tabelle 3.1 verwiesen.

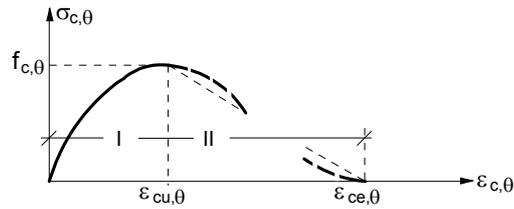
(7) Im Falle von Brandbeanspruchungen nach ENV 1991-1-2, 3.3 (Naturbrand-Modelle) insbesondere im Abkühlungsbereich ist in der Regel das mathematische Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Beton in Bild 3.2 zu modifizieren.

ANMERKUNG Da Beton nach Aufheizung und Abkühlung seine Anfangsdruckfestigkeit nicht wieder erreicht, darf der Vorschlag im informativen Anhang C, in Verbindung mit einem allgemeinen Berechnungsmodell nach 4.4, angewendet werden.

(8) Die Zugfestigkeit von Beton darf, auf der sicheren Seite liegend, zu null angenommen werden.

(9) Wird eine Zugfestigkeit von Beton bei einem Nachweis mit Hilfe eines allgemeinen Berechnungsmodells berücksichtigt, so sind in der Regel die Werte nach EN 1992-1-2, 3.2.2.2 nicht zu überschreiten.

(10) Bei Betonzugspannungen sind in der Regel Modelle mit abfallender Spannungs-Dehnungskurve wie in Bild 3.2 zu verwenden.

**BEREICH I:**

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[3 \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{cu,\theta}} \right) / \left\{ 2 + \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right\} \right]$$

$$\left. \begin{array}{l} k_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_c} \\ \text{und } \epsilon_{cu,\theta} \end{array} \right\} \text{entsprechend den Werten nach Tabelle 3.3}$$

BEREICH II:

Aus numerischen Gründen ist in der Regel ein abfallender Ast anzunehmen.

Bild 3.2 — Mathematisches Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton im Druckbereich bei erhöhten Temperaturen

Tabelle 3.3 — Werte für die zwei Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Normalbeton (NC) und Leichtbeton (LC) bei erhöhten Temperaturen

Betontemperatur θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\epsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$
	NC	LC	NC
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1 000	0,04	0,16	25,0
1 100	0,01	0,04	25,0
1 200	0	0	-

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

3.2.3 Betonstahl

(1) Für die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Betonstahl bei erhöhten Temperaturen darf das gleiche mathematische Modell angewendet werden wie für Baustahl nach 3.2.1.

(2) Die drei Hauptparameter für warmgewalzten Betonstahl dürfen Tabelle 3.2 entnommen werden, unter der Voraussetzung, dass $k_{u,\theta}$ auf 1,1 begrenzt wird.

(3) Die drei Hauptparameter für kaltverformten Betonstahl enthält Tabelle 3.4 (siehe auch EN 1992-1-2, Tabelle 3.2a).

ANMERKUNG Spannstahl wird in Verbundkonstruktionen üblicherweise nicht verwendet.

(4) Im Falle von Brandbeanspruchungen nach EN 1991-1-2, 3.3 (Naturbrand-Modelle) insbesondere im Abkühlungsbereich dürfen die in Tabelle 3.2 für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl angegebenen Werte als hinreichend genaue Näherung für warmgewalzten Betonstahl verwendet werden.

Tabelle 3.4 — Reduktionsfaktoren k_θ für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von kaltverformtem Betonstahl

Stahltemperatur θ_s °C	$k_{E,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1 000	0,03	0,03	0,05
1 100	0,02	0,02	0,03
1 200	0	0	0

3.3 Thermische Eigenschaften

3.3.1 Bau- und Betonstahl

(1) Die **thermische Dehnung** von Stahl $\Delta l / l$ darf für alle Bau- und Betonstähle wie folgt ermittelt werden:

$$\Delta l / l = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 \quad \text{für } 20 \text{ °C} < \theta_a \leq 750 \text{ °C} \quad (3.1a)$$

$$\Delta l / l = 11 \cdot 10^{-3} \quad \text{für } 750 \text{ °C} < \theta_a \leq 860 \text{ °C} \quad (3.1b)$$

$$\Delta l / l = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta_a \quad \text{für } 860 \text{ °C} < \theta_a \leq 1\,200 \text{ °C} \quad (3.1c)$$

Dabei ist

l die Länge des Stahlteiles bei 20 °C;

Δl die temperaturbedingte Verlängerung des Stahlteiles;

θ_a die Stahltemperatur.

(2) Bild 3.3 zeigt den Verlauf der thermischen Dehnung in Abhängigkeit von der Temperatur.

(3) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe 4.3) darf die thermische Dehnung als proportional zur Stahltemperatur betrachtet werden. Dabei ergibt sich die thermische Dehnung von Stahl zu:

$$\Delta l / l = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (3.1d)$$

(4) Die spezifische Wärmekapazität von Stahl c_a darf für alle Bau- und Betonstähle wie folgt ermittelt werden:

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 \quad \text{J/kgK} \quad \text{für } 20 \leq \theta_a \leq 600 \text{ °C} \quad (3.2a)$$

$$c_a = 666 - \left(\frac{13002}{\theta_a - 738} \right) \quad \text{J/kgK} \quad \text{für } 600 < \theta_a \leq 735 \text{ °C} \quad (3.2b)$$

$$c_a = 545 + \left(\frac{17820}{\theta_a - 731} \right) \quad \text{J/kgK} \quad \text{für } 735 < \theta_a \leq 900 \text{ °C} \quad (3.2c)$$

$$c_a = 650 \quad \text{J/kgK} \quad \text{für } 900 < \theta_a \leq 1\,200 \text{ °C} \quad (3.2d)$$

Dabei ist

θ_a die Stahltemperatur.

(5) Bild 3.4 zeigt den Verlauf der **spezifischen Wärmekapazität** in Abhängigkeit von der Temperatur.

(6) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe 4.3) darf die spezifische Wärmekapazität als unabhängig von der Stahltemperatur betrachtet werden. Dabei ist in der Regel folgender Durchschnittswert anzunehmen:

$$c_a = 600 \quad \text{J/kgK} \quad (3.2e)$$

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(7) Die **Wärmeleitfähigkeit** von Stahl λ_a darf für alle Bau- und Betonstähle wie folgt ermittelt werden:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad \text{W/mK} \quad \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta_a \leq 800 \text{ °C} \quad (3.3a)$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad \text{W/mK} \quad \text{für } 800 \text{ °C} < \theta_a \leq 1\,200 \text{ °C} \quad (3.3b)$$

Dabei ist

θ_a die Stahltemperatur.

(8) Bild 3.5 zeigt den Verlauf der Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur.

(9) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe 4.3) darf die Wärmeleitfähigkeit als unabhängig von der Stahltemperatur betrachtet werden. Dabei ist in der Regel folgender Durchschnittswert anzunehmen:

$$\lambda_a = 45 \quad \text{W/mK} \quad (3.3c)$$

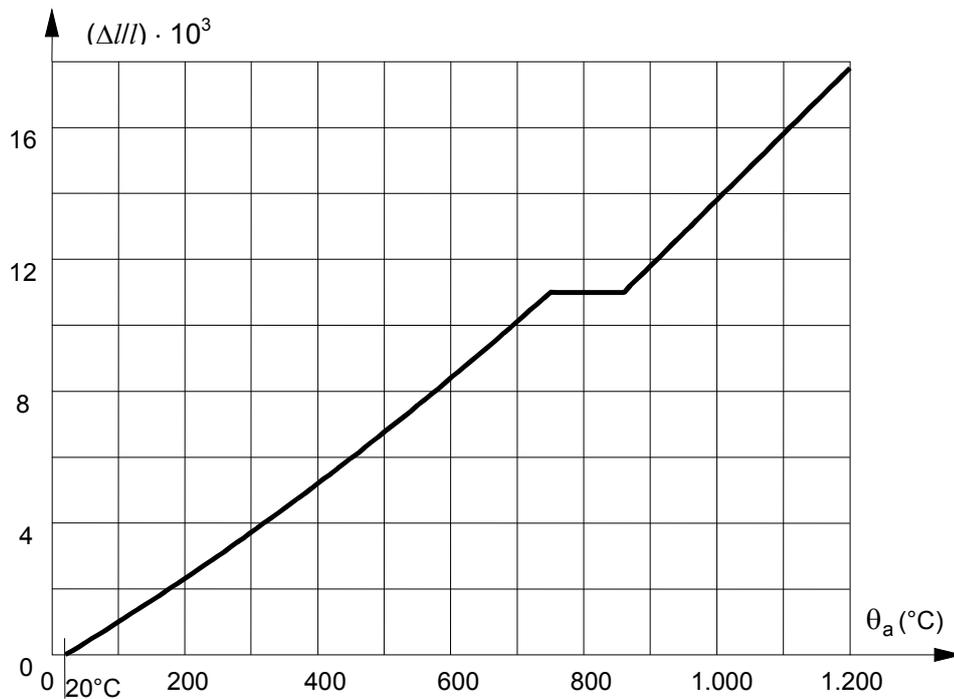


Bild 3.3 — Thermische Dehnung von Stahl als Funktion der Temperatur

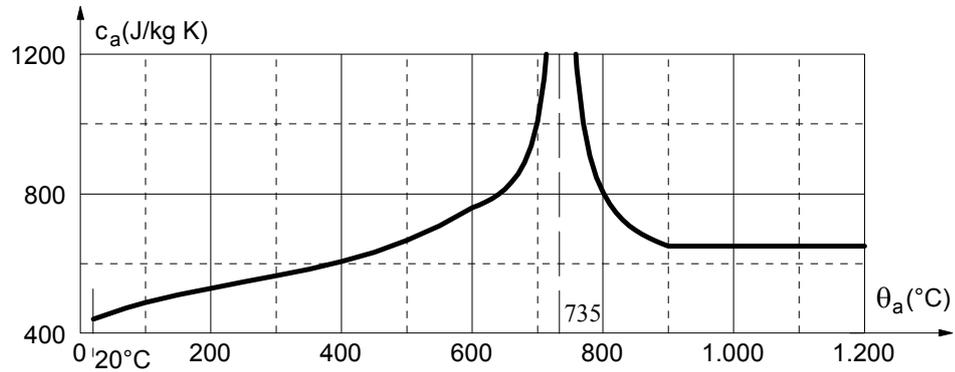


Bild 3.4 — Spezifische Wärmekapazität von Stahl als Funktion der Temperatur

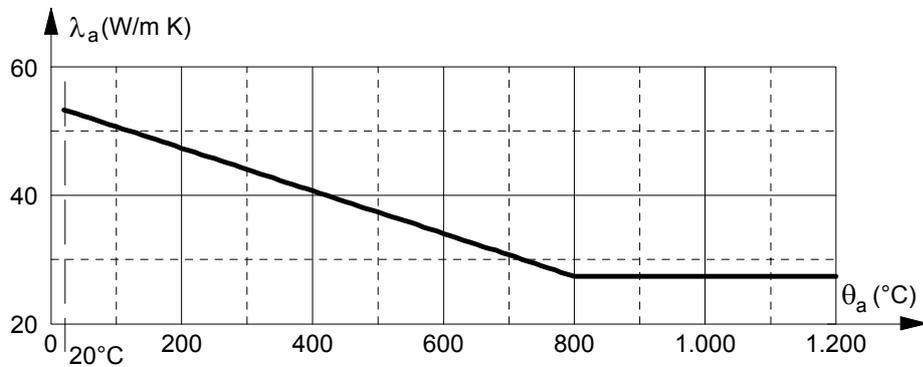


Bild 3.5 — Wärmeleitfähigkeit von Stahl als Funktion der Temperatur

3.3.2 Normalbeton

(1) Die **thermische Dehnung** $\Delta l / l$ von Normalbeton und Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen darf wie folgt ermittelt werden:

$$\Delta l / l = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 \quad \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 700 \text{ °C} \quad (3.4a)$$

$$\Delta l / l = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{für } 700 \text{ °C} < \theta_c \leq 1200 \text{ °C} \quad (3.4b)$$

Dabei ist

l die Länge des Betonteiles bei 20 °C;

Δl die temperaturbedingte Verlängerung des Betonteiles;

θ_c die Betontemperatur.

ANMERKUNG Für Beton mit kalksteinhaltigen Zuschlägen gilt EN 1992-1-2, 3.3.1 (1).

(2) Bild 3.6 zeigt den Verlauf der thermischen Dehnung in Abhängigkeit von der Temperatur.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(3) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe 4.3) darf die thermische Dehnung als proportional zur Betontemperatur betrachtet werden. Dabei ergibt sich die thermische Dehnung von Beton zu:

$$\Delta l / l = 18 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (3.4c)$$

(4) Die **spezifische Wärmekapazität** c_c darf für trockenen Normalbeton mit quarz- oder kalksteinhaltigen Zuschlägen wie folgt ermittelt werden:

$$c_c = 900 \quad \text{J/kg K} \quad \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 100 \text{ °C} \quad (3.5a)$$

$$c_c = 900 + (\theta_c - 100) \quad \text{J/kg K} \quad \text{für } 100 \text{ °C} < \theta_c \leq 200 \text{ °C} \quad (3.5b)$$

$$c_c = 1000 + (\theta_c - 200)/2 \quad \text{J/kg K} \quad \text{für } 200 \text{ °C} < \theta_c \leq 400 \text{ °C} \quad (3.5c)$$

$$c_c = 1100 \quad \text{J/kg K} \quad \text{für } 400 \text{ °C} < \theta_c \leq 1200 \text{ °C} \quad (3.5d)$$

Dabei ist

θ_c die Betontemperatur, °C.

ANMERKUNG Näherungsweise darf der Verlauf von c_c in Abhängigkeit von der Temperatur wie folgt angenommen werden:

$$c_{c,\theta} = 890 + 56,2 (\theta_c / 100) - 3,4 (\theta_c / 100)^2 \quad (3.5e)$$

(5) Bild 3.7 zeigt den Verlauf der spezifischen Wärmekapazität nach Gleichung (3.5e) in Abhängigkeit von der Temperatur.

(6) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe 4.3) darf die spezifische Wärmekapazität als unabhängig von der Betontemperatur betrachtet werden. Dabei ist in der Regel folgender Wert anzunehmen:

$$c_c = 1000 \quad \text{J/kg K} \quad (3.5f)$$

(7) Der **Feuchtegehalt** von Beton ist in der Regel gleich dem Gleichgewichts-Feuchtegehalt anzunehmen. Sind diese Daten nicht verfügbar, ist in der Regel ein Feuchtegehalt von 4 % des Betongewichtes nicht zu überschreiten.

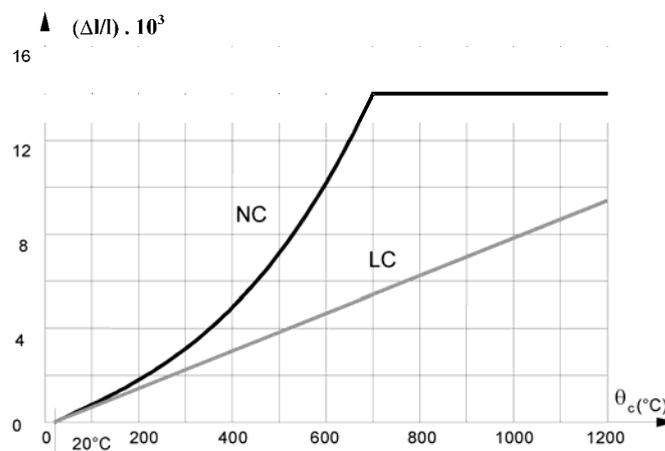


Bild 3.6 — Thermische Dehnung von Normalbeton (NC) und Leichtbeton (LC) als Funktion der Temperatur

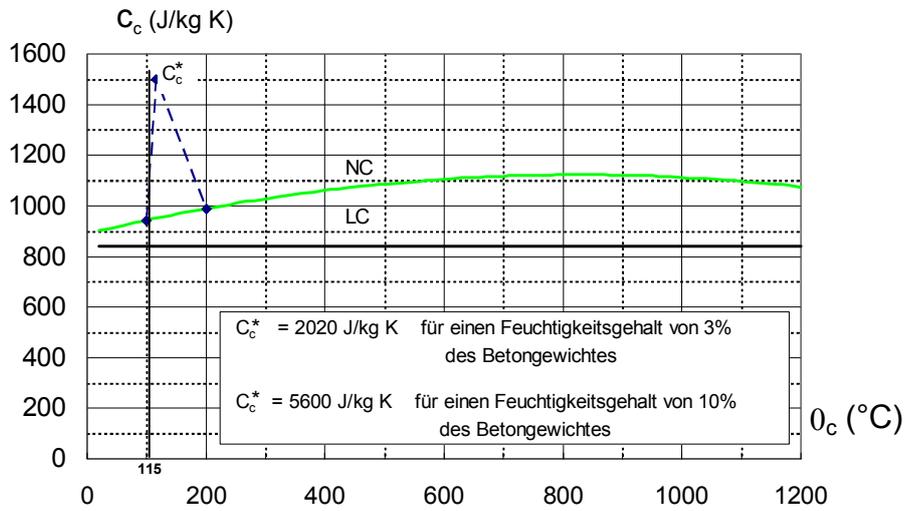


Bild 3.7 — Spezifische Wärmekapazität von Normalbeton (NC) und Leichtbeton (LC) als Funktion der Temperatur

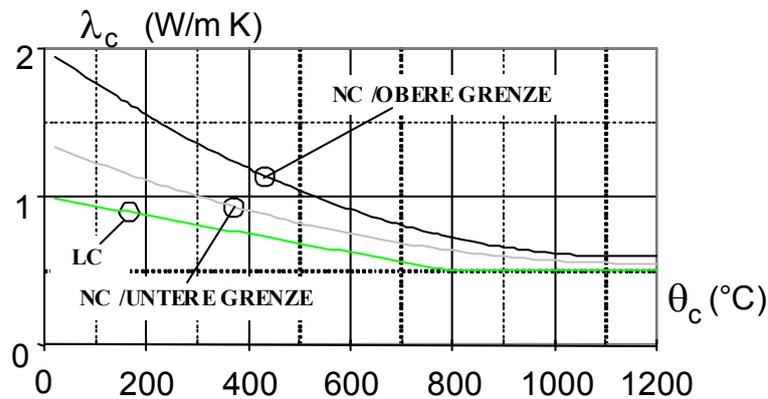


Bild 3.8 — Wärmeleitfähigkeit von Normalbeton (NC) und Leichtbeton (LC) als Funktion der Temperatur

(8) Wird der Feuchtegehalt nicht bei der Wärmebilanz berücksichtigt, darf die Funktion für die spezifische Wärme nach (4) zwischen 100°C und 200°C durch einen Höchstwert bei 115°C (siehe Bild 3.7) ergänzt werden:

$$c_c^* = 2\,020 \quad \text{für einen Feuchtegehalt von 3 \% des Betongewichtes} \quad \text{J/kg K} \quad (3.5g)$$

$$c_c^* = 5\,600 \quad \text{für einen Feuchtegehalt von 10 \% des Betongewichtes} \quad \text{J/kg K} \quad (3.5h)$$

Letzteres kann bei betongefüllten Hohlprofilen auftreten.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(9) Die Wärmeleitfähigkeit λ_c darf für Normalbeton wie folgt zwischen der in (10) gegebenen oberen und unteren Grenze ermittelt werden.

ANMERKUNG 1 Der Wert der Wärmeleitfähigkeit darf durch den Nationalen Anhang in dem Bereich, der durch die obere und die untere Grenze beschrieben wird, festgesetzt werden.

ANMERKUNG 2 Die obere Grenze wurde aus Versuchen von Verbundbauteilen abgeleitet. Die Verwendung der oberen Grenze wird empfohlen.

(10) Die obere Grenze für die Wärmeleitfähigkeit λ_c von Normalbeton darf wie folgt ermittelt werden:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta_c / 100) + 0,0107(\theta_c / 100)^2 \quad \text{W/mK} \quad \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 1\,200 \text{ °C} \quad (3.6a)$$

Dabei ist

θ_c die Betontemperatur.

Die untere Grenze für die Wärmeleitfähigkeit λ_c von Normalbeton darf wie folgt ermittelt werden:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta_c / 100) + 0,0057(\theta_c / 100)^2 \quad \text{W/mK} \quad \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 1\,200 \text{ °C} \quad (3.6b)$$

Dabei ist

θ_c die Betontemperatur.

(11) Bild 3.8 zeigt den Verlauf der Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur.

(12) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe 4.3) darf die Wärmeleitfähigkeit als unabhängig von der Betontemperatur betrachtet werden. Dabei ist in der Regel folgender Wert anzunehmen:

$$\lambda_c = 1,60 \quad \text{W/mK} \quad (3.6c)$$

3.3.3 Leichtbeton

(1) Die **thermische Dehnung** $\Delta l / l$ von Leichtbeton darf wie folgt ermittelt werden:

$$\Delta l / l = 8 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (3.7)$$

Dabei ist

l die Länge des Leichtbetonteiles bei 20 °C;

Δl die temperaturbedingte Verlängerung des Leichtbetonteiles;

θ_c die Leichtbetontemperatur, °C.

(2) Die **spezifische Wärmekapazität** c_c darf als unabhängig von der Betontemperatur wie folgt angenommen werden:

$$c_c = 840 \quad \text{J/kg K} \quad (3.8)$$

(3) Die **Wärmeleitfähigkeit** λ_c darf für Leichtbeton wie folgt ermittelt werden:

$$\lambda_c = 1,0 - (\theta_c / 1600) \quad \text{W/mK} \quad \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 800 \text{ °C} \quad (3.9a)$$

$$\lambda_c = 0,5 \quad \text{W/mK} \quad \text{für } \theta_c > 800 \text{ °C} \quad (3.9b)$$

(4) Die Bilder 3.6, 3.7 und 3.8 zeigen die Verläufe der thermischen Dehnung, der spezifischen Wärmekapazität und der Wärmeleitfähigkeit von Leichtbeton in Abhängigkeit von der Temperatur.

(5) Der Feuchtegehalt von Leichtbeton ist in der Regel gleich dem Gleichgewichts-Feuchtegehalt anzunehmen. Sind diese Daten nicht verfügbar, ist in der Regel ein Feuchtegehalt von 5 % des Betongewichtes nicht zu überschreiten.

3.3.4 Brandschutzmaterialien

(1)P Die Eigenschaften und die Leistungsfähigkeit von Brandschutzmaterialien müssen unter den Versuchsbedingungen nach CEN/TS 13381-1, ENV 13381-2, ENV 13381-5 und ENV 13381-6 nachgewiesen werden.

3.4 Rohdichte

(1)P Die Rohdichte von Stahl ρ_a ist als unabhängig von der Stahltemperatur zu betrachten. Folgender Wert ist anzunehmen:

$$\rho_a = 7\,850 \quad \text{kg/m}^3 \quad (3.10)$$

(2) Bezüglich der statischen Belastung darf die Rohdichte von Beton ρ_c als unabhängig von der Betontemperatur betrachtet werden. Für die thermische Analyse darf der Verlauf von ρ_c als Funktion der Temperatur nach EN 1992-1-2, 3.3.2(3) angewendet werden.

ANMERKUNG Der Verlauf von ρ_c als Funktion der Temperatur darf wie folgt angenähert werden:

$$\rho_{c,\theta} = 2\,354 - 23,47 (\theta_c / 100) \quad (3.11)$$

(3) Für unbewehrten Normalbeton (NC) darf der folgende Wert angesetzt werden:

$$\rho_{c,NC} = 2\,300 \quad \text{kg/m}^3 \quad (3.12a)$$

(4)P Die Rohdichte von unbewehrtem Leichtbeton (LC), wie er dieser Norm für die Bemessung im Brandfall zugrunde liegt, muss innerhalb folgender Grenzen liegen:

$$\rho_{c,LC} = 1\,600 \text{ bis } 2\,000 \quad \text{kg/m}^3 \quad (3.12b)$$

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

4 Bemessungsverfahren

4.1 Einleitung

(1)P Der Nachweis des Tragverhaltens im Brandfall muss den Anforderungen nach Abschnitt 5 (Konstruktionsdetails) sowie einem der folgenden erlaubten Bemessungsverfahren genügen:

- anerkannte (klassifizierte) Bemessungswerte in Tabellenform für bestimmte Bauteile;
- vereinfachte Berechnungsverfahren für bestimmte Bauteile;
- allgemeine Berechnungsverfahren zur Simulation des Verhaltens von Gesamttragwerken (nach 2.4.4), von Teiltragwerken (nach 2.4.3) oder von Einzelbauteilen (nach 2.4.2).

ANMERKUNG Die Entscheidung, ob allgemeine Berechnungsverfahren in den einzelnen Ländern angewendet werden dürfen, ist den jeweiligen Nationalen Anhängen zu entnehmen.

(2)P Die Anwendung von Tabellenwerten und von vereinfachten Berechnungsverfahren ist auf Einzelbauteile mit direkter Brandbeanspruchung über die volle Bauteillänge beschränkt. Dabei wird angenommen, dass die Brandbeanspruchung den Normbrandbedingungen entspricht und dass eine einheitliche Querschnittstemperaturverteilung über die Bauteillänge herrscht. Eine Extrapolation über den durch Versuche abgedeckten Bereich hinaus ist nicht zulässig.

(3) Tabellenwerte und vereinfachte Berechnungsverfahren liegen in der Regel im Vergleich zu Versuchsergebnissen oder allgemeinen Berechnungsverfahren auf der sicheren Seite.

(4)P Die Anwendung allgemeiner Berechnungsverfahren behandelt das Brandverhalten von Einzelbauteilen, Teiltragwerken oder Gesamttragwerken und erlaubt – soweit sinnvoll – den Nachweis der Interaktion zwischen direkt brandbeanspruchten und nicht brandbeanspruchten Tragwerksteilen.

(5)P Bei allgemeinen Berechnungsverfahren müssen ingenieurmäßige Regeln in realitätstreuer Weise auf spezielle Fälle angewendet werden.

(6)P Falls weder Tabellenwerte noch vereinfachte Berechnungsverfahren verfügbar sind, so ist der Nachweis entweder auf der Grundlage allgemeiner Berechnungsverfahren oder von Versuchsergebnissen zu führen.

(7)P Ausnutzungsfaktoren werden definiert als Verhältnis des maßgebenden Bemessungswertes der Beanspruchung zu dem Bemessungswert der Beanspruchbarkeit:

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0 \quad \text{Ausnutzungsfaktor nach EN 1994-1-1} \quad (4.1)$$

Dabei ist

E_d der Bemessungswert der Beanspruchung bei Normaltemperatur;

R_d der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit bei Normaltemperatur;

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \quad \text{Ausnutzungsfaktor für die Bemessung im Brandfall;}$$

Dabei ist

$E_{fi,d,t}$ der Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall zum Zeitpunkt t .

(8)P Bei Gesamttragwerksberechnungen (Gesamtkonstruktionen) müssen die mechanischen Einwirkungen aus der Kombinationsregel für außergewöhnliche Bemessungssituationen nach EN 1991-1-2, 4.3 ermittelt werden.

(9)P Bei allen Tragwerksberechnungen nach 2.4.2, 2.4.3 und 2.4.4 ist das Tragfähigkeitskriterium „R“ erreicht, wenn der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit im Brandfall $R_{fi,d,t}$ auf das Niveau des Bemessungswertes der Beanspruchung im Brandfall $E_{fi,d,t}$ abgesunken ist.

(10) Bei der Bemessung mit Tabellenwerten nach 4.2 darf $R_{fi,d,t}$ aus $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ berechnet werden.

(11) Vereinfachte Berechnungsverfahren für Decken und Träger dürfen auf der Grundlage bekannter Querschnittstemperaturverteilungen nach 4.3 und Werkstoffeigenschaften nach Abschnitt 3 beruhen.

(12) Bei Decken und Trägern, für die die Temperaturverteilungen durch andere geeignete Verfahren oder durch Versuche bestimmt wurden, darf die Querschnittstragfähigkeit direkt mit den in Abschnitt 3 angegebenen Werkstoffeigenschaften berechnet werden, vorausgesetzt, Stabilitätsversagen oder andere vorzeitige Versagensformen sind ausgeschlossen.

(13) Bei Verbundträgern ist in der Regel die Längsschubtragfähigkeit in der Deckenplatte als Funktion der Querbewehrung nach EN 1994-1-1, 6.6.6 zu ermitteln. In diesem Fall ist in der Regel die Mitwirkung des Stahlprofilbleches zu vernachlässigen, wenn die Blechtemperatur 350 °C überschreitet. Die mittragende Breite b_{eff} bei erhöhten Temperaturen darf wie in EN 1994-1-1, 5.4.1.2 angenommen werden.

(14) Regel (13) gilt, wenn der Achsabstand dieser Querbewehrung nach EN 1992-1-2, Tabelle 5.8, Spalte 3 eingehalten ist.

(15) In diesem Dokument wird für Stützen im Brandfall eine vierseitige Beflammung unterstellt. Bei Deckenträgern hingegen wird eine dreiseitige Beflammung von unten angenommen.

(16) Bei Trägern darf in Verbindung mit Verbunddecken von einer dreiseitigen Beflammung ausgegangen werden, wenn mindestens 85 % der Oberseite des Stahlträgerobergurtes von dem Profilblech bedeckt sind.

4.2 Bemessungstabellen

4.2.1 Anwendungsgrenzen

(1) Die folgenden Regeln beziehen sich auf die Bauteilbemessung nach 2.4.2. Sie gelten nur für Normbrandbedingungen.

(2) Die nachfolgenden Tabellenwerte sind abhängig vom Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$ nach 4.1 (7)P, (9)P und (10).

