

**DIN EN 1992-1-2**

ICS 13.220.50; 91.010.30; 91.080.40

Ersatz für  
DIN EN 1992-1-2:2006-10 und  
DIN EN 1992-1-2  
Berichtigung 1:2009-01

**Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und  
Spannbetontragwerken –  
Teil 1-2: Allgemeine Regeln –  
Tragwerksbemessung für den Brandfall;  
Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008**

Eurocode 2: Design of concrete structures –  
Part 1-2: General rules –  
Structural fire design;  
German version EN 1992-1-2:2004 + AC:2008

Eurocode 2: Calcul des structures en béton –  
Partie 1-2: Règles générales –  
Calcul du comportement au feu;  
Version allemande EN 1992-1-2:2004 + AC:2008

Gesamtumfang 106 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN



## Nationales Vorwort

Diese Europäische Norm (EN 1992-1-2:2004 + 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 1992-1-2:1997-05 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Vornorm-Charakter wurde aufgehoben;
- b) die Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute von CEN zu ENV 1992-1-2:1997-05 wurden berücksichtigt und der Inhalt wurde vollständig überarbeitet.

Gegenüber DIN EN 1992-1-2:2006-10 und DIN EN 1992-1-2 Berichtigung 1:2009-01 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Vorgänger-Norm mit der Berichtigung 1 konsolidiert;
- b) redaktionelle Änderungen durchgeführt.

## Frühere Ausgaben

DIN V ENV 1992-1-2: 1997-05  
DIN EN 1992-1-2: 2006-10  
DIN EN 1992-1-2 Berichtigung 1: 2009-01

**Deutsche Fassung**

**Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion  
von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken —  
Teil 1-2: Allgemeine Regeln —  
Tragwerksbemessung für den Brandfall**

Eurocode 2: Design of concrete structures —  
Part 1-2: General rules —  
Structural fire design

Eurocode 2: Calcul des structures en béton —  
Partie 1-2: Règles générales —  
Calcul du comportement au feu

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 8. Juli 2004 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 30. Juli 2008 in Kraft und wurde in EN 1992-1-2:2004 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: rue de Stassart, 36 B-1050 Brüssel**

## Inhalt

Seite

Vorwort .....	5
Hintergrund des Eurocode-Programms .....	5
Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes .....	6
Nationale Fassungen der Eurocodes .....	7
Verhältnis zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs) .....	7
Besondere Hinweise zu EN 1992-1-2 .....	7
Nationaler Anhang zu EN 1992-1-2 .....	9
<b>1 ALLGEMEINES .....</b>	<b>12</b>
1.1 Anwendungsbereich .....	12
1.1.1 Anwendungsbereich des Eurocodes 2 .....	12
1.1.2 Anwendungsbereich von Teil 1-2 des Eurocode 2 .....	12
1.2 Normative Verweisungen .....	13
1.3 Grundlagen .....	13
1.4 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln .....	13
1.5 Definitionen .....	13
1.6 Formelzeichen .....	14
1.6.1 Zusätzliche Formelzeichen zu EN 1992-1-1 .....	14
<b>2 Grundlagen der Bemessung .....</b>	<b>16</b>
2.1 Anforderungen .....	16
2.1.1 Allgemeines .....	16
2.1.2 Nominelle Brandbeanspruchung .....	16
2.1.3 Parameterabhängige Brandbeanspruchung .....	17
2.2 Einwirkungen .....	17
2.3 Bemessungswerte der Materialeigenschaften .....	17
2.4 Nachweismethoden .....	18
2.4.1 Allgemeines .....	18
2.4.2 Bauteilberechnung .....	19
2.4.3 Berechnung von Teiltragwerken .....	20
2.4.4 Gesamttragwerksberechnung .....	20
<b>3 Materialeigenschaften .....</b>	<b>21</b>
3.1 Allgemeines .....	21
3.2 Festigkeits- und Verformungseigenschaften bei erhöhten Temperaturen .....	21
3.2.1 Allgemeines .....	21
3.2.2 Beton .....	21
3.2.3 Betonstahl .....	24
3.2.4 Spannstahl .....	27
3.3 Thermische und physikalische Eigenschaften von Beton mit quarz- und kalksteinhaltigen Zuschlägen .....	28
3.3.1 Thermische Verlängerung .....	28
3.3.2 Spezifische Wärme .....	29
3.3.3 Thermische Leitfähigkeit .....	30
3.4 Thermische Verlängerung von Betonstahl und Spannstahl .....	31
<b>4 BEMESSUNGSVERFAHREN .....</b>	<b>32</b>
4.1 Allgemeines .....	32
4.2 Vereinfachte Rechenverfahren .....	33
4.2.1 Allgemeines .....	33
4.2.2 Temperaturprofile .....	33

4.2.3	Verkleinerter Querschnitt .....	33
4.2.4	Verminderung der Festigkeit.....	34
4.3	Allgemeine Rechenverfahren .....	37
4.3.1	Allgemeines .....	37
4.3.3	Mechanische Analyse .....	38
4.3.4	Gültigkeit allgemeiner Rechenverfahren .....	39
4.4	Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung .....	39
4.5	Betonabplatzungen .....	39
4.5.1	Explosive Betonabplatzungen .....	39
4.5.2	Abfallen von Betonschichten .....	40
4.6	Fugen .....	40
4.7	Schutzschichten .....	40
5	Tabellarische Daten.....	41
5.1	Anwendungsbereich .....	41
5.2	Allgemeine Bemessungsregeln .....	41
5.3	Stützen.....	45
5.3.1	Allgemeines .....	45
5.3.2	Methode A .....	45
5.3.3	Methode B .....	47
5.4	Wände.....	49
5.4.1	AC Nichttragende, raumabschließende Trennwände AC .....	49
5.4.2	Tragende Betonwände .....	50
5.4.3	Brandwände .....	51
5.5	Zugglieder .....	51
5.6	Balken.....	52
5.6.1	Allgemeines .....	52
5.6.2	Statisch bestimmt gelagerte Balken.....	53
5.6.3	Statisch unbestimmt gelagerte Balken (Durchlaufbalken) .....	53
5.6.4	Vierseitig brandbeanspruchte Balken.....	57
5.7	Platten.....	57
5.7.1	Allgemeines .....	57
5.7.3	Statisch unbestimmt gelagerte Platten (Durchlaufplatten).....	59
5.7.4	Flachdecken .....	60
5.7.5	Rippendecken .....	61
6	Hochfester Beton.....	64
6.1	Allgemeines .....	64
6.2	Betonabplatzungen .....	65
6.3	Thermische Eigenschaften.....	65
6.4	Brandschutztechnische Bemessung .....	65
6.4.1	Berechnung der Tragfähigkeit .....	65
6.4.2	Vereinfachte Berechnungsmethoden.....	65
6.4.3	Tabellarische Daten.....	67
Anhang A (informativ)	Temperaturprofile.....	68
Anhang B (informativ)	Vereinfachte Berechnungsmethoden .....	77
B.1	500 °C-Isothermen-Methode.....	77
B.1.1	Prinzip und Anwendungsgebiet.....	77
B.1.2	Berechnungsverfahren eines durch Biegemoment und Längskraft beanspruchten Stahlbetonquerschnitts .....	78
B.2	Zonenmethode.....	82
B.3	Methode zur Beurteilung eines durch Biegemoment und Längskraft beanspruchten Stahlbetonquerschnitts durch Abschätzung der Krümmung.....	86
B.3.1	AC Tragverhalten von Stützen unter Brandbeanspruchung AC .....	86
B.3.2	Verfahren zur Bestimmung des Feuerwiderstands von Stützenquerschnitten.....	86
Anhang C (informativ)	Knicken von Stützen unter Brandbedingungen.....	88

<b>Anhang D (informativ) Berechnungsmethoden für Schub, Torsion und Verankerung der</b>	
<b>Bewehrung .....</b>	<b>98</b>
<b>D.1 Allgemeine Regeln .....</b>	<b>98</b>
<b>D.2 Schub und Torsionsbewehrung .....</b>	<b>98</b>
<b>D.3 Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Schubwiderstands eines</b>	
<b>Stahlbetonquerschnitts .....</b>	<b>99</b>
<b>D.4 Berechnungsverfahren für die Bemessung des Torsionswiderstandes eines</b>	
<b>Stahlbetonquerschnitts .....</b>	<b>100</b>
<b>Anhang E (informativ) Vereinfachte Rechenverfahren für Balken und Platten .....</b>	<b>102</b>
<b>E.1 Allgemeines .....</b>	<b>102</b>
<b>E.2 Statisch bestimmt gelagerte Balken und Platten .....</b>	<b>102</b>
<b>E.3 Durchlaufende Balken und Platten .....</b>	<b>103</b>

## Vorwort

Diese Europäische Norm (EN 1992-1-2:2004 + AC:2008) „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall“ 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 für den konstruktiven Ingenieurbau zuständig.

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

Diese Europäische Norm ersetzt ENV 1992-1-2:1995.

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

## Hintergrund des Eurocode-Programms

Im Jahre 1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaften, für das Bauwesen ein 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 Vereinbarung<sup>1)</sup> 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.

---

<sup>1)</sup> 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).

EN 1991, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke.

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

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

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

EN 1995, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von 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 Grundlagendokumenten<sup>2)</sup>, auf die in Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hingewiesen wird, wenn sie auch anderer Art sind als die harmonisierten Produktnormen<sup>3)</sup>. Daher sind die technischen Gesichtspunkte, die sich aus den Eurocodes ergeben, von den Technischen Komitees von CEN und den Arbeitsgruppen von

---

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.



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.

### **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.

### **Verhältnis zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs)**

Es besteht die Notwendigkeit, dass die harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte und die technischen Regelungen für die Tragwerksplanung<sup>4)</sup> konsistent sind. 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 1992-1-2**

EN 1992-1-2 beschreibt die Grundlagen, Anforderungen und Regeln für die konstruktive Bemessung von Tragwerken unter Brandbeanspruchung einschließlich der folgenden Aspekte:

#### *Sicherheitstechnische Anforderungen*

EN 1992-1-2 ist für Bauherren (z. B. für die Aufstellung ihrer speziellen Anforderungen), Planer, Bauunternehmer und relevante Behörden bestimmt.

---

<sup>4)</sup> 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.

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 des Bauwerks 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 wird,
- die Bewohner des Gebäude unverletzt verlassen oder durch andere Maßnahmen gerettet werden können,
- die Sicherheit der Rettungsmannschaften berücksichtigt ist.“

Gemäß dem Grundlagendokument Nr. 2 „Brandschutz“ darf die wesentliche Anforderung durch Befolgen verschiedener in den Mitgliedstaaten geltenden Brandschutzstrategien, wie konventionelle Brandszenarien (nominelle Brände) oder „natürliche“ (parametrische Brände) Brandszenarien, einschließlich vorbeugender und abwehrender Brandschutzmaßnahmen erfüllt werden.

Die den Brandschutz betreffenden Teile der 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 Einheits-Temperaturzeitkurve, die im Allgemeinen in nationalen Brandschutzregularien angegeben wird, festgelegt werden oder als Aufgabe des Brandschutzingenieurs unter Berücksichtigung vorbeugender und abwehrender Brandschutzmaßnahmen erreicht werden, siehe EN 1991-1-2.

Zusätzliche Anforderungen, die zum Beispiel

- den möglichen Einbau und die Instandhaltung von Sprinkleranlagen,
- die Bedingungen für die Wohnbarkeit 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 annehmbaren Qualitätsmanagement.

### *Bemessungsverfahren*

Ein vollständiges 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 der Bemessungsverfahren ist in Bild 0.1 dargestellt. Die Ansätze durch festgelegte Vorgaben und durch leistungsabhängige Festlegungen werden 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. Tabelle 0.1 enthält zusätzliche Informationen zu den in dieser Norm angegebenen Verfahren.

Für die Bemessung nach diesem Teil der Norm ist EN 1991-1-2 bei der Bestimmung der thermischen und mechanischen Einwirkungen auf das Bauwerk zu beachten.

### *Planungshilfen*

Stehen keine vereinfachten Bemessungsmodelle zur Verfügung, enthalten die Teile der Eurocodes, die sich mit dem Brandschutz befassen, Tabellenwerte (die auf Prüfungen oder allgemeinen Bemessungsmodellen beruhen), die unter Berücksichtigung der angegebenen Gültigkeitsgrenzen für den Entwurf angewendet werden können.

Es wird erwartet, dass auf den Berechnungsmodellen nach EN 1992-1-2 beruhende Planungshilfen von den interessierten externen Organisationen erarbeitet werden.

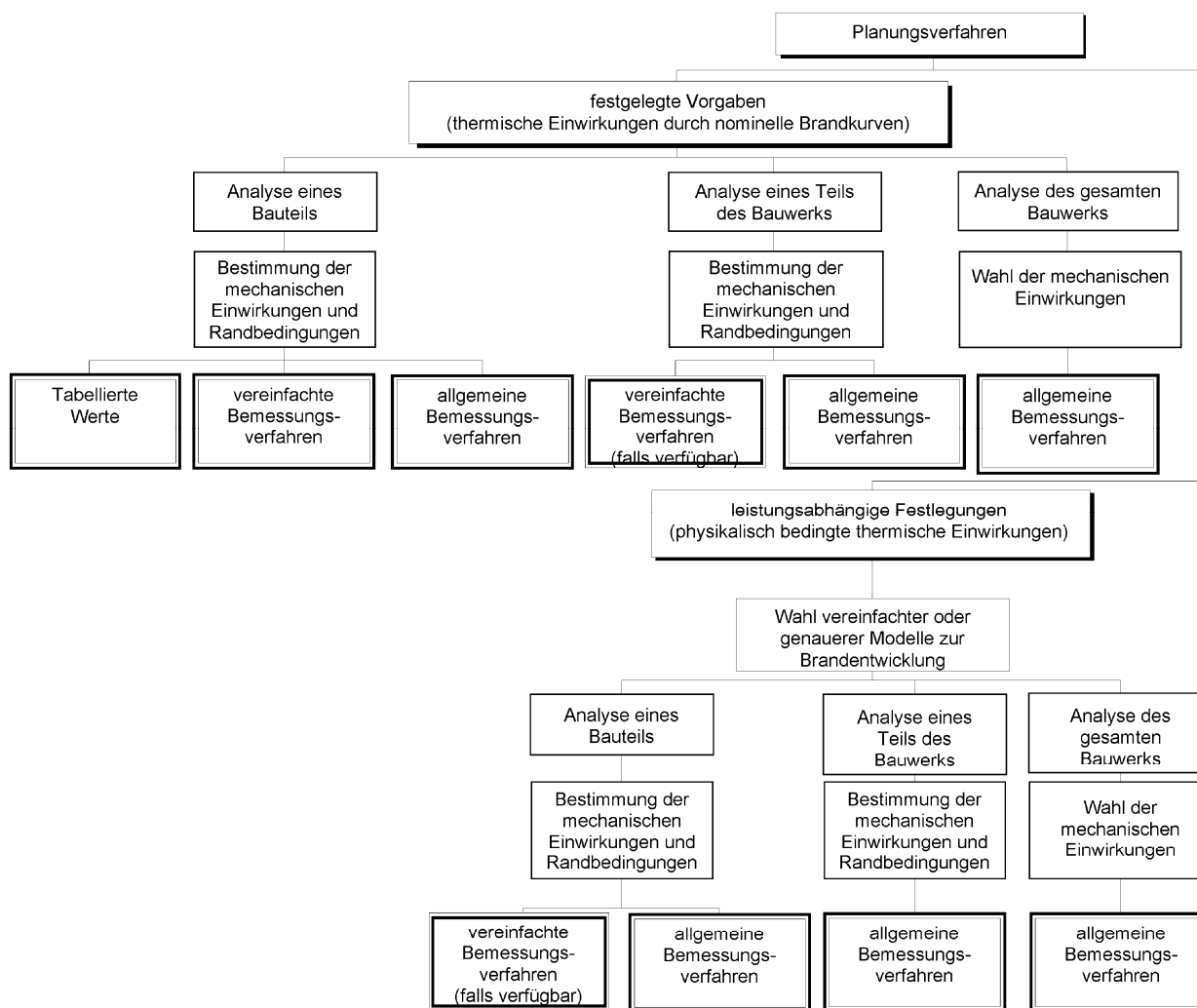
Der Haupttext der EN 1992-1-2, zusammen mit den informativen Anhängen A, B, C, D und E, beinhaltet die meisten der wichtigsten Konzepte und Regeln, die für die Beschreibung der thermischen und mechanischen Einwirkungen auf das Bauwerk erforderlich sind.

## **Nationaler Anhang zu EN 1992-1-2**

Diese Norm enthält alternative Verfahren und Werte sowie Empfehlungen für Klassen mit Hinweisen, an welchen Stellen möglicherweise nationale Festlegungen getroffen werden müssen. Dazu sollte die jeweilige nationale Ausgabe von EN 1992-1-2 einen Nationalen Anhang mit den national festzulegenden Parametern enthalten, mit dem die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauten, die in dem Ausgabeland gebaut werden, möglich ist.