(3) Der Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall $E_{fi,d}$, der als zeitunabhängig angenommen wird, darf nach 2.4.2 (2) ermittelt werden.

(4)P Es ist nachzuweisen, dass $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$ ist.

(5) Für die Werte der Tabellen 4.1 bis 4.7 ist lineare Interpolation für alle physikalischen Parameter zulässig.

ANMERKUNG Wenn eine Klassifizierung nach dem aktuellen Stand nicht möglich ist, wird dies in den Tabellen durch „-“ gekennzeichnet.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

4.2.2 Verbundträger mit Kammerbeton

(1) Verbundträger mit Kammerbeton (Bild 1.5) dürfen in Abhängigkeit von dem Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$, der Trägerbreite b und der Zulagebewehrung A_s bezogen auf die Fläche des unteren Flansches A_f nach Tabelle 4.1 klassifiziert werden.

(2) Die Werte der Tabelle 4.1 gelten für Einfeldträger.

(3) Bei der Bestimmung von R_d und $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ in Verbindung mit Tabelle 4.1 sind in der Regel folgende Bedingungen einzuhalten:

- die Stegdicke e_w beträgt höchstens 1/15 der Trägerbreite b ;
- die untere Flanschdicke e_f beträgt höchstens das Doppelte der Stegdicke e_w ;
- die Dicke der Betonplatte h_c beträgt mindestens 120 mm;
- die Fläche der Zulagebewehrung bezogen auf die Gesamtfläche zwischen den Flanschen $A_s / (A_c + A_s)$ beträgt höchstens 5 %;
- der Wert für R_d wird auf Grundlage von EN 1994-1-1 berechnet, vorausgesetzt, dass
 - die mittragende Plattenbreite b_{eff} den Wert 5 m nicht überschreitet,
 - die Zulagebewehrung A_s nicht in Rechnung gestellt wird.

(4) Die Werte der Tabelle 4.1 gelten für Baustahl S355. Wird eine andere Baustahlgüte verwendet, sind die in Tabelle 4.1 für die Zulagebewehrung angegebenen Mindestwerte mit dem Verhältnis der Streckgrenze dieses Stahles zu der des S355 zu multiplizieren.

(5) Die Werte der Tabelle 4.1 gelten bezüglich der zusätzlichen Längsbewehrung A_s für die Betonstahlgüte S500.

(6) Die Werte der Tabellen 4.1 und 4.2 gelten für Träger, die mit Stahlbetondecken schubfest verbunden sind.

(7) Die Werte der Tabellen 4.1 und 4.2 dürfen für Träger verwendet werden, die mit Stahlprofilblech-Verbunddecken schubfest verbunden sind, wenn mindestens 85 % der Oberseite des Stahlprofils durch das Stahlprofilblech abgedeckt sind. Wenn nicht, sind die Öffnungen in der Stahlprofilblechdecke über dem Obergurt der Träger mit Brandschutzmaterial zu schließen.

(8) Das Material zum Verschluss der Öffnungen muss für den Brandschutz von Stahl geeignet sein (siehe ENV 13381-4 und/oder ENV 13381-5).

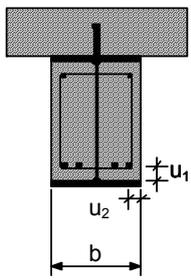
(9) Zulagebewehrung muss unter Berücksichtigung der Achsabstände u_1 und u_2 von Tabelle 4.2 möglichst nah an den Unterflansch verlegt werden.

Tabelle 4.1 — Mindestquerschnittsabmessungen $\min b$ und erforderliche Verhältnisse $\min (A_s / A_f)$ von Zulagebewehrung zur Untergurtfläche für Verbundträger mit Kammerbeton

	<p>Anwendungsbedingungen: Decke: $h_c \geq 120 \text{ mm}$ $b_{\text{eff}} \leq 5 \text{ m}$ Stahlquerschnitt: $b / e_w \geq 15$ $e_f / e_w \leq 2$ Verhältnis der Zulagebewehrung zur Gesamtfläche zwischen den Flanschen: $A_s / (A_c + A_s) \leq 5 \%$</p>	Feuerwiderstandsklasse				
		R 30	R 60	R 90	R 120	R 180
1	Mindestquerschnittsabmessungen für den Lastausnutzungsfaktor $\eta_{\text{fi,t}} \leq 0,3$ min b in mm und erforderliches Verhältnis der Zulagebewehrung zur Untergurtfläche des Verbundträgers A_s / A_f					
1.1	$h \geq 0,9 \times \min b$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
1.2	$h \geq 1,5 \times \min b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
1.3	$h \geq 2,0 \times \min b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
2	Mindestquerschnittsabmessungen für den Lastausnutzungsfaktor $\eta_{\text{fi,t}} \leq 0,5$ min b in mm und erforderliches Verhältnis der Zulagebewehrung zur Untergurtfläche des Verbundträgers A_s / A_f					
2.1	$h \geq 0,9 \times \min b$	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	-
2.2	$h \geq 1,5 \times \min b$	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5
2.3	$h \geq 2,0 \times \min b$	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
2.4	$h \geq 3,0 \times \min b$	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3
3	Mindestquerschnittsabmessungen für den Lastausnutzungsfaktor $\eta_{\text{fi,t}} \leq 0,7$ min b in mm und erforderliches Verhältnis der Zulagebewehrung zur Untergurtfläche des Verbundträgers A_s / A_f					
3.1	$h \geq 0,9 \times \min b$	80/0,0	270/0,4	300/0,6	-	-
3.2	$h \geq 1,5 \times \min b$	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	-
3.3	$h \geq 2,0 \times \min b$	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
3.4	$h \geq 3,0 \times \min b$	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

Tabelle 4.2 — Mindestachsabstände der Zulagebewehrung für Verbundträger mit ausbetonierten Kammern

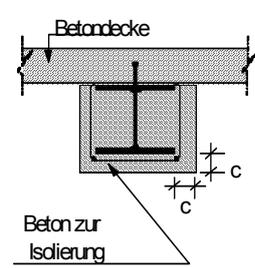
	Profilbreite	Mindestachsabst.	Feuerwiderstandsklasse			
	b mm	u_1, u_2 mm	R 60	R 90	R 120	R 180
170	u_1	100	120	-	-	-
	u_2	45	60	-	-	-
200	u_1	80	100	120	-	-
	u_2	40	55	60	-	-
250	u_1	60	75	90	120	-
	u_2	35	50	60	60	-
≥ 300	u_1	40	50	70	90	-
	u_2	25*	45	60	60	-

*) Dieser Wert muss nach EN 1992-1-1, 4.4.1.2, überprüft werden.

(10) Wenn der umschließende Beton des Stahlträgers lediglich isolierende (keine tragende) Funktion besitzt, darf ein ausreichender Feuerwiderstand R 30 bis R 180 bei Einhaltung der Betondeckungen c nach Tabelle 4.3 angenommen werden.

ANMERKUNG Für die Feuerwiderstandsklasse R 30 ist nur der Kammerbeton erforderlich.

Tabelle 4.3 — Mindestbetondeckung c für Stahlquerschnitte mit Beton als Brandschutzbekleidung

	Feuerwiderstandsklasse				
	R 30	R 60	R 90	R 120	R 180
Betonüberdeckung c in mm	0	25	30	40	50

(11) Wenn der umschließende Beton lediglich isolierende Funktion hat, dann sind in der Regel, ausgenommen bei Feuerwiderstandsklasse R 30, Betonstahlmatten nach 5.1 (6) anzuordnen.

4.2.3 Verbundstützen

4.2.3.1 Allgemeines

(1) Die Bemessungstabellen 4.4, 4.6 und 4.7 gelten für Verbundstützen in ausgesteiften Tragwerken.

(2) Der Lastausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$ in den Tabellen 4.6 und 4.7 wurde nach 4.1 (7)P unter der Annahme einer beidseitigen gelenkigen Lagerung der Stütze für die Berechnung von R_d und unter der Voraussetzung, dass im Brandfall beide Stützenenden vollständig eingespannt sind, bestimmt. Dies ist in der Regel nach den Bildern 5.3 bis 5.6 der Fall, wenn angenommen wird, dass nur das betrachtete Stockwerk dem Brand ausgesetzt ist.

(3) Für die Anwendung der Tabellen 4.6 und 4.7 muss bei der Berechnung von R_d die doppelte Knicklänge wie bei der Bemessung im Brandfall angesetzt werden.

(4) Die Tabellen 4.4 bis 4.7 gelten für zentrische oder exzentrisch belastete Stützen. Bei der Berechnung des Bemessungswertes der Beanspruchbarkeit bei Normaltemperatur R_d ist die Exzentrizität zu berücksichtigen.

(5) Die Werte der Tabellen 4.4 bis 4.7 gelten für Stützen mit einer maximalen Länge in Höhe des 30fachen der minimalen äußeren Abmessung des gewählten Querschnitts.

4.2.3.2 Verbundstützen mit vollständig einbetonierten Stahlquerschnitten

(1) Verbundstützen mit vollständig einbetonierten Stahlquerschnitten dürfen in Abhängigkeit von den Querschnittsabmessungen b_c oder h_c , der Betondeckung c des Stahlquerschnitts und des Mindestachsabstands u_s der Längsbewehrung nach Tabelle 4.4 klassifiziert werden; Tabelle 4.4 enthält zwei alternative Lösungen.

(2) Bei Anwendung von 4.1 (10) dürfen alle Ausnutzungsfaktoren $\eta_{fi,t}$ angesetzt werden.

(3) Die Bewehrung hat in der Regel aus mindestens 4 Stäben mit einem Durchmesser von 12 mm zu bestehen. In jedem Fall sollte der Mindestbewehrungsgrad nach EN 1994-1-1 eingehalten werden.

(4) Der maximale Bewehrungsgrad der Längsbewehrung muss in der Regel den Anforderungen nach EN 1994-1-1 entsprechen. Für die Bügelbewehrung wird in der Regel auf EN 1992-1-1 verwiesen.

Tabelle 4.4 — Mindestquerschnittsabmessungen h_c und b_c , Mindestbetonüberdeckung c des Stahlquerschnitts und Mindestachsabstand der Bewehrungsstäbe u_s bei Verbundstützen mit vollständig einbetoniertem Stahlquerschnitt

		Feuerwiderstandsklasse					
		R 30	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
1.1	Mindestabmessungen h_c und b_c in mm	150	180	220	300	350	400
1.2	Mindestbetonüberdeckung des Stahlquerschnitts c in mm	40	50	50	75	75	75
1.3	Mindestachsabstand der Bewehrungsstäbe u_s in mm oder	20*	30	30	40	50	50
2.1	Mindestabmessungen h_c und b_c in mm	-	200	250	350	400	-
2.2	Mindestbetonüberdeckung des Stahlquerschnitts c in mm	-	40	40	50	60	-
2.3	Mindestachsabstand der Bewehrungsstäbe u_s in mm	-	20*	20*	30	40	-

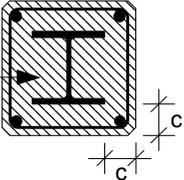
*) Diese Werte müssen nach EN 1992-1-1, 4.4.1.2, überprüft werden.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(5) Wenn der umschließende Beton des Stahlquerschnittes lediglich isolierende (keine tragende) Funktion besitzt, darf ein ausreichender Feuerwiderstand R 30 bis R 180 bei Einhaltung der Betondeckungen c nach Tabelle 4.5 angenommen werden.

ANMERKUNG Für die Feuerwiderstandsklasse R 30 ist nur der Kammerbeton erforderlich.

Tabelle 4.5 — Mindestbetondeckung für Stahlquerschnitte mit Beton als Brandschutzbekleidung

Beton als Bekleidung 	Feuerwiderstandsklasse				
	R 30	R 60	R 90	R 120	R 180
Betondeckung c in mm	0	25	30	40	50

(6) Wenn der umschließende Beton lediglich isolierende Funktion hat, dann sind, mit Ausnahme der Feuerwiderstandsklasse R 30, in der Regel Betonstahlmatten nach 5.1 (6) anzuordnen.

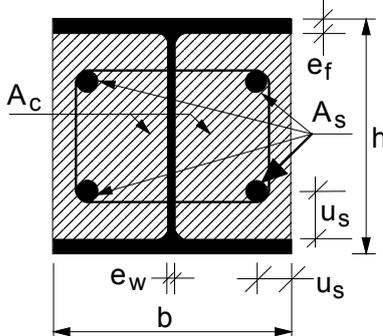
4.2.3.3 Verbundstützen mit Kammerbeton

(1) Verbundstützen mit Kammerbeton dürfen in Abhängigkeit vom Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$, den Querschnittsabmessungen b oder h , dem Mindestachsabstand der Längsbewehrungsstäbe u_s und dem Verhältnis von Stegdicke e_w zur Flanschdicke e_f nach Tabelle 4.6 klassifiziert werden.

(2) Bei der Berechnung von R_d und $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ in Verbindung mit Tabelle 4.6 sind in der Regel Bewehrungsgrade $A_s / (A_c + A_s)$, die größer als 6 % oder kleiner als 1 % sind, nicht in Rechnung zu stellen.

(3) Tabelle 4.6 darf für Baustähle S235, S275 und S355 angewendet werden.

Tabelle 4.6 — Mindestquerschnittsabmessungen, Mindestachsabstand der Bewehrung und Mindestbewehrungsgrad von Verbundstützen mit Kammerbeton

		Feuerwiderstandsklasse			
		R 30	R 60	R 90	R 120
					
Mindestverhältnis von Steg- zu Flanschdicke e_w/e_f		0,5	0,5	0,5	0,5
1	Mindestquerschnittsabmessungen für den Lastausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} \leq 0,28$				
1.1	Mindestabmessungen h und b in mm	160	200	300	400
1.2	Mindestachsabstand der Bewehrungsstäbe u_s in mm	-	50	50	70
1.3	Mindestbewehrungsgrad $A_s/(A_c+A_s)$ in %	-	4	3	4
2	Mindestquerschnittsabmessungen für den Lastausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} \leq 0,47$				
2.1	Mindestabmessungen h und b in mm	160	300	400	-
2.2	Mindestachsabstand der Bewehrungsstäbe u_s in mm	-	50	70	-
2.3	Mindestbewehrungsgrad $A_s/(A_c+A_s)$ in %	-	4	4	-
3	Mindestquerschnittsabmessungen für den Lastausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} \leq 0,66$				
3.1	Mindestabmessungen h und b in mm	160	400	-	-
3.2	Mindestachsabstand der Bewehrungsstäbe u_s in mm	40	70	-	-
3.3	Mindestbewehrungsgrad $A_s/(A_c+A_s)$ in %	1	4	-	-
ANMERKUNG Die Werte des Lastausnutzungsfaktors $\eta_{fi,t}$ wurden an das Rechenverfahren von EN 1994-1-1 für Verbundstützen angepasst.					

4.2.3.4 Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen

(1) Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen dürfen in Abhängigkeit vom Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$, der Querschnittsabmessung b , h oder d , dem Bewehrungsverhältnis $A_s / (A_c + A_s)$ und dem Mindestachsabstand der Bewehrungsstäbe u_s nach Tabelle 4.7 klassifiziert werden.

ANMERKUNG Alternativ zu dieser Methode dürfen die Bemessungsregeln nach 5.3.2 oder 5.3.3 der EN 1992-1-2 verwendet werden, wenn das Hohlprofil vernachlässigt wird.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(2) Bei der Berechnung von R_d und $R_{f,t} = \eta_{f,t} R_d$ in Verbindung mit Tabelle 4.7 sind folgende Regeln zu beachten:

- unabhängig von der Stahlgüte des Hohlprofilquerschnittes ist eine nominelle Streckgrenze von 235 N/mm^2 anzusetzen;
- die Wanddicke des Hohlprofilquerschnittes wird bis maximal $1/25$ von b oder d berücksichtigt;
- Bewehrungsgrade $A_s / (A_c + A_s)$ größer als 3 % dürfen nicht angesetzt werden;
- die Betonfestigkeit wird wie bei der Bemessung unter Normaltemperatur angesetzt.

(3) Die Werte der Tabelle 4.7 gelten für eine Betonstahlgüte S 500 bezüglich der Bewehrung A_s .

Tabelle 4.7 — Mindestquerschnittsabmessungen, Mindestbewehrungsgrade, Mindestachsabstand u_s der Bewehrungsstäbe zur Profilinnenseite bei gefüllten Hohlprofilen

		Feuerwiderstandsklasse				
		R 30	R 60	R 90	R 120	R 180
	Stahlprofil: $(b / e) \geq 25$ oder $(d / e) \geq 25$					
1	Mindestquerschnittsabmessungen für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{f,t} \leq 0,28$					
1.1	Mindestabmessungen h und b oder d in mm	160	200	220	260	400
1.2	Mindestbewehrungsgrad $(A_s / (A_c + A_s))$ in %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	Mindestachsabstand u_s in mm	-	30	40	50	60
2	Mindestquerschnittsabmessungen für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{f,t} \leq 0,47$					
2.1	Mindestabmessungen h und b oder d in mm	260	260	400	450	500
2.2	Mindestbewehrungsgrad $(A_s / (A_c + A_s))$ in %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	Mindestachsabstand u_s in mm	-	30	40	50	60
3	Mindestquerschnittsabmessungen für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{f,t} \leq 0,66$					
3.1	Mindestabmessungen h und b oder d in mm	260	450	550	-	-
3.2	Mindestbewehrungsgrad $(A_s / (A_c + A_s))$ in %	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	Mindestachsabstand u_s in mm	25	30	40	-	-
ANMERKUNG Die Werte des Lastausnutzungsfaktors $\eta_{f,t}$ wurden an das Rechenverfahren von EN 1994-1-1 für Verbundstützen angepasst.						

4.3 Vereinfachte Berechnungsverfahren

4.3.1 Allgemeine Regeln für Verbunddecken und Verbundträger

(1) Die folgenden Regeln gelten für eine Bauteilberechnung nach 2.4.2. Sie sind nur für eine Brandbeanspruchung nach der Einheits-Temperaturzeitkurve gültig.

(2) Im Folgenden werden gemeinsame Regeln für Verbunddecken und Verbundträger angegeben. Zusätzlich sind in 4.3.2 und 4.3.3 Regeln für Verbunddecken und in 4.3.4 Regeln für Verbundträger angegeben.

(3)P Bei Verbundträgern, deren effektive Querschnitte der Klasse 1 oder der Klasse 2 (siehe EN 1993-1-1) zugeordnet sind, oder bei Verbunddecken ist der Bemessungswert der Biegemomententragfähigkeit nach der Plastizitätstheorie zu bestimmen.

(4) Die plastische Nulllinie einer Verbunddecke oder eines Verbundträgers darf wie folgt bestimmt werden:

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) = 0 \quad (4.2)$$

Dabei ist

α_{slab} der Koeffizient, der bei der Bemessung von Decken die Annahme eines rechteckigen Spannungsbereiches berücksichtigt, $\alpha_{slab} = 0,85$;

$f_{y,i}$ die nominelle Fließgrenze f_y für die Teilfläche A_i aus Stahl; sie wird auf der Druckseite der plastischen Nulllinie positiv und auf der Zugseite negativ angenommen;

$f_{c,j}$ der Bemessungswert der Druckfestigkeit der Teilfläche A_j aus Beton bei 20 °C. Zugbeanspruchte Teilflächen aus Beton werden vernachlässigt;

$k_{y,\theta,i}$ oder $k_{c,\theta,j}$ nach Tabelle 3.2 oder Tabelle 3.3.

(5) Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}$ darf wie folgt bestimmt werden:

$$M_{fi,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (4.3)$$

Dabei ist

z_i, z_j Abstände der Schwerpunkte der Teilflächen A_i oder A_j zur plastischen Nulllinie.

(6) Für durchlaufende Platten und Träger gelten die Regeln nach EN 1992-1-2 und EN 1994-1-1, um die erforderliche Rotationskapazität sicherzustellen.

4.3.2 Ungeschützte Verbunddecken

(1) Typische Verbunddecken mit Stahl-Profilblechen mit oder ohne Bewehrung sind in Bild 1.1 dargestellt.

(2) Die folgenden Regeln gelten für die Bestimmung der Feuerwiderstandsklasse einfeldriger und durchlaufender Verbunddecken mit bewehrten Stahlprofilblechen, wie unten beschrieben, wenn sie von unten durch die Einheits-Temperaturzeitkurve beflammt werden.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(3) Dieses Verfahren gilt nur für direkt beflammete ungeschützte Stahlprofilbleche und Verbunddecken ohne Wärmedämmung zwischen Decke und Estrich (siehe Bilder 4.1 und 4.2).

ANMERKUNG Anhang D, D.4, enthält ein Verfahren zu Berechnung der effektiven Dicke h_{eff} .

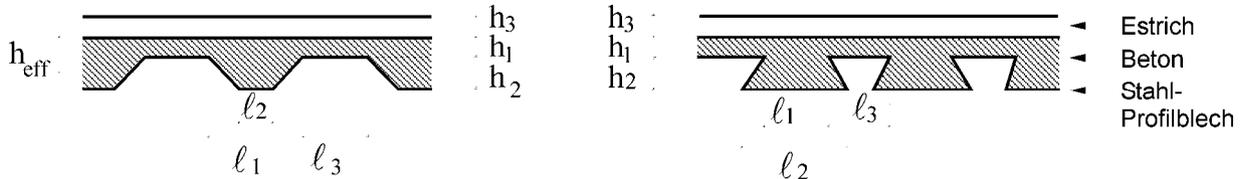


Bild 4.1 — Symbole für Trapezbleche

Bild 4.2 — Symbole für hinterschnittene Profile

(4) Mögliche Auswirkungen von Längsdehnungsbehinderungen auf die Feuerwiderstandsdauer sind in den nachfolgenden Regeln nicht berücksichtigt.

(5) Die Feuerwiderstandsdauer von Verbunddecken mit Stahlprofilblechen mit oder ohne zusätzliche Bewehrung beträgt beim Nachweis des Tragfähigkeitskriteriums „R“ nach 2.1.2(1)P mindestens 30 Minuten, wenn sie EN 1994-1-1 genügen. Für den Nachweis des Wärmedämm-Kriteriums „I“ gelten die folgenden Abschnitte.

(6) Für Verbunddecken wird angenommen, dass das Raumabschluss-Kriterium „E“ erfüllt ist.

ANMERKUNG 1 D.1, enthält ein Verfahren für die Berechnung der Feuerwiderstandsklasse unter Beachtung des Wärmedämmkriteriums „I“.

ANMERKUNG 2 D.2 und D.3, enthalten Verfahren für die Berechnung des Feuerwiderstandes in Bezug auf das mechanische Widerstandskriterium „R“ und bezüglich der positiven und negativen Momenten Tragfähigkeit.

(7) Leichtbeton nach 3.3.3 und 3.4 darf verwendet werden.

4.3.3 Geschützte Verbunddecken

(1) Der Feuerwiderstand von Verbunddecken darf durch Applikation von Schutzsystemen an das Stahlprofilblech erhöht werden; damit wird die Wärmeübertragung zur Verbunddecke vermindert.

(2) Die Eigenschaften der für Verbunddecken eingesetzten Schutzsysteme sind in der Regel entsprechend den nachfolgenden Vorschriften nachzuweisen:

- CEN/TS 13381-1 für Unterdecken und
- ENV 13381-5 für Bekleidungsmaterialien.

(3) Das Wärmedämm-Kriterium „I“ wird nachgewiesen, indem die äquivalente Betondicke des Schutzsystems (siehe ENV 13381-5) von dem Mindestwert der wirksamen Deckendicke h_{eff} abgezogen wird.

(4) Das Traglastkriterium „R“ ist erfüllt, solange die Temperatur des von unten durch Normbrand beflamnten Stahlprofilbleches der Verbunddecke kleiner oder gleich 350 °C ist.

ANMERKUNG Bezüglich des Traglastkriteriums „R“ ist die Feuerwiderstandsklasse mindestens 30 min (siehe 4.3.2 (5)).

4.3.4 Verbundträger

4.3.4.1 Tragverhalten

4.3.4.1.1 Allgemeines

(1)P Bei Verbundträgern muss Folgendes nachgewiesen werden:

- Biegemomententragfähigkeit des kritischen Querschnitts nach EN 1994-1-1, 6.1.1(P) nach 4.3.4.1.2;
- Querkrafttragfähigkeit, nach 4.3.4.1.3;
- Längsschubtragfähigkeit, nach 4.3.4.1.5.

ANMERKUNG EN 1994-1-1, 6.1.1 (4)P, enthält Hinweise für die kritischen Querschnitte.

(2) Liegen bezüglich der Verbundwirkung im Brandfall für eine Decke mit darunter liegendem Stahlträger Versuchsergebnisse vor (siehe EN 1365-3), so darf für Träger, die bei Normaltemperatur ohne Verbund betrachtet werden, im Brandfall eine Verbundwirkung angenommen werden.

(3) Die Temperaturverteilung über den Querschnitt darf aus Versuchen, mit allgemeinen Berechnungsverfahren (4.4.2) oder, für Verbundträger ohne Kammerbeton, nach dem vereinfachten Bemessungsverfahren nach 4.3.4.2.2 bestimmt werden.

4.3.4.1.2 Biegemomententragfähigkeit von Trägerquerschnitten

(1) Der Bemessungswert der Biegemomententragfähigkeit darf für alle Querschnittsklassen, ausgenommen Querschnittsklasse 4, nach der Plastizitätstheorie bestimmt werden.

(2) Bei gelenkig gelagerten Einfeldträgern darf der Stahlflansch unter Druck unabhängig von seiner Klassenzuordnung als Klasse 1 behandelt werden, vorausgesetzt, er ist mit Dübeln nach EN 1994-1-1, 6.6.5.5 mit der Betondecke verbunden.

(3) Für Querschnitte der Klasse 4 gilt EN 1993-1-2, 4.2.3.6.

4.3.4.1.3 Querkrafttragfähigkeit des Trägerquerschnitts

(1)P Die Querkrafttragfähigkeit ist aus der Tragfähigkeit des Baustahlquerschnitts zu bestimmen (siehe EN 1993-1-2, 4.2.3.3 (6) und 4.2.3.4 (4)), es sei denn, eine Mitwirkung der Betonteile des Trägers an der Querkrafttragfähigkeit wurde durch Versuche nachgewiesen.

ANMERKUNG E.4 enthält ein Verfahren für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Baustahlquerschnitten.

(2) Unter der Annahme, dass der Steg bei Normaltemperatur die gesamte Querkraft aufnimmt, ist für gelenkig gelagerte Einfeldträger mit Kammerbeton kein Nachweis erforderlich.

4.3.4.1.4 Gleichzeitige Beanspruchung aus Biegung und Querkraft

(1) Für kammerbetonierte Träger, beansprucht durch ein Stützmoment, muss der Steg auf seine Querkrafttragfähigkeit nachgewiesen werden, auch wenn dieser bei der Biegemomententragfähigkeit nicht berücksichtigt wird.

ANMERKUNG 1 F.2 (7), enthält ein Verfahren für kammerbetonierte Verbundträger unter negativer Biegemomentenbeanspruchung.

ANMERKUNG 2 E.2 und E.4, enthalten ein Verfahren für Verbundträger mit Stahlträgern ohne Kammerbeton.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

4.3.4.1.5 Längsschubtragfähigkeit

(1)P Die gesamte Bemessungslängsschubkraft ist konsistent mit der Bemessungsbiegemomenten-tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Differenz zwischen der Normkraft im Beton und im Baustahl über eine kritische Länge zu bestimmen.

(2) Bei einer Bemessung im Brandfall mit teilweiser Verdübelung ist in der Regel die Veränderung der Längsschubkräfte infolge der Erwärmung zu berücksichtigen.

(3) Die Bemessungslängsschubkraft über eine kritische Länge im Bereich positiver Biegung ergibt sich aus dem kleineren Wert der beiden folgenden Gleichungen:

Aus der Druckkraft in der Decke:

$$F_c = \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (4.4)$$

oder aus der Zugkraft in dem Stahlprofil:

$$F_a = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right). \quad (4.5)$$

ANMERKUNG E.2 enthält ein Verfahren für die Berechnung des Längsschubs im Bereich von negativer Biegung.

(4)P Für die Einleitung des Längsschubes ist angemessene Querbewehrung nach EN 1994-1-1, 6.6.6.2 anzuordnen.

4.3.4.2 Verbundträger ohne Betonüberdeckung des Stahlquerschnitts

4.3.4.2.1 Allgemeines

Das folgende Nachweisverfahren für den Feuerwiderstand von Verbundträgern ohne Betonüberdeckung des Stahlquerschnitts (siehe Bild 1.2) gilt für gelenkig gelagerte Einfeldträger und Durchlaufträger.

4.3.4.2.2 Erwärmung des Querschnitts

Stahlträger

(1) Bei der Berechnung der Temperaturverteilung im Stahlquerschnitt darf der Querschnitt nach Bild 4.3 in Teilquerschnitte unterteilt werden.

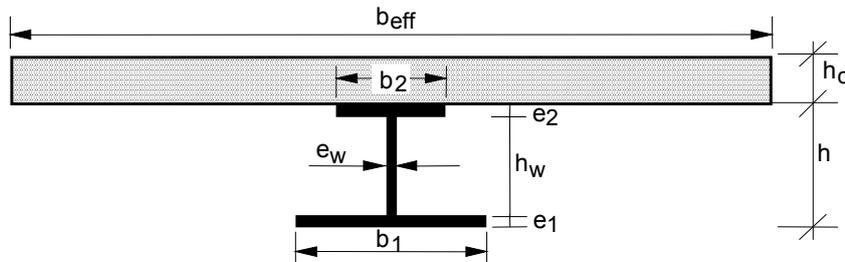


Bild 4.3 — Querschnittsteile

(2) Es wird angenommen, dass zwischen den verschiedenen Teilen, auch zwischen dem oberen Flansch und der Betondecke, keine Wärmeleitung stattfindet.

(3) Die Temperaturerhöhung $\Delta\theta_{a,t}$ der einzelnen Teile von **ungeschützten Stahlquerschnitten** im Zeitintervall Δt ergibt sich aus:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{shadow} \left(\frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left(\frac{A_i}{V_i} \right) \dot{h}_{net} \Delta t \quad [^\circ\text{C}] \quad (4.6)$$

Dabei ist

k_{shadow} der Korrekturfaktor für den Abschattungseffekt (siehe (4));

c_a die spezifische Wärmekapazität von Baustahl nach Regel 3.3.1 (4), J/kgK;

ρ_a die Rohdichte von Baustahl nach 3.4 (1)P, kg/m³;

A_i die beflamte Oberfläche je Längeneinheit des Stahlquerschnittsteiles i , m²/m;

A_i/V_i der Profilmfaktor des Stahlquerschnittsteiles i ;

V_i das Volumen je Längeneinheit des Stahlquerschnittsteiles i , m³/m;

\dot{h}_{net} nach EN 1991-1-2, 3.1, der Bemessungswert des Netto-Wärmestroms je Flächeneinheit, W/m²;

$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}$, W/m²;

$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_t - \theta_{a,t})$, W/m²;

$\dot{h}_{net,r} = \varepsilon_m \varepsilon_f (5,67 \cdot 10^{-8}) [(\theta_t + 273)^4 - (\theta_{a,t} + 273)^4]$, W/m²;

ε_m nach 2.2 (2);

ε_f die Emissivität der Flamme nach EN 1991-1-2, 3.1 (6);

θ_t die Gastemperatur zum Zeitpunkt t , °C;

$\theta_{a,t}$ die Stahltemperatur zum Zeitpunkt t , °C, die in jedem der Stahlquerschnittsteile gleichmäßig verteilt angenommen wird;

Δt das Zeitintervall, s.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(4) Der Korrekturfaktor für den Abschattungseffekt darf wie folgt bestimmt werden:

$$k_{shadow} = 0,9 \left(\frac{e_1 + e_2 + 1/2 \cdot b_1 + \sqrt{h_w^2 + 1/4 \cdot (b_1 - b_2)^2}}{h_w + b_1 + 1/2 \cdot b_2 + e_1 + e_2 - e_w} \right) \quad (4.7)$$

Dabei sind $e_1, b_1, e_w, h_w, e_2, b_2$ Querschnittsabmessungen nach Bild 4.3.

ANMERKUNG Die oben angegebene Gleichung des Abschattungseffektes (k_{shadow}) und seine Anwendung nach (3) ist eine Näherung, die von einer großen Zahl systematischer Berechnungen abgeleitet wurde; für detailliertere Berechnungsmodelle ist in der Regel das Konzept des Konfigurationsfaktors nach 3.1 und EN 1991-1-2, Anhang G anzuwenden.

(5) In Regel (3) ist im Allgemeinen für Δt kein Wert größer als 5 Sekunden anzunehmen.

(6) Die Temperaturerhöhungen $\Delta\theta_{a,t}$ der einzelnen Teile von **bekleideten Stahlquerschnitten** im Zeitintervall Δt ergeben sich aus:

$$\Delta\theta_{a,t} = \left[\left(\frac{\lambda_p/d_p}{c_a \rho_a} \right) \left(\frac{A_{p,i}}{V_i} \right) \left(\frac{1}{1+w/3} \right) (\theta_t - \theta_{a,t}) \Delta t \right] - \left[(e^{w/10} - 1) \Delta\theta_t \right] \quad (4.8)$$

mit

$$w = \left(\frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} \right) d_p \left(\frac{A_{p,i}}{V_i} \right)$$

Dabei ist

λ_p die Wärmeleitfähigkeit des Brandschutzmaterials nach 3.3.4(1)P, W/mK;

d_p die Dicke des Brandschutzmaterials, m;

$A_{p,i}$ die innere Abwicklung des Brandschutzmaterials je Längeneinheit des Stahlquerschnittsteiles i , m²/m;

$A_{p,i}$ die Wärmeleitfähigkeit des Brandschutzmaterials nach 3.3.4(1)P, W/mK;

c_p die spezifische Wärmekapazität des Brandschutzmaterials nach 3.3.4 (1)P, J/kgK;

ρ_p die Rohdichte des Brandschutzmaterials, kg/m³;

θ_t die Gastemperatur zum Zeitpunkt t , °C;

$\Delta\theta_t$ der Anstieg der Gastemperatur im Zeitintervall Δt , in °C.

(7) Negative Temperaturerhöhungen $\Delta\theta_{a,t}$, die sich aus (6) ergeben, sind in der Regel zu null zu setzen.

(8) In (6) ist in der Regel für Δt höchstens 30 Sekunden anzunehmen.

(9) Für ungeschützte Querschnitte und Querschnitte mit profilfolgender Ummantelung ist in der Regel der Profilkoeffizient A_i/V_i bzw. $A_{p,i}/V_i$ wie folgt zu berechnen:

— für den unteren Flansch:

$$A_i/V_i \text{ oder } A_{p,i}/V_i = 2(b_1 + e_1)/b_1 e_1 \quad (4.9a)$$

— für den oberen Flansch, wenn mindestens 85 % des oberen Flansches des Stahlprofils in Kontakt mit der Betondecke stehen, oder wenn jeder Hohlraum zwischen dem oberen Flansch und dem Stahl-Profilblech mit nichtbrennbarem Material verfüllt wird:

$$A_i/V_i \text{ oder } A_{p,i}/V_i = (b_2 + 2 e_2)/b_2 e_2 \quad (4.9b)$$

— für den oberen Flansch, wenn weniger als 85 % des oberen Flansches des Stahlprofils in Kontakt mit dem Stahl-Profilblech stehen:

$$A_i/V_i \text{ oder } A_{p,i}/V_i = 2(b_2 + e_2)/b_2 e_2 \quad (4.9c)$$

(10) Wenn die Trägerhöhe h 500 mm nicht überschreitet, darf für die Stegtemperatur die Temperatur des unteren Flansches angenommen werden.

(11) Für Querschnitte mit kastenförmiger Ummantelung darf eine einheitliche Temperatur über die Höhe des Profils angenommen werden, wenn (6) in Verbindung mit A_p/V angewendet wird.

Dabei ist

A_p die innere Abwicklung der kastenförmigen Ummantelung je Längeneinheit des Stahlquerschnitts, m^2/m ;

V das Volumen des gesamten Stahlquerschnittes je Längeneinheit, m^3/m .

(12) Alternativ zu (6) dürfen Temperaturen in Stahlquerschnitten für gegebene Branddauern aus Bemessungsdiagrammen entnommen werden, die in Übereinstimmung mit EN 13381-4 und EN 13381-5 erstellt wurden.

(13) Der Brandschutz von Stahlträgern mit oben liegender Betondecke darf durch Anordnung eines Wärmeschildes erzielt werden, wobei der Temperaturanstieg nach EN 1993-1-2, 4.2.5.3 berechnet werden darf.

Beton- oder Verbunddecken

(14) Die folgenden Regeln (15) und (16) dürfen für Betondecken oder Verbunddecken mit hinterschnittenen oder trapezförmigen Stahlprofilblechen angewendet werden.

(15) Die Temperaturverteilung darf über die mittragende Breite b_{eff} der Betonplatte gleichmäßig angenommen werden.

ANMERKUNG Zur Bestimmung der Temperaturverteilung über die Dicke der Betondecke wird ein Verfahren in Anhang D, Tabelle D.5 angegeben.

(16) Bei der mechanischen Analyse darf angenommen werden, dass bei Betontemperaturen unter 250 °C keine Festigkeitsminderung des Betons zu berücksichtigen ist.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

4.3.4.2.3 Tragverhalten – Verfahren der kritischen Temperatur

(1) Bei Anwendung des folgenden Verfahrens der kritischen Temperatur wird angenommen, dass die Temperaturverteilung im Stahlquerschnitt uniform ist.

(2) P Die Methode gilt für gelenkig gelagerte Einfeldträger unter ausschließlich positiver Momentenbeanspruchung mit symmetrischen Querschnitten von maximal 500 mm Höhe und mit Plattendicken h_c von mindestens 120 mm.

(3) Die kritische Temperatur θ_{cr} darf nach folgender Gleichung aus dem Lastausnutzungsgrad $\eta_{fi,t}$ für den Verbundquerschnitt und aus dem von der Stahltemperatur abhängigen maximalen Spannungsniveau für Baustahl $f_{ay,\theta_{cr}}$ ermittelt werden:

— für R 30

$$0,9 \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay} \quad (4.10a)$$

— in allen anderen Fällen

$$1,0 \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay} \quad (4.10b)$$

mit

$$\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t} / R_d \quad \text{und} \quad E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d \quad \text{nach 4.1 (7)P und 2.4.2 (3).}$$

(4) Die Temperaturerhöhung im Stahlquerschnitt darf nach 4.3.4.2.2 (3) oder (6) mit dem Profilmfaktor A_i/V_i oder A_{p_i}/V_i für den unteren Flansch des Stahlquerschnittes bestimmt werden.

4.3.4.2.4 Tragverhalten – Verfahren der Momententragfähigkeit

(1) Alternativ zu 4.3.4.2.3 darf die Momententragfähigkeit nach der Plastizitätstheorie unter Berücksichtigung temperaturabhängiger Werkstoffeigenschaften (siehe 4.3.4.1.2) berechnet werden.

(2) Die positive und negative Momententragfähigkeit darf unter der Berücksichtigung des Verdübelungsgrades bestimmt werden.

ANMERKUNG Anhang E enthält ein Verfahren für die Berechnung von positiven und negativen Momententragfähigkeiten.

4.3.4.2.5 Nachweis der Dübeltragfähigkeit

(1) Der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit geschweißter Kopfbolzendübel im Brandfall ist sowohl für Beton- als auch für Verbunddecken nach EN 1994-1-1 zu ermitteln, jedoch ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_v durch $\gamma_{M,fi,v}$ zu ersetzen; maßgebend ist der geringere der folgenden Werte:

$$P_{fi,Rd} = 0,8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd} \quad \text{mit } P_{Rd} \text{ nach EN 1994-1-1, Gleichung 6.18 oder} \quad (4.11a)$$

$$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd} \quad \text{mit } P_{Rd} \text{ nach EN 1994-1-1, Gleichung 6.19.} \quad (4.11b)$$

Dabei sind die Werte für $k_{u,\theta}$ und $k_{c,\theta}$ Tabelle 3.2 bzw. 3.3 zu entnehmen.

(2) Die Temperatur θ_v [°C] des Kopfbolzendübels darf zu 80 % und die Betontemperatur θ_c zu 40 % der Stahltemperatur des oberen Flansches vom Stahlquerschnitt angenommen werden.

4.3.4.3 Verbundträger mit kammerbetonierten Stahlträgern**4.3.4.3.1 Allgemeines**

(1) Die Biegemomenten Tragfähigkeit von kammerbetonierten Verbundträgern darf nach 4.3.4.1.2 oder alternativ nach dem folgenden Verfahren bemessen werden.

(2) Der folgende Nachweis des Feuerwiderstandes von Verbundträgern mit kammerbetonierten Stahlträgern nach Bild 1.5 gilt für Einfeld- und Durchlaufträger sowie für Kragarmbereiche.

(3) Die folgenden Regeln gelten für Verbundträger mit Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve von unten.

(4)P Die Auswirkung der Temperatur auf die Materialeigenschaften wird entweder durch eine Verkleinerung der Abmessungen einzelner Querschnittsteile oder durch die Multiplikation der charakteristischen Materialeigenschaft mit einem Reduktionsfaktor berücksichtigt.

ANMERKUNG Anhang F enthält Verfahren für die Berechnung der Reduktionsfaktoren.

(5)P Es wird angenommen, dass die Tragfähigkeit der Dübel, die auf dem oberen Flansch im Bereich der wirksamen Flanschbreite angeordnet sind, nicht reduziert wird.

ANMERKUNG F.1 enthält ein Verfahren zur Bestimmung der wirksamen Flanschbreite.

(6) Diese Methode darf für die Klassifizierung von Verbundträgern in die Feuerwiderstandsklassen R 30, R 60, R 90, R 120 oder R 180 angewendet werden.

(7) Diese Methode gilt in Verbindung mit Verbunddecken mit

- Trapezprofilblechen mit Wärmedämmmaterial in den Hohlräumen über dem Obergurt;
- hinterschnittenen Stahlprofilblechen; oder
- falls 4.1(16) erfüllt ist.

(8) Bezüglich der Deckendicken h_c (siehe Bild 4.4) sind in der Regel die Mindestdicken der Tabelle 4.8 einzuhalten. Die Tabelle gilt für Beton- und Verbunddecken.

Tabelle 4.8 — Mindestdicke der Decke

Feuerwiderstandsklasse	Mindestdicke der Decke h_c mm
R 30	60
R 60	80
R 90	100
R 120	120
R 180	150

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(3) Die Bewehrungsstäbe im Kammerbeton dürfen auf Druck mitwirken und bei der Berechnung der negativen Momenten Tragfähigkeit angesetzt werden, wenn die zugehörigen Bügel die betreffenden Anforderungen zur Sicherung der Bewehrungsstäbe gegen örtliches Ausknicken nach EN 1992-1-1 erfüllen und wenn entweder sowohl Stahlquerschnitt als auch Bewehrungsstäbe am Auflager durchlaufen oder 5.4.1 (5) gilt.

(4) Bei gelenkig gelagerten Einfeldträgern nach 5.4.1 (5) ist in der Regel der obere Flansch, wenn er zugbeansprucht ist, nicht in Rechnung zu stellen.

(5) Auf Grundlage der maßgebenden Gleichgewichtsbedingungen und auf Grundlage der Plastizitätstheorie darf die neutrale Achse bestimmt und die negative Momenten Tragfähigkeit berechnet werden.

(6)P Für die Kombination positiver und negativer Momente gelten die Verfahren der Plastizitätstheorie, wenn sich plastische Gelenke über der Stütze ausbilden.

(7) Bei Verbundträgern mit kammerbetonierten Stahlträgern darf ein Biegedrillknickversagen im Brandfall ausgeschlossen werden.

4.3.4.4 Stahlträger mit Kammerbeton

(1) Die Regeln nach 4.3.4.3 dürfen auf kammerbetonierte Stahlträger unterhalb von Betondecken ohne Schubverbindung nach Bild 1.3 angewendet werden, wenn die Tragfähigkeit der bewehrten Betondecke nicht angesetzt wird.

4.3.5 Verbundstützen

4.3.5.1 Tragverhalten

(1)P Die nachfolgend beschriebenen vereinfachten Berechnungsverfahren dürfen nur auf Stützen in ausgesteiften Tragwerken angewendet werden.

ANMERKUNG Der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ wird in jedem Fall durch EN 1994-1-1, 6.7.3.1 (1), für die Bemessung bei normaler Temperatur auf einen Maximalwert von 2 begrenzt.

(2) In vereinfachten Berechnungsverfahren ist der Bemessungswert der Grenznormalkraft von Verbundstützen unter zentrischem Druck im Brandfall in der Regel wie folgt zu ermitteln:

$$N_{fi,Rd} = \chi N_{fi,pl,Rd} \quad (4.12)$$

Dabei ist

χ der Reduktionsfaktor nach der Knickspannungskurve c nach EN 1993-1-1, 6.3.1 in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{\theta}$;

$N_{fi,pl,Rd}$ Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft im Brandfall.

(3) Verbundstützenquerschnitte dürfen in mehrere Teile untergliedert werden. Diese werden durch die Indizes „a“ für das Stahlprofil, „s“ für die Bewehrungsstäbe und „c“ für den Beton gekennzeichnet.

(4) Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft im Brandfall ist gegeben durch:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (4.13)$$

Dabei ist

\overline{AC} $A_{i,\theta}$ die Fläche des jeweiligen Querschnittsteiles, der im Brandfall betroffen werden darf. \overline{AC}

(5) Die wirksame Biegesteifigkeit wird berechnet nach

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j \left(\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta} \right) + \sum_k \left(\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta} \right) + \sum_m \left(\varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta} \right) \quad (4.14)$$

Dabei ist

$I_{i,\theta}$ das Trägheitsmoment des reduzierten Querschnittsteiles i um die schwache oder starke Achse;

$\varphi_{i,\theta}$ der Reduktionskoeffizient zur Erfassung temperaturbedingter Zwängungsspannungen;

$E_{c,sec,\theta}$ der charakteristische Wert des Sekantenmoduls von Beton im Brandfall; gegeben durch $f_{c,\theta}$ dividiert durch $\varepsilon_{cu,\theta}$; abhängig von der Temperatur θ (siehe Bild 3.2).

ANMERKUNG G.6 enthält ein Verfahren für die Berechnung der Reduktionsfaktoren für kammerbetonierte Stahlprofile.

(6) Die Euler-Knicklast oder kritische Normalkraft im Brandfall ist:

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / \ell_\theta^2 \quad (4.15)$$

Dabei ist

ℓ_θ die Knicklänge der Stütze im Brandfall.

(7) Der bezogene Schlankheitsgrad ist gegeben durch:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}} \quad (4.16)$$

Dabei ist

$N_{fi,pl,R}$ der Wert $N_{fi,pl,Rd}$ nach (4) mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$ und $\gamma_{M,fi,c}$ gleich 1,0.

(8) Zur Bestimmung der Knicklänge ℓ_θ der Stützen gelten die Regeln von EN 1994-1-1 mit folgender Ausnahme.

(9) Stützen in einem betrachteten Stockwerk, die vollständig an die darüber und darunter liegenden Stützen angeschlossen sind, dürfen in diesen Verbindungen als eingespannt angesehen werden, wenn die Feuerwiderstandsklassen der raumabschließenden Bauteile, die die Stockwerke trennen, mindestens gleich der Feuerwiderstandsklasse der Stützen sind.

(10) Im Falle von Rahmentragwerken in Verbundbauweise, bei denen jedes Stockwerk als ein Brandabschnitt mit ausreichendem Feuerwiderstand angesehen wird, entspricht die Knicklänge einer Stütze ℓ_θ eines brandbeanspruchten mittleren Stockwerks der Länge L_{ei} . Für eine Stütze eines brandbeanspruchten obersten Stockwerks entspricht die Knicklänge ℓ_θ im Brandfall der Länge L_{et} (siehe Bild 4.6). Für eine Stütze eines brandbeanspruchten untersten Stockwerks variiert die Knicklänge ℓ_θ im Brandfall in Abhängigkeit von dem Einspanngrad der Stütze in das Stützenfundament zwischen L_{ei} und L_{et} .

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

ANMERKUNG 1 Werte für L_{ei} und L_{et} dürfen in dem Nationalen Anhang definiert werden. Die empfohlenen Werte sind der 0,5fache bzw. 0,7fache Wert der Systemlänge L .

ANMERKUNG 2 Für die Bestimmung der Knicklänge darf sowohl auf EN 1992-1-2, 5.3.2 (2) und 5.3.3 (3), als auch auf EN 1993-1-2, 4.2.3.2 (4), Bezug genommen werden.

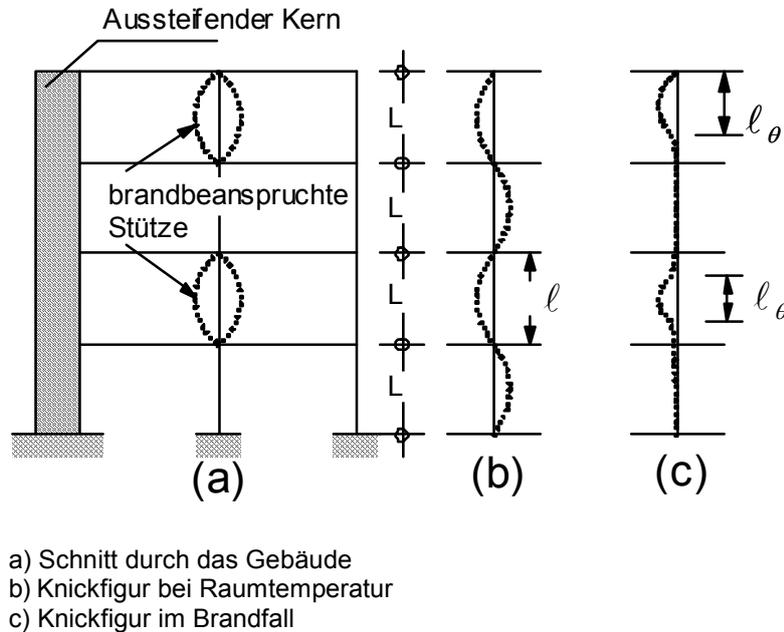


Bild 4.6 — Tragverhalten von Stützen in ausgesteiften Rahmentragwerken

(11) Die folgenden Regeln gelten für Verbundstützen mit allseitiger Beflammung nach der Einheits-Temperaturzeitkurve.

4.3.5.2 Stahlquerschnitte mit Kammerbeton

(1) Der Feuerwiderstand von Stützen mit kammerbetonierten Stahlquerschnitten nach Bild 1.7 darf durch vereinfachte Berechnungsverfahren nachgewiesen werden; sie gelten für Biegekicken um die schwache Achse des Stahlquerschnitts.

ANMERKUNG 1 Anhang G enthält ein Berechnungsverfahren für Stahlquerschnitte mit Kammerbeton.

ANMERKUNG 2 G.7 enthält ein Berechnungsverfahren für exzentrische Lasten.

(2) Bezüglich Konstruktionsdetails wird auf 5.1, 5.3.1 und 5.4 verwiesen.

4.3.5.3 Ungeschützte betongefüllte Hohlprofile

(1) Der Feuerwiderstand von Stützen mit ungeschützten, betongefüllten, rechteckigen oder runden Hohlprofilen darf durch vereinfachte Berechnungsverfahren nachgewiesen werden.

ANMERKUNG 1 Anhang H enthält ein Verfahren für ungeschützte betongefüllte Hohlquerschnitte.

ANMERKUNG 2 H.4 enthält ein Verfahren für exzentrische Lasten.

(2) Bezüglich Konstruktionsdetails wird auf 5.1, 5.3.2 und 5.4 verwiesen.

4.3.5.4 Geschützte betongefüllte Hohlprofile

(1) Der Feuerwiderstand betongefüllter Hohlprofile darf erhöht werden, indem Schutzsysteme auf die Oberfläche des Stahlprofils zur Verringerung des Wärmeübergangs appliziert werden.

(2) Die Eigenschaften der für betongefüllte Hohlprofile eingesetzten Schutzsysteme sind in der Regel nach folgenden Vorschriften nachzuweisen:

- EN 13381-2 für senkrechte Wärmeschilde und
- EN 13381-6 für Bekleidungen oder Anstriche.

(3) Das Traglastkriterium „R“ ist erfüllt, wenn die Temperatur des Hohlprofils niedriger als 350 °C ist.

4.4 Allgemeine Berechnungsverfahren

4.4.1 Grundlagen der Berechnung

(1)P Allgemeine Berechnungsverfahren müssen eine wirklichkeitstreue Beschreibung des Tragwerks im Brandfall liefern. Sie müssen auf grundlegenden physikalischen Gesetzen aufbauen, so dass sie zu einer zuverlässigen Modellierung des zu erwartenden Verhaltens der maßgebenden Bauteile im Brandfall führen.

ANMERKUNG Im Vergleich zu Tabellen und vereinfachten Berechnungsverfahren liefern allgemeine Berechnungsverfahren eine bessere Abschätzung des wirklichen Verhaltens im Brandfall.

(2) Allgemeine Berechnungsverfahren dürfen auf Einzelbauteile, auf Teil- und Gesamttragwerke angewendet werden.

(3) Allgemeine Berechnungsverfahren dürfen auf jede Art von Querschnitt angewendet werden.

(4) Allgemeine Berechnungsverfahren dürfen getrennte Berechnungsverfahren enthalten für:

- die Entwicklung und Verteilung der Bauteiltemperaturen (thermische Analyse) und
- das mechanische Tragwerksverhalten oder eines Teils (mechanische Analyse).

(5)P Jede mögliche Versagensform, die durch das allgemeine Berechnungsverfahren nicht erfasst wird (einschließlich örtliches Beulen, ungenügende Rotationskapazität, Betonabplatzungen oder Schubversagen), muss durch geeignete Maßnahmen ausgeschlossen werden.

(6) Allgemeine Berechnungsverfahren dürfen angewendet werden, wenn Daten zur Spannungs- und Dehnungsentwicklung, zu Verformungen und/oder zu Temperaturfeldern erforderlich sind.

(7) Allgemeine Berechnungsverfahren dürfen mit jeder Aufheizungskurve angewendet werden, wenn die Werkstoffkennwerte für die maßgebenden Temperaturbereiche bekannt sind.

4.4.2 Thermische Analyse

(1)P Allgemeine Berechnungsverfahren für die thermische Analyse müssen auf anerkannten Prinzipien und Annahmen der Theorie der Wärmeübertragung beruhen.

(2)P Die thermische Analyse muss berücksichtigen:

- die maßgebenden Wärmeeinwirkungen nach EN 1991-1-2 und
- die Temperaturabhängigkeit der thermischen Werkstoffkennwerte nach 3.1 und 3.3.

DIN EN 1994-1-2:2010-12 EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(3) Die Auswirkungen ungleichmäßiger Wärmeeinwirkungen und der Wärmeübertragung auf angrenzende Bauwerksteile dürfen berücksichtigt werden, falls es angemessen ist.

(4) Einflüsse von Feuchtegehalt und Feuchtigkeitstransport in Beton und Brandschutzmaterialien dürfen auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden.

4.4.3 Mechanische Analyse

(1)P Allgemeine Berechnungsverfahren für die mechanische Analyse müssen auf anerkannten Prinzipien und Annahmen der Theorie der Baumechanik mit Berücksichtigung der Temperatureinwirkungen beruhen.

(2)P Falls erforderlich, muss die mechanische Analyse auch Folgendes berücksichtigen:

- gemeinsame Wirkungen von mechanischen Einwirkungen, geometrischen Imperfektionen und Wärmeeinwirkungen;
- temperaturabhängige mechanische Werkstoffkennwerte;
- geometrisch nichtlineare Effekte und
- Auswirkungen nichtlinearer Werkstoffeigenschaften, einschließlich der Auswirkungen von Entlastungen auf die Struktursteifigkeit.

(3)P Die Auswirkungen thermisch bedingter Dehnungen und Spannungen sowohl infolge Temperaturerhöhung als auch infolge von Temperaturdifferenzen müssen berücksichtigt werden.

(4) Falls die Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach 3.1 und 3.2 angewendet werden, muss der Einfluss von Hochtemperaturkriechen nicht gesondert berücksichtigt werden.

(5)P Die Verformungen im Grenzzustand, die sich aus dem Berechnungsverfahren ergeben, müssen angemessen begrenzt werden, um sicherzustellen, dass die Kompatibilität zwischen allen Tragwerksteilen aufrechterhalten bleibt.

4.4.4 Gültigkeitsprüfung der allgemeinen Berechnungsverfahren

(1)P Die Gültigkeit jedes allgemeinen Berechnungsverfahrens muss unter Anwendung der folgenden Regeln (2)P und (4)P nachgewiesen werden.

(2)P Eine Gültigkeitsprüfung der Berechnungsergebnisse muss auf der Grundlage maßgebender Versuchsergebnisse erfolgen.

(3) Berechnungsergebnisse können sich auf Verformungen, Temperaturen und Feuerwiderstandsdauern beziehen.

(4)P Zur Beurteilung, ob das Berechnungsverfahren mit solider Ingenieurpraxis übereinstimmt, muss eine Sensibilitätsstudie der kritischen Parameter durchgeführt werden.

(5) Kritische Parameter können sich auf die Knicklänge, die Bauteilgröße, den Lastausnutzungsgrad usw. beziehen.

5 Konstruktionsdetails

5.1 Einleitung

(1)P Die bauliche Durchbildung muss den anforderungsgemäßen Verbund zwischen Stahl und Beton für Verbundstützen und Verbundträger sowohl unter Normaltemperatur als auch im Brandfall sicherstellen.

(2)P Kann der Verbund im Brandfall nicht aufrechterhalten werden, muss entweder der Stahl- oder der Betonteil des Verbundquerschnittes für sich allein die Brandschutzanforderungen erfüllen.

(3) Bei betongefüllten Hohlprofilen und teilweise einbetonierten (z. B. kammerbetonierten) Querschnitten sind die Dübel in der Regel nicht direkt an den beflamten Teilen des Stahlquerschnittes anzubringen. Es dürfen jedoch dicke, tragende Knaggen mit Schubdübeln verwendet werden (siehe Bilder 5.5 und 5.6).

(4) Bei geschweißten Querschnitten sind direkt beflamte Stahlteile in der Regel so an geschützte Stahlteile anzuschweißen, dass die volle Tragfähigkeit des dünneren Teiles erreicht wird.

(5) Bei brandbeanspruchten Betonoberflächen hat die Betondeckung der Bewehrungsstäbe nach EN 1992-1-1, 4.4.1 in der Regel zwischen 20 mm und 50 mm für jede Bewehrung zu betragen. Diese Forderung ist nötig, um die Gefahr von Abplatzungen im Brandfall zu mindern.

(6) Falls Beton lediglich isolierende Funktion zu erfüllen hat, sind Betonstahlmatten mit maximalen Stababständen von 250 mm und Mindestdurchmesser von 4 mm in beiden Richtungen um den Querschnitt herum anzuordnen und es ist (5) zu erfüllen.