Nationale Festlegungen sind nach EN 1992-1-2 in den folgenden Abschnitten vorgesehen:

- |              |               |
|--------------|---------------|
| – 2.1.3 (2)  | – 5.3.2 (2)   |
| – 2.3 (2)P   | – 5.6.1 (1)   |
| – 3.2.3 (5)  | – 5.7.3 (2)   |
| – 3.2.4 (2)  | – 6.1 (5)     |
| – 3.3.3 (1)P | – 6.2 (2)     |
| – 4.1 (1)P   | – 6.3 (1)P    |
| – 4.5.1 (2)  | – 6.4.2.1 (3) |
| – 5.2 (3)    | – 6.4.2.2 (2) |



**Bild 0.1 — Bemessungsverfahren**

**Tabelle 0.1 — Zusammenfassung der Verfahren zum Nachweis des Feuerwiderstandes**

	<b>Tabellierte Werte</b>	<b>Vereinfachte Berechnungsverfahren</b>	<b>Allgemeine Berechnungsverfahren</b>
<b>Analyse eines Bauteils</b> Das Bauteil wird unabhängig von anderen Bauteilen betrachtet. Indirekte Brandeinwirkungen werden nur berücksichtigt, wenn sie durch Temperaturgradienten entstehen.	<b>JA</b> – Angaben sind nur für den Normbrand enthalten, 5.1 (1) – Im Prinzip könnten Daten für andere Brandkurven ermittelt werden.	<b>JA</b> – Normbrand und parametrische Brände, 4.2.1 (1) – Temperaturprofile sind nur für den Normbrand angegeben, 4.2.2 (1) – Materialmodelle gelten nur für Erwärmungsgeschwindigkeiten, die dem Normbrand in etwa entsprechen, 4.2.4.1(2)	<b>JA</b> 4.3.1 (1)P Nur die Prinzipien sind angegeben.
<b>Analyse von Teilen des Bauwerkes</b> Es werden indirekte Brandeinwirkungen innerhalb eines Teiles des Bauwerkes, jedoch keine zeitabhängigen Wechselwirkungen mit anderen Teilen des Bauwerkes, berücksichtigt.	<b>NEIN</b>	<b>JA</b> – Normbrand und parametrische Brände, 4.2.1 (1) – Temperaturprofile sind nur für den Normbrand angegeben, 4.2.2 (1) – Materialmodelle gelten nur für Erwärmungsgeschwindigkeiten, die dem Normbrand in etwa entsprechen, 4.2.4.1 (2)	<b>JA</b> 4.3.1 (1)P Nur die Prinzipien sind angegeben.
<b>Analyse des gesamten Bauwerkes</b> Es werden indirekte Brandeinwirkungen im gesamten Bauwerk berücksichtigt.	<b>NEIN</b>	<b>NEIN</b>	<b>JA</b> 4.3.1 (1)P Nur die Prinzipien sind angegeben.

## 1 ALLGEMEINES

### 1.1 Anwendungsbereich

#### 1.1.1 Anwendungsbereich des Eurocodes 2

(1)P Eurocode 2 gilt für die Bemessung und Konstruktion von Tragwerken des Hoch- und Ingenieurbaus aus Stahlbeton und Spannbeton. Eurocode 2 legt die Prinzipien und Anforderungen hinsichtlich Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Tragwerke fest unter Einhaltung der Grundlagen und Nachweise für ihre Bemessung nach EN 1990 – Grundlagen der Tragwerksbemessung.

(2)P Im Eurocode 2 werden ausschließlich Anforderungen an die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit, die Dauerhaftigkeit und den Feuerwiderstand der Tragwerke aus Beton behandelt. Andere Anforderungen, z. B. hinsichtlich Wärme- oder Schallsolierung, werden nicht behandelt.

(3)P Eurocode 2 sollte in Verbindung mit den folgenden Normen angewendet werden:

- EN 1990 „Grundlagen der Tragwerksbemessung“;
- EN 1991 „Einwirkungen auf Tragwerke“;
- alle EN's für Bauprodukte, die für Tragwerke aus Beton von Bedeutung sind;
- ENV 13670-1 „Ausführung von Tragwerken aus Beton. Teil 1: Allgemeine Regeln“;
- EN 1998 „Planung von Tragwerken für Erdbebenwiderstand“, sofern Tragwerke aus Beton in Erdbebengebieten gebaut werden.

(4)P Eurocode 2 ist in verschiedene Teile gegliedert:

- Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau;
- Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall;
- Teil 2: Betonbrücken;
- Teil 3: Behälterbauwerke.

#### 1.1.2 Anwendungsbereich von Teil 1-2 des Eurocode 2

(1)P EN 1992-1-2 behandelt die Bemessung von Betontragwerken für den Sonderlastfall Brandeinwirkung und ist in Verbindung mit EN 1992-1-1 und EN 1991-1-2 anzuwenden. EN 1992-1-2 enthält abweichende und zusätzliche Regelungen zu den Bemessungsregeln für Tragwerke bei Normaltemperatur.

(2)P EN 1992-1-2 enthält nur Methoden des passiven konstruktiven (baulichen) Brandschutzes. Methoden des aktiven Brandschutzes werden nicht erfasst.

(3)P EN 1992-1-2 gilt für Betontragwerke, die bei Brandeinwirkung bestimmte Kriterien erfüllen müssen:

- Vermeiden eines vorzeitigen Tragwerkeinsturzes (Tragfähigkeit);
- Begrenzung der Brandausbreitung (Flammen, heiße Gase, extreme Hitze) über festgelegte Flächen hinaus (raumabschließende Wirkung).

(4)P EN 1992-1-2 enthält Prinzipien und Anwendungsregeln (siehe EN 1991-1-2) im Hinblick auf die Tragwerksbemessung zur Erfüllung der vorher genannten Funktionen und Leistungskriterien.

(5)P EN 1992-1-2 gilt für Tragwerke oder Teilen von Tragwerken die zum Anwendungsbereich von EN 1992-1-1 gehören und entsprechend bemessen sind. Nicht behandelt werden dagegen:

- Tragwerke mit externer Vorspannung;
- Schalentragwerke.

(6)P Die Bemessungsverfahren nach EN 1992-1-2 gelten für Beton bis zur Festigkeitsklasse C90/105 und für Leichtbeton bis zur Festigkeitsklasse LC55/60. Im Abschnitt 6 werden zusätzliche und alternative Regeln für die Festigkeitsklasse größer C50/60 gegeben.

## 1.2 Normative Verweisungen

Dieser Eurocode enthält durch Verweisungen in seinem Text Festlegungen aus den folgenden normativen Dokumenten. Bei datierten Verweisungen haben spätere Änderungen oder Überarbeitungen der in Bezug genommenen Publikationen keine Geltung. Dennoch werden die verschiedenen Parteien, die an den auf dieser Europäischen Norm basierenden Vereinbarungen beteiligt sind, angehalten, die Möglichkeit in Betracht zu ziehen, die neuesten Ausgaben der untenstehenden normativen Dokumente zu verwenden. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe der in Bezug genommenen normativen Dokumente.

EN 1363-2, *Brandversuche — Teil 2: Alternative und ergänzende Verfahren*

EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksbemessung*

EN 1991-1-2, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-2: Einwirkungen auf Tragwerke — Einwirkungen im Brandfall*

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

EN 10080-1, *Betonbewehrungsstahl — Schweißgeeigneter Betonstahl — Teil 1: Allgemeine Anforderungen*

EN 10138-2, *Spannstähle — Teil 2: Draht*

EN 10138-3, *Spannstähle — Teil 3: Litze*

EN 10138-4, *Spannstähle — Teil 4: Stäbe*

## 1.3 Grundlagen

**AC** Es gelten die allgemeinen Grundlagen von EN 1990 und EN 1992-1-1. **AC**

## 1.4 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln

(1) Es gelten die Regeln von EN 1990.

## 1.5 Definitionen

Hinsichtlich der Zielsetzung von EN 1992-1-2 gelten die Definitionen von EN 1990, von EN 1991-1-2 und die folgenden:

### 1.5.1

#### **kritische Temperatur der Bewehrung [critical temperature of reinforcement]**

Temperatur in der Bewehrung, bei der ein Versagen des Bauteils bei einem bestimmten Beanspruchungsniveau erwartet wird

### 1.5.2

#### Brandwand [fire wall]

Trennwand zwischen zwei Brandabschnitten (im Allgemeinen zwei Gebäude), die neben der Feuerwiderstandsfähigkeit und der Standsicherheit unter Umständen auch eine ausreichende mechanische Widerstandsfähigkeit gegen horizontale Stoßbeanspruchung aufweist, so dass auch im Fall eines Brandes und ggf. bei Tragwerksversagen in einem Abschnitt die Brandweiterleitung in den anderen Abschnitt verhindert wird.

### 1.5.3

#### maximales Spannungsniveau [maximum stress level]

das Spannungsniveau, bei dem die Spannungs-Dehnungsbeziehung von Stahl bei einer bestimmten Temperatur durch ein Fließplateau beschränkt wird

### 1.5.4

#### Teiltragwerk [part of structure]

Teil eines Gesamttragwerks mit entsprechenden Lagerungs- und Randbedingungen

### 1.5.5

#### Schutzschichten [protective layers]

jeder Baustoff oder jede Baustoffkombination, die auf ein Tragwerk aufgebracht wird, um dessen Feuerwiderstandsdauer zu erhöhen

### 1.5.6

#### reduzierter Querschnitt [reduced cross section]

Bauteilquerschnitt, der bei der Tragwerksbemessung im Brandfall bei Anwendung der Bemessungsmethode mit reduziertem Querschnitt angesetzt wird. Er entsteht AC gestrichener Text AC durch Weglassen jener Querschnittsbereiche, deren Festigkeit und Steifigkeit zu Null angenommen werden.

## 1.6 Formelzeichen

### 1.6.1 Zusätzliche Formelzeichen zu EN 1992-1-1

(1)P Die folgenden zusätzlichen Formelzeichen werden benutzt:

*Große lateinische Buchstaben*

$E_{d,fi}$  Bemessungswert einer Beanspruchung im Brandfall

$E_d$  Bemessungswert einer Beanspruchung bei Normaltemperatur

$R_{d,fi}$  Bemessungswiderstand im Brandfall;  $R_{d,fi}(t)$  zur Zeit  $t$

R 30 oder R 60,... Feuerwiderstandsklasse, wenn das Tragfähigkeitskriterium für 30, 60, ... min unter Normbrandbedingungen erfüllt wird

E 30 oder E 60,... Feuerwiderstandsklasse, wenn das Raumabschlusskriterium für 30, 60, ... min unter Normbrandbedingungen erfüllt wird

I 30 oder I 60,... Feuerwiderstandsklasse, wenn das Wärmedämmkriterium für 30, 60, ... min unter Normbrandbedingungen erfüllt wird

$T$  Temperatur [K] (vgl.  $\theta$  Temperatur [ $^{\circ}\text{C}$ ]);

$X_k$  charakteristischer Wert einer Festigkeit oder Verformungseigenschaft für die Bemessung bei Normaltemperatur

$X_{d,fi}$  Bemessungswert einer Festigkeit oder Verformungseigenschaft im Brandfall



### *Kleine lateinische Buchstaben*

$a$	Achsabstand, kleinster Abstand des Betonstahls oder Spannstahls von der brandbeanspruchten Bauteiloberfläche
$c_c$	spezifische Wärme von Beton [J/kgK]
$f_{ck}(\theta)$	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit bei der Temperatur $\theta$ bei einer bestimmten Dehnung
$f_{ct,t}(\theta)$	charakteristischer Wert der Betonzugfestigkeit bei der Temperatur $\theta$ bei einer bestimmten Dehnung
$f_{pk}(\theta)$	charakteristischer Wert der Spannstahlfestigkeit bei der Temperatur $\theta$ bei einer bestimmten Dehnung
$f_{sk}(\theta)$	charakteristischer Wert der Betonstahlfestigkeit bei der Temperatur $\theta$ bei einer bestimmten Dehnung
$k(\theta)$	$= X_k(\theta)/X_k$ Reduktionsfaktor für die Festigkeit oder Verformungseigenschaft, abhängig von der Baustofftemperatur $\theta$
$n$	$= N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd}))$ Lastniveau einer Stütze bei Normaltemperatur
$t$	Dauer der Brandbeanspruchung (min)

### *Kleine griechische Buchstaben*

$\gamma_{M,fi}$	Teilsicherheitsbeiwert für einen Baustoff bei der Brandbemessung
$\eta_{fi}$	$= E_{d,fi}/E_d$ Reduktionsfaktor für den Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall
$\mu_{fi}$	$= N_{Ed,fi}/N_{Rd}$ Ausnutzungsgrad im Brandfall
$\varepsilon_c(\theta)$	thermische Dehnung des Betons
$\varepsilon_p(\theta)$	thermische Dehnung des Spannstahls
$\varepsilon_s(\theta)$	thermische Dehnung des Betonstahls
$\varepsilon_{s,fi}$	Dehnung des Betonstahls oder Spannstahls bei der Temperatur $\theta$
$\lambda_c$	thermische Leitfähigkeit des Betons [W/mK]
$\lambda_{0,fi}$	Schlankheit der Stütze im Brandfall
$\sigma_{c,fi}$	Druckspannung des Betons im Brandfall
$\sigma_{s,fi}$	Stahlspannung im Brandfall
$\theta$	Temperatur [°C]
$\theta_{cr}$	kritische Temperatur [°C]

### **1.6.2 Ergänzungen zu EN 1992-1-1**

Die folgenden Indizes werden benutzt:

$fi$	Werte im Brandfall
------	--------------------

t in Abhängigkeit von der Zeit

θ in Abhängigkeit von der Temperatur

## 2 Grundlagen der Bemessung

### 2.1 Anforderungen

#### 2.1.1 Allgemeines

(1)P Sofern mechanische Widerstandsfähigkeit im Brandfall verlangt wird, müssen Betontragwerke derart bemessen werden, dass sie  $\boxed{\text{AC}}$  während der erforderlichen Dauer der Brandbeanspruchung  $\boxed{\text{AC}}$  ihre Tragfähigkeit behalten.

(2)P Sofern eine Brandabschnittsbildung verlangt wird, müssen die Bauteile, die den Brandabschnitt umschließen, einschließlich der Fugen derart bemessen und konstruiert werden, dass sie  $\boxed{\text{AC}}$  während der erforderlichen Dauer der Brandbeanspruchung  $\boxed{\text{AC}}$  ihre raumabschließende Funktion behalten. Dadurch muss sichergestellt werden, dass:

- kein Versagen des Raumabschlusses auftritt, siehe EN 1991-1-2;
- kein Versagen der Wärmedämmung auftritt, siehe EN 1991-1-2;
- die thermische Strahlung auf der nicht brandbeanspruchten Seite begrenzt wird.

ANMERKUNG 1 Definitionen: Siehe EN 1991-1-2.

ANMERKUNG 2 Für Betonbauwerke, die in diesem Teil 1-2 behandelt werden, ist das Kriterium der thermischen Strahlung nicht maßgebend.

(3)P Das Verformungskriterium muss angewendet werden, wenn die Schutzmaßnahmen oder die Bemessungskriterien für raumabschließende Bauteile erfordern, dass die Verformung des Tragwerks beachtet wird.

(4) Die Tragwerksverformung braucht in den folgenden Fällen nicht berücksichtigt zu werden:

- die Wirksamkeit der Schutzschicht nach 4.7 nachgewiesen wird;
- die raumabschließenden Bauteile Anforderungen gemäß der nominellen Brandbeanspruchung erfüllen.

#### 2.1.2 Nominelle Brandbeanspruchung

(1)P Bauteile müssen bei der Norm-Brandbeanspruchung die Kriterien R, E und I erfüllen:

- Raumabschluss alleine: Raumabschluss (Kriterium E) und wenn erforderlich Wärmedämmung (Kriterium I);
- Tragfähigkeit alleine: mechanischer Widerstand (Kriterium R);
- Raumabschluss und Tragfähigkeit: Kriterien R, E und wenn erforderlich I.

(2) Kriterium „R“ wird als erfüllt angesehen, wenn die Tragfähigkeit während der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer erhalten bleibt.

(3) Kriterium „I“ wird als erfüllt angesehen, wenn die mittlere Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgekehrten Bauteiloberfläche 140 K nicht übersteigt und die maximale Temperaturerhöhung in keinem Punkt 180 K übersteigt.

(4) AC Mit der Außenbrandkurve (siehe EN 1991-1-2) müssen die gleichen Kriterien (R, E, I) erfüllt werden. Um den Bezug zu dieser Brandkurve kenntlich zu machen, müssen jedoch die Buchstaben „ef“ verwendet werden. AC

(5) AC Mit der Hydrokarbon-Brandkurve (siehe EN 1991-1-2) müssen die gleichen Kriterien (R, E, I) erfüllt werden. Um den Bezug zu dieser Brandkurve kenntlich zu machen, müssen jedoch die Buchstaben „HC“ verwendet werden. AC

(6) Wenn ein vertikales raumabschließendes Bauteil mit oder ohne Anforderungen an die Tragfähigkeit Bedingungen gegen Stoßbeanspruchung (Kriterium M) erfüllen muss, dann muss das Bauteil einer horizontalen, punktförmigen Belastung nach EN 1363-2 widerstehen.

### 2.1.3 Parameterabhängige Brandbeanspruchung

AC (1)P AC Die Tragfähigkeit muss während der gesamten Branddauer, einschließlich der Abkühlphase, oder für eine bestimmte Zeitdauer erhalten bleiben.

(2) Zum Nachweis des Raumabschlusses gilt Folgendes (Normaltemperatur 20 °C):

- in der Erwärmungsphase bis zum Erreichen der maximalen Heißgastemperatur im Brandabschnitt darf die mittlere Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgekehrten Bauteiloberfläche nicht größer werden als 140 K und die maximale Temperaturerhöhung darf 180 K nicht übersteigen;
- während der Abkühlphase darf die mittlere Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgekehrten Bauteiloberfläche nicht größer werden als  $\Delta\theta_1$  und die maximale Temperaturerhöhung darf  $\Delta\theta_2$  nicht übersteigen.

ANMERKUNG Die Werte für  $\Delta\theta_1$  und  $\Delta\theta_2$ , die in einem Land verwendet werden, können in dessen Nationalen Anhang gefunden werden. Empfohlen werden die Werte  $\Delta\theta_1 = 200$  K und  $\Delta\theta_2 = 240$  K.

## 2.2 Einwirkungen

(1)P Thermische und mechanische Einwirkungen müssen von EN 1991-1-2 übernommen werden.

(2) In Ergänzung zu EN 1991-1-2 sollte der Emissionswert für die Betonoberfläche mit 0,7 angenommen werden.

## 2.3 Bemessungswerte der Materialeigenschaften

(1)P Bemessungswerte der mechanischen (Festigkeit und Verformung) Materialeigenschaften sind wie folgt definiert:

$$X_{d,fi} = k_{\theta} X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

Dabei ist

$X_k$  der charakteristische Wert einer Festigkeit oder Verformungseigenschaft (i. Allg.  $f_k$  oder  $E_k$ ) für die Bemessung bei Normaltemperatur nach EN 1992-1-1;

$k_{\theta}$  der Reduktionsfaktor für eine Festigkeit oder Verformungseigenschaft ( $X_{k,\theta} / X_k$ ), abhängig von der Materialtemperatur, siehe 3.2;

$\gamma_{M,fi}$  der Teilsicherheitsbeiwert für eine Materialeigenschaft im Brandfall.