(7) Um (5) zu erfüllen, ist eine Mattenbewehrung nahe der brandbeanspruchten Bauteiloberfläche anzuordnen, wenn die Betondeckung der Bewehrungsstäbe 50 mm überschreitet.

5.2 Verbundträger

(1)P Bei Verbundträgern aus Stahlträgern mit ausbetonierten Kammern muss der Beton zwischen den Flanschen bewehrt und mit dem Steg des Stahlquerschnittes verbunden werden.

(2) Der Kammerbeton ist in der Regel mit Bügeln mit einem Mindestdurchmesser ϕ_s von 6 mm oder mit Betonstahlmatten mit einem Mindestdurchmesser von 4 mm zu bewehren. Die Betondeckung der Bügel darf in der Regel 35 mm nicht überschreiten. Der Abstand zwischen den Bügeln darf in der Regel 250 mm nicht überschreiten. In den Ecken der Bügel ist eine Längsbewehrung mit einem Mindestdurchmesser ϕ_r von 8 mm anzuordnen (siehe Bild 5.1).

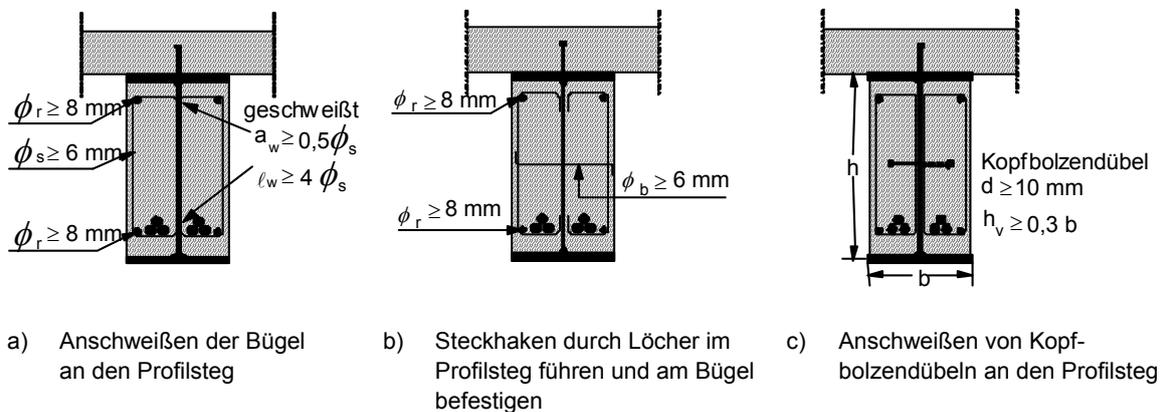


Bild 5.1 — Maßnahmen zur Sicherung des Verbundes zwischen Stahlprofil und Kammerbeton

(3) Der Kammerbeton darf mit dem Steg durch eine Kehlnaht zwischen Bügel und Steg mit einer Mindestdicke von $a_w \geq 0,5 \cdot \phi_s$ und einer Mindestlänge von $l_w \geq 4 \cdot \phi_s$ (siehe Bild 5.1a) verbunden werden.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(4) Der Kammerbeton darf mit dem Steg des Trägers durch Steckhaken, die durch Löcher im Steg gesteckt werden, oder beidseitig an den Steg geschweißte Kopfbolzendübel unter folgenden Bedingungen verbunden werden:

- Mindestdurchmesser der Steckhaken $\varnothing_b \geq 6$ mm (siehe Bild 5.1.b) und
- Mindestdurchmesser der Kopfbolzendübel $d \geq 10$ mm, Mindestlänge der Kopfbolzendübel $h_v \geq 0,3 \cdot b$; die Betondeckung des Dübelkopfes ist in der Regel mit mindestens 20 mm anzusetzen (siehe Bild 5.1.c);
- Steckhaken und Kopfbolzendübel werden für Stahlquerschnitte bis zu einer Höhe von 400 mm wie in Bild 5.2a und für Stahlquerschnitte mit einer Höhe über 400 mm wie in Bild 5.2b angeordnet. Bei Trägerhöhen größer als 400 mm sind die versetzt angeordneten Verbindungsmittel in der Regel mit einem Abstand kleiner oder gleich 200 mm anzuordnen.

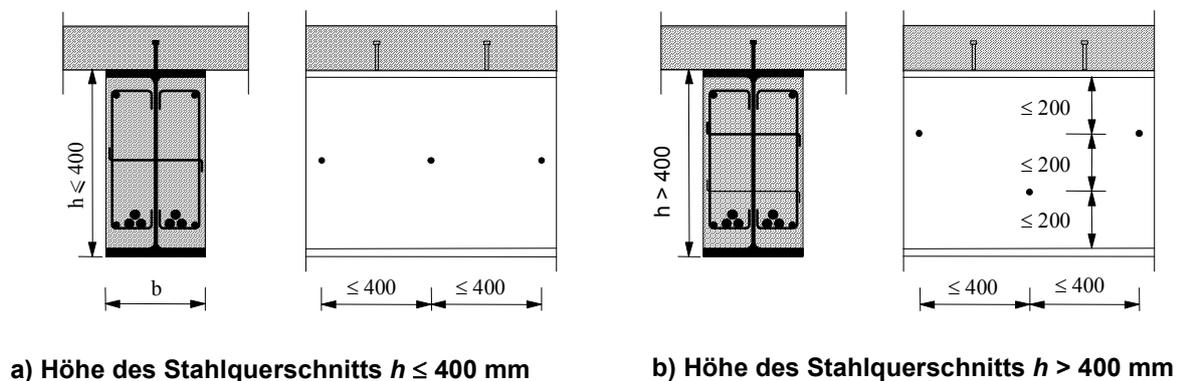


Bild 5.2 — Anordnung von Steckhaken oder Dübeln zur Sicherung des Verbundes zwischen Stahlprofil und Kammerbeton

5.3 Verbundstützen

5.3.1 Verbundstützen mit Kammerbeton

(1)P Der Kammerbeton muss mit dem Steg entweder durch Bügel oder Dübel verbunden werden (siehe Bild 5.1).

(2) Bügel sind in der Regel mit dem Steg zu verschweißen oder durch Löcher durch den Steg hindurchzustecken. Dübel sind in der Regel auf den Steg zu schweißen.

(3) Die Abstände der Dübel oder Bügel darf in der Regel in Stützenlängsrichtung nicht größer als 500 mm sein. Im Bereich der Lasteinleitung sind die Abstände nach EN 1994-1-1 zu verringern.

ANMERKUNG Bei Stahlquerschnittshöhen h größer als 400 mm sind Dübel und Bügel nach Bild G.2 zu wählen.

5.3.2 Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen

(1)P Zwischen den Trägeranschlüssen bedarf es keiner zusätzlichen Verdübelung über die Stützenlänge.

(2) Die Zusatzbewehrung ist in der Regel mittels Bügel und Abstandshalter zu befestigen.

(3) Die Bügelabstände in Stützenlängsrichtung dürfen in der Regel das 15fache des kleinsten Durchmessers der Längsbewehrung nicht überschreiten.

(4)P Die Stahl-Hohlquerschnitte müssen in jedem Geschoss am Stützenkopf und am -fuß mindestens ein Loch mit einem Mindestdurchmesser von 20 mm erhalten.

(5) Der Abstand dieser Löcher darf in der Regel 5 m nicht überschreiten.

5.4 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen

5.4.1 Allgemeines

(1)P Die Träger-Stützen-Anschlüsse müssen so bemessen und konstruiert sein, dass sie im Hinblick auf ihre Tragfähigkeit den gleichen Feuerwiderstand erreichen wie das lastübertragende Bauteil.

(2) Eine Möglichkeit, dies für brandgeschützte Bauteile zu erreichen, ist den gleichen Brandschutz wie für das lastübertragende Bauteil zu verwenden und sicherzustellen, dass der Lastausnutzungsgrad kleiner oder gleich dem des Trägers ist.

ANMERKUNG EN 1993-1-2, 4.2.1 (6) und Anhang D, enthalten ein Verfahren für die Bemessung brandgeschützter Verbindungen.

(3) Verbundträger und -stützen dürfen mit Knaggen oder Laschen verbunden werden, die mit dem Stahlquerschnitt der Verbundstütze verschweißt sind. Die Träger werden auf den Knaggen gelagert oder ihre Stege werden mit den Laschen verschraubt. In der Regel hat eine geeignete konstruktive Durchbildung der Knagge sicherzustellen, dass bei einer Verwendung von tragenden Knaggen der Träger in der Abkühlphase nicht von den Auflagern rutscht.

(4) Wenn Anschlüsse nach den Bildern 5.4 bis 5.6 ausgeführt werden, erfüllt ihr Feuerwiderstand die gleichen Anforderungen wie die angrenzenden Bauteile. An Verbundstützen geschweißte tragende Knaggen dürfen in Verbindung mit brandgeschützten Stahlträgern verwendet werden.

(5) Bei gelenkig gelagerten Einfeldträgern unter Normaltemperatur kann sich im Brandfall ein Stützmoment am Auflager bilden, wenn die Deckenbewehrung geeignet ist, eine Durchlaufwirkung sicherzustellen und wenn eine wirksame Übertragung der Druckkraft durch die Stahlverbindung (siehe Bild 5.3) sichergestellt ist.

(6) Stützmomente können sich nach (5) und Bild 5.3 im Brandfall immer ausbilden bei:

- Spaltbreiten kleiner 10 mm oder
- $10 \text{ mm} \leq \text{Spaltbreite} < 15 \text{ mm}$ bei Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 180 und Stützweiten größer als 5 m.

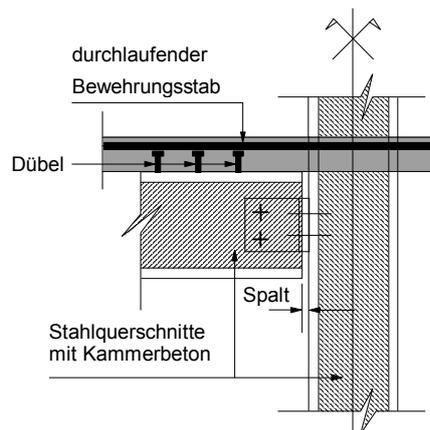


Bild 5.3 — Anschluss für die Ausbildung eines Stützmomentes im Brandfall

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

5.4.2 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen mit vollständig einbetoniertem Stahlquerschnitt

(1) Knaggen und Laschen dürfen als Auflager für Verbundträger nach Bild 5.4 direkt an den Flansch des Stahlprofils der Verbundstütze angeschweißt werden.

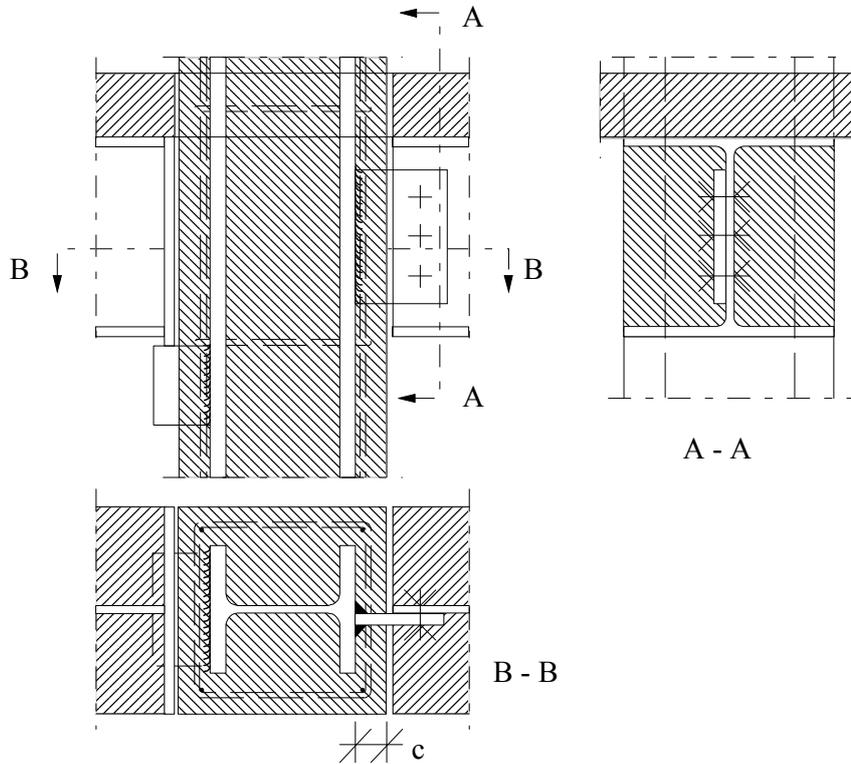


Bild 5.4 — Beispiele für Anschlüsse an den vollständig einbetonierten Stahlquerschnitt einer Stütze

5.4.3 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen mit Kammerbeton

(1) Bei ungeschützten Knaggen sind in der Regel wegen der brandbeanspruchten Schweißnähte zusätzliche Dübel vorzusehen (siehe Bild 5.5a). Die Schubtragfähigkeit der Dübel ist in der Regel nach 4.3.4.2.5 (1) zu bemessen. Die Dübeltemperatur ist dabei gleich der mittleren Temperatur der Knagge anzunehmen.

(2) Für Feuerwiderstandsklassen bis R 120 sind keine zusätzlichen Dübel erforderlich, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind (siehe Bild 5.5b):

- die Mindestdicke der ungeschützten Knagge beträgt 80 mm;
- die Knagge ist an allen vier Seiten mit dem Stützenflansch ununterbrochen verschweißt;
- die gegen direkte Strahlung geschützte obere Schweißnaht hat mindestens die 1,5fache Dicke der umlaufenden Schweißnaht und ist unter Normaltemperatur für mindestens 40 % des Bemessungswertes der Querkraft ausgelegt.

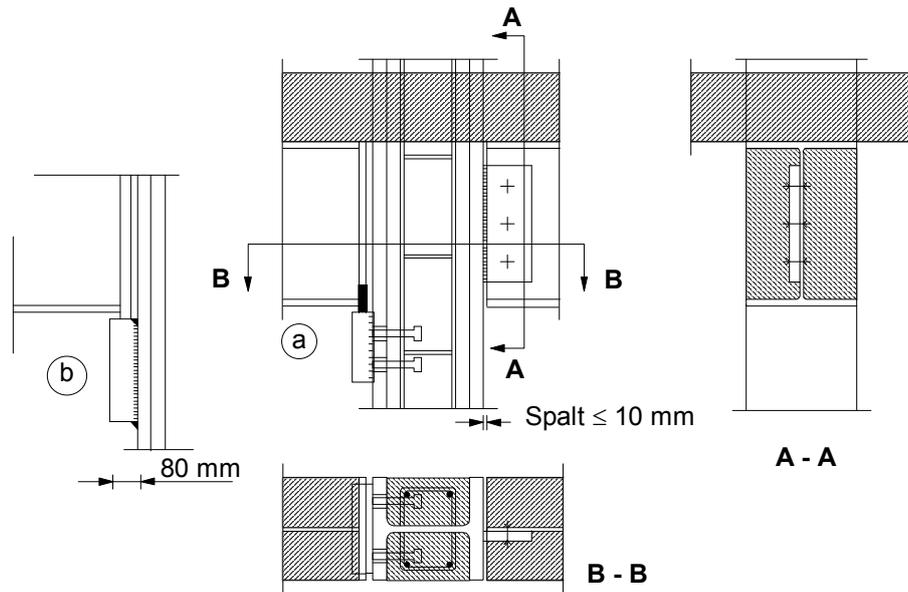


Bild 5.5 — Beispiele für Anschlüsse an einem kammerbetonierten Querschnitt

(3) Bei Laschenanschlüssen darf der bleibende Spalt zwischen Träger und Stütze ungeschützt bleiben, wenn er nicht breiter als 10 mm ist (siehe Bild 5.5a).

(4) Andere Anschlussausführungen siehe 5.4.1, (1)P.

5.4.4 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen

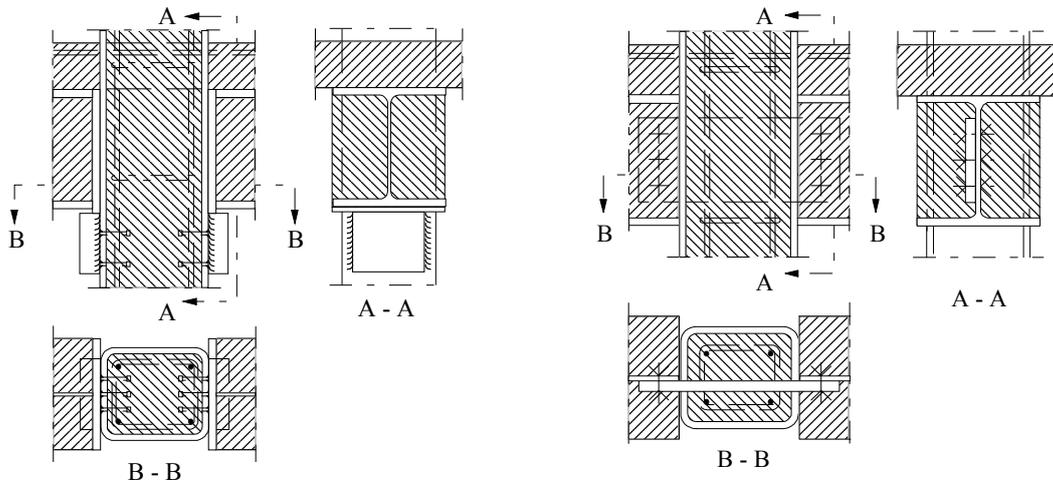
(1) Verbundträger dürfen an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen mit Knaggen oder Laschen angeschlossen werden (siehe Bild 5.6).

(2)P Quer- und Zugkräfte müssen mit geeigneten Mitteln vom Träger zum bewehrten Betonkern dieses Typs von Verbundstützen eingeleitet werden.

(3) Bei Knaggen (siehe Bild 5.6a) ist die Querkrafteinleitung im Brandfall in der Regel mit zusätzlichen Dübeln sicherzustellen. Die Schubtragfähigkeit der Dübel ist in der Regel nach 4.3.4.2.5 (1) zu bemessen. Die Dübeltemperatur ist dabei gleich der mittleren Temperatur der Knagge anzunehmen.

(4) Bei Laschenanschlüssen (siehe Bild 5.6b) sollten die Laschen den Stützenquerschnitt durchdringen und mit beiden Wandungen verschweißt sein.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)



a) Tragende Knaggen mit zusätzlichen Dübeln

b) Durchgesteckte Laschen

Bild 5.6 — Beispiele für Anschlüsse an betongefüllte Hohlprofile

Anhang A (informativ)

Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl bei erhöhten Temperaturen

(1) Bild A.1 zeigt eine graphische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Baustahl S235 bis zu einer maximalen Dehnung von $\varepsilon_{ay,\theta} = 2\%$. Die Darstellung entspricht den Bereichen I und II von Bild 3.1 und den Werten der Tabelle 3.2 nach 3.2.1 ohne Verfestigung.

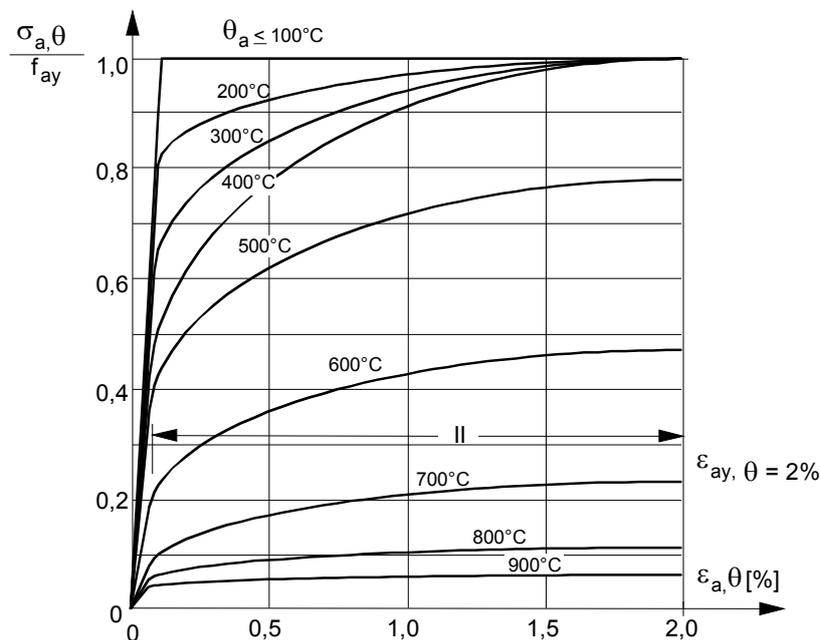


Bild A.1 — Graphische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl S235 bis zu einer Dehnung von 2 %

(2) Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Baustähle S235, S275, S355, S420 und S460 werden durch die Gleichungen in Tabelle 3.1 bis zu einer maximalen Dehnung von 2 % zahlenmäßig angegeben.

(3) Für Temperaturen unter 400 °C darf alternativ die in 3.2.1(4) angesprochene Verfestigung entsprechend den folgenden Regeln (4), (5) und (6) angewendet werden.

(4) Bild A.2 zeigt eine graphische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen einschließlich Verfestigung; darin

- stimmt Bild A.2 mit Bild A.1 (Bereich I und II) überein für Dehnungen bis 2 %;
- wird ein linearer Verlauf (Bereich IIIa) angenommen für Dehnungen von 2 % bis 4 %;
- wird ein horizontales Plateau (Bereich IIIb) mit $\varepsilon_{au,\theta} = 15\%$ angenommen für Dehnungen von 4 % bis 15 %;
- wird ein abfallender Ast (Bereich IV) mit $f_{au,\theta} = 20\%$ angenommen für Dehnungen von 15 % bis 20 %.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(5) Die Zugfestigkeit bei erhöhter Temperatur $f_{au,\theta}$ zur Berücksichtigung der Verfestigung (siehe Bild A.3) darf wie folgt bestimmt werden:

$$\theta_a \leq 300^\circ\text{C}; \quad f_{au,\theta} = 1,25 f_{ay} \quad (\text{A.1})$$

$$300 < \theta_a \leq 400^\circ\text{C}; \quad f_{au,\theta} = f_{ay} (2 - 0,0025 \theta_a) \quad (\text{A.2})$$

$$\theta_a \geq 400^\circ\text{C}; \quad f_{au,\theta} = f_{ay,\theta} \quad (\text{A.3})$$

(6) Für Dehnungen $\varepsilon_{a,\theta}$ größer als 2 % dürfen die Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei Berücksichtigung der Verfestigung wie folgt bestimmt werden:

$$2\% < \varepsilon_{a,\theta} < 4\% \quad \sigma_{a,\theta} = \left[\frac{f_{au,\theta} - f_{ay,\theta}}{0,02} \right] \varepsilon_{a,\theta} - f_{au,\theta} + 2 f_{ay,\theta} \quad (\text{A.4})$$

$$4\% \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq 15\% \quad \sigma_{a,\theta} = f_{au,\theta} \quad (\text{A.5})$$

$$15\% < \varepsilon_{a,\theta} < 20\% \quad \sigma_{a,\theta} = \left[1 - \frac{(\varepsilon_{a,\theta} - 0,15)}{0,05} \right] f_{au,\theta} \quad (\text{A.6})$$

$$\varepsilon_{a,\theta} \geq 20\% \quad \sigma_{a,\theta} = 0 \quad (\text{A.7})$$

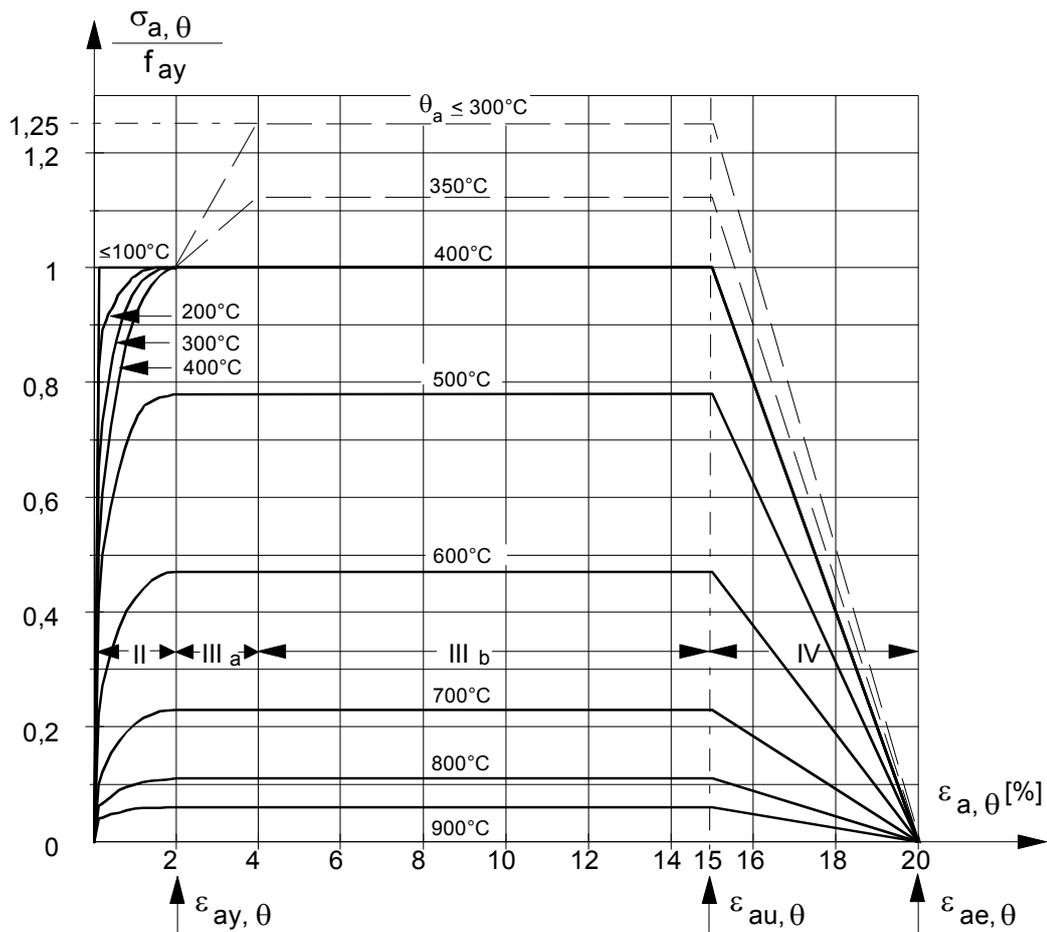


Bild A.2 — Graphische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl bei erhöhten Temperaturen mit Verfestigung

(7) Die Hauptparameter $E_{a,\theta}$, $f_{ap,\theta}$, $f_{ay,\theta}$, und $f_{au,\theta}$ der ansetzbaren Verfestigung dürfen anhand der Reduktionsfaktoren k_θ nach Bild A.3 bestimmt werden.

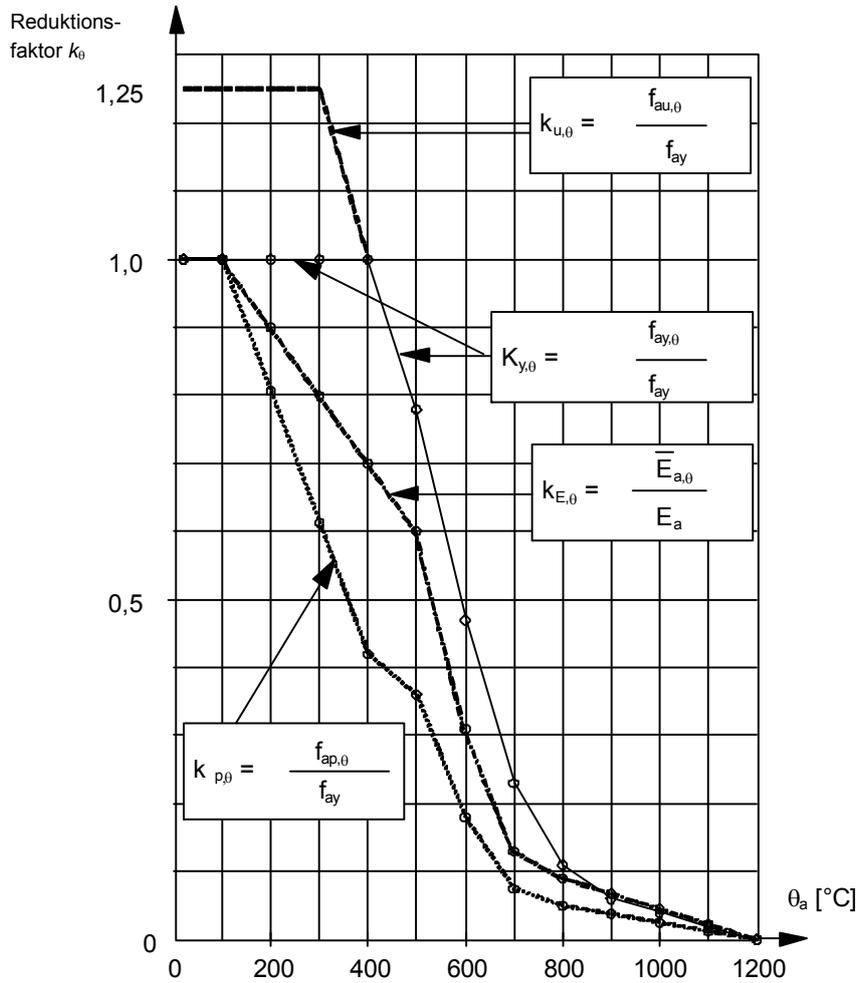


Bild A.3 — Reduktionsfaktoren k_θ für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl bei erhöhten Temperaturen bei Berücksichtigung der Verfestigung (siehe auch 3.2.1, Tabelle 3.2)

Anhang B (informativ)

Spannungs-Dehnungsbeziehungen von quarzitischem Beton bei erhöhten Temperaturen

(1) Bild B.1 zeigt eine graphische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von quarzitischem Beton bis zu einer maximalen Stauchung von $\varepsilon_{ce,\theta} = 4,75\%$. Diese Darstellung entspricht der mathematischen Formulierung in Bild 3.2 und den Werten der Tabelle 3.3 nach 3.2.2.