(2)P Bemessungswerte der thermischen Materialeigenschaften  $X_{d,fi}$  sind wie folgt definiert:

— wenn eine Zunahme der Eigenschaft für die Sicherheit günstig ist:

$$X_{d,fi} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$

— wenn eine Zunahme der Eigenschaft für die Sicherheit ungünstig ist:

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} X_{k,\theta} \quad (2.2b)$$

Dabei ist

$X_{k,\theta}$  der Wert der Materialeigenschaft bei der Bemessung für den Brandfall, allgemein abhängig von der Materialtemperatur, siehe Abschnitt 3;

$\gamma_{M,fi}$  der Teilsicherheitsbeiwert für die entsprechende Materialeigenschaft im Brandfall.

ANMERKUNG 1 Der Wert für  $\gamma_{M,fi}$ , der in einem Land verwendet wird, kann in dessen Nationalem Anhang gefunden werden.

Der empfohlene Wert ist:

— für thermische Materialeigenschaften von Beton, Betonstahl und Spannstahl:  $\gamma_{M,fi} = 1,0$ ;

— für mechanische Eigenschaften von Beton, Betonstahl und Spannstahl:  $\gamma_{M,fi} = 1,0$ .

ANMERKUNG 2 Wenn die empfohlenen Werte verändert werden, erfordern die tabellarischen Daten Veränderungen.

## 2.4 Nachweismethoden

### 2.4.1 Allgemeines

(1)P Das für die Bemessung mit diesem Teil 1-2 der Normenreihe EN 1992 angewendete Tragwerksmodell muss das im Brandfall zu erwartenden Tragwerksverhalten widerspiegeln.

(2)P  Es muss für die festgelegte Feuerwiderstandsdauer  $t$  nachgewiesen werden: 

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi} \quad (2.3)$$

Dabei ist

$E_{d,fi}$  der Bemessungswert der Schnittgrößen im Brandfall, bestimmt nach EN 1991-1-2 unter Berücksichtigung der thermischen Ausdehnungen und Verformungen;

$R_{d,t,fi}$  der zugehörige Bemessungswert des Widerstandes im Brandfall.

(3) Die Tragwerksanalyse im Brandfall muss nach EN 1990, Abschnitt 5, ausgeführt werden.

ANMERKUNG Für den Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit bei Normbrandbedingungen ist eine Bauteilberechnung ausreichend.

(4) Wenn Anwendungsregeln in dieser Europäischen Norm nur in Verbindung mit der Einheits-Temperaturzeitkurve gültig sind, wird das in den entsprechenden Abschnitten gekennzeichnet.

(5) Die tabellarischen Daten in Abschnitt 5 basieren auf der Einheits-Temperaturzeitkurve.

(6)P Als Alternative zur Bemessung mit Rechenverfahren kann die Bemessung für den Brandfall auf der Grundlage von Versuchsergebnissen oder der Kombination von Versuchen und Berechnungen durchgeführt werden, siehe EN 1990, Abschnitt 5.

## 2.4.2 Bauteilberechnung

(1) Beanspruchungen dürfen für die Zeit  $t = 0$  unter Berücksichtigung der Kombinationsfaktoren  $\psi_{1,1}$  oder  $\psi_{1,2}$  nach EN 1991-1-2, Abschnitt 4, ermittelt werden.

(2) Als Vereinfachung von (1) dürfen Beanspruchungen aus der Bemessung für Normaltemperatur übernommen werden:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (2.4)$$

Dabei ist

$E_d$  der Bemessungswert der zugehörigen Schnittgrößen (Kraft oder Moment) aus der Bemessung für Normaltemperatur aus der Grundkombination (siehe EN 1990);

$\eta_{fi}$  der Reduktionsfaktor für den Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall.

(3) Der Reduktionsfaktor  $\eta_{fi}$  für Lastkombinationen nach EN 1990 (6.10) sollte wie folgt berechnet werden:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5)$$

oder als kleinerer Wert der Gleichungen (2.5a) und (2.5b) für Lastkombinationen nach EN 1990 (6.10a) oder (6.10b):

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5b)$$

Dabei ist

$Q_{k,1}$  die wichtigste veränderliche Einwirkung;

$G_k$  der charakteristische Wert der ständigen Einwirkung;

$\gamma_G$  der Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkung;

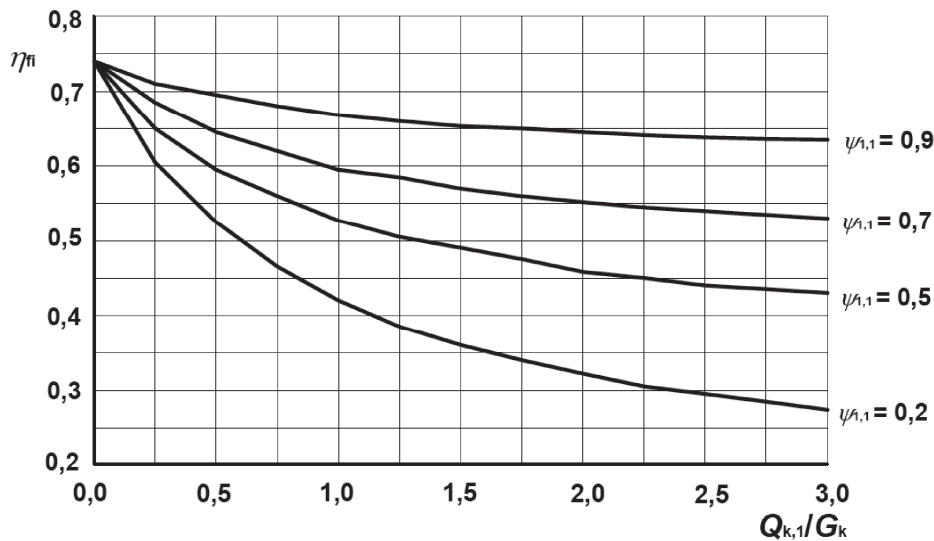
$\gamma_{Q,1}$  der Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung (= 1);

$\psi_{fi}$  der Kombinationsbeiwert für häufige oder quasi-permanente Werte, entweder  $\psi_{1,1}$  oder  $\psi_{2,1}$ , siehe EN1991-1-2;

$\xi$  der Reduktionsfaktor für ungünstig wirkende ständige Einwirkungen  $G$ .

ANMERKUNG 1 Bild 2.1 zeigt den Reduktionsfaktor  $\eta_{fi}$  nach Gleichung 2.5 in Abhängigkeit vom Verhältnis der Einwirkungen  $Q_{k,1}/G_k$  mit unterschiedlichen Werten von  $\psi_{1,1}$  wobei für  $\gamma_{GA} = 1,0$ ,  $\gamma_G = 1,35$  und  $\gamma_Q = 1,5$  angenommen wurden. Die Gleichungen (2.5a) und (2.5b) ergeben geringfügig größere Werte. Empfohlene Werte für die Teilsicherheitsbeiwerte werden in den zuständigen Nationalen Anhängen von EN 1990 gegeben.

ANMERKUNG 2 Als Vereinfachung kann der empfohlene Wert  $\eta_{fi} = 0,7$  verwendet werden.



**Bild 2.1 — Veränderung des Reduktionsfaktors  $\eta_n$  als Funktion der Einwirkungen  $Q_{k,1}/G_k$**

(4) Die Wirkungen der thermischen Verformungen infolge eines Temperaturgradienten im Querschnitt müssen berücksichtigt werden. Die Wirkungen von gleichförmiger thermischer Ausdehnung können vernachlässigt werden.

(5) Die Randbedingungen an den Auflagern und Rändern des Bauteils zur Zeit  $t = 0$  können unverändert für den Brandfall übernommen werden.

(6) Tabellarische Werte, vereinfachte oder allgemeine Rechenverfahren nach 4.2 und 4.3 sowie Abschnitt 5 sind für den Nachweis der Bauteile im Brandfall geeignet.

### 2.4.3 Berechnung von Teiltragwerken

(1) 2.4.2 (1) gilt.

(2) Als Alternative zur umfassenden Berechnung des Gesamttragwerks im Brandfall können die Auflagerreaktionen und inneren Kräfte und Momente an den Rändern des Teiltragwerks aus der Bemessung für Normaltemperatur übernommen werden (siehe 2.4.2).

(3) Teiltragwerke müssen auf der Grundlage der möglichen thermischen Dehnungen und Verformungen festgelegt werden, und zwar so, dass ihr Zusammenwirken mit anderen Teilen des Tragwerks durch zeitunabhängige Auflager- und Randbedingungen während der Brandbeanspruchung abgeschätzt werden kann.

(4)P Die Bemessung des Teiltragwerks muss die bei Brandbeanspruchung maßgebende Versagensart, die temperaturabhängigen Materialeigenschaften einschließlich der Steifigkeit sowie Wirkungen der thermischen Dehnung und Verformung (indirekte Brandeinwirkung) erfassen.

(5) Die Randbedingungen an den Auflagern und die Kräfte und Momente an den Rändern des Teiltragwerks zur Zeit  $t = 0$  können unverändert für den Brandfall übernommen werden.

### 2.4.4 Gesamttragwerksberechnung

(1)P Die Gesamttragwerksberechnung für den Brandfall muss die bei Brandbeanspruchung maßgebende Versagensart, die temperaturabhängigen Materialeigenschaften einschließlich der Steifigkeit sowie Wirkungen der thermischen Dehnung und Verformung (indirekte Brandeinwirkung) erfassen.

### 3 Materialeigenschaften

#### 3.1 Allgemeines

(1)P Die in diesem Abschnitt für die Materialeigenschaften angegebenen Werte sind charakteristische Werte (siehe 2.3 (1)P).

(2) Die Werte können in Verbindung mit dem vereinfachten (siehe 4.2) und dem allgemeinen Rechenverfahren (siehe 4.3) benutzt werden.

Andere Formulierungen für die Materialgesetze können verwendet werden, sofern die Lösungen im Bereich entsprechender Prüferfahrung liegen.

ANMERKUNG Materialeigenschaften für Leichtbeton werden in diesem Eurocode nicht angegeben.

(3)P Für die mechanischen Eigenschaften von Beton, Betonstahl und Spannstahl bei Normaltemperatur (20 °C) sind jene Werte anzunehmen, die in EN 1992-1-1 für die Bemessung bei Normaltemperatur angegeben sind.

#### 3.2 Festigkeits- und Verformungseigenschaften bei erhöhten Temperaturen

##### 3.2.1 Allgemeines

(1)P In diesem Abschnitt stammen die Zahlenwerte für die Festigkeits- und Verformungseigenschaften aus stationären und instationären Versuchen, zum Teil auch aus einer Kombination beider Versuche. Weil der Kriecheinfluss nicht gesondert berücksichtigt wird, sind die Materialmodelle in diesem Eurocode für Erwärmungsgeschwindigkeiten zwischen 2 K/min und 50 K/min anwendbar. Für Erwärmungsgeschwindigkeiten außerhalb des genannten Bereichs muss die Gültigkeit der Festigkeits- und Verformungseigenschaften nachgewiesen werden.

##### 3.2.2 Beton

###### 3.2.2.1 Druckbeanspruchter Beton

(1)P Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von einachsig gedrücktem Beton bei erhöhten Temperaturen werden aus Spannungs-Dehnungsbeziehungen entsprechend Bild 3.1 entnommen.

(2) Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen im Bild 3.1 werden durch zwei Parameter definiert:

- die Druckfestigkeit  $f_{c,0}$ ;
- die Stauchung  $\varepsilon_{c1,0}$  entsprechend  $f_{c,0}$ .

(3) Für jeden der Parameter sind in Tabelle 3.1 Werte in Abhängigkeit von der Betontemperatur angegeben. Für Zwischenwerte der Temperatur ist eine lineare Interpolation zulässig.

(4) Die in Tabelle 3.1 angegebenen Werte können für Normalbeton mit quarz- oder kalksteinhaltigen (mindestens 80 Gew.-% kalksteinhaltiger Zuschlag) Zuschlägen angewendet werden.

(5) Werte für  $\varepsilon_{cu1,0}$ , die den Bereich des abfallenden Kurventeils definieren, könne aus Tabelle 3.1 entnommen werden, Spalte 4 gilt für Normalbeton mit quarzhaltigen Zuschlägen, Spalte 7 für Normalbeton mit kalksteinhaltigen Zuschlägen.

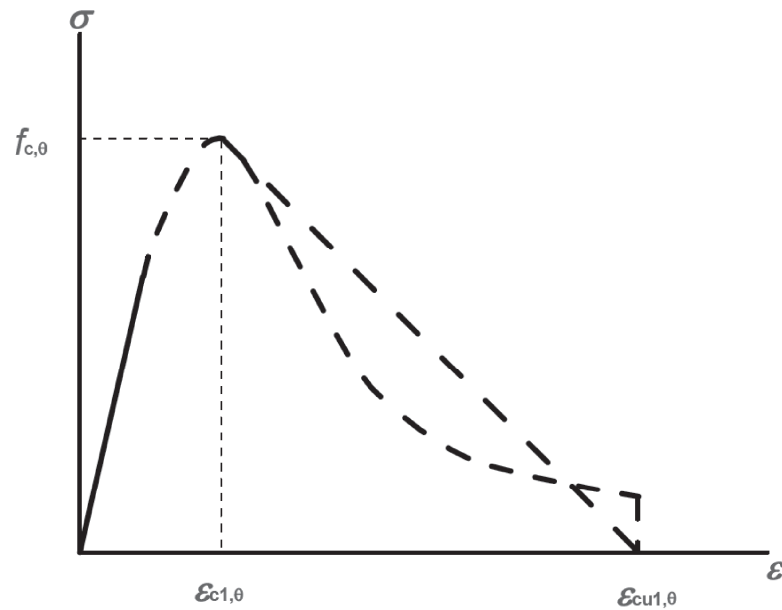
**Tabelle 3.1 — Werte für die Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Normalbeton mit quarz- oder kalksteinhaltigem Zuschlag bei erhöhten Temperaturen**

Beton Temp. $\theta$	Quarzh. Zuschläge			Kalksteinhaltige Zuschläge		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1 000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1 100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1 200	0,00	—	—	0,00	—	—

(6) Bei thermischen Einwirkungen nach EN 1991-1-2, Abschnitt 3 (Simulation eines natürlichen Feuers), ist das Modell für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton nach Bild 3.1 zu modifizieren, insbesondere für den Bereich abfallender Temperaturen.

(7) Eine mögliche Festigkeitszunahme von Beton in der Abkühlphase sollte nicht berücksichtigt werden.





Bereich	Spannung $\sigma(\theta)$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3 \varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left( 2 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\varepsilon_{c1(\theta)} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$	Für numerische Zwecke sollte ein abfallender Kurventeil angenommen werden. Lineare und nichtlineare Modelle sind zulässig.

**Bild 3.1 — Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für druckbeanspruchten Beton bei erhöhten Temperaturen**

### 3.2.2.2 Zugfestigkeit

(1) In der Regel sollte die Zugfestigkeit des Betons – auf der sicheren Seite liegend – nicht zum Ansatz gebracht werden. Wenn die Zugfestigkeit jedoch beim vereinfachten oder allgemeinen Rechenverfahren berücksichtigt werden soll, dann gilt dieser Abschnitt.

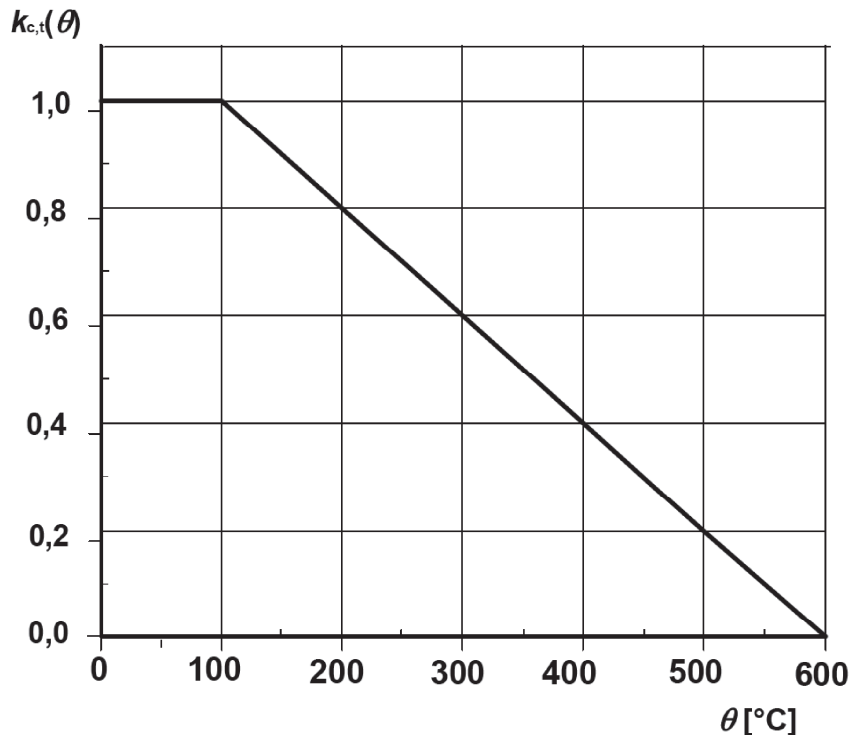
(2) Der Abfall des charakteristischen Werts der Betonzugfestigkeit wird durch den Beiwert  $k_{c,t}(\theta)$  nach Gleichung (3.1) berücksichtigt.

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) f_{ck,t} \quad (3.1)$$

(3) Für  $k_{c,t}(\theta)$  dürfen die folgenden Werte (siehe Bild 3.2) verwendet werden, wenn genauere Daten nicht zur Verfügung stehen:

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 \quad \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 100 \text{ °C}$$

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 - 1,0 (\theta - 100)/500 \quad \text{für } 100 \text{ °C} < \theta \leq 600 \text{ °C}$$



**Bild 3.2 — Beiwert  $k_{c,t}(\theta)$  zur Beschreibung des Abfalls der Betonzugfestigkeit ( $f_{ck,t}$ ) bei erhöhten Temperaturen**

### 3.2.3 Betonstahl

(1)P Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Betonstahl bei erhöhten Temperaturen werden durch Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach Bild 3.3 und Tabelle 3.2 (a oder b) festgelegt. Tabelle 3.2b sollte nur angewendet werden, wenn die Festigkeit bei erhöhter Temperatur durch Versuche nachgewiesen worden ist.

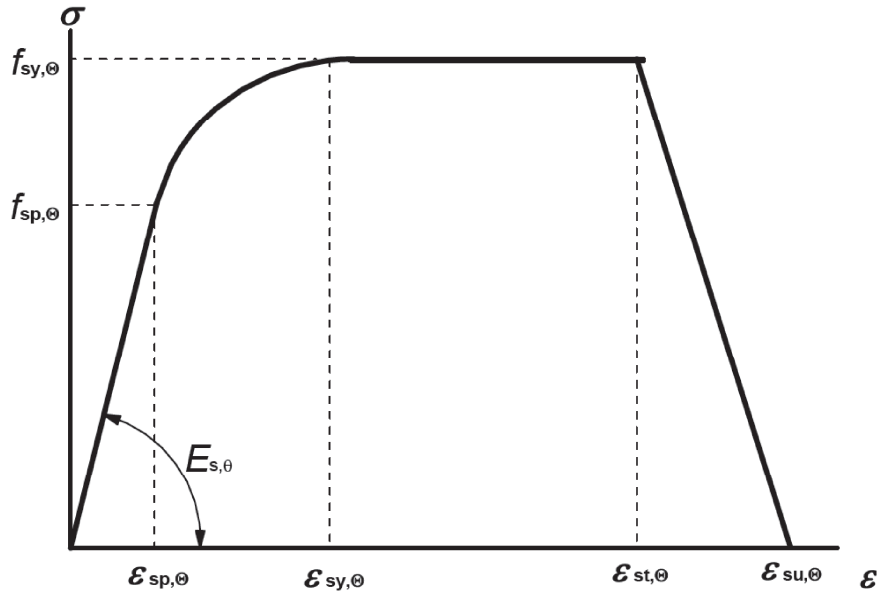
(2) Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach Bild 3.3 werden durch drei Parameter definiert:

- Neigung im linear-elastischen Bereich  $E_{s,\theta}$ ;
- Proportionalitätsgrenze  $f_{sp,\theta}$ ;
- maximales Spannungsniveau  $f_{sy,\theta}$ .

(3) Für die Parameter in (2) sind in Tabelle 3.2 Werte für warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl bei erhöhten Temperaturen angegeben. Für Zwischenwerte der Temperatur ist eine lineare Interpolation zulässig.

(4) Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen dürfen auch für druckbeanspruchten Betonstahl angewendet werden.

(5) Bei thermischen Einwirkungen nach EN 1991-1-2, Abschnitt 3 (Simulation eines natürlichen Feuers), können die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Betonstahl nach Tabelle 3.2 als zutreffende Näherung verwendet werden, insbesondere für den Bereich abfallender Temperaturen.



Bereich	Spannung $\sigma(\theta)$	Tangentenmodul
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a \left[ a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2 \right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	–
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	–
Parameter <sup>*)</sup>	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta} \quad \varepsilon_{sy,\theta} = 0,02 \quad \varepsilon_{st,\theta} = 0,15 \quad \varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ Klasse A Bewehrung: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05 \quad \varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Hilfswerte	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	
<sup>*)</sup> Werte für die Parameter $\varepsilon_{pt,\theta}$ und $\varepsilon_{pu,\theta}$ von Spannstahl sind aus Tabelle 3.3 zu nehmen. Die Klasse A Bewehrung wird in EN 1992-1-1, Anhang C festgelegt.		

**Bild 3.3 — Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Betonstahl und Spannstahl bei erhöhten Temperaturen (bei Spannstählen ist der Fußzeiger „s“ durch „p“ zu ersetzen)**

**Tabelle 3.2a — Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl (Klasse N) bei erhöhten Temperaturen**

Stahltemperatur $\theta$ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	w.-gewalzt	kaltverformt	w.-gewalzt	kaltverformt	w.-gewalzt	kaltverformt
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1 000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1 100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabelle 3.2b — Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl (Klasse X) bei erhöhten Temperaturen**

Stahl Temperatur $\theta$ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$	$f_{sp,\theta} / f_{yk}$	$E_{s,\theta} / E_s$
	warmgewalzt und kaltverformt	warmgewalzt und kaltverformt	warmgewalzt und kaltverformt
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,87	0,95
300	1,00	0,74	0,90
400	0,90	0,70	0,75
500	0,70	0,51	0,60
600	0,47	0,18	0,31
700	0,23	0,07	0,13
800	0,11	0,05	0,09
900	0,06	0,04	0,07
1 000	0,04	0,02	0,04
1 100	0,02	0,01	0,02

ANMERKUNG  $\boxed{\text{AC}}$  Die Entscheidung, ob Klasse N (Tabelle 3.2a) oder Klasse X (Tabelle 3.2b)  $\boxed{\text{AC}}$  in einem Land verwendet wird, wird in seinem Nationalen Anhang geregelt. Grundsätzlich wird Klasse N empfohlen. Klasse X wird nur empfohlen, wenn die Werte durch experimentelle Ergebnisse abgesichert sind.

### 3.2.4 Spannstahl

(1) Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Spannstahl bei erhöhten Temperaturen werden durch das gleiche Modell wie für Betonstahl in 3.2.3 beschrieben.

(2) Werte für die Parameter für kaltgezogenen Spannstahl (Drähte und Litzen) und vergüteten Spannstahl (Stäbe) bei erhöhten Temperaturen sind durch  $f_{py,\theta} / (\beta f_{pk})$ ,  $f_{pp,\theta} / (\beta f_{pk})$ ,  $E_{p,\theta} / E_p$ ,  $\varepsilon_{pt,\theta}$  [–],  $\varepsilon_{pu,\theta}$  [–] gegeben. Der  $\beta$ -Wert kann nach Klasse A oder Klasse B gewählt werden.

Für die Klasse A ergibt sich  $\beta$  aus der Gleichung (3.2) (siehe Tabelle 3.3):

$$\beta = \left[ \left( \frac{\varepsilon_{ud} - f_{p0,1k} / E_p}{\varepsilon_{uk} - f_{p0,1k} / E_p} \right) \times \left( \frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right] \quad (3.2)$$

Dabei sind die Definitionen und Werte für  $\varepsilon_{ud}$ ,  $\varepsilon_{uk}$ ,  $f_{p0,1k}$ ,  $f_{pk}$  und  $E_p$  bei Umgebungstemperatur in EN 1992-1-1, 3.3, angegeben.

Für die Klasse B ist  $\beta = 0,9$  (siehe Tabelle 3.3).

ANMERKUNG Im Nationalen Anhang kann festgelegt sein, ob die Klasse A oder Klasse B in einem Land zu verwenden ist.

**Tabelle 3.3 — Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von kaltgezogenem Spannstahl (kgz) (Drähte und Litzen) und vergütetem Spannstahl (vgü) (Stäben) bei erhöhten Temperaturen**

Stahltemperatur $\theta$ [°C]	$f_{py,\theta} / (\beta f_{pk})$			$f_{pp,\theta} / (\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta} / E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta}$ [—]	$\varepsilon_{pu,\theta}$ [—]
	kgz		vgü	kgz	vgü	kgz	vgü	kgz, vgü	kgz, vgü
	Klasse A	Klasse B							
1	2a	2b	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1 100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150
ANMERKUNG Bei Zwischenwerten der Temperaturen darf linear interpoliert werden.									

(3) Bei thermischen Einwirkungen nach EN 1991-1-2, Abschnitt 3 (Simulation eines natürlichen Feuers), können die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Betonstahl nach Tabelle 3.3 als zutreffende Näherung verwendet werden, insbesondere für den Bereich abfallender Temperaturen.

### 3.3 Thermische und physikalische Eigenschaften von Beton mit quarz- und kalksteinhaltigen Zuschlägen

#### 3.3.1 Thermische Verlängerung

(1) Die thermischen Dehnungen  $\varepsilon_c(\theta)$  von Beton darf, ausgehend von der Länge bei 20 °C, wie folgt bestimmt werden:

— Quarzhaltige Zuschläge:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta + 2,3 \times 10^{-11} \theta^3 \quad \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 700 \text{ °C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \times 10^{-3} \quad \text{für } 700 \text{ °C} < \theta \leq 1\,200 \text{ °C}$$

— Kalksteinhaltige Zuschläge:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta + 1,4 \times 10^{-11} \theta^3 \quad \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 805 \text{ °C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \times 10^{-3} \quad \text{für } 805 \text{ °C} < \theta \leq 1\,200 \text{ °C}$$

Dabei ist

$\theta$  die Betontemperatur (°C).

(2) Im Bild 3.5 ist die Beziehung zwischen der thermischen Verlängerung und der Temperatur dargestellt.

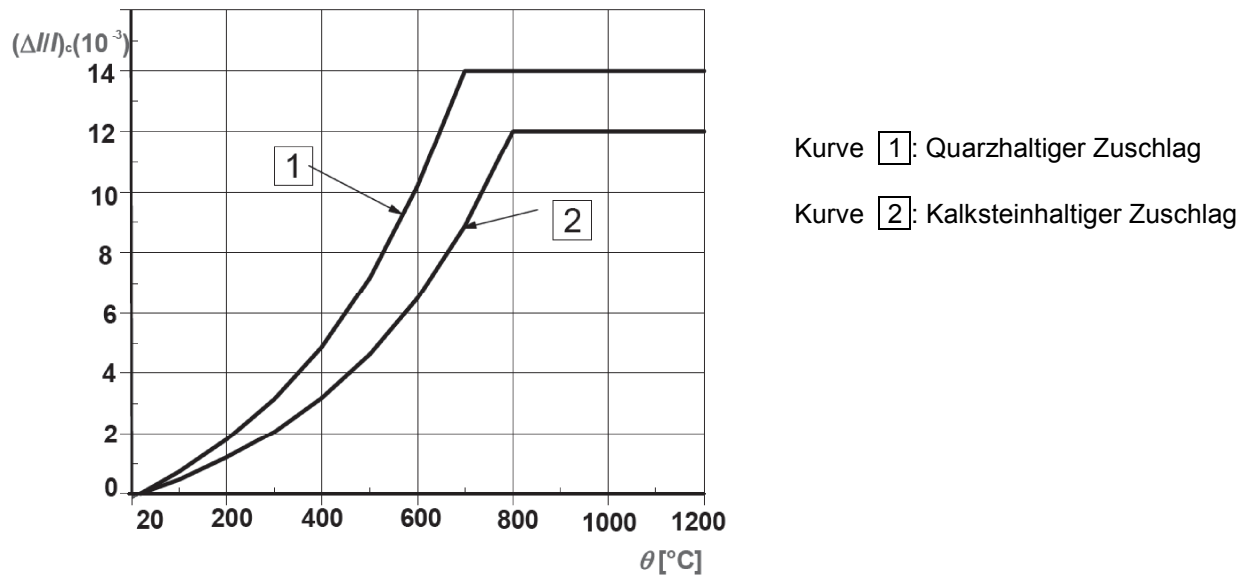


Bild 3.5 — Gesamte thermische Verlängerung von Beton

### 3.3.2 Spezifische Wärme

(1) Die spezifische Wärme  $c_p(\theta)$  von trockenem Beton ( $u = 0 \%$ ) darf wie folgt bestimmt werden:

— Quarz- und kalksteinhaltiger Zuschlag:

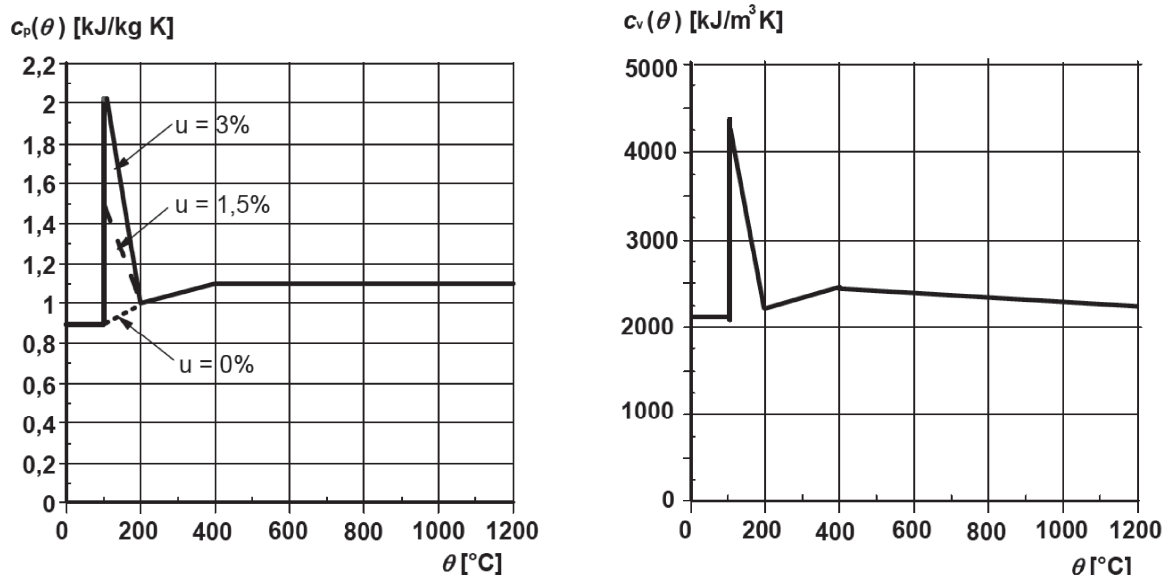
$c_p(\theta) = 900 \text{ (J/kg K)}$	für $20 \text{ °C} \leq \theta \leq 100 \text{ °C}$
$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg K)}$	für $100 \text{ °C} < \theta \leq 200 \text{ °C}$
$c_p(\theta) = 1\,000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kg K)}$	für $200 \text{ °C} < \theta \leq 400 \text{ °C}$
$c_p(\theta) = 1\,100 \text{ (J/kg K)}$	für $400 \text{ °C} < \theta \leq 1\,200 \text{ °C}$

Dabei ist  $\theta$  die Betontemperatur (°C).  $c_p(\theta)$  (kJ/kg K) ist in Bild 3.6a dargestellt.

(2) Sofern der Feuchtegehalt nicht explizit in der Berechnung berücksichtigt wird, darf die für die spezifische Wärme von Beton mit quarz- oder kalksteinhaltigen Zuschlägen angegebene Funktion durch folgenden, zwischen 100 °C und 115 °C liegenden konstanten Wert

$c_{p,\text{peak}} = 900 \text{ J/kg K}$	für Feuchtegehalt von 0 % des Betongewichts,
$c_{p,\text{peak}} = 1\,470 \text{ J/kg K}$	für Feuchtegehalt von 1,5 % des Betongewichts,
$c_{p,\text{peak}} = 2\,020 \text{ J/kg K}$	für Feuchtegehalt von 3,0 % des Betongewichts

und einer linearen Beziehung zwischen (115 °C,  $c_{p,peak}$ ) und (200 °C, 1 000 J/kg K) ergänzt werden. Für andere Feuchtegehalte darf linear interpoliert werden. Im Bild 3.6a sind die Spitzenwerte für die spezifische Wärme dargestellt.



a) Spezifische Wärme von Beton mit quarzhaltigem Zuschlag  $c_p(\theta)$  in Abhängigkeit von der Temperatur (Feuchtegehalt  $u = 0, 1,5$  und  $3 \text{ Gew.}\%$ )

b) Räumliche spezifische Wärme von Beton mit quarzhaltigem Zuschlag  $c_v(\theta)$  in Abhängigkeit von der Temperatur (Feuchtegehalt  $u = 3 \text{ Gew.}\%$ , Rohdichte  $2300 \text{ kg/m}^3$ )

Bild 3.6 — Spezifische Wärme und räumliche spezifische Wärme

(3) Die Veränderung der Rohdichte in Abhängigkeit von der Temperatur wird durch den Wasserverlust beeinflusst und kann wie folgt definiert werden:

$$\begin{aligned} \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) && \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85) && \text{für } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) && \text{für } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) && \text{für } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

(4) Im Bild 3.6b ist die Veränderung der räumlichen spezifischen Wärme  $c_v(\theta)$  (Produkt von  $\rho(\theta)$  und  $c_p(\theta)$ ) von Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen, einem Feuchtegehalt von  $3 \text{ Gew.}\%$  und einer Rohdichte von  $2300 \text{ kg/m}^3$  dargestellt.

### 3.3.3 Thermische Leitfähigkeit

(1) Die thermische Leitfähigkeit  $\lambda_c$  von Beton kann zwischen den in (2) (siehe unten) definierten unteren und oberen Grenzwerten festgelegt werden

ANMERKUNG 1 Der Wert für die thermische Leitfähigkeit im Bereich zwischen unterem und oberem Grenzwert wird im Nationalen Anhang geregelt.



ANMERKUNG 2 Für Anhang A wurde der untere Grenzwert verwendet, die übrigen Abschnitte von diesem Teil 1-2 sind unabhängig von der Wahl der thermischen Leitfähigkeit. Hochfester Beton: siehe 6.3.

(2) Für den oberen Grenzwert der thermischen Leitfähigkeit  $\lambda_c$  von Normalbeton kann angesetzt werden:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta_c / 100) + 0,0107 (\theta_c / 100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1\,200^\circ\text{C}$$

Dabei ist

$\theta_c$  die Betontemperatur.

Für den unteren Grenzwert der thermischen Leitfähigkeit  $\lambda_c$  von Normalbeton kann angesetzt werden:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta_c / 100) + 0,0057 (\theta_c / 100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1\,200^\circ\text{C}$$

Dabei ist

$\theta_c$  die Betontemperatur.

(3) Im Bild 3.7 ist die Beziehung zwischen dem oberen und unteren Grenzwert der thermischen Leitfähigkeit und der Temperatur dargestellt.