(2) Der zulässige Bereich und die empfohlenen Werte für die zur Betondruckfestigkeit $f_{c,\theta}$ korrespondierende Stauchung $\varepsilon_{cu,\theta}$ nach Bild 3.2 dürfen Tabelle B.1 entnommen werden.

(3) Die empfohlenen Werte für $\varepsilon_{ce,\theta}$ dürfen Tabelle B.1 entnommen werden.

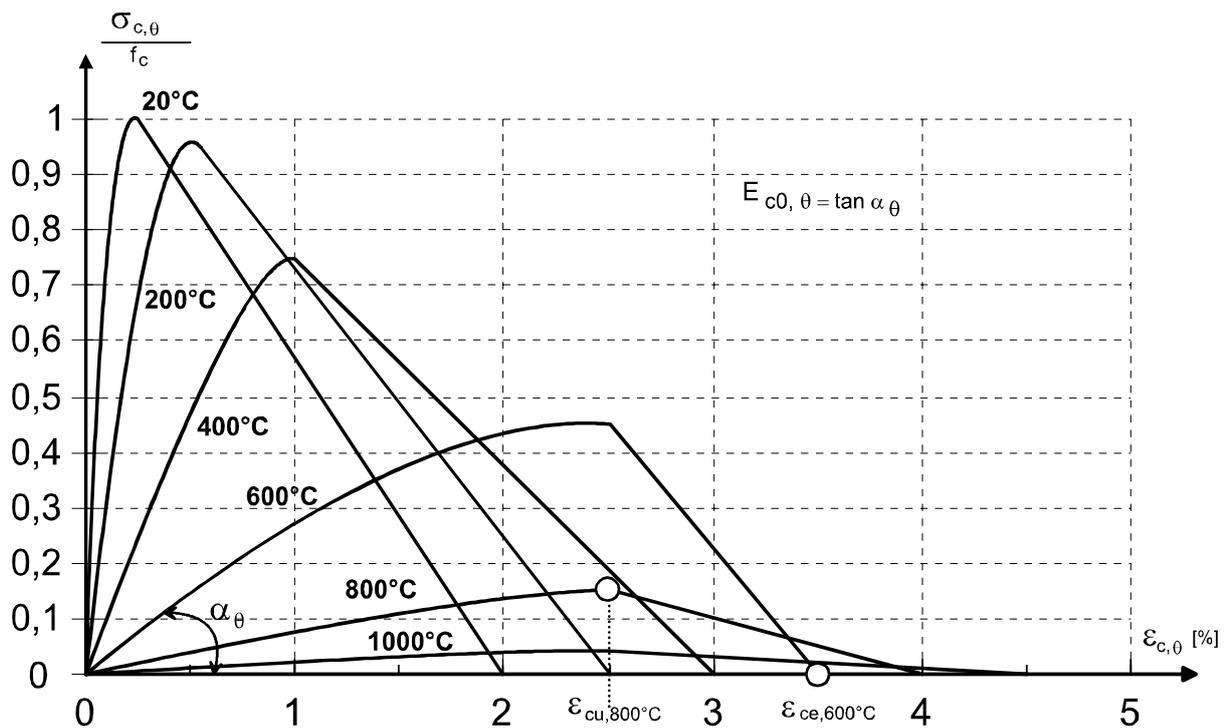


Bild B.1 — Graphische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von quarzitischem Beton mit linear abfallendem Ast; eingerechnet sind die empfohlenen Werte für $\varepsilon_{cu,\theta}$ und $\varepsilon_{ce,\theta}$ nach Tabelle B.1

Tabelle B.1 — Parameter $\varepsilon_{cu,\theta}$ und $\varepsilon_{ce,\theta}$ zur Definition des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton bei erhöhten Temperaturen

Betontemperatur θ_c °C	$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ empfohlene Werte	$\varepsilon_{ce,\theta} \cdot 10^3$ empfohlene Werte
20	2,5	20,0
100	4,0	22,5
200	5,5	25,0
300	7,0	27,5
400	10	30,0
500	15	32,5
600	25	35,0
700	25	37,5
800	25	40,0
900	25	42,5
1 000	25	45,0
1 100	25	47,5
1 200	-	-

(4) Die Hauptparameter $f_{c,\theta}$ und $\varepsilon_{cu,\theta}$ der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von quarzitischem Normalbeton und Leichtbeton bei erhöhten Temperaturen sind in Bild B.2 abgebildet. Die Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$ und die zugehörige Dehnung $\varepsilon_{cu,\theta}$ bestimmen mit den Gleichungen aus Bild 3.2 den gesamten Bereich I des Materialmodells (siehe auch 3.2.2, Tabelle 3.3).

DIN EN 1994-1-2:2010-12
 EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

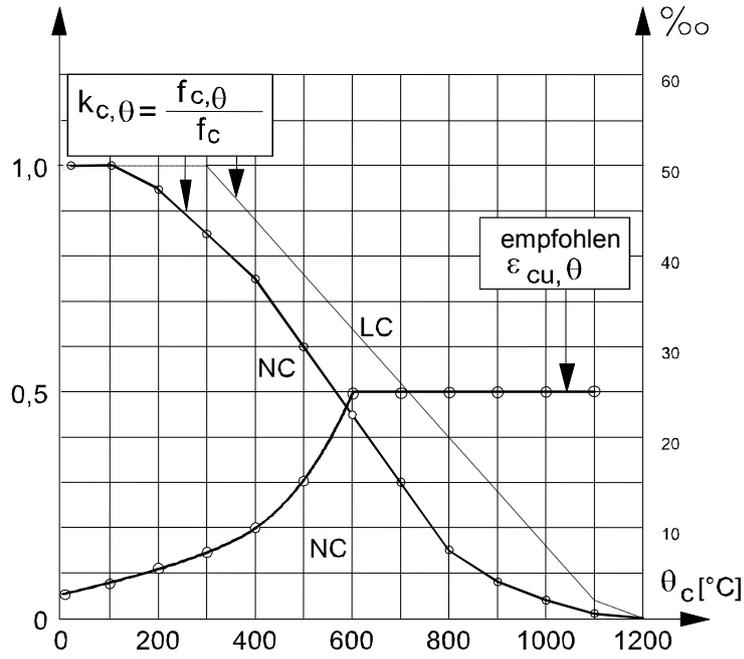


Bild B.2 — Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Normalbeton (NC) und Leichtbeton (LC) bei erhöhten Temperaturen

Anhang C (informativ)

Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton, angepasst an natürliche Brände mit Abkühlungsphase für die Anwendung in allgemeinen Berechnungsverfahren

(1) Beton erreicht bei Abkühlung auf eine Umgebungstemperatur von 20 °C nach vorhergehender Erwärmung auf eine maximale Temperatur von θ_{max} nicht wieder seine ursprüngliche Druckfestigkeit f_c .

(2) Bei Berücksichtigung der Abkühlung von Beton (siehe Bild C.1) dürfen sowohl der Wert $\varepsilon_{cu,\theta}$ als auch die Neigung des abfallenden Astes in den Spannungs-Dehnungsbeziehungen zugehörig zu θ_{max} beibehalten werden (siehe Bild C.2).

(3) Die Rest-Druckfestigkeit des auf eine maximale Temperatur θ_{max} erhitzten und wieder auf die Umgebungstemperatur von 20 °C abgekühlten Betons darf wie folgt angenommen werden:

$$f_{c,\theta,20\text{ °C}} = \varphi f_c \quad (\text{C.1})$$

mit

$$20\text{ °C} \leq \theta_{max} < 100\text{ °C} \quad \varphi = k_{c,\theta_{max}} \quad (\text{C.2})$$

$$100\text{ °C} \leq \theta_{max} < 300\text{ °C} \quad \boxed{\text{AC}} \varphi = 1,0 - [0,235 (\theta_{max} - 100)/200] \boxed{\text{AC}} \quad (\text{C.3})$$

$$\theta_{max} \geq 300\text{ °C} \quad \varphi = 0,9 k_{c,\theta_{max}} \quad (\text{C.4})$$

ANMERKUNG Der Reduktionsfaktor $k_{c,\theta_{max}}$ ist entsprechend 3.2.2(4) angenommen.

(4) Während der Abkühlung des Betons mit $\theta_{max} \geq \theta \geq 20\text{ °C}$ darf die zugehörige Zylinder-Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$ linear zwischen $f_{c,\theta_{max}}$ und $f_{c,\theta,20\text{ °C}}$ interpoliert werden.

(5) Die oben angeführten Regeln dürfen für Beton C40/50 mittels Bild C.2 wie folgt erläutert werden:

$$\theta_1 = 200\text{ °C}; \quad f_{c,\theta_1} = 0,95 \cdot 40 = 38 \quad \text{N/mm}^2 \quad (\text{C.5})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_1} = 0,55 \quad \% \quad (\text{C.6})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_1} = 2,5 \quad \% \quad (\text{C.7})$$

$$\theta_2 = 400\text{ °C}; \quad f_{c,\theta_2} = 0,75 \cdot 40 = 30 \quad \text{N/mm}^2 \quad (\text{C.8})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_2} = 1 \quad \% \quad (\text{C.9})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_2} = 3,0 \quad \% \quad (\text{C.10})$$

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

Bei einer möglichen maximalen Betontemperatur von $\theta_{max} = 600 \text{ °C}$:

$$f_{c,\theta_{max}} = 0,45 \cdot 40 = 18 \quad \text{N/mm}^2 \quad (\text{C.11})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_{max}} = 2,5 \quad \% \quad (\text{C.12})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_{max}} = 3,5 \quad \% \quad (\text{C.13})$$

Für jede niedrigere Temperatur während der anschließenden Abkühlphase wie für $\theta_3 = 400 \text{ °C}$:

$$f_{c,\theta, 20^\circ\text{C}} = (0,9 k_{c,\theta_{max}}) f_c = 0,9 \cdot 0,45 \cdot 40 = 16,2 \quad \text{N/mm}^2 \quad (\text{C.14})$$

$$f_{c,\theta_3} = f_{c,\theta_{max}} - \left[(f_{c,\theta_{max}} - f_{c,\theta, 20^\circ\text{C}}) (\theta_{max} - \theta_3) / (\theta_{max} - 20) \right] = 17,4 \quad \text{N/mm}^2 \quad (\text{C.15})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_3} = \varepsilon_{cu,\theta_{max}} = 2,5 \quad \% \quad (\text{C.16})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_3} = \varepsilon_{cu,\theta_3} + \left[(\varepsilon_{ce,\theta_{max}} - \varepsilon_{cu,\theta_{max}}) f_{c,\theta_3} / f_{c,\theta_{max}} \right] = 3,46 \quad \% \quad (\text{C.17})$$

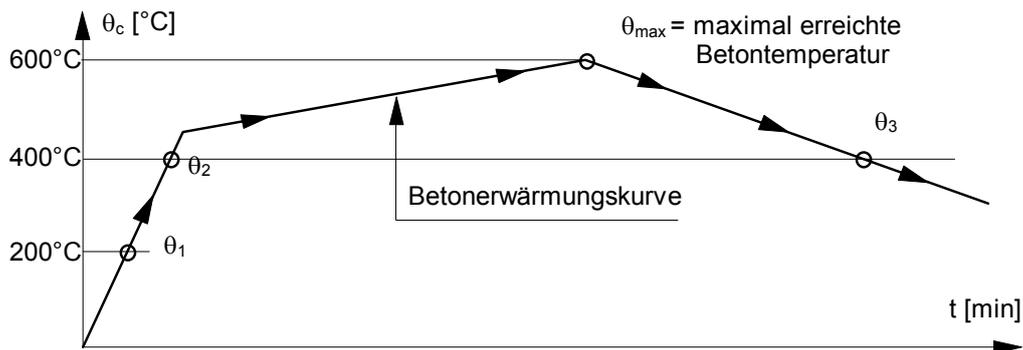


Bild C.1 — Beispiel für die Erwärmung und Abkühlung von Beton

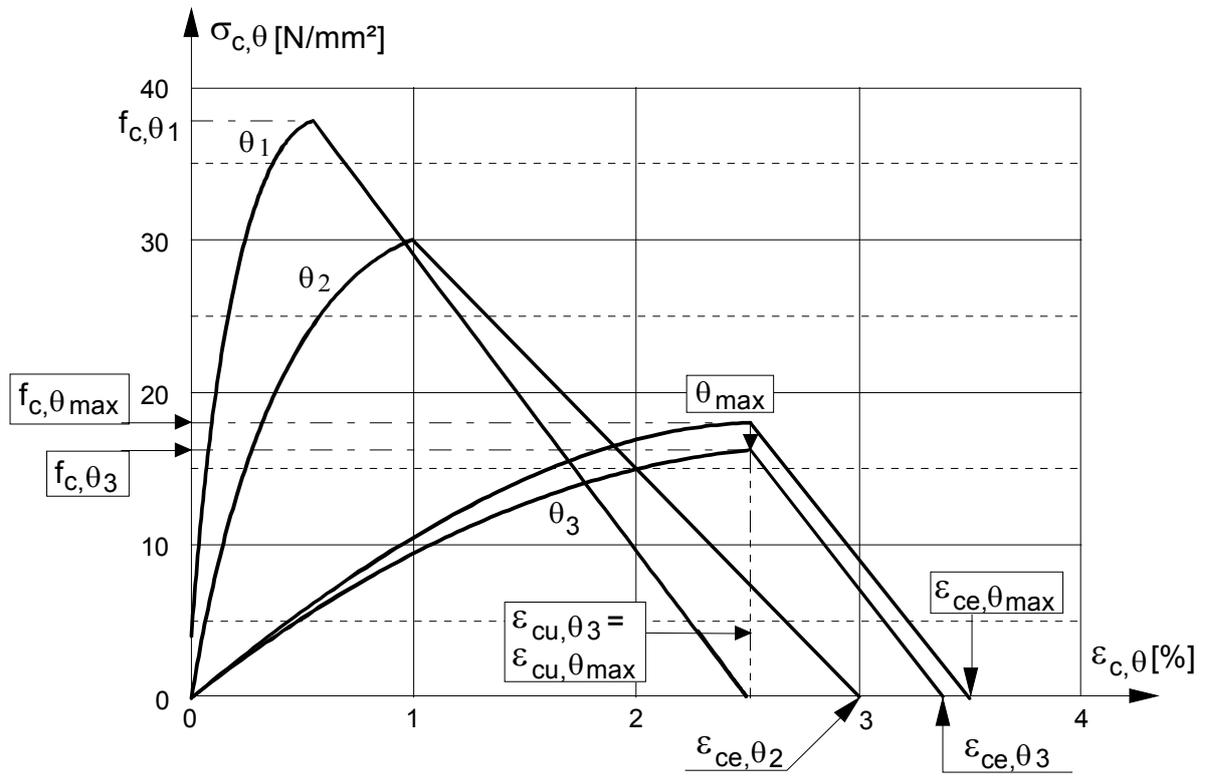


Bild C.2 — Spannungs-Dehnungsbeziehung eines Betons der Festigkeitsklasse C40/50; Erwärmung auf $\theta_1 = 200\text{ °C}$, $\theta_2 = 400\text{ °C}$, $\theta_{\max} = 600\text{ °C}$ und anschließende Abkühlung auf $\theta_3 = 400\text{ °C}$

Anhang D (informativ)

Berechnungsverfahren für den Feuerwiderstand von ungeschützten Verbunddecken mit Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve an der Unterseite

D.1 Feuerwiderstand hinsichtlich der Wärmedämmung

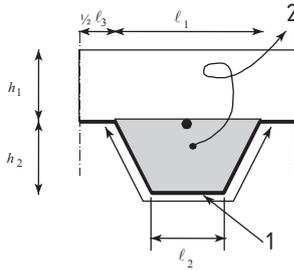
(1) Die Feuerwiderstandsdauer hinsichtlich des Isolierkriteriums „I“ unter Einhaltung sowohl des mittleren Temperaturanstiegs (= 140 °C) als auch des maximalen Temperaturanstiegs (= 180 °C) darf nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{\ell_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{\ell_3} \quad (\text{D.1})$$

Dabei ist

- t_i die Feuerwiderstandsdauer hinsichtlich der Wärmedämmung, min;
- A das Betonvolumen einer Rippe pro Meter Rippenlänge, mm³/m;
- L_r die brandbeanspruchte Fläche einer Rippe je Meter Rippenlänge, mm²/m;
- A/L_r der Rippengeometriefaktor, mm;
- Φ der Sichtfaktor des Oberflansches;
- ℓ_3 die Breite des Oberflansches (siehe Bild D.1), mm.

Die Koeffizienten a_i sind für Normalbeton und für Leichtbeton entsprechend Bild D.1 und Tabelle D.1 angegeben. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.



$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{2} \right)}{\ell_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{\ell_1 - \ell_2}{2} \right)^2}} \quad (\text{D.2})$$

Legende

- 1 – brandbeanspruchte Oberfläche: L_r
2 – Rippenquerschnittsfläche: A

Bild D.1 — Definition des Rippengeometriefaktors A/L_r für Rippen von Verbunddecken

Tabelle D.1 — Koeffizienten zur Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer bezüglich der Wärmedämmung

	a_0 min	a_1 min/mm	a_2 min	a_3 min/mm	a_4 mm min	a_5 min
Normalbeton	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0
Leichtbeton	-79,2	2,18	-2,44	0,56	-542	52,3

(2) Der Sichtfaktor Φ des Oberflansches darf wie folgt bestimmt werden:

$$\Phi = \left(\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3 \quad (\text{D.3})$$

D.2 Berechnung der positiven Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^+$

(1) Die Temperaturen θ_a des Unterflansches, des Stegs und des Oberflansches des Stahlprofilbleches dürfen nach Gleichung (D.4) unter Verwendung der von den Teilquerschnitten abhängigen Koeffizienten b_0 bis b_4 berechnet werden.

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{\ell_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2 \quad (\text{D.4})$$

Dabei ist

θ_a Temperatur des Unterflansches, des Stegs oder des Oberflansches, °C

Die Koeffizienten b_i sind sowohl für Normalbeton als auch für Leichtbeton in Tabelle D.2 angegeben. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

Tabelle D.2 — Koeffizienten für die Bestimmung der Temperaturen in einzelnen Teilen des Stahlprofilblechs

Beton	Feuerwiderstandsdauer min	Teil des Stahlprofilblechs	b_0 °C	b_1 °C · mm	b_2 °C · mm	b_3 °C	b_4 °C
Normalbeton	60	Unterflansch	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Steg	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Oberflansch	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Unterflansch	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Steg	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Oberflansch	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
	120	Unterflansch	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Steg	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Oberflansch	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0
Leichtbeton	30	Unterflansch	800	-1326	-2,65	114,5	-181,2
		Steg	483	-286	-2,26	439,6	-244,0
		Oberflansch	331	-2284	-1,54	488,8	-131,7
	60	Unterflansch	955	-622	-1,32	47,7	-81,1
		Steg	761	-558	-1,67	426,5	-303,0
		Oberflansch	607	-2261	-1,02	664,5	-410,0
	90	Unterflansch	1019	-478	-0,91	32,7	-60,8
		Steg	906	-654	-1,36	287,8	-230,3
		Oberflansch	789	-1847	-0,99	469,5	-313,0
	120	Unterflansch	1062	-399	-0,65	19,8	-43,7
		Steg	989	-629	-1,07	186,1	-152,6
		Oberflansch	903	-1561	-0,92	305,2	-197,2

(2) Der Sichtfaktor Φ des Oberflansches und der Rippengeometriefaktor A/L_r dürfen nach D.1 bestimmt werden.

(3) Die Temperatur θ_s der Bewehrungsstäbe in den Rippen (siehe Bild D.2) ergibt sich zu:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left(c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left(c_5 \cdot \frac{1}{\ell_3} \right) \quad (D.5)$$

Dabei ist

- θ_s die Temperatur der Zulagebewehrung in den Rippen, °C;
- u_3 der Abstand zum Unterflansch, mm;
- z der Vergleichswert für die Lage des Bewehrungsstabes in der Rippe (siehe (4)), $\text{mm}^{-0.5}$;
- α die Neigung des Stegs, Grad (°).

Die Koeffizienten c_i sind sowohl für Normalbeton als auch für Leichtbeton in Tabelle D.3 angegeben. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Tabelle D.3 — Koeffizienten für die Bestimmung der Temperatur der Bewehrungsstäbe in den Rippen

Beton	Feuerwiderstandsdauer min	c_0 °C	c_1 °C	c_2 °C · mm ^{0.5}	c_3 °C · mm	c_4 °C/°	c_5 °C · mm
Normalbeton	60	1 191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1 342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1 387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326
Leichtbeton	30	809	-135	-243	-0,70	0,48	-315
	60	1 336	-242	-292	-6,11	1,63	-900
	90	1 381	-240	-269	-5,46	2,24	-918
	120	1 397	-230	-253	-4,44	2,47	-906

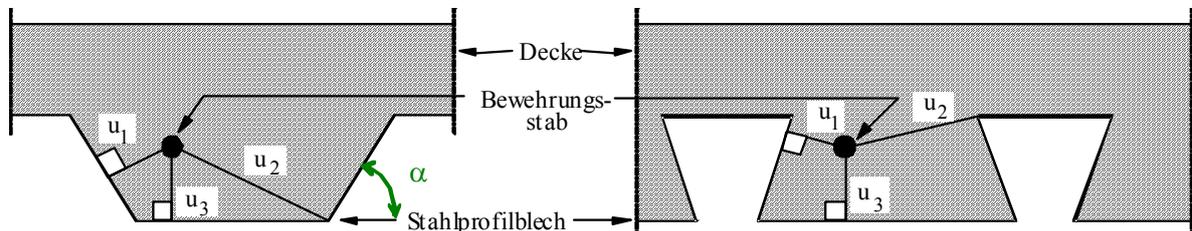


Bild D.2 — Parameter für die Lage der Bewehrung

(4) Der z-Faktor zur Berücksichtigung der Bewehrungslage ergibt sich zu:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} \quad (\text{D.6})$$

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(5) Die Abstände u_1, u_2 und u_3 sind in mm angegeben und wie folgt definiert:

u_1, u_2 kleinster Abstand vom Mittelpunkt des Bewehrungsstabs zu jedem Punkt auf dem Steg des Stahlprofilblechs;

u_3 Abstand vom Mittelpunkt des Bewehrungsstabs zum Unterflansch des Stahlprofilblechs.

(6) Ausgehend von den Temperaturen nach (1) bis (5) werden die Grenzspannungen der einzelnen Teile der Verbunddecke und die positive Momententragfähigkeit nach 4.3.1 berechnet.

D.3 Berechnung der negativen Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}$

(1) Auf der sicheren Seite liegend darf die Mitwirkung des Stahlprofilblechs an der negativen Momententragfähigkeit vernachlässigt werden.

(2) Die negative Momententragfähigkeit der Decke wird unter der Annahme einer reduzierten Querschnittsfläche berechnet. Teile des Querschnitts mit Temperaturen jenseits einer bestimmten Grenztemperatur θ_{lim} werden außer Acht gelassen. Für den Restquerschnitt werden Bedingungen wie bei Raumtemperatur angenommen.

(3) Der Restquerschnitt wird auf der Grundlage der Isotherme für die Grenztemperatur bestimmt (siehe Bild D.3a). Der Verlauf der Isotherme der Grenztemperatur wird vereinfacht durch vier charakteristische Punkte wie folgt gekennzeichnet (siehe Bild D.3b):

Punkt I: liegt auf der Mittelachse der Rippe; der Abstand vom Unterflansch des Stahlprofilblechs wird als Funktion der Grenztemperatur nach (4) und (5), Gleichungen D.7 und D.9 berechnet;

Punkt II: liegt auf einer Linie durch Punkt I parallel zum Unterflansch des Stahlprofilblechs im gleichen Abstand zum Steg des Stahlprofilblechs wie zum Unterflansch;

Punkt III: liegt auf einer Linie durch den Oberflansch des Stahlprofilblechs und im gleichen Abstand zu dem Steg des Stahlprofilblechs wie der Punkt IV zu dem Oberflansch;

Punkt IV: liegt auf der Mittellinie zwischen zwei Rippen; der Abstand vom Oberflansch des Stahlprofilblechs wird als Funktion der Grenztemperatur nach (4) und (5), der Gleichungen D.7 und D.14 berechnet.

Die Isotherme ergibt sich aus linearer Interpolation zwischen den Punkten I, II, III und IV.

ANMERKUNG Die Grenztemperatur wurde aus einem Kräftegleichgewicht über den Querschnitt hergeleitet und hat deshalb keine Beziehung zu einer Einwirkung aus Temperatur.

A) Temperaturverteilung im Querschnitt

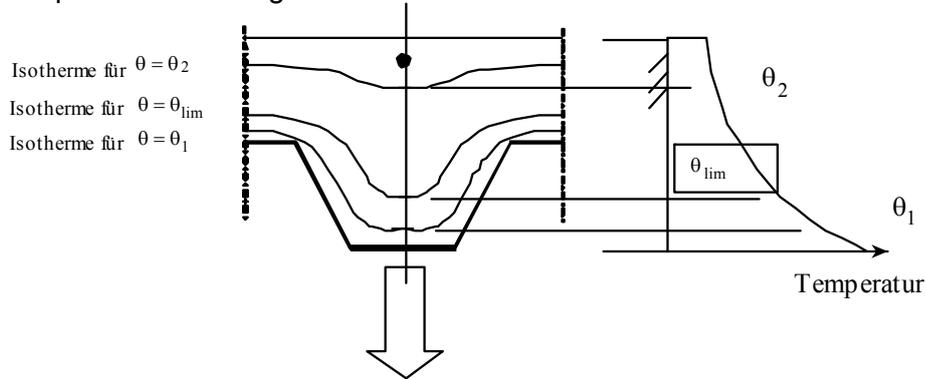


Bild D.3.a — Verlauf der Isothermen

B) Verlauf der speziellen Isotherme $\theta = \theta_{lim}$

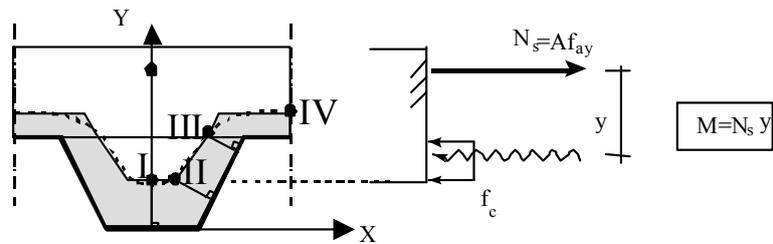


Bild D.3.b — Festlegung der Isotherme

(4) Die Grenztemperatur θ_{lim} ergibt sich zu:

$$\theta_{lim} = d_0 + d_1 \cdot N_s + d_2 \cdot \frac{A}{L_r} + d_3 \cdot \Phi + d_4 \cdot \frac{1}{\ell_3} \quad (D.7)$$

Dabei ist

N_s die Normalkraft in der Stützbewehrung, N.

Die Koeffizienten d_i sind für Normalbeton und für Leichtbeton in Tabelle D.3.3 angegeben. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(5) Die Koordinaten der vier Punkte I bis IV ergeben sich zu:

$$X_I = 0 \quad (D.8)$$

$$Y_I = Y_{II} = \frac{1}{\left(\frac{1}{z} - \frac{4}{\sqrt{\ell_1 + \ell_3}}\right)^2} \quad (D.9)$$

$$X_{II} = \frac{1}{2} \ell_2 + \frac{Y_I}{\sin \alpha} \cdot (\cos \alpha - 1) \quad (D.10)$$

$$X_{III} = \frac{1}{2} \ell_1 - \frac{b}{\sin \alpha} \quad (D.11)$$

$$Y_{III} = h_2 \quad (D.12)$$

$$X_{IV} = \frac{1}{2} \ell_1 + \frac{1}{2} \ell_3 \quad (D.13)$$

$$Y_{IV} = h_2 + b \quad (D.14)$$

mit: $\alpha = \arctan\left(\frac{2 h_2}{\ell_1 - \ell_2}\right)$

mit: $a = \left(\frac{1}{z} - \frac{1}{\sqrt{h_2}}\right)^2 \ell_1 \sin \alpha$

mit: $b = \frac{1}{2} \ell_1 \sin \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a}\right)$

mit: $c = -8 \left(1 + \sqrt{1+a}\right); a \geq 8$

mit: $c = +8 \left(1 + \sqrt{1+a}\right); a < 8$

Tabelle D.4 — Koeffizienten für die Bestimmung der Grenztemperatur

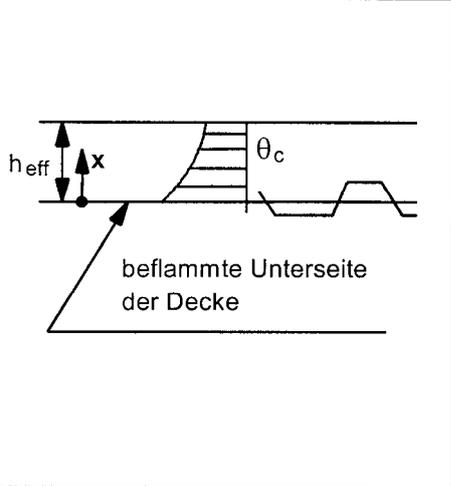
Beton	Feuerwiderstandsdauer min	d_0 °C	d_1 °C · N	d_2 °C · mm	d_3 °C	d_4 °C · mm
Normalbeton	60	867	$-1,9 \cdot 10^{-4}$	-8,75	-123	-1 378
	90	1 055	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,91	-154	-1 990
	120	1 144	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,71	-166	-2 155
Leichtbeton	30	524	$-1,6 \cdot 10^{-4}$	-3,43	-80	-392
	60	1 030	$-2,6 \cdot 10^{-4}$	-10,95	-181	-1 834
	90	1 159	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,88	-208	-2 233
	120	1 213	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,09	-214	-2 320

(6) Der Parameter z in (5) darf durch Lösung der Gleichung D.5 für die Bestimmung der Bewehrungstemperatur unter der Annahme $u_3/h_2 = 0,75$ und $\theta_s = \theta_{lim}$ berechnet werden.