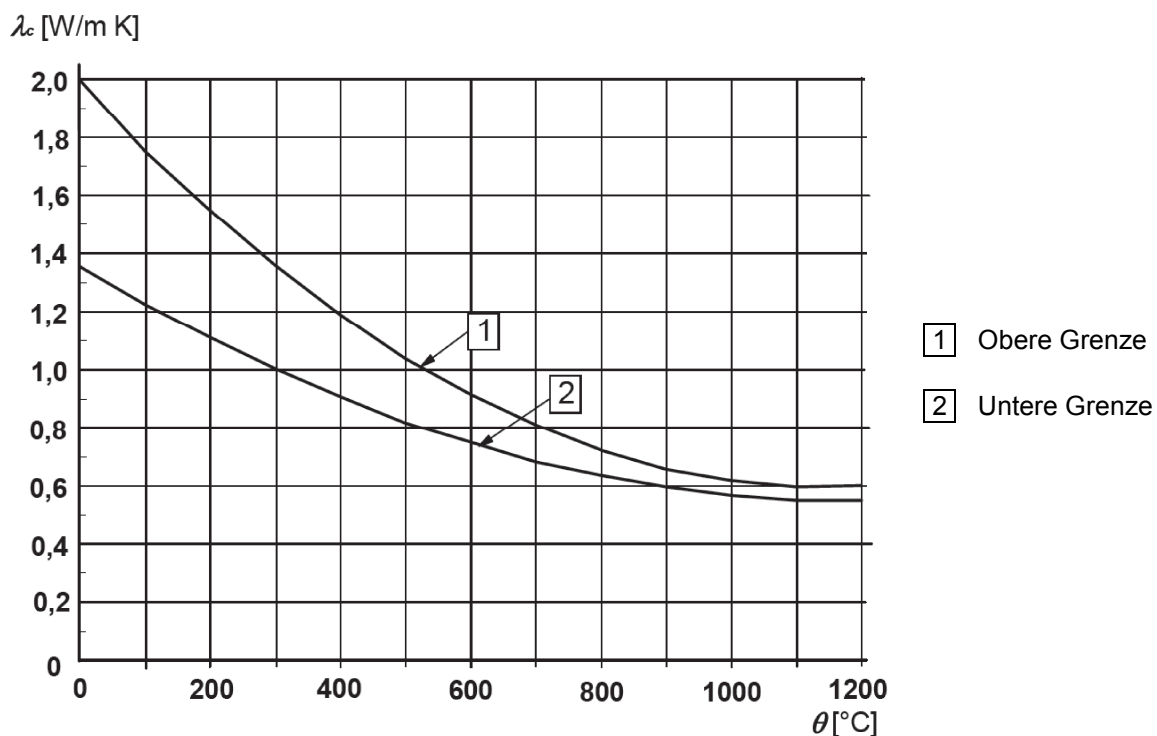


Bild 3.7 — Thermische Leitfähigkeit von Beton

### 3.4 Thermische Verlängerung von Betonstahl und Spannstahl

(1) Die thermischen Dehnungen  $\varepsilon_s(\theta)$  von Stahl darf, ausgehend von der Länge bei  $20^\circ\text{C}$ , wie folgt bestimmt werden:

— Betonstahl:

$$\varepsilon_s(\theta) = -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2$$

für  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C}$

$$\varepsilon_s(\theta) = 11 \times 10^{-3}$$

für  $750^\circ\text{C} < \theta \leq 860^\circ\text{C}$

$$\varepsilon_s(\theta) = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta$$

AC für  $860^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C}$  AC

— Spannstahl:

$$\varepsilon_p(\theta) = -2,016 \times 10^{-4} + 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2$$

für  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1\,200^\circ\text{C}$

Dabei ist

$\theta$  die Stahltemperatur ( $^\circ\text{C}$ ).

(2) Im Bild 3.8 ist die Beziehung zwischen der thermischen Verlängerung und der Temperatur dargestellt.

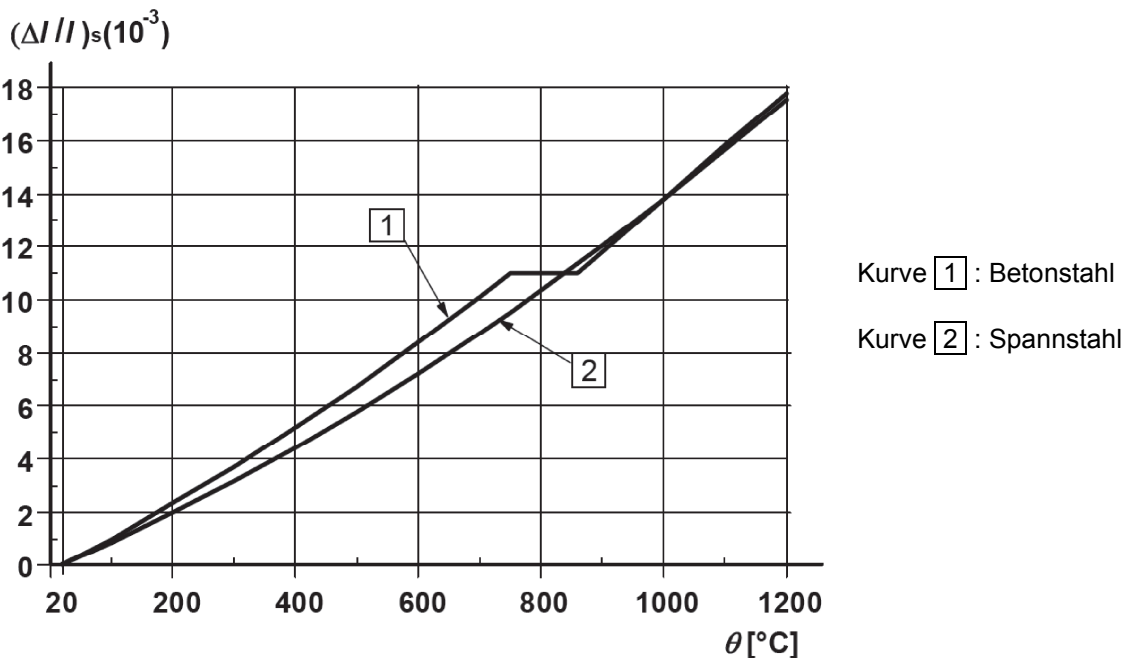


Bild 3.8 — Gesamte thermische Verlängerung von Stahl

## 4 BEMESSUNGSVERFAHREN

### 4.1 Allgemeines

(1)P Die folgenden Bemessungsverfahren sind zulässig, um 2.4.1 (2)P zu erfüllen:

- Ausführung gemäß anerkannten Bemessungsergebnissen (tabellarische Daten), siehe Abschnitt 5;
- vereinfachte Rechenverfahren für bestimmte Bauteile, siehe 4.2;
- allgemeine Rechenverfahren zur Simulation des Brandverhaltens von Bauteilen, Teilen des Tragwerks und des gesamten Tragwerks, siehe 4.3.

ANMERKUNG 1 Sofern Rechenverfahren angewendet werden, sollte das Kriterium Raumabschluss (E) nach 4.6 beachtet werden.

ANMERKUNG 2 Für das Kriterium Wärmedämmung (I) wird die Umgebungstemperatur normalerweise zu 20 °C angenommen.

ANMERKUNG 3 Die Entscheidung, ob allgemeine Rechenverfahren in einem Land anwendbar sind, kann im Nationalen Anhang angegeben sein.

(2)P Abplatzungen müssen durch geeignete Maßnahmen verhindert oder ihr Einfluss auf die Leistungsanforderungen (R und/oder EI) berücksichtigt werden, siehe 4.5.

(3) Bei vorgespannten Bauteilen ohne Verbund muss ein plötzliches Versagen durch übermäßige Verlängerung des Spannstahls infolge Erwärmung vermieden werden.

## 4.2 Vereinfachte Rechenverfahren

### 4.2.1 Allgemeines

(1) Vereinfachte Rechenverfahren können zur Berechnung der Grenztragfähigkeit eines brandbeanspruchten Querschnitts und deren Vergleich mit der maßgebenden Lastkombination verwendet werden, siehe 2.4.2.

ANMERKUNG 1 In Anhang B sind zwei alternative Bemessungsmethoden zur Berechnung der Tragfähigkeit bei Biegung und Längskraft enthalten: B.1 „500 °C Isothermen Methode“ und B.2 „Zonen Methode“. Beide Methoden können Verformungseinflüsse infolge Theorie II. Ordnung berücksichtigen und sind für Bauteile unter Normbrandbeanspruchung anwendbar, Methode B.1 kann außerdem in Verbindung mit parameterabhängiger Brandbeanspruchung angewendet werden. Methode B.2 wird für kleine Querschnitte AC gestrichener Text AC empfohlen.

ANMERKUNG 2 In Anhang C ist eine „Zonen Methode“ zur Berechnung von Stützen mit großem Verformungseinfluss infolge Theorie II. Ordnung enthalten.

(2) Hinsichtlich Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung siehe 4.4.

ANMERKUNG Anhang D enthält ein vereinfachtes Rechenverfahren für Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung.

(3) Für die Bemessung im Brandfall von Balken und Platten mit überwiegend gleichmäßig verteilter Belastung können vereinfachte Rechenverfahren angewendet werden, sofern die Bemessung für Normaltemperatur mit linear-elastischen Berechnungsverfahren durchgeführt wurde.

ANMERKUNG Anhang E enthält ein vereinfachtes Rechenverfahren für die Bemessung von Balken und Platten.

### 4.2.2 Temperaturprofile

(1) Temperaturen in einem brandbeanspruchten Betontragwerk können durch Versuche oder durch Berechnung ermittelt werden.

ANMERKUNG Die im Anhang A enthaltenen Temperaturprofile sind für die Ermittlung der Temperaturen in Querschnitten aus Beton mit überwiegend quarzhaltigem Zuschlag und bei Normbrandbeanspruchung bis zum Erreichen der maximalen Heißgastemperatur verwendbar.

### 4.2.3 Verkleinerter Querschnitt

(1) Die vereinfachten Rechenverfahren verwenden einen verkleinerten Querschnitt.

ANMERKUNG In Anhang B sind zwei Rechenverfahren enthalten, die mit einem reduzierten Querschnitt arbeiten.

Das Rechenverfahren im Anhang B.1 geht von der Annahme aus, dass der Beton mit Temperaturen größer 500 °C in der Berechnung der Tragfähigkeit vernachlässigt wird, während der Beton mit Temperaturen unter 500 °C die Festigkeit für

Normaltemperatur behält. Dieses Rechenverfahren kann für schlaff bewehrte und vorgespannte Betonquerschnitte mit Längskraft, Biegemoment und Kombinationen von beiden verwendet werden.

**[AC]** Rechenverfahren im Anhang B.2 basiert auf dem Prinzip, dass der Querschnitt durch Vernachlässigung einer nicht mehr tragfähigen Zone an den brandbeanspruchten Oberflächen verkleinert wird. **[AC]** Die Berechnung muss nach bestimmten Rechenanweisungen ausgeführt werden. Das Rechenverfahren kann für schlaff bewehrte und vorgespannte Betonquerschnitte mit Längskraft, Biegemoment und Kombinationen von beiden verwendet werden.

## 4.2.4 Verminderung der Festigkeit

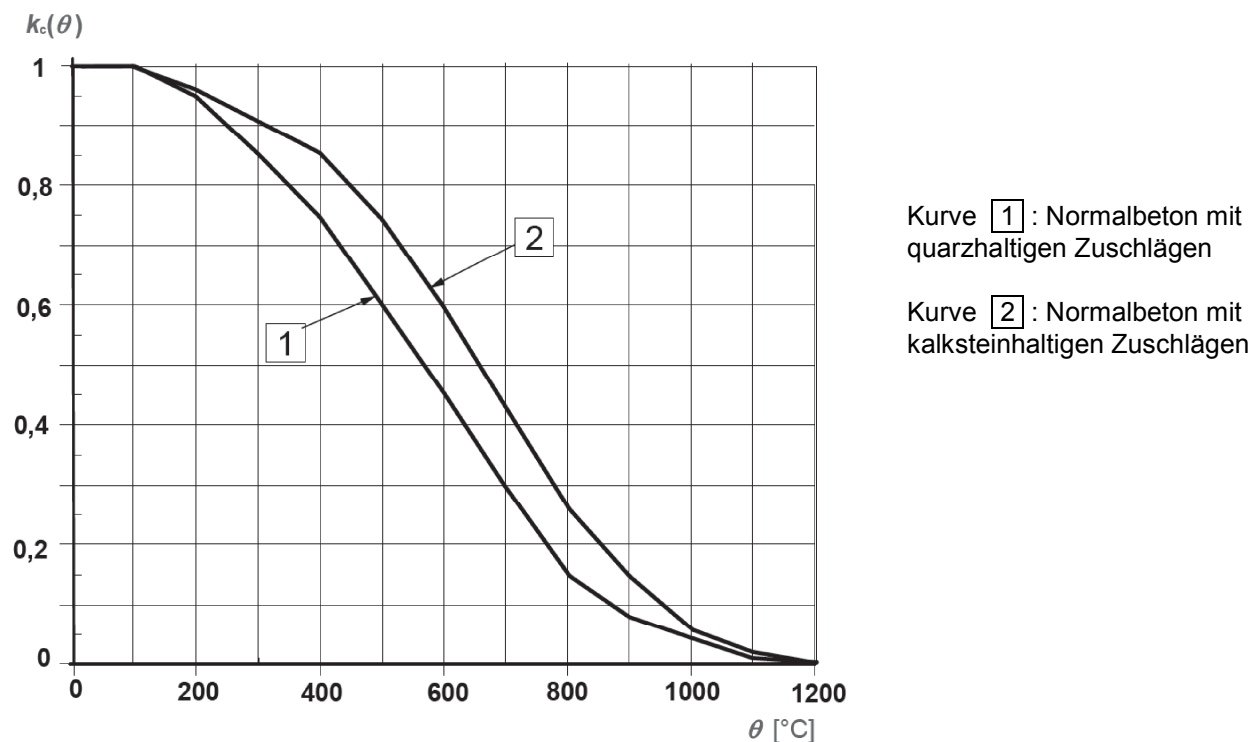
### 4.2.4.1 Allgemeines

(1) In diesem Abschnitt werden Werte für die Verminderung der charakteristischen Druckfestigkeit von Beton und der charakteristischen Festigkeit von Betonstahl und Spannstahl gegeben. Sie können zusammen mit den vereinfachten Rechenverfahren von 4.2.3 angewendet werden.

(2) Die Werte für die Festigkeitsverminderung in 4.2.4.2 und 4.2.4.3 sollten nur für Erwärmungsgeschwindigkeiten verwendet werden, die mit denen bei Normbrandbeanspruchung bis zum Zeitpunkt der maximalen Heißgastemperatur vergleichbar sind.

(3) Alternative Formulierungen für die Materialgesetze können verwendet werden, sofern sie im Bereich entsprechender Versuchserfahrung liegen.

### 4.2.4.2 Beton



**Bild 4.1 — Beiwert  $k_c(\theta)$  zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Druckfestigkeit ( $f_{ck}$ ) von Beton**

(1) Die von der Temperatur  $\theta$  abhängige Verminderung der charakteristischen Druckfestigkeit von Beton kann aus Tabelle 3.1, Spalte 2 für quarzhaltige Zuschläge und Spalte 5 für kalksteinhaltige Zuschläge entnommen werden (siehe Bild 4.1).

#### 4.2.4.3 Stahl

Der von der Temperatur  $\theta$  abhängige Beiwert  $k_s(\theta)$  zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Festigkeit von Betonstahl ist in Tabelle 3.2a angegeben. Für Zugbewehrung in Balken und Platten mit  $\varepsilon_{s,fi} \geq 2 \%$  kann der Beiwert  $k_s(\theta)$  zur Berücksichtigung des Abfalls der Zugfestigkeit von Betonstahl Klasse N aus Tabelle 3.2a, Spalte 2 für warmgewalzten und Spalte 3 für kaltverformten Betonstahl entnommen werden (siehe Bild 4.2a, Kurven 1 und 2). Der Beiwert  $k_s(\theta)$  zur Berücksichtigung des Abfalls der Festigkeit für Betonstahl Klasse X kann aus Tabelle 3.2b für warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl entnommen werden (siehe Bild 4.2b, Kurve 1).

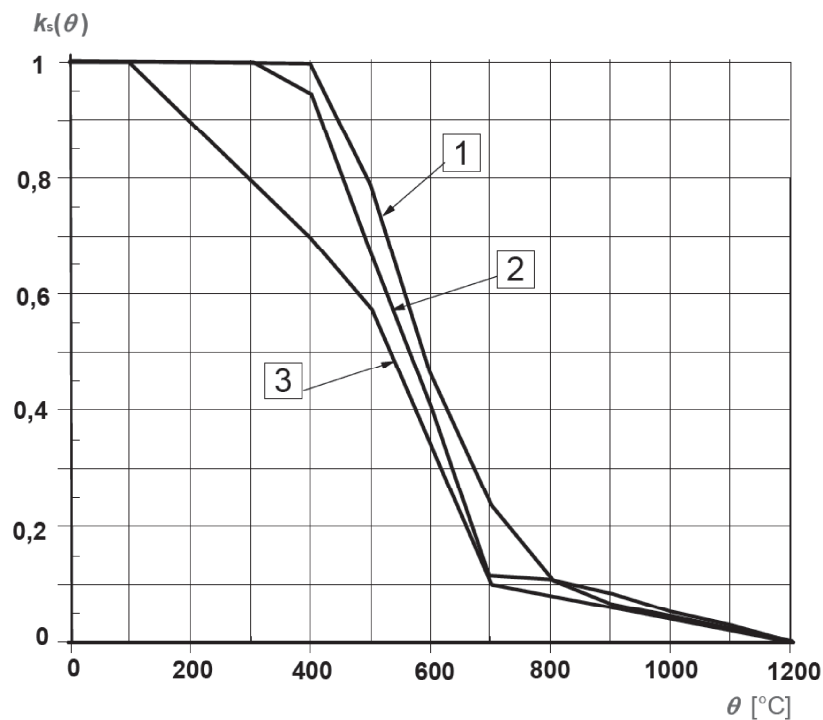
Für Druckbewehrung in Stützen und Druckzonen von Balken und Platten sollte der Beiwert  $k_s(\theta)$  zur Berücksichtigung des Abfalls der Festigkeit bei 0,2 % bleibender Dehnung für Betonstahl Klasse N mit den folgenden Werten vorgenommen werden. Dies gilt auch für eine Zugbewehrung mit  $\varepsilon_{s,fi} < 2 \%$  bei Anwendung der vereinfachten Rechenverfahren für Querschnitte (siehe Bild 4.2a, Kurve 3):

$k_s(\theta) = 1,0$	für $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,7 - 0,3 (\theta - 400)/300$	für $100^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,57 - 0,13 (\theta - 500)/100$	für $400^\circ\text{C} < \theta \leq 500^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,1 - 0,47 (\theta - 700)/200$	für $500^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,1 (1\,200 - \theta)/500$	für $700^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C}$

In gleicher Weise kann der Beiwert  $k_s(\theta)$  zur Berücksichtigung des Abfalls der Festigkeit bei 0,2 % bleibender Dehnung für Betonstahl Klasse X mit den folgenden Werten angenommen werden. Diese Verminderung der Festigkeit gilt auch für eine Zugbewehrung mit  $\varepsilon_{s,fi} < 2 \%$  (siehe Bild 4.2b, Kurve 2):

$k_s(\theta) = 1,0$	für $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,8 - 0,2 (\theta - 400)/300$	für $100^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,6 - 0,2 (\theta - 500)/100$	für $400^\circ\text{C} < \theta \leq 500^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,33 - 0,27 (\theta - 600)/100$	für $500^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,15 - 0,18 (\theta - 700)/100$	für $600^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,08 - 0,07 (\theta - 800)/100$	für $700^\circ\text{C} < \theta \leq 800^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,05 - 0,03 (\theta - 900)/100$	für $800^\circ\text{C} < \theta \leq 900^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,04 - 0,01 (\theta - 1\,000)/100$	für $900^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,000^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,04 (1\,200 - \theta)/200$	für $1\,000^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C}$

(2) Der von der Temperatur  $\theta$  abhängige Beiwert  $k_s(\theta)$  zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Festigkeit von Spannstahl sollte 3.2.4 (2) entsprechen. Werte dürfen aus Tabelle 3.3, Spalte 2a oder 2b für kaltverformten Spannstahl, und Spalte 3 für vergüteten Spannstahl (abgeschreckt und angelassen) entnommen werden (siehe Bild 4.3).