(7) Für den Fall, dass $Y_I > h_2$ ist, dürfen die Rippen der Decke vernachlässigt werden. Mit Hilfe von Tabelle D.5 lässt sich der Ort der Isotherme konservativ annähern.

Tabelle D.5 — Temperaturverteilung in einer massiven 100 mm dicken Decke aus ungeschütztem Normalbeton

Tiefe x mm	Temperatur θ_c [°C] nach einer Branddauer in min von					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305



(8) Die negative Momententragfähigkeit wird nach 4.3.1 unter der Verwendung der durch (1) bis (7) bestimmten Restquerschnittsfläche berechnet.

(9) Für Leichtbeton reduzieren sich die Temperaturen aus Tabelle D.5 auf 90 % der angegebenen Werte.

D.4 Effektive Dicke einer Verbunddecke

(1) Die effektive Dicke h_{eff} ergibt sich durch folgende Gleichungen:

$$h_{eff} = h_1 + 0,5 h_2 \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \quad \text{für } h_2/h_1 \leq 1,5 \text{ and } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (\text{D.15a})$$

$$h_{eff} = h_1 \left[1 + 0,75 \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \right] \quad \text{für } h_2/h_1 > 1,5 \text{ and } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (\text{D.15b})$$

Die Querschnittsabmessungen der Decke h_1 , h_2 , ℓ_1 , ℓ_2 und ℓ_3 sind in den Bildern 4.1 und 4.2 dargestellt.

(2) Ist $\ell_3 > 2 \ell_1$, so darf die effektive Dicke gleich h_1 gesetzt werden.

(3) Die Beziehung der Feuerwiderstandsdauer in Bezug auf das thermische Isolierkriterium und die effektive Mindestdeckendicke h_{eff} zeigt Tabelle D.6 für verschiedene Feuerwiderstandsklassen; dabei ist h_3 die Dicke des eventuell vorhandenen Estrichs oben auf der Betondecke.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

AC Tabelle D.6 — Effektive Mindestdicke als Funktion der Feuerwiderstandsklasse

Feuerwiderstandsklasse	Effektive Mindestdicke h_{eff} mm
I 30	60 - h_3
I 60	80 - h_3
I 90	100 - h_3
I 120	120 - h_3
I 180	150 - h_3
I 240	175 - h_3

AC

D.5 Anwendungsbereich

(1) Der Anwendungsbereich für ungeschützte Verbunddecken, sowohl mit Normalbeton (NC) als auch mit Leichtbeton (LC), ist in Tabelle D.7 gegeben. Für Bezeichnungen siehe Bilder 4.1 und 4.2.

Tabelle D.7 — Anwendungsbereich

für hinterschnittene Profile	für Trapezprofile
$77,0 \leq \ell_1 \leq 135,0$ mm	$80,0 \leq \ell_1 \leq 155,0$ mm
$110,0 \leq \ell_2 \leq 150,0$ mm	$32,0 \leq \ell_2 \leq 132,0$ mm
$38,5 \leq \ell_3 \leq 97,5$ mm	$40,0 \leq \ell_3 \leq 115,0$ mm
$50,0 \leq h_1 \leq 130,0$ mm	$50,0 \leq h_1 \leq 125,0$ mm
$30,0 \leq h_2 \leq 60,0$ mm	$50,0 \leq h_2 \leq 100,0$ mm

Anhang E (informativ)

Berechnungsverfahren für die positive und negative Momententragfähigkeit eines Verbundträgers, bestehend aus Stahlträger mit Betondeckenplatte bei Brandbeanspruchung von unten

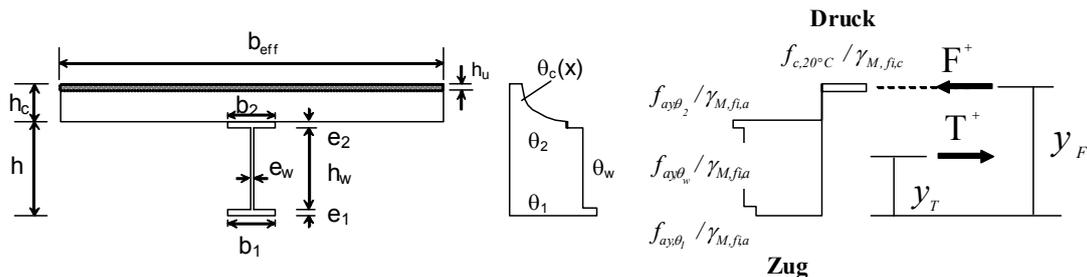


Bild E.1 — Berechnung der positiven Biegemomententragfähigkeit

E.1 Berechnung der positiven Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^+$

(1) Entsprechend Bild E.1 dürfen die Zugkraft T^+ und ihre Lage y_T wie folgt bestimmt werden:

$$T^+ = \left[f_{ay,\theta_1}(b_1 e_1) + f_{ay,\theta_w}(h_w e_w) + f_{ay,\theta_2}(b_2 e_2) \right] / \gamma_{M,fi,a} \quad (\text{E.1})$$

$$y_T = \left[f_{ay,\theta_1}(b_1)(e_1^2/2) + f_{ay,\theta_w}(h_w e_w)(e_1 + h_w/2) + f_{ay,\theta_2}(b_2 e_2)(h - e_2/2) \right] / (T^+ \gamma_{M,fi,a}) \quad (\text{E.2})$$

mit dem maximalen Spannungsniveau $f_{ay,\theta}$ nach 3.2.1 bei der Temperatur θ nach 4.3.4.2.2.

(2) Für einen gelenkig gelagerten Einfeldträger ist die Zugkraft T^+ nach (1) wie folgt zu begrenzen:

$$T^+ \leq N P_{fi,Rd} \quad (\text{E.3})$$

Dabei ist

N die kleinste Dübelanzahl innerhalb einer der kritischen Längen des Trägers;

$P_{fi,Rd}$ der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit im Brandfall nach 4.3.4.2.5.

ANMERKUNG Die kritische Länge wird auf der einen Seite durch ein Endauflager und auf der anderen Seite durch den Querschnitt mit der maximalen Biegebeanspruchung begrenzt.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(3) Die Höhe der Druckzone h_u wird bestimmt aus:

$$h_u = T^+ / (b_{eff} f_c / \gamma_{M,fi,c}) \quad (E.4)$$

Dabei ist

b_{eff} die mittragende Breite nach EN 1994-1-1, 5.4.1.2;

f_c die Betondruckfestigkeit bei Raumtemperatur.

(4) Zwei Fälle können auftreten:

- $(h_c - h_u) \geq h_{cr}$ mit h_{cr} als die erforderliche Dicke x nach Tabelle D.5 zugehörig zu Temperaturen unterhalb 250 °C. In diesem Fall gelten die Werte für h_u entsprechend Gleichung (E.4) oder
- $(h_c - h_u) < h_{cr}$; einige Schichten der Betondruckzone haben höhere Temperaturen als 250 °C. Daher darf eine Abminderung der Betondruckfestigkeit nach 3.2.2 berücksichtigt werden. Dies darf iterativ durch Änderung des Index „n“ unter der Annahme von Durchschnittstemperaturen je 10 mm Schicht auf der Grundlage von Tabelle D.5 wie folgt durchgeführt werden:

$$T^+ = F = \left[(h_c - h_{cr}) (b_{eff}) f_c + \sum_{i=2}^{n-1} (10 b_{eff}) f_{c,\theta_i} + (h_{u,n} b_{eff}) f_{c,\theta_n} \right] / \gamma_{M,fi,c} \quad (E.5)$$

mit

$$h_u = (h_c - h_{cr}) + 10 (n - 2) + h_{u,n} \quad \text{mm}$$

Dabei ist

n die Gesamtzahl der gedrückten Betonschichten, einschließlich der obersten Schicht $(h_c - h_{cr})$ mit einer Temperatur unter 250 °C.

(5) Der Angriffspunkt der Druckkraft ergibt sich aus

$$y_F \approx h + h_c - (h_u / 2) \quad (E.6)$$

und die positive Momententragfähigkeit ist

$$M_{fi,Rd^+} = T^+ (y_F - y_T) \quad (E.7)$$

Dabei ist T^+ die kleinste Zugkraft nach Gleichung (E.5) unter Berücksichtigung von (E.3).

(6) Dieses Berechnungsverfahren darf auf Verbunddecken mit Stahlprofilblechen angewendet werden, wenn in (3) und (4) h_c durch h_{eff} nach D.4(1) ersetzt wird und wenn h_u auf h_1 nach den Bildern 4.1 und 4.2 begrenzt wird.

(7) In Verbindung mit 4.3.4.2.4 darf dieses Rechenmodell für das Modell der kritischen Temperatur nach 4.3.4.2.3 angewendet werden, wenn $\theta_1 = \theta_w = \theta_2 = \theta_{cr}$ angenommen wird.

(8) Ein ähnliches Verfahren darf angewendet werden, wenn die Nulllinie nicht in der Betonplatte, sondern im Stahlträger liegt.

E.2 Berechnung der negativen Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^-$ an einem Zwischenauflager (oder an einer Einspannung)

(1) Die mittragende Breite der Decke an einem Zwischenauflager (oder an einer Einspannung) b_{eff}^- darf so bestimmt werden, dass die plastische Nulllinie nicht in der Betondecke liegt, d. h. es wird angenommen, dass die Decke über die gesamte Höhe gerissen ist. Diese mittragende Breite darf nicht größer sein als die in der Kaltbemessung nach EN 1994-1-1, 5.4.1.2 bestimmte Breite.

(2) Für die Längszugbewehrung darf die Fließgrenze f_{sy,θ_s} angenommen werden, wobei θ_s die Temperatur der Decke in Höhe der Bewehrungsstäbe ist.

(3) Die folgenden Regeln setzen voraus, dass die plastische Nulllinie genau in der Verbundfuge zwischen Decke und Stahlquerschnitt liegt. Wenn die plastische Nulllinie in dem Stahlquerschnitt liegt, dürfen die Gleichungen analog angepasst werden.

(4) Die negative plastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts darf unter Verwendung des Spannungsdiagramms nach Bild E.2 bestimmt werden. Dabei sind die Temperaturen $\theta_1, \theta_2, \theta_w$ nach 4.3.4.2.2 zu berechnen.

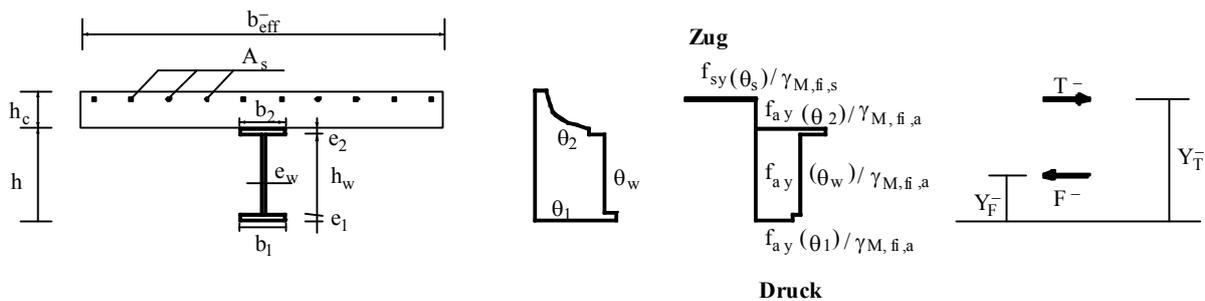


Bild E.2 — Berechnung der negativen Biegemomententragfähigkeit

(5) Die negative Momententragfähigkeit wird bestimmt durch:

$$M_{fi,Rd}^- = T^- (y_T^- - y_F^-)$$

Dabei ist

T^- die gesamte Zugkraft in der Bewehrung; sie ist gleich der Druckkraft F^- im Stahlquerschnitt.

(6) AC Der Wert der Druckkraft F^+ in der Decke, an dem maßgeblichen Querschnitt innerhalb der betrachteten Spannweite (siehe Regel E.1 (2)), darf wie folgt bestimmt werden:

$$F^+ \leq N \times P_{fi,Rd} - T^- \quad \text{AC (E.8)}$$

Dabei ist

N die Anzahl der Schubdübel zwischen dem kritischen Querschnitt und dem Zwischenauflager (oder der Einspannung);

$P_{fi,Rd}$ der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit im Brandfall nach 4.3.4.2.5.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(7) Die zuvor genannten Regeln dürfen für Querschnitte verwendet werden, die im Brandfall den Klassen 1 und 2 zugeordnet werden. Für Querschnitte der Klassen 3 und 4 gelten die folgenden Absätze (8) und (9).

ANMERKUNG Eine Klassifizierung im Brandfall erfolgt nach EN 1993-1-2, 4.2.2.

(8) Wenn der Stahlsteg oder der untere Stahlflansch des Verbundquerschnitts im Brandfall der Klasse 3 zugeordnet wird, darf dessen Breite auf einen wirksamen Wert nach EN 1993-1-5 verringert werden, wobei f_y und E entsprechend durch $f_{ay,\theta}$ und $E_{a,\theta}$ ersetzt werden.

(9) Wenn der Stahlsteg oder der untere Stahlflansch des Verbundquerschnitts im Brandfall der Klasse 4 zugeordnet wird, darf dessen Tragfähigkeit vernachlässigt werden.

E.3 Örtliche Tragfähigkeit am Auflager

(1) Die örtliche Tragfähigkeit des Stahlquerschnitts muss für die Reaktionskraft am Auflager (oder an der Einspannung) überprüft werden.

(2) Die Temperatur von Steifen θ_r wird nach 4.3.4.2.2 unter Berücksichtigung ihres eigenen Profilkfaktors A_r/V_r berechnet.

(3) Die örtliche Tragfähigkeit des Stahlquerschnitts am Auflager (oder an der Einspannung) ist gleich dem kleineren Wert von Beultragfähigkeit oder Quetschlast.

(4) Für die Berechnung des Beulwiderstandes darf auf jeder Seite der Steife maximal eine Breite des Stegs von $15 \varepsilon e_w$ (siehe Bild E.3) zu dem effektiven Querschnitt hinzugerechnet werden. Der für die Berechnung der Beultragfähigkeit benötigte bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_\theta$ errechnet sich wie folgt:

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \cdot \max\left\{ (k_{y,\theta w} / k_{E,\theta w})^{0,5}; (k_{y,\theta r} / k_{E,\theta r})^{0,5} \right\} \quad (\text{E.9})$$

Dabei ist

$k_{E,\theta}$ und $k_{y,\theta}$ in Tabelle 3.2 gegeben;

$\bar{\lambda}$ der relative Schlankheitsgrad der Steife mit den angeschlossenen Teilen des Steges nach Bild E.3 bei Raumtemperatur.

ε wird nach EN 1993-1-2, 4.2.2, berechnet.

(5) Der Bemessungswert der Quetschlast $R_{f_i,y,Rd}$ der Steifen berechnet sich wie folgt:

$$R_{f_i,y,Rd} = [s_s + 5(e_1 + r)] e_w f_{ay,\theta w} / \gamma_{M,f_i,a} + A_r f_{ay,\theta r} / \gamma_{M,f_i,a} \quad (\text{E.10})$$

Dabei ist

$f_{ay,\theta w}$ und $f_{ay,\theta r}$ das maximale Spannungsniveau von Stahl bei einer Stegtemperatur θ_w , bzw. bei der Temperatur der Steife θ_r ;

r entspricht dem Ausrundungsradius bei Walzquerschnitten und $a\sqrt{2}$ bei Kehlnähten, wobei a das Wurzelmaß der Kehlnaht eines geschweißten Querschnitts ist.

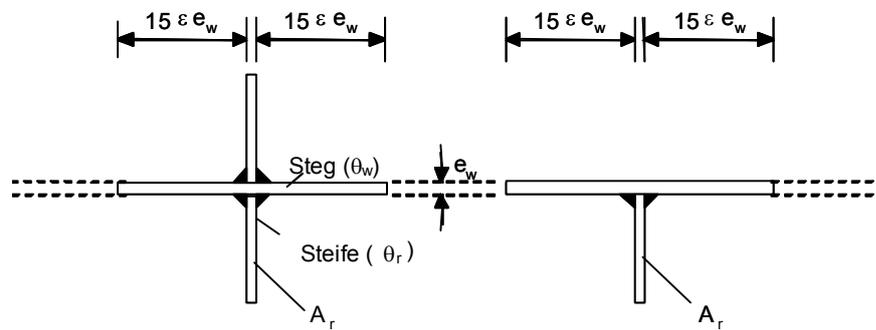


Bild E.3 — Steifen an einem Zwischenaufleger

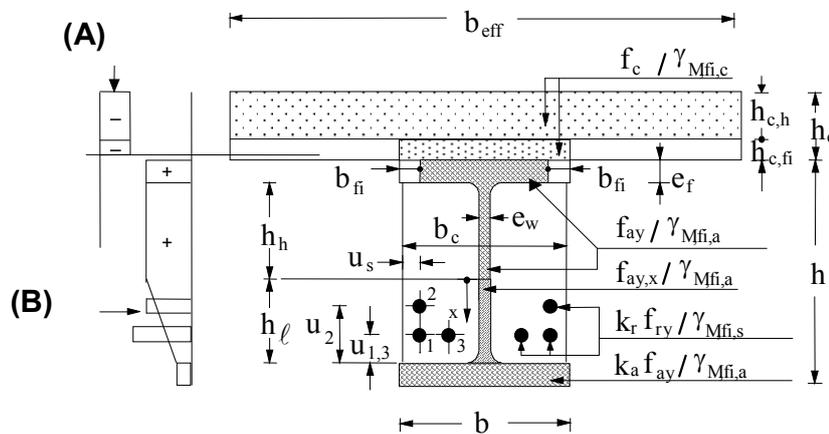
E.4 Querkrafttragfähigkeit

(1) Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Verbundträgern dürfen die Regeln der EN 1994-1-1, 6.2.2, verwendet werden, wenn E_a , f_{ay} und γ_a durch $E_{a,\theta}$, $f_{ay,\theta}$ bzw. $\gamma_{M,f,a}$ nach Tabelle 3.2 und 2.3 (1)P ersetzt werden.

Anhang F (informativ)

Berechnungsverfahren für die positive und negative Momententragfähigkeit kammerbetonierter Verbundträger mit Betondecke bei Brandbeanspruchung nach Einheits- Temperaturzeitkurve von unten

F.1 Reduzierter Querschnitt für die positive Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^+$



ANMERKUNG (A) Beispiel für die Spannungsverteilung im Beton;
(B) Beispiel für die Spannungsverteilung im Stahl

Bild F.1 — Berechnung der positiven Biegemomententragfähigkeit

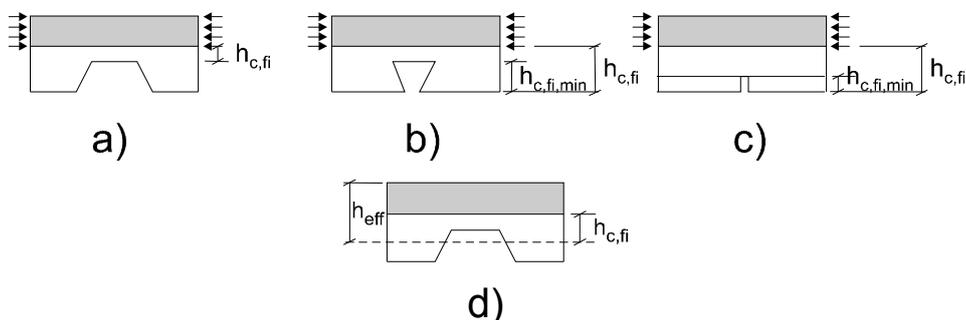
(1) Der Querschnitt der Betondecke wird nach Bild F.1 reduziert. Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit wird unabhängig von der Feuerwiderstandsklasse zu $f_c / \gamma_{M,fi,c}$ angenommen. In Tabelle F.1 ist die Reduzierung der Betondeckendicke $h_{c,fi}$ in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse angegeben.

Tabelle F.1 — Dickenreduzierung $h_{c,fi}$ der Betondecke

Feuerwiderstandsklasse	Dickenreduzierung der Betondecke $h_{c,fi}$ mm
R 30	10
R 60	20
R 90	30
R 120	40
R 180	55

(2) Für andere Betondeckensysteme gelten die folgenden Regeln:

- für Stahltrapezprofile (siehe Bild 1.1), die quer zu dem Träger verlaufen, darf die Dickenreduzierung $h_{c,fi}$ nach Tabelle F.1 ab der Oberkante des Stahlblechs angerechnet werden (Bild F.2.a);
- für hinterschnittene Profile (siehe Bild 1.1), die quer zum Träger verlaufen, darf die Dickenreduzierung $h_{c,fi}$ nach Tabelle F.1 ab der Unterkante des Stahlblechs angerechnet werden. Jedoch darf der Wert $h_{c,fi}$ nicht kleiner als die Höhe des Profilblechs sein (Bild F.2.b);
- werden Beton-Halbfertigteildecken verwendet, darf die Dickenreduzierung $h_{c,fi}$ nach Tabelle F.1 ab der Unterkante der Betondecke angerechnet werden. Sie darf aber nicht kleiner sein als die Höhe der Fugen zwischen den Fertigteilen, da dort keine Druckspannungen übertragen werden können (Bild F.2.c);
- für hinterschnittene Profile, die parallel zu dem Träger verlaufen, wird die Dickenreduzierung $h_{c,fi}$ nach Tabelle F.1 ab der Unterkante des Stahlblechs angerechnet;
- für Trapezprofile, die parallel zu dem Träger verlaufen, darf die Dickenreduzierung $h_{c,fi}$ nach Tabelle F.1 auf die effektive Höhe der Decke h_{eff} nach D.4 und Bild 4.1 (siehe F.2 d) bezogen werden.

Bild F.2 — Dickenreduzierung $h_{c,fi}$ für verschieden Typen von Verbunddecken

(3) Die Temperatur θ_c der Betonschicht $h_{c,fi}$ direkt über dem oberen Flansch darf mit 20 °C angesetzt werden.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(4) Die wirksame Breite des oberen Flansches vom Stahlquerschnitt ($b - 2b_{fi}$) ist abhängig von der Feuerwiderstandsklasse; der Bemessungswert der Streckgrenze des Stahles darf jedoch mit $f_{ay} / \gamma_{M,fi,a}$ angenommen werden. Tabelle F.2 enthält die Reduktionswerte für die Flanschbreite b_{fi} in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse.

Tabelle F.2 — Breitenreduzierung b_{fi} des oberen Flansches

Feuerwiderstandsklasse	Breitenreduzierung b_{fi} des oberen Flansches mm
R 30	$(e_f / 2) + (b - b_c) / 2$
R 60	$(e_f / 2) + 10 + (b - b_c) / 2$
R 90	$(e_f / 2) + 30 + (b - b_c) / 2$
R 120	$(e_f / 2) + 40 + (b - b_c) / 2$
R 180	$(e_f / 2) + 60 + (b - b_c) / 2$

(5) Der Steg wird in einen oberen Teil der Höhe h_n und einen unteren Teil der Höhe h_ℓ unterteilt. Die Höhe h_ℓ ergibt sich für die verschiedenen Feuerwiderstandsklassen aus der folgenden Gleichung:

$$h_\ell = a_1 / b_c + a_2 e_w / (b_c h)$$

Die Parameter a_1 und a_2 sind für $h / b_c \leq 1$ oder für $h / b_c \geq 2$ in Tabelle F.3 angegeben.

Die Höhe des unteren Teils h_ℓ ist in Tabelle F.3 für $1 < h / b_c < 2$ direkt angegeben.

Tabelle F.3 — Höhe des unteren Stegabschnitts h_ℓ [mm] und $h_{\ell,\min}$ [mm], mit $h_{\ell,\max}$ gleich $(h - 2e_f)$

	Feuerwiderstandsklasse	a_1 mm ²	a_2 mm ²	$h_{\ell,\min}$ mm
	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	20 000	30
$h / b_c \leq 1$	R 90	14 000	160 000	40
	R 120	23 000	180 000	45
	R 180	35 000	400 000	55
	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	0	30
$h / b_c \geq 2$	R 90	14 000	75 000	40
	R 120	23 000	110 000	45
	R 180	35 000	250 000	55
	R 30	$h_\ell = 3\,600 / b_c$		20
	R 60	$h_\ell = 9\,500 / b_c + 20\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		30
$1 < h / b_c < 2$	R 90	$h_\ell = 14\,000 / b_c + 75\,000 (e_w / b_c h) + 85\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		40
	R 120	$h_\ell = 23\,000 / b_c + 110\,000 (e_w / b_c h) + 70\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		45
	R 180	$h_\ell = 35\,000 / b_c + 250\,000 (e_w / b_c h) + 150\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		55

(6) Die Höhe h_ℓ des unteren Stegabschnittes ist in der Regel mindestens gleich $h_{\ell,\min}$ nach Tabelle F.3 zu wählen.

(7) Für den oberen Stegabschnitt der Höhe h_h wird der Bemessungswert der Streckgrenze zu $f_{ay} / \gamma_{M_{2,fi,a}}$ angenommen. Für den unteren Teil h_ℓ hängt der Bemessungswert der Streckgrenze vom Abstand x zum oberen Stegabschnitt ab (siehe Bild F.1). Die reduzierte Streckgrenze an der Stelle h_ℓ ergibt sich aus:

$$f_{ay,x} = f_{ay} \left[1 - x (1 - k_a) / h_\ell \right] \quad (\text{F.1})$$

Dabei ist

k_a der Reduktionsfaktor für die Streckgrenze im unteren Flansch nach (8). Dies führt zu einer trapezförmigen Spannungsverteilung über die Höhe h_ℓ .

(8) Die Fläche des unteren Flansches des Stahlprofils bleibt unverändert. Die Streckgrenze wird mit Faktor k_a nach Tabelle F.4 reduziert. Der Reduktionsfaktor k_a wird durch die Minimal- und Maximalwerte der Tabelle begrenzt.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

Tabelle F.4 — Reduktionsfaktor k_a für die Streckgrenze im unteren Flansch mit $a_0 = (0,018 e_f + 0,7)$

Feuerwiderstandsklasse	Reduktionsfaktor k_a	$k_{a,min}$	$k_{a,max}$
R 30	$[(1,12) - (84 / b_c) + (h / 22b_c)]a_0$	0,5	0,8
R 60	$[(0,21) - (26 / b_c) + (h / 24b_c)]a_0$	0,12	0,4
R 90	$[(0,12) - (17 / b_c) + (h / 38b_c)]a_0$	0,06	0,12
R 120	$[(0,1) - (15 / b_c) + (h / 40b_c)]a_0$	0,05	0,10
R 180	$[(0,03) - (3 / b_c) + (h / 50b_c)]a_0$	0,03	0,06

(9) Die Streckgrenze der Bewehrungsstäbe sinkt mit ihrer Temperatur. Ihr Reduktionsfaktor k_r ist in Tabelle F.5 in Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungsstabes und von der Feuerwiderstandsklasse angegeben. Der Reduktionsfaktor k_r wird durch die Mindest- und Höchstwerte in der Tabelle F.5 begrenzt.

Tabelle F.5 — Reduktionsfaktor k_r der Streckgrenze eines Bewehrungsstabes

$k_r = (ua_3 + a_4)a_5 / \sqrt{(A_m / V)}$				$k_{r,min}$	$k_{r,max}$
Feuerwiderstandsklasse	a_3	a_4	a_5	0,1	1
R 30	0,062	0,16	0,126		
R 60	0,034	- 0,04	0,101		
R 90	0,026	- 0,154	0,090		
R 120	0,026	- 0,284	0,082		
R 180	0,024	- 0,562	0,076		

mit

$$\begin{aligned}
 A_m &= 2h + b_c && \text{mm} \\
 V &= h \cdot b_c && \text{mm}^2 \\
 u &= 1 / [(1/u_i) + (1/u_{si}) + 1/(b_c - e_w - u_{si})] && \text{(F.2)}
 \end{aligned}$$

Dabei ist

u_i der Achsabstand [mm] vom Bewehrungsstab zur Innenseite des Flansches und

u_{si} der Achsabstand [mm] vom Bewehrungsstab zur Betonoberfläche (siehe Bild F.1).

(10) Die Betondeckung der Bewehrungsstäbe sollte 5.1(5) entsprechen.

(11) Die Querkrafttragfähigkeit des Stahlsteges darf über die Verteilung des Bemessungswertes der Streckgrenze nach (7) bestimmt werden. Wenn $V_{fi,Sd} \geq 0,5 V_{fi,pl,Rd}$ ist, darf die Tragfähigkeit des bewehrten Betons berücksichtigt werden.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

Tabelle F.7 — Reduktion des Kammerbetons

Feuerwiderstandsklasse	h_{fi} mm	$h_{fi,min}$ mm	$b_{c,fi}$ mm	$b_{c,fi,min}$ mm
R 30	25	25	25	25
R 60	$165 - (0,4b_c) - 8 (h / b_c)$	30	$60 - (0,15b_c)$	30
R 90	$220 - (0,5b_c) - 8 (h / b_c)$	45	$70 - (0,1b_c)$	35
R 120	$290 - (0,6b_c) - 10 (h / b_c)$	55	$75 - (0,1b_c)$	45
R 180	$360 - (0,7b_c) - 10 (h / b_c)$	65	$85 - (0,1b_c)$	55

(4) Für die Bewehrungsstäbe im Kammerbeton gilt F.1(9).

(5) Die Betondeckung der Bewehrungsstäbe sollte 5.1(5) entsprechen.

(6) In den Bereichen mit negativen Biegemomenten wird angenommen, dass die Querkraft allein von dem Steg des Stahlquerschnittes, der bei der negativen Momententragfähigkeit nicht angerechnet wird, aufgenommen wird.

(7) Die Querkrafttragfähigkeit des Stahlsteges darf über die Verteilung des Bemessungswertes der Streckgrenze nach F.1, (7) bestimmt werden.

F.3 Anwendungsbereich

(1) Die Mindestwerte der Tabelle F.8 für die Höhe h des Stahlquerschnitts, die Breite b_c und die Fläche $h b_c$ sind in der Regel einzuhalten.

ANMERKUNG Die Breite b_c ist der kleinere Wert entweder der Breite b des unteren Flansches oder der Breite des Kammerbetons einschließlich der Stegdicke e_w (siehe Bild F.1).

Tabelle F.8 — Mindestquerschnittsabmessungen

Feuerwiderstands- klasse	Mindestprofilhöhe h und Mindestbreite b_c mm	Mindestfläche $h b_c$ mm ²
R 30	120	17 500
R 60	150	24 000
R 90	170	35 000
R 120	200	50 000
R 180	250	80 000

(2) Die Flanschdicke e_f muss in der Regel kleiner als 1/8 der Höhe h des Stahlquerschnitts sein.

Anhang G (informativ)

Berechnungsverfahren für den Feuerwiderstand kammerbetonierter Verbundstützen bei Biegeknicken um die schwache Achse und allseitiger Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve

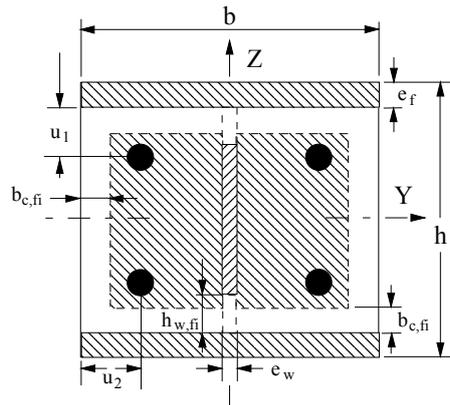


Bild G.1 — Reduzierter Querschnitt für die Bauteilbemessung im Brandfall

G.1 Einleitung

(1) Dieses Berechnungsverfahren beruht auf den verbindlichen Regeln und Anwendungsregeln nach 4.3.5.1; es wurde jedoch lediglich für Biegung um die z-Achse entwickelt, d. h.:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd} \quad (G.1)$$

(2) Zur Berechnung des Bemessungswertes der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck $N_{fi,pl,Rd}$ und der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{fi,eff,z}$ im Brandfall wird der Querschnitt in vier Teilquerschnitte unterteilt:

- Flansche des Stahlquerschnittes;
- Steg des Stahlquerschnittes;
- Kammerbeton und
- Bewehrungsstäbe.

(3) Jeder Teilquerschnitt darf auf der Grundlage abgeminderter charakteristischer Festigkeiten, abgeminderter Elastizitätsmoduli und verringerter Querschnittsflächen in Abhängigkeit der Feuerwiderstandsklassen R 30, R 60, R 90 oder R 120 berechnet werden.

(4) Den Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die wirksame Biegesteifigkeit des Querschnittes ergeben sich nach 4.3.5.1, (4) und (5) mittels gewichteter Addition der entsprechenden Werte der vier Teilquerschnitte.

(5) Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Baustahl und Beton bei erhöhten Temperaturen stimmen mit den entsprechenden verbindlichen Regeln und Anwendungsregeln nach 3.1 und 3.2 überein.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

G.2 Flansche des Stahlquerschnittes

(1) Die durchschnittliche Flanschttemperatur darf wie folgt bestimmt werden:

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t (A_m/V) \quad (\text{G.2})$$

Dabei ist

t die Branddauer, min;

A_m/V der Profilmfaktor, m^{-1} , mit $A_m = 2(h + b)$, m und $V = h \cdot b$, m^2 ;

$\theta_{o,t}$ die Temperatur nach Tabelle G.1, $^{\circ}\text{C}$;

k_t der empirische Koeffizient nach Tabelle G.1.

Tabelle G.1 — Parameter zur Bestimmung der Flanschttemperatur

Feuerwiderstandsklasse	$\theta_{o,t}$ $^{\circ}\text{C}$	k_t m°C
R 30	550	9,65
R 60	680	9,55
R 90	805	6,15
R 120	900	4,65

(2) Unter der Temperatur $\theta = \theta_{f,t}$ ergeben sich das zugehörige maximale Spannungsniveau und der Elastizitätsmodul aus:

$$f_{ay,f,t} = f_{ay,f} k_{y,\theta} \quad (\text{G.3})$$

und

$$E_{a,f,t} = E_{a,f} k_{E,\theta} \quad (\text{G.4})$$

mit $k_{y,\theta}$ und $k_{E,\theta}$ nach 3.2.1, Tabelle 3.2.

(3) Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit der Flansche des Stahlquerschnittes im Brandfall ergeben sich aus:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2(b e_f f_{ay,f,t}) / \gamma_{M,fi,a} \quad (\text{G.5})$$

und

$$(EI)_{fi,f,z} = E_{a,f,t} (e_f b^3) / 6 \quad (\text{G.6})$$

G.3 Steg des Stahlquerschnittes

(1) Der Teil des Steges mit der Höhe $h_{w,fi}$, gemessen von der Innenkante des Flansches, darf vernachlässigt werden (siehe Bild G.1). Er ergibt sich zu:

$$h_{w,fi} = 0,5 (h - 2e_f) \left(1 - \sqrt{1 - 0,16 (H_t/h)}\right) \quad (\text{G.7})$$

mit H_t nach Tabelle G.2.

Tabelle G.2 — Parameter für die Höhenreduzierung des Steges

Feuerwiderstandsklasse	H_t mm
R 30	350
R 60	770
R 90	1100
R 120	1 250

(2) Das maximale Spannungsniveau ergibt sich aus:

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \sqrt{1 - (0,16 H_t/h)} \quad (\text{G.8})$$

(3) Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit des Stahlprofilsteges im Brandfall ergeben sich zu:

$$N_{fi,pl,Rd,w} = \left[e_w (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) f_{ay,w,t} \right] / \gamma_{M,fi,a} \quad (\text{G.9})$$

$$(EI)_{fi,w,z} = \left[E_{a,w} (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) e_w^3 \right] / 12 \quad (\text{G.10})$$

G.4 Kammerbeton

(1) Der äußere Bereich des Betons mit der Breite $b_{c,fi}$ ist in der Regel in der Berechnung zu vernachlässigen (siehe Bild G.1). Die Dicke $b_{c,fi}$ ist in Tabelle G.3 mit dem Profilmfaktor für den ganzen Verbundquerschnitt A_m / V angegeben.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

Tabelle G.3 — Breitenreduzierung der Betonfläche

Feuerwiderstandsklasse	$b_{c,fi}$ mm
R 30	4,0
R 60	15,0
R 90	$0,5 (A_m / V) + 22,5$
R 120	$2,0 (A_m / V) + 24,0$

(2) Die Durchschnittstemperatur im Beton $\theta_{c,t}$ ist in Abhängigkeit vom Profilmfaktor A_m / V für den ganzen Verbundquerschnitt und von der Feuerwiderstandsklasse in Tabelle G.4 angegeben.

Tabelle G.4 — Mittlere Betontemperatur

R 30		R 60		R 90		R 120	
A_m / V m ⁻¹	$\theta_{c,t}$ °C						
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
–	–	50	600	33	600	23	600
–	–	–	–	54	800	38	800
–	–	–	–	–	–	41	900
–	–	–	–	–	–	43	1 000

(3) Unter der Temperatur $\theta = \theta_{c,t}$ ergibt sich der Sekantenmodul des Betons zu:

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} = f_c k_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} \quad (G.11)$$

Dabei ist

$k_{c,\theta}$ und $\varepsilon_{cu,\theta}$ nach 3.2.2, Tabelle 3.3.

(4) Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit des Betons im Brandfall ergeben sich zu:

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0,86 \left\{ \left((h - 2e_f - 2b_{c,fi}) (b - e_w - 2b_{c,fi}) \right) - A_s \right\} f_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} \quad (G.12)$$

Dabei ist

A_s der Querschnitt der Bewehrungsstäbe und 0,86 ein Anpassungsfaktor.

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} \left[\left\{ (h - 2e_f - 2b_{c,fi}) \left((b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right) / 12 \right\} - I_{s,z} \right] \quad (G.13)$$

Dabei ist

$I_{s,z}$ das Trägheitsmoment der Bewehrungsstäbe bezogen auf den Schwerpunkt Z des Verbundquerschnittes.

G.5 Bewehrungsstäbe

(1) Der Reduktionsfaktor $k_{y,t}$ für die Streckgrenze und der Reduktionsfaktor $k_{E,t}$ für den Elastizitätsmodul der Bewehrungsstäbe werden in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse und dem geometrischen Mittel der Achsabstände u der Bewehrung von den Außenrändern des Betons definiert (siehe Tabellen G.5 und G.6).

Tabelle G.5 — Reduktionsfaktor $k_{y,t}$ für die Streckgrenze f_{sy} der Bewehrungsstäbe

Feuerwiderstandsklasse	Achsabstände in mm				
	40	45	50	55	60
R 30	1	1	1	1	1
R 60	0,789	0,883	0,976	1	1
R 90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
R 120	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

Tabelle G.6 — Reduktionsfaktor $k_{E,t}$ für den Elastizitätsmodul E_s der Bewehrungsstäbe

Feuerwiderstandsklasse	Achsabstände in mm				
	40	45	50	55	60
R 30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
R 60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
R 90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
R 120	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

(2) Das geometrische Mittel der Achsabstände u_1 und u_2 ergibt sich zu:

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} \quad (G.14)$$

Dabei ist

u_1 der Achsabstand des äußeren Bewehrungsstabes vom inneren Flanschrand, mm;

u_2 der Achsabstand des äußeren Bewehrungsstabes von der Betonoberfläche, mm.

ANMERKUNG für $(u_1 - u_2) > 10$ mm: $u = \sqrt{u_2(u_2 + 10)}$,

für $(u_2 - u_1) > 10$ mm: $u = \sqrt{u_1(u_1 + 10)}$.

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(3) Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit der Bewehrungsstäbe im Brandfall ergeben sich zu:

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s k_{y,t} f_{sy} / \gamma_{M,fi,s} \quad (G.15)$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} E_s I_{s,z} \quad (G.16)$$

G.6 Berechnung der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck bei erhöhten Temperaturen

(1) Nach G.1, (4) ergeben sich der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die wirksame Biegesteifigkeit des Querschnittes im Brandfall zu:

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s} \quad (G.17)$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,s,z} \quad (G.18)$$

Dabei ist

$\varphi_{i,\theta}$ der Reduktionskoeffizient zur Berücksichtigung thermischer Zwängungsspannungen.

Die Werte für $\varphi_{i,\theta}$ sind in Tabelle G.7 angegeben.

Tabelle G.7 — Reduktionskoeffizienten für die Biegesteifigkeit

Feuerwiderstandsklasse	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R 30	1,0	1,0	0,8	1,0
R 60	0,9	1,0	0,8	0,9
R 90	0,8	1,0	0,8	0,8
R 120	1,0	1,0	0,8	1,0

(2) Die Euler'sche Knicklast oder kritische Normalkraft ergibt sich zu:

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 (EI)_{fi,eff,z} / \ell_\theta^2 \quad (G.19)$$

Dabei ist

ℓ_θ die Knicklänge der Stütze im Brandfall.

(3) Der bezogene Schlankheitsgrad ergibt sich zu:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}} \quad (G.20)$$

Dabei ist

$N_{fi,pl,R}$ der Wert $N_{fi,pl,Rd}$ nach (1), wenn die Beiwerte $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,c}$ und $\gamma_{M,fi,s}$ gleich 1,0 gesetzt werden.

(4) Der Abminderungsfaktor χ_z darf mit $\bar{\lambda}_\theta$ und der Knickspannungskurve c nach ENV 1993-1-1 berechnet werden und der Bemessungswert der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck ergibt sich zu:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd} \quad (G.21)$$

(5) Die Bilder G.2 und G.3 geben Bemessungswerte der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck $N_{fi,Rd,z}$ in Abhängigkeit von der Knicklänge ℓ_θ für die Profilreihe HEA mit der Stahlgüte S355, Beton C40/50 und Betonstahl S500 für die Feuerwiderstandsklassen R 60, R 90 und R 120 an.

Diese Bemessungsdiagramme basieren auf den Teilsicherheitsbeiwerten für Werkstoffe

$$\gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,s} = \gamma_{M,fi,c} = 1,0 .$$

G.7 Exzentrizität der Belastung

(1) Für mit einer Exzentrizität δ beanspruchte Stützen darf der Bemessungswert der Grenznormalkraft $N_{fi,Rd,\delta}$ wie folgt berechnet werden:

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} \left(N_{Rd,\delta} / N_{Rd} \right) \quad (G.22)$$

Dabei ist

N_{Rd} der Bemessungswert der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck;

$N_{Rd,\delta}$ der Bemessungswert der Grenznormalkraft unter exzentrischem Druck;

beide für Normaltemperatur nach EN 1994-1-1.

(2) Die Resultierende der exzentrischen Last muss in der Regel innerhalb des Verbundstützenquerschnittes liegen.

G.8 Anwendungsbereich

(1) Dieses Berechnungsverfahren darf nur unter folgenden Bedingungen angewendet werden:

	Knicklänge ℓ_θ	$\leq 13,5b$
230 mm \leq	Höhe des Querschnittes h	$\leq 1\ 100$ mm
230 mm \leq	Breite des Querschnittes b	≤ 500 mm
1 % \leq	Bewehrungsgrad	≤ 6 %
	Feuerwiderstandsklasse	≤ 120 min

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

(2) Zusätzlich zu (1) ist in der Regel die Mindestquerschnittsabmessung b oder h für die Feuerwiderstandsklassen R 90 und R 120 auf 300 mm zu begrenzen.

(3) Für das Berechnungsverfahren nach den Regeln (1), (2) und (3) ist in der Regel die maximale Knicklänge ℓ_{θ} in folgenden Fällen auf $10 \cdot b$ zu begrenzen:

- bei R 60, für $230 \text{ mm} \leq b < 300 \text{ mm}$ oder für $h/b > 3$ und
- bei R 90 und R 120 für $h/b > 3$.

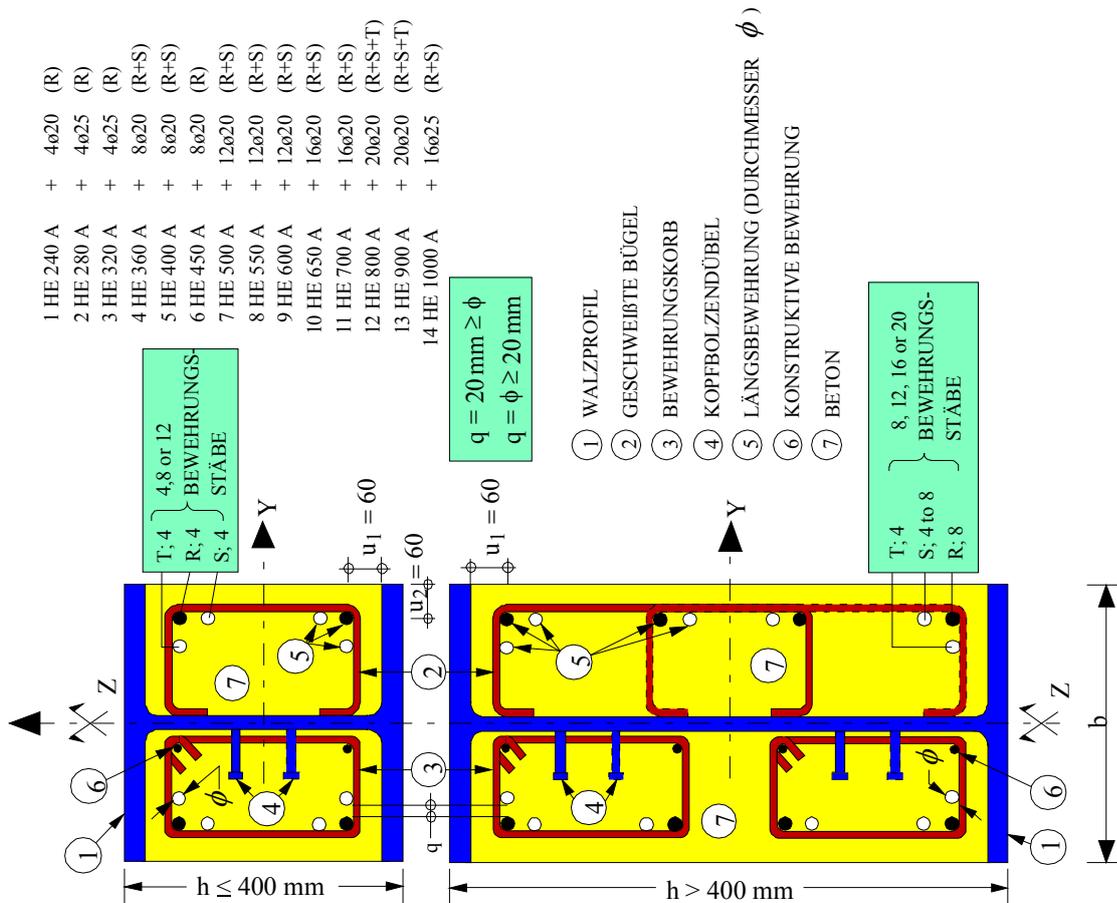
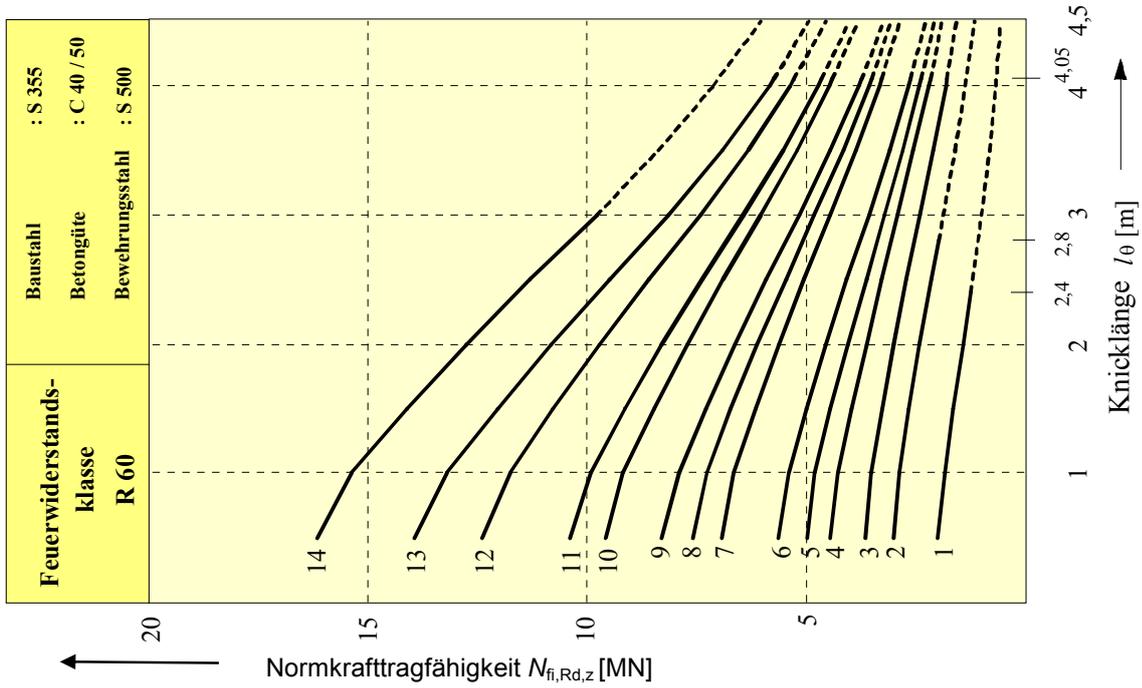


Bild G.3.a — Normalkrafttragfähigkeit von kammerbetonierten Stahlprofilen für R 60

Bild G.2 — Parameter für die Normalkrafttragfähigkeit von kammerbetonierten Stahlprofilen

DIN EN 1994-1-2:2010-12
 EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

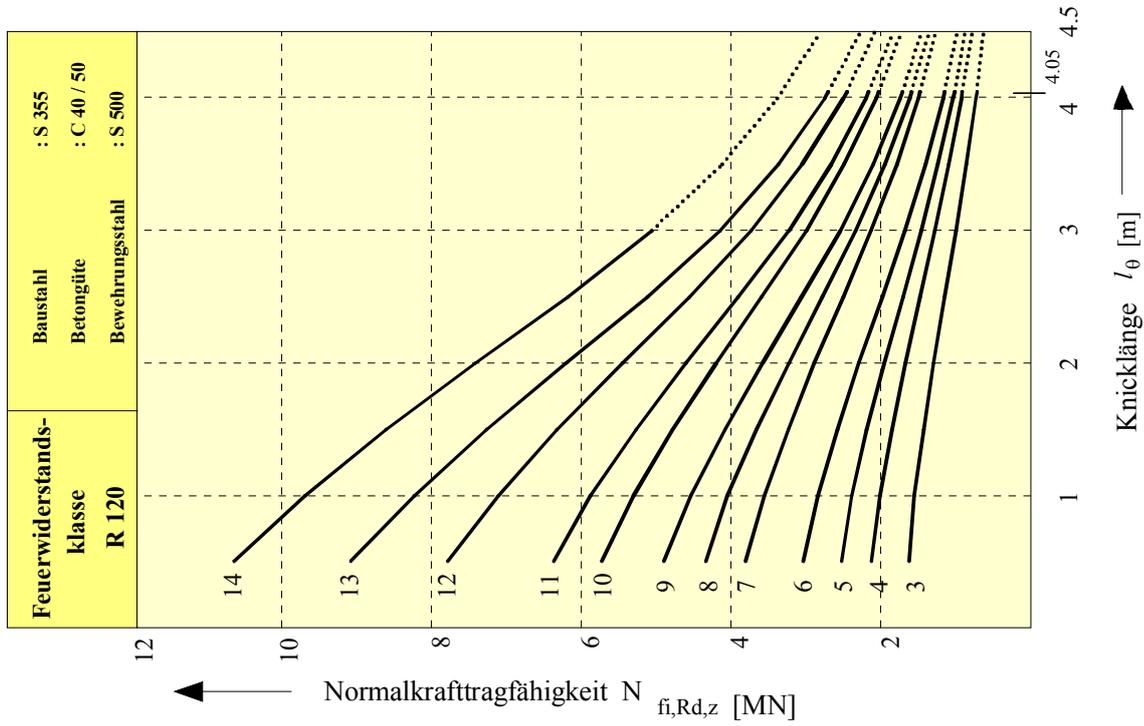


Bild G.3.c — Normalkrafttragfähigkeit von kammerbetonierten Stahlprofilen für R 120

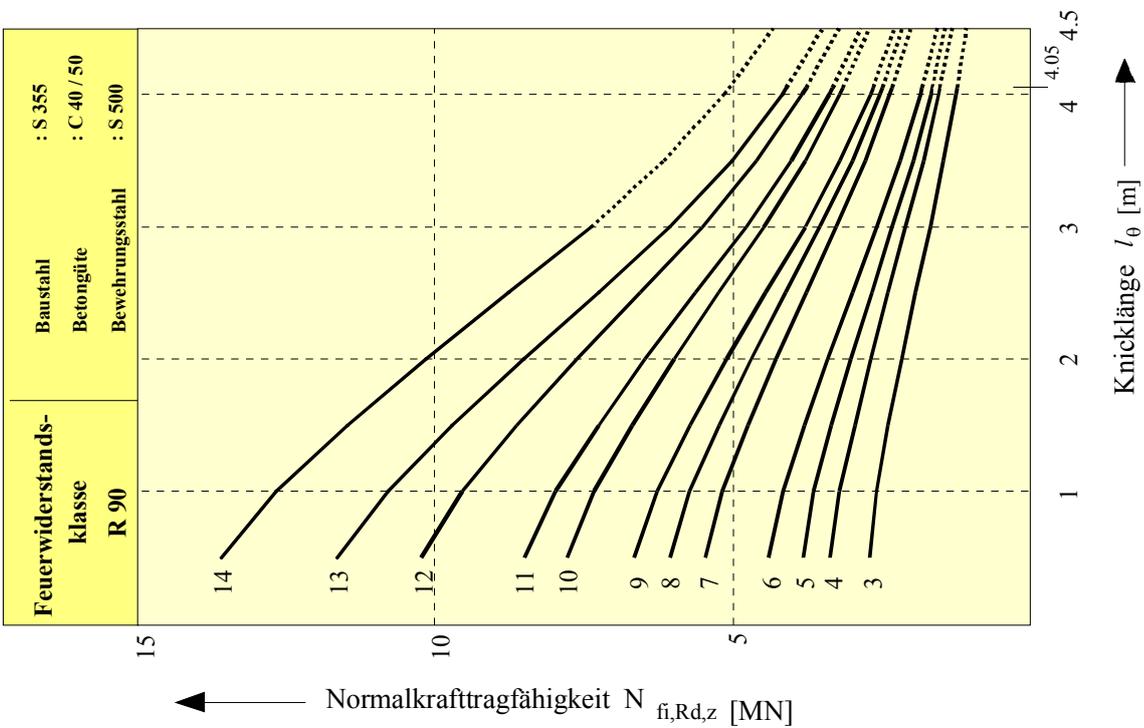


Bild G.3.b — Normalkrafttragfähigkeit von kammerbetonierten Stahlprofilen für R 90

Anhang H (informativ)

Vereinfachtes Berechnungsverfahren für betongefüllte Hohlprofile mit allseitiger Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve

H.1 Einleitung

(1) Das Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Bemessungswerte der Grenznormalkraft betongefüllter Hohlprofilstützen unter zentrischem Druck im Brandfall gliedert sich in zwei unabhängige Schritte:

- Berechnung des Temperaturfeldes im Verbundquerschnitt für eine bestimmte Branddauer und
- Berechnung des Bemessungswertes der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck $N_{fi,Rd}$ unter dem vorher ermittelten Temperaturfeld.

H.2 Temperaturfeld

(1) Die Temperaturfeldberechnung muss in Übereinstimmung mit 4.4.2 erfolgen.

(2) Bei der Berechnung der Temperaturverteilung darf der thermische Widerstand zwischen der Stahloberfläche an der Innenseite und dem Beton vernachlässigt werden.

H.3 Bemessungswert der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck bei erhöhten Temperaturen

(1) Der Bemessungswert der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck $N_{fi,Rd}$ für betongefüllte Hohlprofile ergibt sich zu:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd} \quad (\text{H.1})$$

mit

$$N_{fi,cr} = \pi^2 \left[E_{a,\theta,\sigma} I_a + E_{c,\theta,\sigma} I_c + E_{s,\theta,\sigma} I_s \right] / \ell_\theta^2 \quad (\text{H.2})$$

und

$$N_{fi,pl,Rd} = A_a \sigma_{a,\theta} / \gamma_{M,fi,a} + A_c \sigma_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} + A_s \sigma_{s,\theta} / \gamma_{M,fi,s} \quad (\text{H.3})$$

Dabei ist

$N_{fi,cr}$ die Euler'sche Knicklast oder Normalkraft;

$N_{fi,pl,Rd}$ der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft des Gesamtquerschnittes unter zentrischem Druck;

ℓ_θ die Knicklänge im Brandfall;

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

- $E_{i,\theta,\sigma}$ Tangentenmodul der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für den Werkstoff i bei der Temperatur θ und der Spannung $\sigma_{i,\theta}$ (siehe Tabelle 3.1 und Bild 3.2);
- I_i Trägheitsmoment des Werkstoffes i bezogen auf die Schwerachsen y oder z des Verbundquerschnittes;
- A_i Querschnittsfläche des Werkstoffes i ;
- $\sigma_{i,\theta}$ Spannung im Werkstoff i bei der Temperatur θ .

(2) $E_{i,\theta,\sigma} \cdot I_i$ und $A_i \cdot \sigma_{i,\theta}$ ergeben sich aus der Summe über alle einzelnen Elemente $dy \cdot dz$ mit der Temperatur θ nach der Branddauer t .

(3) Die anzusetzenden Werte $E_{i,\theta,\sigma}$ und $\sigma_{i,\theta}$ entsprechen:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_c = \varepsilon_s = \varepsilon \quad (\text{H.4})$$

Dabei ist

- ε die axiale Dehnung der Stütze;
- ε_i die axiale Dehnung des Werkstoffes i im Querschnitt.

(4) Der Bemessungswert der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck $N_{fi,Rd}$ darf in Abhängigkeit der maßgebenden physikalischen Parameter in Bemessungsdiagrammen wie in den Bildern H.3 und H.4 angegeben werden.