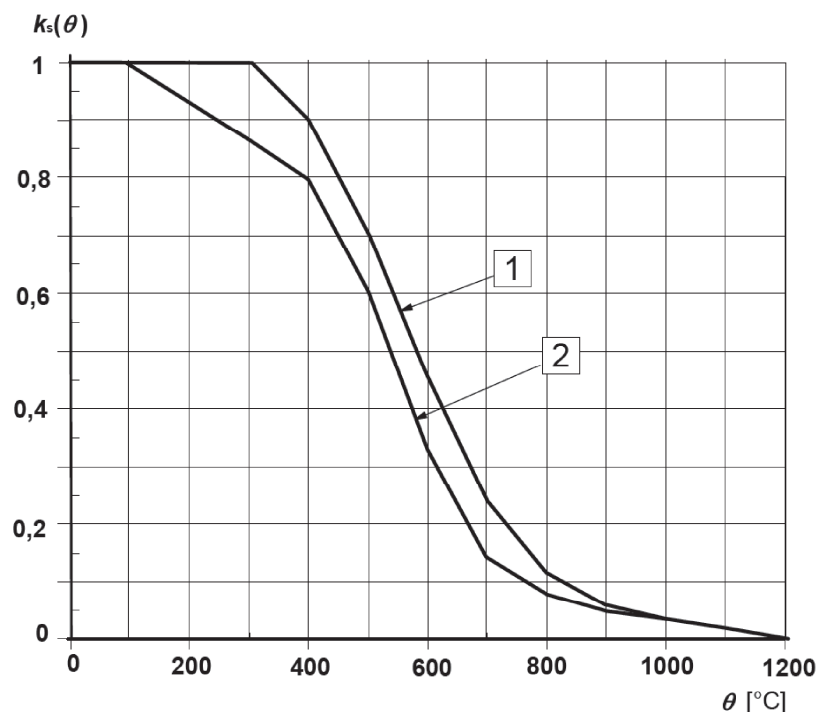


Kurve **1** : Zugbewehrung  
(warmgewalzt ) mit  $\varepsilon_{s,fi} \geq 2 \%$

Kurve **2** : Zugbewehrung  
(kaltverformt) mit  $\varepsilon_{s,fi} \geq 2 \%$

Kurve **3** : Druckbewehrung und  
Zugbewehrung mit  $\varepsilon_{s,fi} < 2 \%$

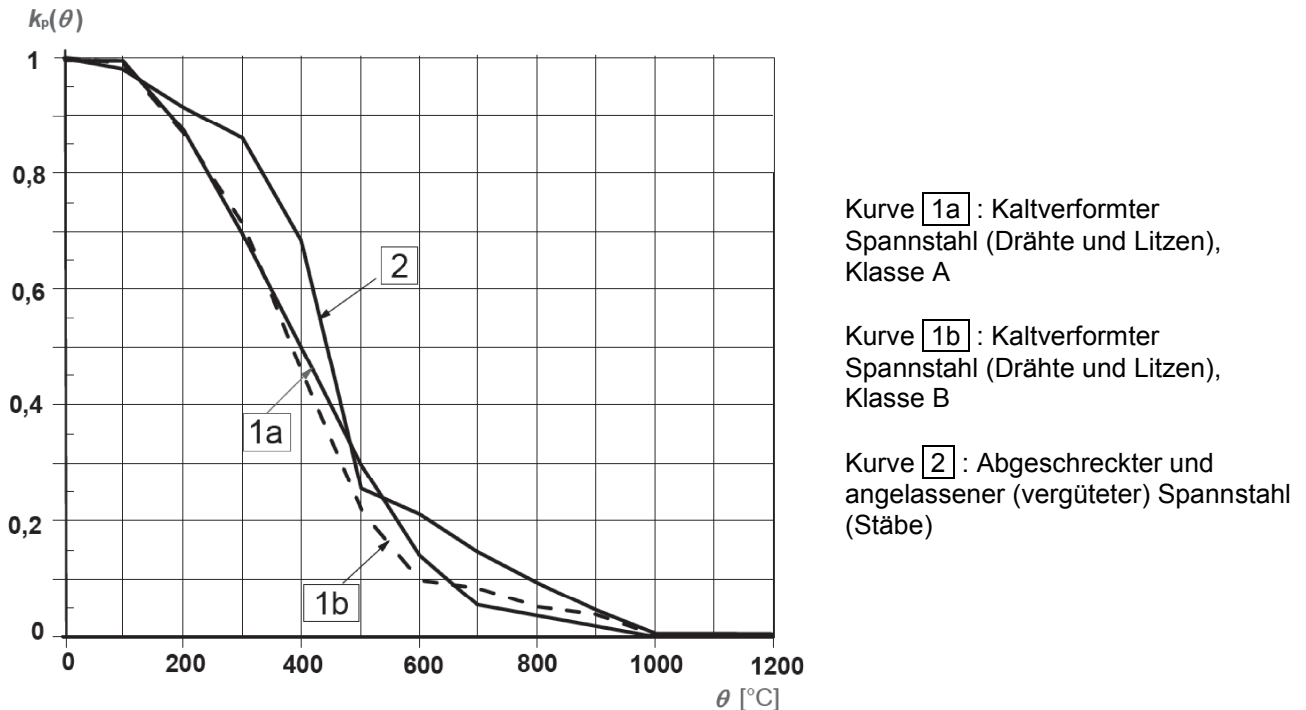
**Bild 4.2a —** Beiwert  $k_s(\theta)$  zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Festigkeit ( $f_{yk}$ ) von Zug- und Druckbewehrung (Klasse N)



Kurve **1** : Zugbewehrung  
(warmgewalzt und kaltverformt) mit  
 $\varepsilon_{s,fi} \geq 2 \%$

Kurve **2** : Druckbewehrung und  
Zugbewehrung (warmgewalzt und  
kaltverformt) mit  $\varepsilon_{s,fi} < 2 \%$

**Bild 4.2b —** Beiwert  $k_s(\theta)$  zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Festigkeit ( $f_{yk}$ ) von Zug- und Druckbewehrung (Klasse X)



**Bild 4.3 — Beiwert  $k_p(\theta)$  zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Festigkeit ( $\beta \cdot f_{pk}$ ) von Spannstahl**

## 4.3 Allgemeine Rechenverfahren

### 4.3.1 Allgemeines

(1)P Allgemeine Rechenverfahren müssen eine wirklichkeitsnahe Berechnung brandbeanspruchter Tragwerke ermöglichen. Sie müssen grundlegend auf dem physikalischen Verhalten aufbauen und zu einer zuverlässigen Abschätzung des erwarteten Brandverhaltens der maßgebenden Teiltragwerke führen.

(2)P Eine mögliche, jedoch durch das allgemeine Rechenverfahren nicht abgedeckte Versagensart (z. B. unzureichende Rotationskapazität, Abplatzungen, lokales Ausknicken der Druckbewehrung, Schub- und Verbundversagen, Verankerungsbruch) muss durch eine geeignete Maßnahme ausgeschlossen werden.

(3) Allgemeine Rechenverfahren können besondere Rechenmodelle enthalten zur Bestimmung:

- der Temperaturentwicklung und -verteilung in Bauteilen (thermische Analyse);
- des mechanischen Verhaltens des Tragwerks oder eines Teiltragwerks (mechanische Analyse).

(4) Allgemeine Rechenverfahren könne in Verbindung mit beliebigen Brandraumtemperatur-Zeitkurven verwendet werden unter der Voraussetzung, dass die Materialeigenschaften für den maßgebenden Temperaturbereich und die Rate der Temperaturerhöhung bekannt sind.

(5) Allgemeine Rechenverfahren können für jede Querschnittsart angewendet werden.

### 4.3.2 Thermische Analyse

(1)P Allgemeine Rechenverfahren für die thermische Analyse müssen auf den anerkannten Prinzipien und Voraussetzungen der Theorie der Wärmeübertragung aufbauen.

(2)P Das Modell der thermischen Analyse muss berücksichtigen:

a) die thermischen Einwirkungen, ermittelt nach EN 1991-1-2;

b) die temperaturabhängigen Materialeigenschaften.

(3) Der Einfluss des Feuchtegehalts sowie der Feuchtwanderungen im Beton oder gegebenenfalls in den Schutzschichten darf auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden.

(4) Die Temperaturprofile in einem Stahlbetonbauteil dürfen ohne Berücksichtigung der Bewehrung ermittelt werden.

(5) Die Auswirkungen einer ungleichmäßigen Temperaturbeanspruchung und die Wärmeübertragung auf anschließende Bauteile dürfen berücksichtigt werden.

#### **4.3.3 Mechanische Analyse**

(1)P Die allgemeinen Rechenverfahren für die mechanische Analyse müssen auf den anerkannten Prinzipien und Voraussetzungen der Theorie der Tragwerksmechanik aufbauen. Dabei sind die temperaturabhängigen Veränderungen der mechanischen Materialeigenschaften zu berücksichtigen.

(2)P Die Auswirkungen thermisch bedingter Dehnungen und Spannungen infolge von Temperaturanstieg und Temperaturunterschiede müssen berücksichtigt werden.

(3)P Die mit den Rechenverfahren sich ergebenden Verformungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen begrenzt werden, um sicherzustellen, dass die Verformungen aller Teile miteinander verträglich sind.

(4)P Gegebenenfalls muss die Analyse auch nichtlineare geometrische Auswirkungen berücksichtigen.

(5) Die Gesamtdehnung  $\varepsilon$  darf angenommen werden zu:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{creep} + \varepsilon_{tr} \quad (4.15)$$

Dabei ist

$\varepsilon_{th}$  die thermische Dehnung;

$\varepsilon_{\sigma}$  die spannungsabhängige Dehnung;

$\varepsilon_{creep}$  die Kriechdehnung;

$\varepsilon_{tr}$  die Kurzzeitdehnung.

(6) Die Tragfähigkeit brandbeanspruchter Einzelbauteile, Teiltragwerke oder ganzer Tragwerke kann mit Methoden der Plastizitätstheorie nachgewiesen werden (siehe EN 1992-1-1, Abschnitt 5).

(7) Die plastische Rotationsfähigkeit von Stahlbetonquerschnitten sollte unter Beachtung der erhöhten Grenzdehnungen  $\varepsilon_{cu}$  und  $\varepsilon_{su}$  im Brandfall abgeschätzt werden.  $\varepsilon_{cu}$  wird auch durch die vorgesehene Umgrenzungsbewehrung beeinflusst.

(8) Die Druckzone eines Querschnitts sollte besonders dann, wenn sie unmittelbar vom Brand beansprucht ist (z. B. wie bei negativen Momenten von Durchlaufbalken), vor allem in Hinblick auf ein Abplatzen oder Abfallen der Betondeckung überprüft und bemessen werden.

(9) Bei der Berechnung von Einzelbauteilen oder Teiltragwerken sollten die Randbedingungen überprüft und konstruktiv erfasst werden mit dem Ziel, ein Versagen aufgrund eines Verlustes der Bauteilabstützung zu verhindern.



#### 4.3.4 Gültigkeit allgemeiner Rechenverfahren

- (1)P Der Nachweis über die Genauigkeit des Berechnungsmodells muss auf der Basis von Versuchsergebnissen geführt werden.
- (2) Rechenergebnisse können Temperaturen, Verformungen und Feuerwiderstandsdauern sein.
- (3)P Die kritischen Parameter müssen mit Hilfe einer Verträglichkeitsanalyse untersucht werden.
- (4) Kritische Parameter können beispielsweise die Knicklänge, die Form der Elemente und das Lastniveau sein.

#### 4.4 Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung

- (1) Sofern die Mindestabmessungen aus den Tabellen verwendet werden, brauchen keine weiteren Untersuchungen hinsichtlich Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung durchgeführt zu werden.
- (2) Berechnungsmethoden für Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung dürfen verwendet werden, wenn sie durch Informationen aus Brandversuche unterstützt werden.

ANMERKUNG Anhang D enthält ein vereinfachtes Rechenverfahren für Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung.

#### 4.5 Betonabplatzungen

##### 4.5.1 Explosive Betonabplatzungen

- (1)P Explosive Betonabplatzungen müssen vermieden bzw. ihr Einfluss auf die Leistungsanforderungen (R und/oder EI) muss berücksichtigt werden.
- (2) Explosive Betonabplatzungen sind unwahrscheinlich, wenn der Feuchtigkeitsgehalt des Betons weniger als  $k$  Gew.-% beträgt. Bei über  $k$  Gew.-% des Betons sollte eine genauere Beurteilung des Zuschlagstyps, der Durchlässigkeit und der Erwärmungsgeschwindigkeit in Betracht gezogen werden.

ANMERKUNG Der Wert  $k$ , der in einem bestimmten Land angewendet wird, ist in dessen Nationalem Anhang angegeben. Der empfohlene Wert ist 3.

- (3) Für Bauteile der Beanspruchungsklassen X0 und XC1 (siehe EN 1992-1-1) kann angenommen werden, dass der Feuchtigkeitsgehalt weniger als  $k$  Gew.-% beträgt, wobei  $2,5 \leq k \leq 3,0$ .
- (4) Wenn Tabellen verwendet werden, ist für normalfesten Beton keine weitere Überprüfung notwendig. 4.5.2 (2) ist anzuwenden, wenn der Achsenabstand  $a$  mindestens 70 mm beträgt.

(5) Bei Trägern, Platten und zugbeanspruchten Bauteilen kann, wenn der Feuchtigkeitsgehalt mehr als  $k$  Gew.-% beträgt, der Einfluss explosiver Abplatzungen auf die Tragfähigkeit  $R$  geschätzt werden, indem man den lokalen Verlust der Betondeckung zu einem Bewehrungsstab oder Bewehrungsbündel im Querschnitt annimmt und dann die *reduzierte* Tragfähigkeit des Abschnitts überprüft. Für die Überprüfung kann die Temperatur der Bewehrungsstäbe aus nicht abgeplatzten Bereichen angenommen werden. Diese Überprüfung ist nicht erforderlich für tragende Bauteile, bei denen das Verhalten hinsichtlich explosiver Abplatzungen durch Versuche überprüft oder ein zusätzlicher Schutz angebracht und durch Versuche überprüft wurde.

ANMERKUNG Wenn die Anzahl der Stäbe groß genug ist, kann angenommen werden, dass eine akzeptable Umverteilung der Belastung ohne Tragfähigkeitsverlust ( $R$ ) möglich ist. Dies betrifft:

- Platten mit gleichmäßig verteilten Stäben,
- Träger, die breiter als 400 mm sind und die mehr als 8 Stäbe im Zugbereich enthalten.

#### 4.5.2 Abfallen von Betonschichten

(1)P Das Abfallen von Betonschichten im letzten Stadium der Brandbeanspruchung muss vermieden oder hinsichtlich der Leistungsanforderungen (R und/oder EI) berücksichtigt werden.

(2) Falls der Achsenabstand der Bewehrung 70 mm oder mehr beträgt und keine Versuche durchgeführt worden sind, um nachzuweisen, dass ein Abfallen von Betonschichten nicht stattfindet, sollte eine Oberflächenbewehrung eingebaut werden. Die Oberflächenbewehrung sollte eine Maschengröße haben, die nicht größer als 100 mm und einen Durchmesser, der nicht kleiner als 4 mm ist.

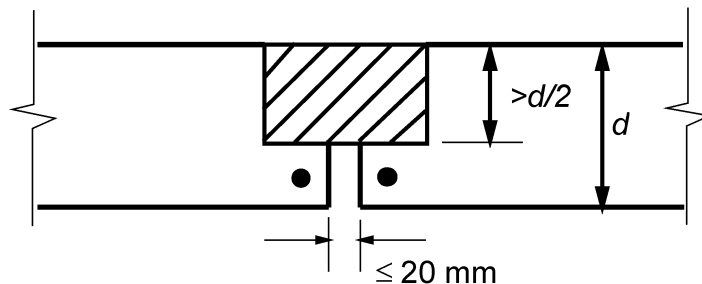
#### 4.6 Fugen

(1)P Der Entwurf von Fugen muss auf einer umfassenden Beurteilung des Tragverhaltens im Brandfall basieren.

(2)P Fugen müssen so konstruiert sein, dass sie mit den R- und EI-Kriterien, die für die verbundenen tragenden Bauteile gelten, übereinstimmen und eine ausreichende Tragfähigkeit der gesamten Konstruktion gewährleisten.

(3) Fugekomponenten aus Baustahl sollten hinsichtlich des Feuerwiderstands in Übereinstimmung mit EN 1993-1-2 entworfen werden.

(4) In Bezug auf das I-Kriterium sollte der Fugenspalt 20 mm nicht überschreiten und nicht tiefer als die Hälfte der minimalen Dicke  $d$  (s. 5) des trennenden Bauteils sein, s. Bild 4.4.



ANMERKUNG Stäbe in den Eckenbereichen der Fuge brauchen nicht nach Tabellenangaben bemessen zu werden.

**Bild 4.4 — Breite des Fugenspalts**

Der Feuerwiderstand von Fugen mit größerer Tiefe und – falls erforderlich – mit zusätzlichem Fugenfüllstoff sollte durch angemessene Brandversuche nachgewiesen werden.

#### 4.7 Schutzschichten

(1) Der erforderliche Feuerwiderstand kann auch durch Schutzschichten erreicht werden.