ANMERKUNG Die übliche Vorgehensweise ist es, die Dehnung schrittweise zu erhöhen. Bei wachsender Dehnung verringern sich die Werte von $E_{i,\theta,\sigma}$ und $N_{fi,cr}$, während die Werte von $\sigma_{i,\theta}$ und $N_{fi,pl,Rd}$ größer werden. Das richtige Dehnungsniveau ist dann erreicht, wenn $N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}$ und die Bedingungen in (1) erfüllt sind.

H.4 Exzentrizität der Belastung

(1) Die folgenden Regeln dürfen angewendet werden, wenn im Brandfall das Verhältnis von Biegemoment und Längskraft $M/N = \delta$ an den Stützenenden das 0,5fache der Querschnittsabmessungen b oder d nicht überschreitet.

(2) Bei Lastexzentrizitäten δ dürfen die äquivalenten Grenznormalkräfte bei zentrischer Last N_{equ} unter Anwendung der Bemessungsdiagramme für zentrischen Druck im Brandfall wie folgt bestimmt werden:

$$N_{equ} = N_{fi,Sd} / (\varphi_s \cdot \varphi_\delta) \quad (\text{H.5})$$

Dabei ist

- $\varphi_s, \varphi_\delta$ die Korrekturfaktoren nach Bild H.1 und Bild H.2;
- ℓ_θ die Knicklänge im Brandfall;
- b die Kantenlänge beim Quadratquerschnitt;
- d der Durchmesser beim Kreisquerschnitt;
- δ die Lastexzentrizität.

H.5 Anwendungsbereich

(1) Dieses Berechnungsverfahren darf für rechteckige oder runde Querschnitte nur unter folgenden Bedingungen angewendet werden:

	Knicklänge ℓ_{θ}	$\leq 4,5 \text{ m}$
140 mm \leq	Breite b oder Durchmesser des Querschnittes	$\leq 400 \text{ mm}$
C20/25 \leq	Betonfestigkeit	$\leq \text{C40/50}$
0 % \leq	Bewehrungsgrad	$\leq 5 \%$
	Feuerwiderstandsklasse	$\leq 120 \text{ min.}$

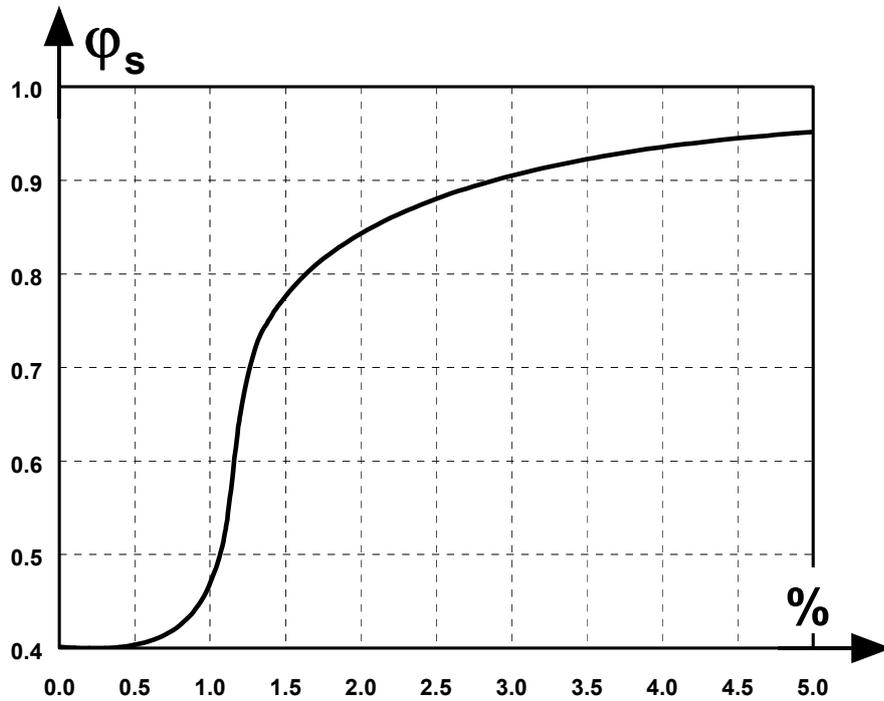


Bild H.1 — Korrekturkoeffizient φ_s in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad [%]

DIN EN 1994-1-2:2010-12
 EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

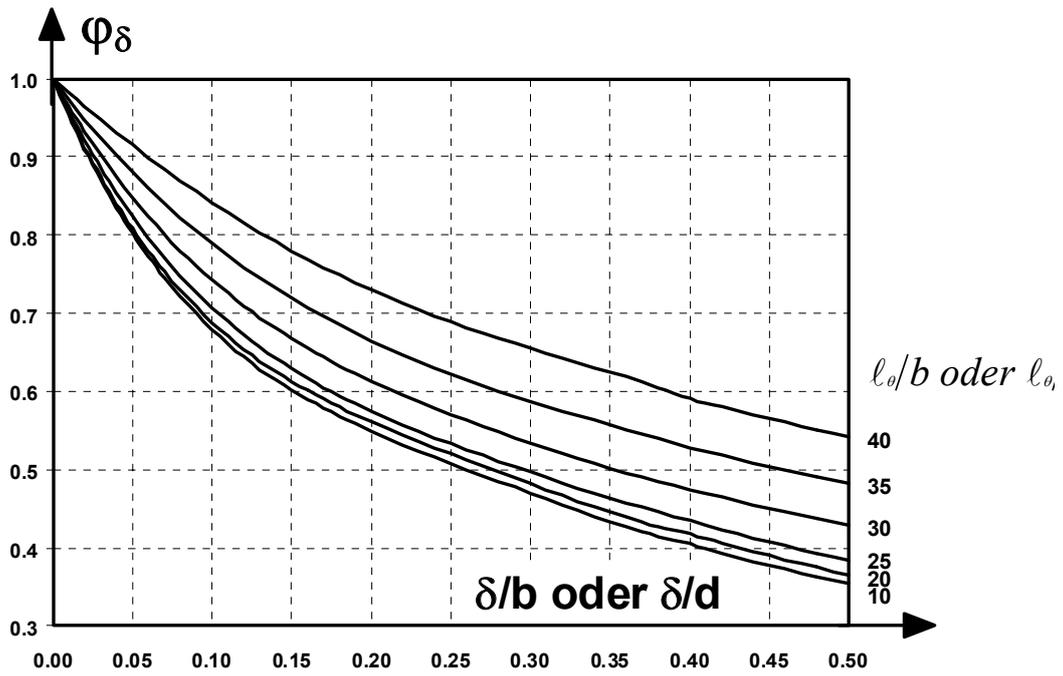


Bild H.2 — Korrekturkoeffizient φ_δ in Abhängigkeit von der Exzentrizität δ

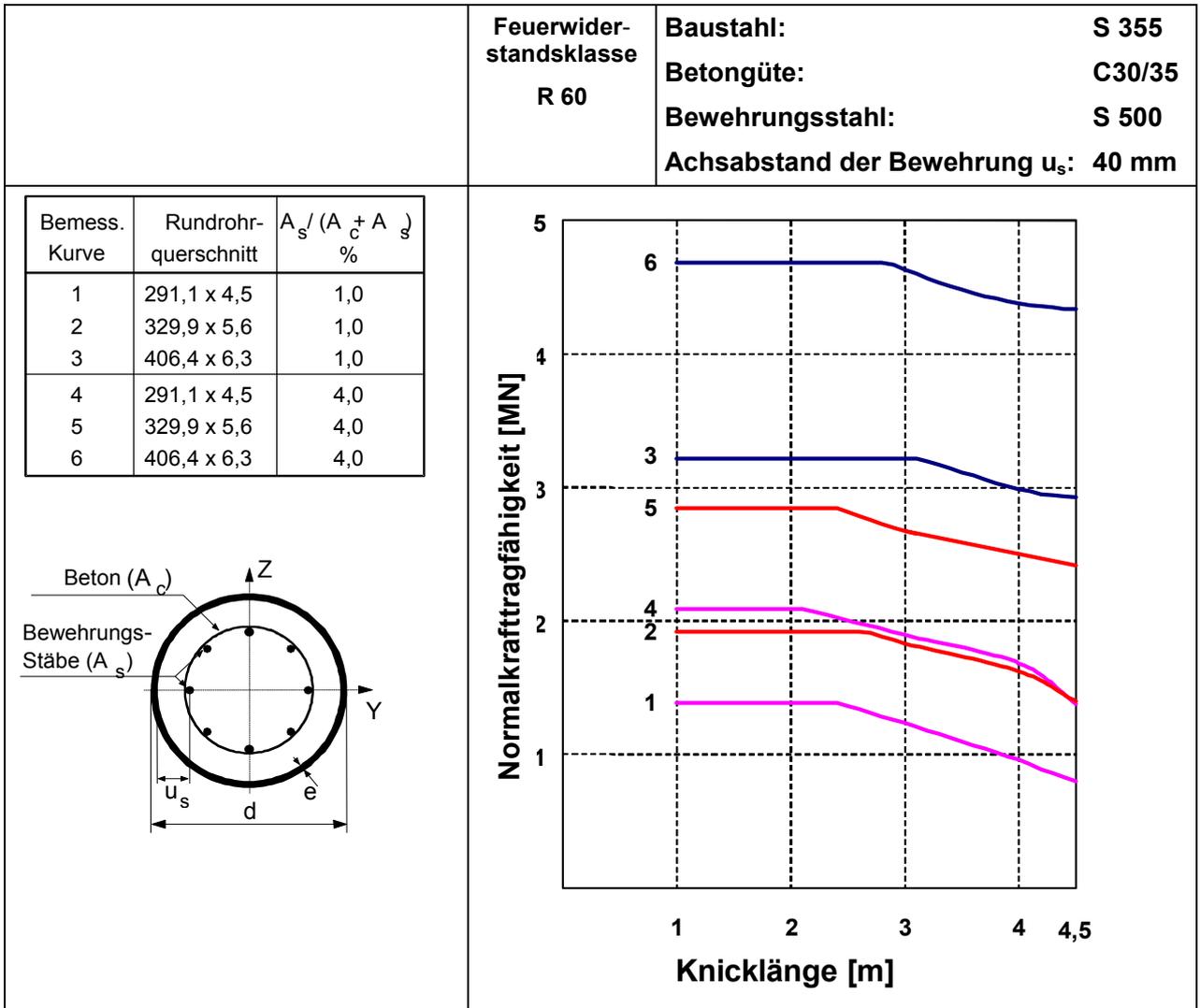


Bild H.3 — Beispiel für ein Bemessungsdiagramm für einen Hohlprofil-Querschnitt (R 60)

DIN EN 1994-1-2:2010-12
EN 1994-1-2:2005 + AC:2008 (D)

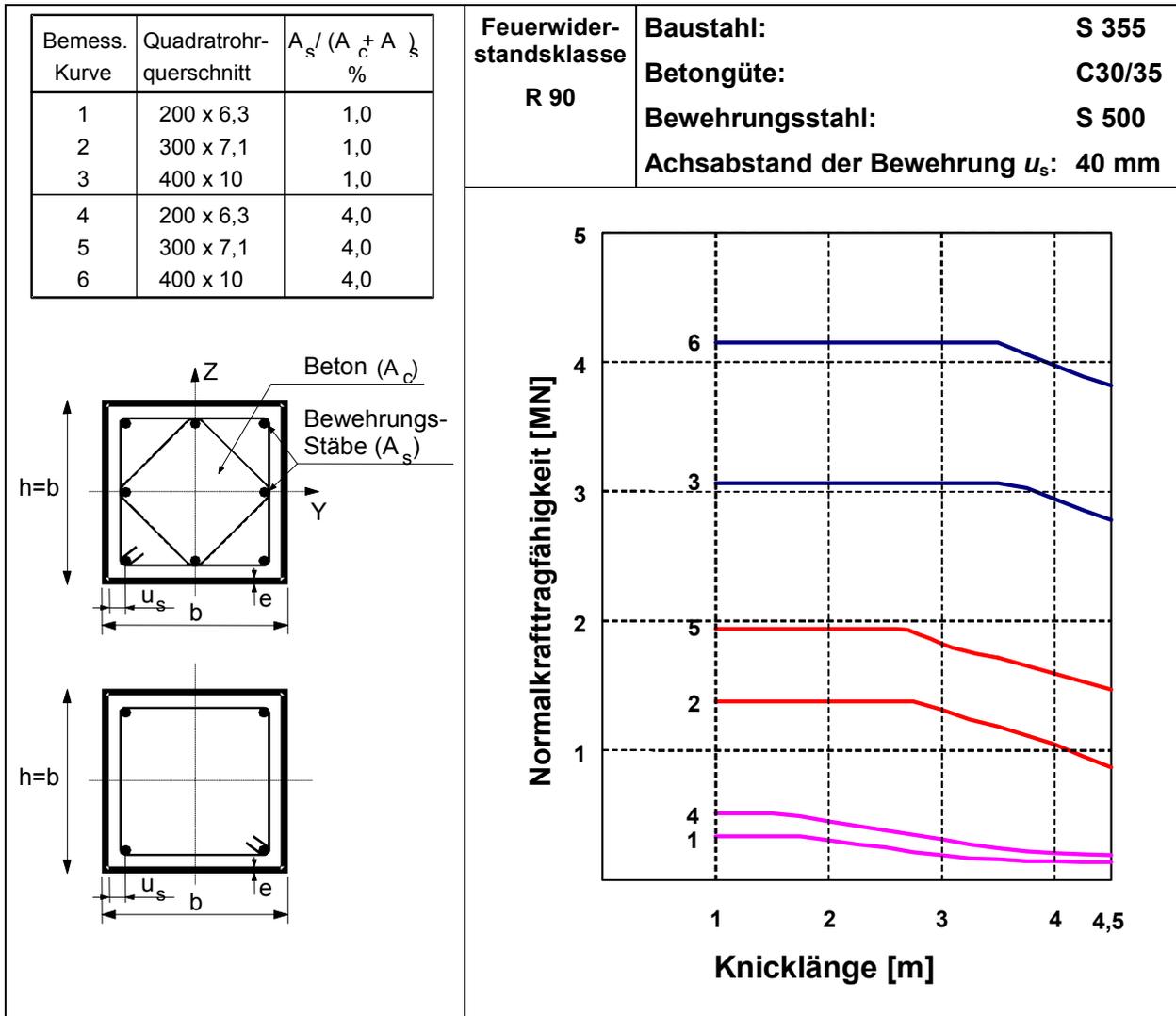


Bild H.4 — Beispiel für ein Bemessungsdiagramm für ein quadratisches Hohlprofil (R 90)

Anhang I **(informativ)**

Planung und Auswertung experimenteller Verfahren

I.1 Einleitung

- (1) Versuchsergebnisse dürfen zur Beurteilung des Brandverhaltens von Bauteilen, Teil- oder Gesamttragwerken herangezogen werden, wenn die Versuche angemessen durchgeführt wurden.
- (2) In Versuchen darf eine der möglichen Wärmeeinwirkungen nach EN 1991-1-2, Abschnitt 3 angenommen werden.
- (3) Versuchsergebnisse können zu einer umfassenden Beurteilung des Feuerwiderstandes eines Tragwerkes oder Tragwerksteiles führen.
- (4) Versuche können die Erwärmungsbedingungen, die bei einem Brand auftreten, und die entsprechenden mechanischen Einwirkungen berücksichtigen. Versuchsergebnis ist die Zeitdauer, während der das Tragwerk seine Tragfähigkeit unter gleichzeitiger Brand- und Lasteinwirkung aufrechterhält.
- (5) Versuche dürfen genauere Detailinformationen bezüglich einer oder mehrerer Stufen der oben genannten Berechnungsverfahren liefern.
- (6) Detailinformationen können die Wärmedämmung von Decken, Temperaturfelder von Querschnitten oder Versagensarten von Bauteilen betreffen.
- (7) Versuche dürfen in der Regel frühestens fünf Monate nach dem Betonieren durchgeführt werden.

I.2 Versuche für globale Beurteilungen

- (1) Die Bemessung der Prüfkörper und die aufgebrachtten mechanischen Einwirkungen dürfen die Nutzungsbedingungen widerspiegeln.
- (2) Versuche, die auf Grundlage der herkömmlichen Brandbeanspruchung nach EN-Normen durchgeführt werden, dürfen im Hinblick auf die Einhaltung der zuvor genannten Regel betrachtet werden.
- (3) Die Versuchsergebnisse sind in der Regel nur für die speziellen Versuchsbedingungen und ggf. für den in EN-Normen vereinbarten Anwendungsbereich anzuwenden.

I.3 Versuche für Teilinformationen

- (1) Die Versuchskörper dürfen im Hinblick auf die Art der erwarteten Teilinformation bemessen werden.
- (2) Die Versuchsbedingungen dürfen von den Nutzungsbedingungen der Bauteile abweichen, sofern dies keinen Einfluss auf die zu erwartende Teilinformation hat.
- (3) Die Anwendung von Teilinformationen aus Versuchen ist auf die gleichen maßgebenden Parameter begrenzt, die im Versuch untersucht wurden.
- (4) Bezüglich der Wärmeübertragung sind die Ergebnisse für gleiche Querschnittsabmessungen der Bauteile und gleiche Erwärmungsbedingungen gültig.
- (5) Bezüglich der Versagensmechanismen sind die Ergebnisse für gleiche Bemessung des Tragwerkes oder Tragwerksteiles, gleiche Randbedingungen und gleiches Lastniveau gültig.
- (6) Mit Versuchsergebnissen, die in Übereinstimmung mit den oben genannten Regeln stehen, dürfen entsprechende Angaben in den Berechnungsverfahren nach 4.2, 4.3 und 4.4 ersetzt werden.

DIN EN 1994-1-2/NA

ICS 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus
Stahl und Beton –
Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures –
Part 1-2: General rules – Structural fire design

Annexe Nationale –
Paramètres déterminés au plan national –
Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton –
Partie 1-2: Règles générales – Calcul du comportement au feu

Gesamtumfang 8 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1994-1-2/NA:2010-12

Inhalt

	Seite
Vorwort	3
NA.1 Anwendungsbereich	4
NA.2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1994-1-2:2010-12	4
NA.2.1 Allgemeines	4
NA.2.2 Nationale Festlegungen	4
NCI Literaturhinweise	8

Vorwort

Dieses Dokument wurde vom Normenausschuss Bauwesen (NABau), Arbeitsausschuss NA 005-52-22 AA „Konstruktiver baulicher Brandschutz (Spiegelausschuss zu Teilbereichen von CEN/TC 250)“ erarbeitet.

Diese Norm bildet den Nationalen Anhang zu 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.

Die Europäische Norm EN 1994-1-2:2005 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 in NA.2.1.

Darüber hinaus enthält dieser Nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben und Erläuterungen zur Anwendung von DIN EN 1994-1-2:2010-12 (en: Non-contradictory Complementary Information, NCI), die nach dem Leitpapier L „Anwendung der Eurocodes“ der Europäischen Kommission zulässig sind, sowie Festlegungen zur Anwendung der informativen Anhänge von DIN EN 1994-1-2.

Die in dieser Norm national getroffenen Festlegungen wurden auf der Grundlage von theoretischen Untersuchungen und Vergleichen mit brandschutztechnischen Nachweisen nach DIN 4102-4 ermittelt und im Hinblick auf die Aufrechterhaltung des erforderlichen nationalen Sicherheitsniveaus überprüft.

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1994-1-2:2010-12.

DIN EN 1994-1-2/NA:2010-12

NA.1 Anwendungsbereich

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für die Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton für den Brandfall, die bei der Anwendung von DIN EN 1994-1-2:2010-12 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Diese Norm gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1994-1-2:2010-12.

NA.2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1994-1-2:2010-12

NA.2.1 Allgemeines

DIN EN 1994-1-2:2010-12 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen (en: Nationally Determined Parameters, NPD) aus:

- 1.1 (16)
- 2.1.3 (2)
- 2.3 (1)P
- 2.3 (2)P
- 2.4.2 (3)
- 3.3.2 (9)
- 4.1 (1)P
- 4.3.5.1 (10)

Darüber hinaus enthält NA.2.2 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1994-1-2:2010-12. Diese sind durch ein vorangestelltes NCI“ (en: Non-contradictory Complementary Information) gekennzeichnet.

NA.2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1994-1-2:2010-12.

NDP zu „1.2 Normative Verweisungen“

DIN EN 1990/NA, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

DIN EN 1991-1-2/NA:2010–10, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen — Brandeinwirkungen auf Tragwerke*

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 1994-1-2:2008*

NDP zu „1.1 (16) Anwendungsbereich“

Zur „ANMERKUNG EN 1992-1-2, Abschnitt 6 beinhaltet Informationen zu Betonfestigkeitsklassen über C50/60. Der Nationale Anhang enthält gegebenenfalls genauere Angaben über die Anwendung dieser Betonfestigkeitsklassen.“

Es gelten die in DIN EN 1994-1-1 angegebenen Grenzen.

NDP zu „2.1.3 (2) Parametrische Brandbeanspruchung“

Zur „ANMERKUNG Die Werte für $\Delta\theta_1$ und $\Delta\theta_2$ können für die Anwendung in den einzelnen Ländern durch den Nationalen Anhang bestimmt werden. Die empfohlenen Werte sind $\Delta\theta_1 = 200$ K und $\Delta\theta_2 = 240$ K.“

Es gelten die empfohlenen Werte.

NDP zu „2.3 (1) P Bemessungswerte der Werkstoffeigenschaften“

Zur „ANMERKUNG 1 Für die mechanischen Eigenschaften von Stahl und Beton sind die empfohlenen Werte für den Teilsicherheitsbeiwert im Brandfall $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$; wo Abweichungen erforderlich sind, dürfen diese in den entsprechenden nationalen Anhängen von EN 1992-1-2 und EN 1993-1-2 definiert werden.“

Es gelten die empfohlenen Werte.

NDP zu „2.3 (2) P Bemessungswerte der Werkstoffeigenschaften“

Zur „ANMERKUNG 1 Für die thermischen Eigenschaften von Stahl und Beton wird für den Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffe bei der Bemessung für den Brandfall der Wert $\gamma_{M,fi} = 1,0$ empfohlen; wo Abweichungen erforderlich sind, dürfen diese in den relevanten Nationalen Anhängen von EN 1992-1-2 und EN 1993-1-2 definiert werden.“

Es gilt der empfohlene Wert.

NDP zu „2.4.2 (3) Bauteilberechnung“

Zur „ANMERKUNG 1 Bild 2.1 zeigt den Verlauf des Reduktionsfaktors η_{fi} in Abhängigkeit von dem Lastverhältnis $Q_{k,1}/G_k$ für verschiedene Werte des Kombinationsfaktors $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ nach Gleichung (2.5) unter folgenden Annahmen: $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,5$. Teilsicherheitsbeiwerte werden in den entsprechenden Nationalen Anhängen von EN 1990 angegeben. Die Gleichungen (2.5a) und (2.5b) ergeben leicht höhere Werte.“

Es gelten die in DIN EN 1990/NA angegebenen Werte.

NDP zu „3.3.2 (9) Normalbeton“

Zur „ANMERKUNG 1 Der Wert der Wärmeleitfähigkeit darf durch den Nationalen Anhang in dem Bereich, der durch die obere und die untere Grenze beschrieben wird, festgesetzt werden.

ANMERKUNG 2 Die obere Grenze wurde aus Versuchen von Verbundbauteilen abgeleitet. Die Verwendung der oberen Grenze wird empfohlen.“

Es gilt die angegebene obere Grenze.

DIN EN 1994-1-2/NA:2010-12**NDP zu „4.1 (1) P Berechnungsverfahren – Einleitung“**

Zur „ANMERKUNG Die Entscheidung, ob allgemeine Berechnungsverfahren in den einzelnen Ländern angewendet werden dürfen, ist den jeweiligen Nationalen Anhängen zu entnehmen.“

Allgemeine Rechenverfahren dürfen angewendet werden.

Sofern zur brandschutztechnischen Bewertung von Tragwerken oder Teiltragwerken mit allgemeinen Rechenverfahren Rechenprogramme verwendet werden, wird davon ausgegangen, dass diese validiert sind. Der Nationale Anhang DIN EN 1991-1-2/NA:2010-12, Anhang CC, gibt geeignete Beispiele für das Validierungsverfahren.

NDP zu „4.3.5.1 (10) Tragverhalten“

Zur „ANMERKUNG 1 Werte für L_{ei} und L_{et} dürfen in dem Nationalen Anhang definiert werden. Die empfohlenen Werte sind der 0,5-fache bzw. 0,7-fache Wert der Systemlänge L .“

Es gelten die angegebenen Werte.

NCI zu „4.2 Bemessungstabellen“

Die in den Tabellen 4.2, 4.4, 4.6 und 4.7 angegebenen Zahlenwerte sind Mindestmaße für die brandschutztechnische Bemessung. Sie gelten zusätzlich zu den Bewehrungsregeln nach DIN EN 1992–1–1.

Einige Tabellenwerte für die Achsabstände der Bewehrung sind kleiner als die nach DIN EN 1992–1–1 geforderten Werte; sie sollten nur zu Interpolationszwecken verwendet werden.

NCI zu „5.3.1 Verbundstützen mit Kammerbeton“

Absatz (4) wird ergänzt:

(4) Für die Ausführung der Bügelbewehrung ist darüber hinaus EN 1994-1-1:2004, 6.7.5.2 (2) zu beachten.

Anmerkung wird ersetzt durch:

ANMERKUNG Bei Stahlquerschnittshöhen h größer als 400 mm sind Bügel und Dübel zur Verbindung des Kammerbetons mit dem Steg zwei- oder mehrreihig anzuordnen. Der Querabstand darf nicht größer als 200 mm sein. In Bild G.2 sind mögliche Ausführungen dargestellt.

NCI zu „5.3.2 Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen“

Absatz (3) wird ergänzt um:

Diese Regel gilt nicht, wenn keine Bügel erforderlich sind.

Absatz 5.3.2.(4) P wird ersetzt durch

(4)P Die Wandungen der Hohlprofile müssen am Kopf und Fuß der Stütze mindestens zwei Löcher besitzen, die nicht beide auf einer Querschnittsseite liegen dürfen. Der Öffnungsquerschnitt muss je Lochpaar $\geq 6 \text{ cm}^2$ betragen. Mit Beton verstopfte Löcher müssen wieder vollständig geöffnet werden.

NCI zu „Anhang A Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl bei erhöhten Temperaturen“

Der Anhang A darf angewendet werden.

NCI zu „Anhang B Spannungs-Dehnungsbeziehungen von quarzihaltigem Beton bei erhöhten Temperaturen“

Der Anhang B darf angewendet werden.

NCI zu „Anhang C Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton, angepasst an natürliche Brände mit Abkühlungsphase für die Anwendung in allgemeinen Berechnungsverfahren“

Der Anhang C darf angewendet werden.

NCI zu „Anhang D Berechnungsverfahren für den Feuerwiderstand von ungeschützten Verbunddecken mit Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve an der Unterseite“

Der Anhang D darf angewendet werden, wobei bei der Ermittlung der Biegemomententragfähigkeit der Anteil des Stahlprofilbleches nur dann berücksichtigt werden darf, wenn für den entsprechenden Kraftanteil der Nachweis der Längsschubtragfähigkeit erbracht wird.

Bei Decken mit duktilem Verbundverhalten bei Normaltemperatur, hinterschnittener Profilblechgeometrie und mechanischer Verdübelung im Bereich des Oberflansches darf der Flächenverbund im Brandfall ermittelt werden, indem der Bemessungswert bei Normaltemperatur mit dem 0,7-fachen des temperaturabhängigen Abminderungsfaktors für die Streckgrenze des Profilbleches im Oberflansch multipliziert wird.

Bei Endverdübelung mit Kopfbolzendübeln gilt 4.3.4.2.5.

NCI zu „Anhang E Berechnungsverfahren für die positive und negative Momententragfähigkeit eines Verbundträgers, bestehend aus Stahlträger mit Betondeckenplatte bei Brandbeanspruchung von unten“

Der Anhang E darf angewendet werden.

NCI zu „Anhang F Berechnungsverfahren für die positive und negative Momententragfähigkeit kammerbetonierter Verbundträger mit Betondecke bei Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve von unten“

Der Anhang F darf angewendet werden.

NCI zu „Anhang G Berechnungsverfahren für den Feuerwiderstand kammerbetonierter Verbundstützen bei Biegeknicken um die schwache Achse und allseitiger Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve“

Der Anhang G darf angewendet werden.

ANMERKUNG Mit der schwachen Achse ist die schwache Stahlprofilachse gemeint.

NCI zu „Anhang H Vereinfachtes Berechnungsverfahren für betongefüllte Hohlprofile mit allseitiger Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve“

Der Anhang H darf angewendet werden.

ANMERKUNG Ein Näherungsverfahren ist in [3] angegeben.

NCI zu „Anhang I Planung und Auswertung experimenteller Verfahren“

Der Anhang I darf nicht angewendet werden.

DIN EN 1994-1-2/NA:2010-12

NCI Literaturhinweise

DIN 4102-4, *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen — Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile*

DIN 4102-4/A1, *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen — Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile; Änderung A1*

- [1] *SCHAUMANN, P., KETTNER, F. und OSTHEER, S.*: Bestimmung der thermischen Materialkennwerte von Normalbeton für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundbauteilen nach EC 4 Teil 1–2. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben ZP 32-5- 17.13-1051/03 im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik. Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover. Fraunhofer IRB Verlag 2004.
- [2] *SCHAUMANN, P., KETTNER, F., HEISE, A. und HOTHAN, S.*: Tragwerksbemessung für den Brandfall bei Verbundtragwerken. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben ZP 52-5- 17.17-1124/04 im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik. Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover. Fraunhofer IRB Verlag 2005.
- [3] *EL-NESR, O.*: Vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen aus betongefüllten runden Stahl-Hohlprofilen. Bautechnik 71, (1994), Heft 11, S. 676 – 686.