(2) Die Eigenschaften und das Verhalten des Materials der Schutzschichten sollten durch angemessene Versuche beurteilt werden.

## 5 Tabellarische Daten

### 5.1 Anwendungsbereich

(1) Dieser Abschnitt enthält anerkannte Bemessungsergebnisse für die Normbrandbeanspruchung bis 240 Minuten (siehe 4.1). Die Regeln gelten für Bauteilberechnungen nach 2.4.2.

ANMERKUNG Die Tabellen wurden aus Versuchsergebnissen entwickelt und durch Erfahrungswerte und theoretische Versuchsauswertungen bestätigt. Deshalb stellen die Tabellenwerte eine weitgehend konservative Annahme für die Mehrzahl der üblichen Bauteile dar und gelten für den gesamten Bereich der thermischen Leitfähigkeit in 3.3. Für einige besondere Betonprodukte sind spezielle tabellarische Daten in den Produktnormen zu finden oder sie können mit Hilfe der Berechnungsmethoden aus 4.2, 4.3 und 4.4 entwickelt werden.

(2) Die Tabellenwerte gelten für Normalbeton (2 000 bis 2 600 kg/m<sup>3</sup>, siehe EN 206-1) mit quarzhaltigen Zuschlägen.

Werden in Balken oder Platten kalksteinhaltige Zuschläge verwendet, darf die Mindestabmessung des Querschnitts um 10 % verkleinert werden.

(3) Bei Anwendung der Tabellenwerte brauchen keine weiteren Überprüfungen hinsichtlich Schub- und Torsionstragfähigkeit und Verankerung der Bewehrung (siehe 4.4) durchgeführt zu werden.

(4) Bei Anwendung der Tabellenwerte braucht mit Ausnahme der Oberflächenbewehrung (siehe 4.5.1 (4)) keine weitere Überprüfung hinsichtlich des Abplatzens durchgeführt werden.

### 5.2 Allgemeine Bemessungsregeln

(1) Anforderungen hinsichtlich Raumabschluss (Kriterien E und I (siehe 2.1.2)) dürfen als erfüllt angesehen werden, wenn die Mindestdicke von Wänden oder Platten mit den Angaben in Tabelle 5.3 übereinstimmen. Hinsichtlich Fugen wird auf 4.6 verwiesen.

(2) Hinsichtlich der Tragfähigkeit (Kriterium R) sind in den Tabellen die Mindestforderungen bezüglich Querschnittsgröße und Achsabstand der Bewehrung derart festgelegt, dass gilt:

$$E_{d,fi}/R_{d,fi} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

Dabei ist

$E_{d,fi}$  Bemessungswert der Schnittgrößen beim Brand;

$R_{d,fi}$  Bemessungswert der Tragfähigkeit (Widerstand) beim Brand.

(3) Die Tabellenwerte in diesem Abschnitt gelten für einen Reduktionsfaktor  $\eta_{fi} = 0,7$ , sofern nichts anderes angegeben ist.

ANMERKUNG Wenn die Teilsicherheitsbeiwerte in den Nationalen Anhängen von EN 1990 von den Werten in 2.4.2 abweichen, kann der oben genannte Wert  $\eta_{fi} = 0,7$  nicht gültig sein. In solchen Fällen kann der Wert von  $\eta_{fi}$  im Nationalen Anhang des Landes festgelegt sein.

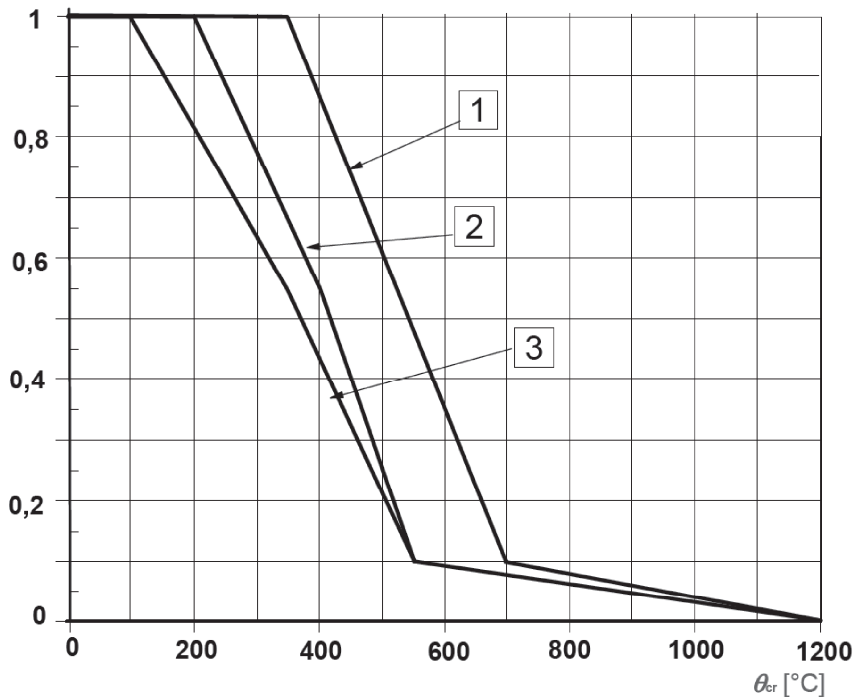
(4) Um den notwendigen Achsabstand der Bewehrung in der Zugzone von statisch bestimmt gelagerten Balken und Platten sicherzustellen, sind die Werte in den Tabellen 5.5, 5.6 und 5.8, Spalte 3 (einachsig gespannt) für die kritische Stahltemperatur von  $\theta_{cr} = 500$  °C festgelegt. Diese Annahme entspricht näherungsweise den Festlegungen  $E_{d,fi} = 0,7E_d$  und  $\gamma_s = 1,15$  (Stahlspannung  $\sigma_{s,fi}/f_{yk} = 0,60$ , siehe Gleichung (5.2)), wobei  $E_d$  der Bemessungswert der Schnittgrößen nach EN 1992-1-1 ist.

(5) Bei Spanngliedern wird als kritische Temperatur für Stäbe 400 °C und für Drähte und Litzen 350 °C angenommen. Diese Annahme entspricht näherungsweise den Festlegungen  $E_{d,fi} = 0,7 E_d$ ,  $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$  und  $\gamma_s = 1,15$  (Stahlspannung  $\sigma_{s,fi}/f_{p0,1k} = 0,55$ ). Wird kein besonderer Nachweis nach Absatz (7) geführt, muss der erforderliche Achsabstand in vorgespannten Zuggliedern, Balken und Platten vergrößert werden um

- 10 mm für Spannstäbe, entsprechend  $\theta_{cr} = 400 \text{ °C}$ ;
- 15 mm für Spanndrähte und Litzen, entsprechend  $\theta_{cr} = 350 \text{ °C}$ .

(6) Im Bild 5.1 sind Bemessungskurven über die Verringerung der charakteristischen Festigkeit von Betonstahl und Spannstahl in Abhängigkeit von der Temperatur  $\theta$  dargestellt. Sie werden in Verbindung mit den Tabellen dieses Abschnitts angewendet.

$k_s(\theta_{cr}), k_p(\theta_{cr})$



Kurve **1** : Betonstahl

Kurve **2** : Spannstahl (Stäbe: EN 10138- 4)

Kurve **3** : Spannstahl (Drähte und Litzen EN 10138-2 und -3)

**Bild 5.1 — Bemessungskurven für die kritische Temperatur von Betonstahl und Spannstahl  $\theta_{cr}$  als Funktion des Beiwerts  $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20 \text{ °C})$  oder  $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20 \text{ °C})$**

Diese Kurven werden wie folgt beschrieben

i) Betonstahl (warmgewalzt und kaltverformt: EN 10080-1)

$k_s(\theta) = 1,0$	für $20 \text{ °C} \leq \theta \leq 350 \text{ °C}$
$k_s(\theta) = 1,0 - 0,4 \cdot (\theta - 350)/150$	für $350 \text{ °C} < \theta \leq 500 \text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,61 - 0,5 \cdot (\theta - 500)/200$	für $500 \text{ °C} < \theta \leq 700 \text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 700)/500$	für $700 \text{ °C} < \theta \leq 1\,200 \text{ °C}$

ii) Spannstahl (Stäbe: EN 10138-4)

$k_p(\theta) = 1,0$	für $20 \text{ °C} \leq \theta \leq 200 \text{ °C}$
$k_p(\theta) = 1,0 - 0,45 \cdot (\theta - 200)/200$	für $200 \text{ °C} < \theta \leq 400 \text{ °C}$
$k_p(\theta) = 0,55 - 0,45 \cdot (\theta - 400)/150$	für $400 \text{ °C} < \theta \leq 550 \text{ °C}$
$k_p(\theta) = 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 550)/650$	für $550 \text{ °C} < \theta \leq 1\,200 \text{ °C}$

iii) Spannstahl (Drähte und Litzen: EN 10138-2 und -3)

$$\begin{aligned} k_p(\theta) &= 1,0 && \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \\ k_p(\theta) &= 1,0 - 0,45 \cdot (\theta - 100)/250 && \text{für } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 350^\circ\text{C} \\ k_p(\theta) &= 0,55 - 0,45 \cdot (\theta - 350)/200 && \text{für } 350^\circ\text{C} < \theta \leq 550^\circ\text{C} \\ k_p(\theta) &= 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 550)/650 && \text{für } 550^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

(7) Bei Zuggliedern und statisch bestimmt gelagerten Biegebauteilen (ausgenommen solche mit Spanngliedern ohne Verbund), bei denen die kritische Temperatur nicht 500 °C beträgt, darf der Achsabstand aus den Tabellen 5.5, 5.6 und 5.9 wie folgt verändert werden:

a) Bestimmung der Stahlspannung  $\sigma_{s,fi}$  für die Einwirkungen beim Brand ( $E_{d,fi}$ ) nach Gleichung (5.2).

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \times \frac{f_{yk}(20^\circ\text{C})}{\gamma_s} \times \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \quad (5.2)$$

Dabei ist

- $\gamma_s$  der Teilsicherheitsbeiwert für die Bewehrung (siehe EN 1992-1-1, Abschnitt 2);
- $A_{s,req}$  die erforderliche Bewehrungsfläche für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EN 1992-1-1;
- $A_{s,prov}$  die vorhandene Bewehrungsfläche;
- $E_{d,fi}/E_d$  das Verhältnis der Einwirkungen ermittelt nach 2.4.2.

- b) Bestimmung der kritischen Temperatur  $\theta_{cr}$  der Bewehrung mit dem Reduktionsfaktor  $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^\circ\text{C})$  für Betonstahl nach Bild 5.1 (Bemessungskurve 1) oder  $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20^\circ\text{C})$  für Spannstahl nach Bild 5.1 (Bemessungskurve 2 oder 3).
- c) Anpassung des in den Tabellen angegebenen Mindestachsabstandes an die neue kritische Temperatur  $\theta_{cr}$  durch Anwendung der Näherungsgleichung (5.3), worin  $\Delta a$  die Änderung des Achsabstandes in mm bedeutet:

$$\Delta a = 0,1 (500 - \theta_{cr}) \quad (\text{mm}) \quad (5.3)$$

(8) Die vorstehende Näherung gilt in den Grenzen  $350^\circ\text{C} < \theta_{cr} < 700^\circ\text{C}$  und nur für die Anpassung des Achsabstandes, der in den Tabellen angegeben wird. Für Temperaturen außerhalb der angegebenen Grenzen und für genauere Ergebnisse sollten Temperaturprofile benutzt werden. Für Spannstahl darf Gleichung (5.2) analog angewendet werden.

(9) Für Spannglieder ohne Verbund sollten kritische Temperaturen über 350 °C nur dann verwendet werden, wenn mit Hilfe genauerer Verfahren die Durchbiegung überprüft wird, siehe 4.1 (3).

(10) Bei Zuggliedern oder Balken, bei denen die Bemessung ein  $\theta_{cr}$  unter 400 °C erfordert, sollte die Mindestbreite des Zuggliedes oder der Zugzone des Balkens entsprechend Gleichung (5.4) vergrößert werden.

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8 (400 - \theta_{cr}) \quad (\text{mm}) \quad (5.4)$$

Dabei ist

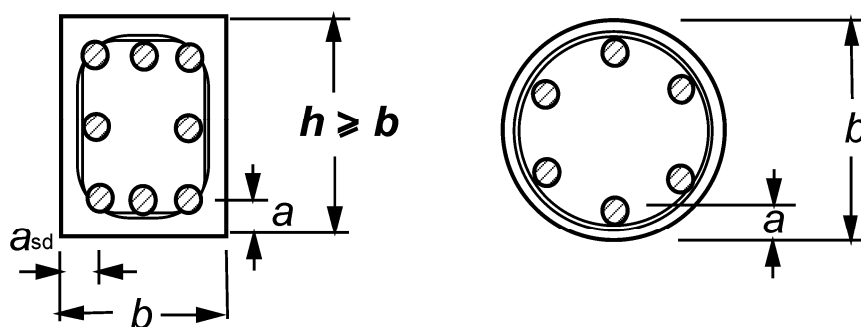
- $b_{min}$  das in den Tabellen für die geforderte Feuerwiderstandsdauer gegebene Mindestmaß  $b$ .

Alternativ zur Vergrößerung der Mindestbreite nach Gleichung (5.4) darf der Achsabstand der Bewehrung so verändert werden, dass die für die vorhandene Spannung erforderliche Temperatur erreicht wird. Dies erfordert ein genaueres Verfahren, so wie im Anhang A beschrieben.

(11) Die in den Tabellen angegebenen Zahlenwerte sind Mindestmaße für die brandschutztechnische Bemessung. Sie gelten zusätzlich zu den Bewehrungsregeln nach EN 1992-1-1. Einige Tabellenwerte für die Achsabstände der Bewehrung sind kleiner als die nach EN 1992-1-1 geforderten Werte; sie sollten nur zu Interpolationszwecken verwendet werden.

(12) Lineare Interpolation zwischen den Tabellenwerten ist zulässig.

(13) In den Tabellen verwendete Symbole sind im Bild 5.2 erklärt.



**Bild 5.2 — Bauteilquerschnitte mit Achsabstand a**

(14) Die Achsabstände  $a$  zu einem Bewehrungsstab, -draht oder einer Bewehrungslitze sind Nennmaße. Toleranzen brauchen nicht zusätzlich berücksichtigt zu werden.

(15) Wenn die Bewehrung in mehreren Lagen wie im Bild 5.3 angeordnet ist und entweder aus Betonstahl mit der charakteristischen Festigkeit  $f_{yk}$  oder Spannstahl mit der charakteristischen Festigkeit  $f_{pk}$  besteht, dann muss der mittlere Achsabstand  $a_m$  nicht kleiner sein als der in den Tabellen angegebene Achsabstand  $a$ . Der mittlere Achsabstand darf nach Gleichung (5.5) bestimmt werden.

$$a_m = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2 + \dots + A_{sn}a_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} = \frac{\sum A_{si}a_i}{\sum A_{si}} \quad (5.5)$$

Dabei ist

$A_{si}$  die Querschnittsfläche des Bewehrungsstabs (Litze, Draht) „i“;

$a_i$  der Achsabstand des Bewehrungsstabs (Litze, Draht) „i“ zur nächsten brandbeanspruchten Bauteiloberfläche.

Besteht die Bewehrung aus Stählen mit unterschiedlichen charakteristischen Festigkeiten, so sollte in Gleichung (5.5)  $A_{si}$  durch  $A_{si} f_{yki}$  (oder  $A_{si} f_{pki}$ ) ersetzt werden.

(16) Sofern Betonstahl und Spannstahl gleichzeitig verwendet werden (z. B. in einem teilweise vorgespannten Bauteil), sollte der Achsabstand für den Betonstahl und für den Spannstahl getrennt ermittelt werden.

ANMERKUNG Es wird die Anwendung von Temperaturprofilen und vereinfachten Rechenverfahren empfohlen.

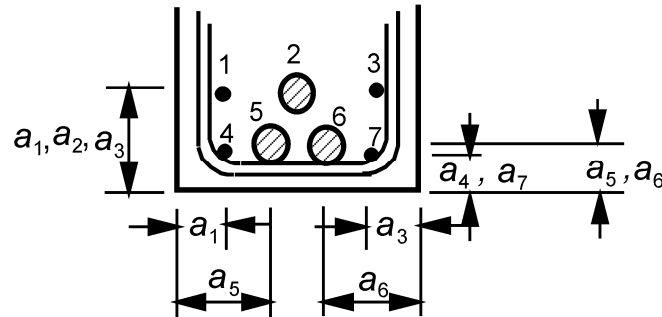


Bild 5.3 — Maße zur Berechnung des mittleren Achsabstandes  $a_m$

(17) Der Mindestachsabstand jedes einzelnen Stabes darf nicht kleiner sein als derjenige für R 30 bei einlagiger Bewehrung oder nicht kleiner sein als der halbe mittlere Achsabstand bei mehrlagiger Bewehrung (siehe Gleichung (5.5)).

## 5.3 Stützen

### 5.3.1 Allgemeines

(1) Zwei Methoden, Methode A und Methode B, werden angeboten.

ANMERKUNG  $\boxed{\text{AC}}$  Methode A und Methode B gelten für Stützen in ausgesteiften Bauwerken. Berechnungsverfahren für Stützen in nicht ausgesteiften Bauwerken  $\boxed{\text{AC}}$  können im Nationalen Anhang eines Landes aufgeführt sein.

### 5.3.2 Methode A

(1) Der Feuerwiderstand von überwiegend auf Druck beanspruchten schlaff bewehrten und vorgespannten Betonstützen  $\boxed{\text{AC}}$  *gestrichener Text*  $\boxed{\text{AC}}$  kann als ausreichend angesehen werden, wenn die Werte in Tabelle 5.2a zusammen mit den folgenden Regeln eingehalten werden.

(2) Die Werte in Tabelle 5.2a für die Mindestabmessung der Stütze  $b_{\min}$  und den Achsabstand der Längsbewehrung  $a$  gelten nur für

- die Ersatzlänge der Stütze (Definition siehe EN 1992-1-1, Abschnitt 5) im Brandfall  $l_{0,\text{fi}} \leq 3 \text{ m}$ ;
- die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung  $\boxed{\text{AC}}$  im Brandfall  $e = M_{0,\text{Ed,fi}} / N_{\text{Ed,fi}} \leq e_{\max} \boxed{\text{AC}}$ ;
- die Bewehrung  $A_s < 0,04 A_c$ .

ANMERKUNG 1 Der Wert von  $e_{\max}$ , in den Grenzen  $0,15h$  (oder  $b$ )  $\leq e_{\max} \leq 0,4h$  (oder  $b$ ), der in einem bestimmten Land angewendet wird, ist in dessen Nationalem Anhang angegeben. Der empfohlene Wert ist  $0,15h$  (oder  $b$ ).

ANMERKUNG 2  $\boxed{\text{AC}}$  Die Ersatzlänge der Stütze im Brandfall  $l_{0,\text{fi}}$  kann in allen Fällen mit  $l_0$  bei Normaltemperatur gleichgesetzt werden. Für Bauwerke mit einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer größer als 30 Minuten darf die Ersatzlänge  $l_{0,\text{fi}}$  für Stützen in innen liegenden Geschossen zu  $0,5 l$  und für Stützen im obersten Geschoss zu  $0,5 l \leq l_{0,\text{fi}} \leq 0,7 l$  angenommen werden.  $\boxed{\text{AC}}$  Dabei ist  $l$  die Stützenlänge zwischen den Einspannstellen.

ANMERKUNG 3 Für die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall darf der Wert aus der Bemessung bei Normaltemperatur angesetzt werden.

(3)  $\boxed{\text{AC}}$  Der Ausnutzungsgrad im Brandfall  $\mu_{\text{fi}}$  wird nach Gleichung 5.6 ermittelt. Mindestquerschnittswerte und Achsabstände von Stützen in Abhängigkeit von  $\mu_{\text{fi}}$ , sind in der Tabelle 5.2a dargestellt.  $\boxed{\text{AC}}$

$$\mu_{\text{fi}} = N_{\text{Ed,fi}} / N_{\text{Rd}} \quad (5.6)$$

Dabei ist

$N_{Ed,fi}$  der Bemessungswert der Längskraft im Brandfall;

$N_{Rd}$  der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Stütze bei Normaltemperatur.

$N_{Rd}$  wird nach EN 1992-1-1 mit  $\gamma_m$  für Normaltemperatur sowie unter Berücksichtigung von Verformungseinflüssen infolge [AC] Theorie II. Ordnung und einer Lastausmitte in der Größe [AC] der Ausmitte von  $N_{Ed,fi}$  berechnet.

ANMERKUNG 1 [AC] Als Näherung kann der Reduktionsfaktor  $\eta_{fi}$  anstelle [AC] von  $\mu_{fi}$  für den Bemessungswert der Belastung (siehe 2.4.2) genommen werden, weil  $\eta_{fi}$  davon ausgeht, dass die Stütze bei der Bemessung bei Normaltemperatur voll ausgelastet ist.

**Tabelle 5.2a — Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände von Stützen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt**

Feuerwiderstands- klasse	Mindestmaße (mm)			
	Stützenbreite $b_{\min}$ / Achsabstand $a$			brandbeansprucht auf einer Seite
	brandbeansprucht auf mehr als einer Seite			
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	—	295/70
** Mindestens 8 Stäbe [AC] Bei vorgespannten Stützen ist die Vergrößerung des Achsabstandes nach 5.2 (5) zu beachten. [AC]				
ANMERKUNG Tabelle 5.2a berücksichtigt den [AC] <i>gestrichener Text</i> [AC] Wert für $\alpha_{cc} = 1,0$				

(4) [AC] Für die Berechnung der Branddauer  $R$  [min] darf Gleichung (5.7) verwendet werden:

$$R = 120 ((R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n)/120)^{1,8} \text{ min} \quad [AC] \text{ (5.7)}$$



Dabei ist

$$R_{r,fi} = 83 \left[ 1,00 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{(0,85 / \alpha_{cc}) + \omega} \right]$$

$$R_a = 1,60 (a - 30)$$

$$R_l = 9,60 (5 - l_{0,fi})$$

$$R_b = 0,09 b'$$

$$R_n = 0 \text{ für } n = 4 \text{ (nur Eckstäbe vorhanden)} \\ = 12 \quad \text{für } n > 4$$

$a$  der Achsabstand der Längsbewehrung (mm);  $25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$ ;

$l_{0,fi}$   $i$  die Ersatzlänge der Stütze im Brandfall;  $2 \text{ m} \leq l_{0,fi} \leq 6 \text{ m}$ ;  
Werte von  $l_{0,fi} = 2 \text{ m}$  geben sichere Ergebnisse für Stützen mit  $l_{0,fi} < 2 \text{ m}$ ;

$b'$   $= 2A_c / (b+h)$  für Rechteckquerschnitte  
 $= \phi_{col}$  für Kreisquerschnitte (mm)  
 $200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$ ;  $h \leq 1,5 b$ ;

$\omega$  der mechanische Bewehrungsgrad bei Normaltemperatur:  $\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ ;

$\alpha_{cc}$  der Abminderungsbeiwert für die Betondruckfestigkeit (siehe EN 1992-1-1).

**[AC]** Für die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall **[AC]** gelten die Anwendungsgrenzen nach 5.3.2 (2).

### 5.3.3 Methode B

(1) Der Feuerwiderstand von Stahlbetonstützen kann durch Tabelle 5.2b in Verbindung mit den folgenden Regeln ermittelt werden. Weitere Informationen werden im Anhang C gegeben.

(2) Tabelle 5.2b ist nur für Stützen in ausgesteiften Bauwerken gültig und wenn die folgenden Bedingungen eingehalten werden:

— das Lastniveau  $n$  bei Normaltemperatur (siehe EN 1992-1-1, 5.8) nach Gleichung (5.8a) ermittelt wird

$$\text{[AC]} \quad n = N_{Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})) \quad \text{[AC]} \quad (5.8a)$$

— die Ausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall  $e$  nach Gleichung (5.8b) ermittelt wird

$$\text{[AC]} \quad e = M_{0Ed,fi} / (N_{Ed,fi}) \quad \text{[AC]} \quad (5.8b)$$

dabei muss  $e / b \leq 0,25$  sein, mit  $e_{\max} = 100 \text{ mm}$ ;

— die Schlankheit der Stütze im Brandfall  $\lambda_{fi}$ , nach Gleichung (5.8c) ermittelt wird

$$\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i \quad (5.8c)$$

dabei muss  $\lambda_{fi} \leq 30$  sein. AC gestrichener Text AC

Dabei ist

$l_{0,fi}$  die Ersatzlänge der Stütze im Brandfall;

$b$   $i$  die kleinste Querschnittsabmessung bei rechteckförmigen Stützen oder der Durchmesser bei runden Stützen;

$N_{0,Ed,fi}$  die Längskraft nach Theorie I. Ordnung im Brandfall;

$M_{0,Ed,fi}$  das Biegemoment nach Theorie I. Ordnung im Brandfall;

$\omega$  der mechanische Bewehrungsgrad bei Normaltemperatur:  $\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ ;

$i$  der minimale Trägheitsradius.

(3) In Tabelle 5.2b wurden die Längskraft und das Biegemoment nach Theorie I. Ordnung mit der Belastung der Stütze bei Normaltemperatur nach Gleichungen (5.8a) und (5.8b) berücksichtigt. Verformungseinflüsse infolge Theorie II. Ordnung wurden AC gestrichener Text AC berücksichtigt.

ANMERKUNG 1 Für den Fall, dass  $\eta_{fi}$  nicht rechnerisch ermittelt wird, kann  $N_{0Ed,fi}$  zu  $0,7 N_{0Ed}$  ( $\eta_{fi} = 0,7$ , siehe 2.4.2) angenommen werden.

ANMERKUNG 2 Die Schlankheit  $\lambda_{fi}$  im Brandfall kann in allen Fällen der Schlankheit  $\lambda$  bei Normaltemperatur gleichgesetzt werden. AC Für Bauwerke mit einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer größer als 30 Minuten darf die Ersatzlänge  $l_{0,fi}$  für Stützen in innen liegenden Geschossen zu  $0,5 l$  und für Stützen im obersten Geschoss zu AC  $0,5 l$  und für das oberste Geschoss zu  $0,5 l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 l$  angenommen werden. Dabei ist  $l$  die Stützenlänge zwischen den Einspannstellen.

**Tabelle 5.2b — Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände von Stützen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt**



Feuerwiderstands- standsklasse	Mechanischer Bewehrungsgrad $\omega$	Mindestmaße (mm). Stützenbreite $b_{\min}$ / Achsabstand $a$			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

\* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.  
(1) Die erforderliche Querschnittsbreite wird größer als 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.

(4) In Stützen mit  $A_s \geq 0,02 A_c$  müssen für Feuerwiderstandsdauern über 90 min die Längsstäbe über die Querschnittsseiten gleichmäßig verteilt werden.

## 5.4 Wände

### 5.4.1 Nichttragende, raumabschließende Trennwände

(1)  Sofern für den Feuerwiderstand einer Wand  nur die Erfüllung der Kriterien Wärmedämmung I und Raumabschluss E erforderlich ist, darf die Mindestdicke nicht kleiner sein als in Tabelle 5.3 angegeben. Forderungen an den Achsabstand werden nicht gestellt.

(2) Werden kalksteinhaltige Zuschläge verwendet, darf die Mindestdicke nach Tabelle 5.3 um 10 % vermindert werden.

(3) Damit übermäßige thermische Verformungen mit nachfolgendem Verlust des Raumabschlusses zwischen Wand und Deckenplatte vermieden werden, sollte das Verhältnis von lichter Wandhöhe zu Wanddicke nicht größer als 40 sein.

**Tabelle 5.3 — AC Mindestwanddicke nichttragender, raumabschließende Trennwände AC**

Feuerwiderstandsklasse	Mindestwanddicke (mm)
1	2
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

#### **5.4.2 Tragende Betonwände**

(1) Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand tragender Stahlbetonwände kann mit den Zahlenwerten in Tabelle 5.4 und den folgenden Regeln nachgewiesen werden.

(2) Für unbewehrte Betonwände (siehe EN 1992-1-1, Abschnitt 12) dürfen die Mindestwanddicken nach Tabelle 5.4 verwendet werden.

(3) 5.4.1 (2) und (3) gelten auch für tragende Betonwände.

AC ANMERKUNG Das Verhältnis von lichter Wandhöhe zu Wanddicke ist in 5.4.1 (3) begrenzt auf 40. Die lichte Höhe einer Wand berücksichtigt die Einschränkung, dass tabellarische Daten nur für ausgesteifte Bauwerke gegeben werden, siehe die entsprechende Einschränkung für Stützen in 5.3.1. AC

**Tabelle 5.4 —  Mindestdicke und -achsabstände für tragende Betonwände **

Feuerwiderstands- standsklasse	Mindestmaße (mm)			
	Wanddicke/Achsabstand für			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Brandbean- sprucht auf einer Seite	Brandbean- sprucht auf zwei Seiten	Brandbean- sprucht auf einer Seite	Brandbean- sprucht auf zwei Seiten
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60
* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung.				
ANMERKUNG Für die Definition von $\mu_{fi}$ siehe 5.3.2 (3).				

### 5.4.3 Brandwände

(1) Sofern eine Brandwand zusätzlich zu 5.4.1 und 5.4.2 die Anforderung an mechanische Widerstandsfähigkeit gegen horizontale Stoßbeanspruchung (Kriterium M, siehe 2.1.2 (6)) erfüllen muss, darf die Mindestdicke bei Ausführung in Normalbeton nicht kleiner sein als:

- 200 mm für eine unbewehrte Wand,
- 140 mm für eine bewehrte, tragende Wand,
- 120 mm für eine bewehrte, nichttragende Wand,

und der Achsabstand einer tragenden Wand darf nicht kleiner als 25 mm sein.

### 5.5 Zugglieder

(1) Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand von Zuggliedern aus Stahlbeton oder Spannbeton kann mit den Zahlenwerten in Tabelle 5.5 und den folgenden Regeln nachgewiesen werden.

(2) Sofern eine übermäßige Verlängerung eines Zuggliedes die Tragfähigkeit des Tragwerks beeinträchtigt, kann es notwendig sein, die Stahltemperatur im Zugglied auf 400 °C zu begrenzen. In diesem Fall sollte der Achsabstand nach Tabelle 5.5 entsprechend Gleichung (5.3) in 5.2 (7) erhöht werden. Für den Nachweis der begrenzten Verlängerung sollten die Materialeigenschaften in Abschnitt 3 verwendet werden.

(3) Der Querschnitt von Zuggliedern sollte nicht kleiner als  $2b_{\min}^2$ , wobei  $b_{\min}$  die Mindestbreite des Zuggliedes nach Tabelle 5.5 ist.

## 5.6 Balken

### 5.6.1 Allgemeines

(1) Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonbalken kann mit den Zahlenwerten in den Tabellen 5.5 bis 5.7 und den folgenden Regeln nachgewiesen werden. Die Stegdicke wird als Klasse WA, WB oder WC gegeben.

ANMERKUNG Die Entscheidung, ob Klasse WA, WB oder WC in einem Land verwendet wird, wird in seinem Nationalen Anhang geregelt.

(2) Die Tabellen gelten für Balken, die von drei Seiten brandbeansprucht sein können. Das bedeutet, dass die obere Seite durch Platten oder andere Elemente abdeckt ist, deren wärmedämmende Funktion während der geforderten Feuerwiderstandsdauer erhalten bleibt. Für allseitig brandbeanspruchte Balken gilt 5.6.4.

(3) Die Zahlenwerte in den Tabellen gelten für die in Bild 5.4 dargestellten Querschnitte. Mit den Anwendungsregeln 5.6.1 (5) bis (8) werden für den Schutz der Bewehrung ausreichende Querschnittsmaße sichergestellt.

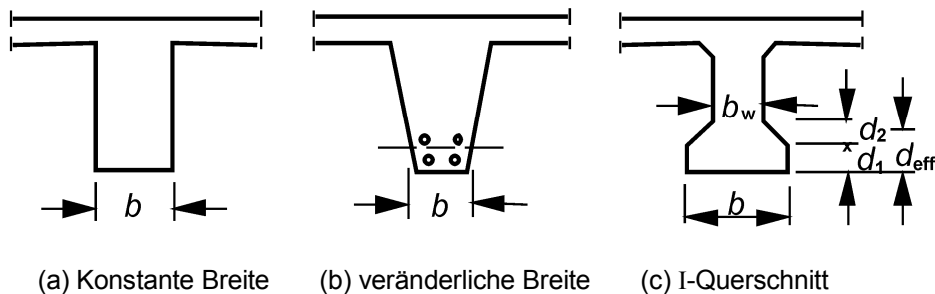
(4) Bei Balken mit veränderlicher Breite (Bild 5.4b) gilt als Mindestwert  $b$  die Breite in Höhe des Schwerpunkts der Zugbewehrung.

(5) Die wirksame Höhe  $d_{\text{eff}}$  <sup>[AC]</sup> des unteren Flansches von Balken mit I-Querschnitt (Bild 5.4c) darf nicht kleiner angenommen werden als  $\langle \text{AC} \rangle$ :

$$d_{\text{eff}} = d_1 + 0,5 d_2 \geq b_{\text{min}} \quad (5.9)$$

Dabei ist

$\langle \text{AC} \rangle b_{\text{min}}$  der Mindestwert der Balkenbreite nach Tabelle 5.5. <sup>[AC]</sup>



**Bild 5.4 — Definition der Maße für verschiedene Balkenquerschnitte**

Diese Regel gilt nicht, wenn ins Innere des vorhandenen Querschnitts ein fiktiver Querschnitt eingezeichnet werden kann (c in Bild 5.5), der die Mindestanforderungen hinsichtlich des Feuerwiderstands erfüllt und der die gesamte Bewehrung umschließt.

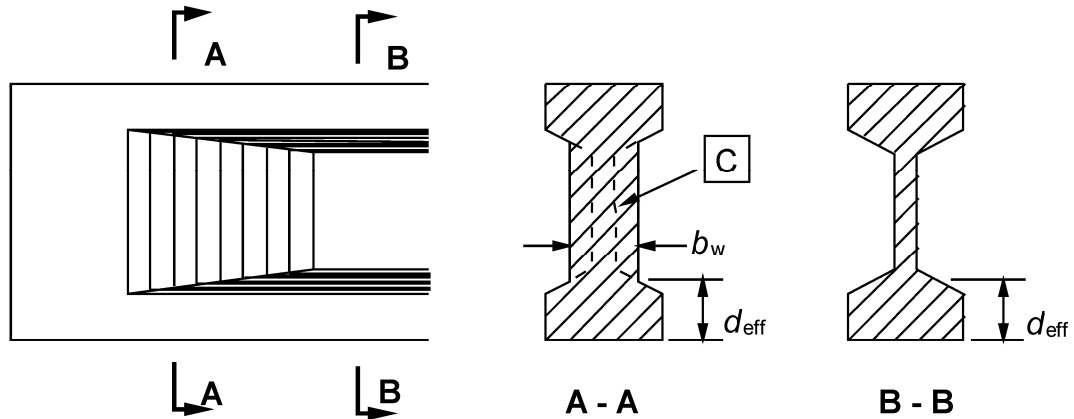
(6) Sofern die vorhandene Breite  $b$  des unteren Flansches größer ist als der Grenzwert  $1,4 b_w$  ( $b_w$  ist die vorhandene Stegbreite, siehe Bild 5.4c) und  $b \cdot d_{\text{eff}} < 2b_{\text{min}}^2$  gilt, ist der Achsabstand der Bewehrung zu vergrößern auf:

$$a_{\text{eff}} = a \left( 1,85 - \frac{d_{\text{eff}}}{b_{\text{min}}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq a \quad (5.10)$$

Dabei ist

$d_{\text{eff}}$  durch Gleichung (5.9) gegeben;

$b_{\text{min}}$  die Mindestbalkenbreite nach Tabelle 5.5.



### Legende

[C] : Fiktiver Querschnitt

**Bild 5.5 — I-förmiger Balken mit veränderlicher Stegbreite  $b_w$ , der die Anforderungen an einen fiktiven Querschnitt erfüllt.**

(7) Öffnungen in den Balkenstegen beeinträchtigen die Feuerwiderstandsfähigkeit nicht, sofern die verbleibende Querschnittsfläche in der Zugzone nicht kleiner als  $A_c = 2b_{\text{min}}^2$  ist. Dabei ist  $b_{\text{min}}$  der Wert aus Tabelle 5.5.

(8) An der unteren Balkenecke treten Temperaturkonzentrationen auf. Aus diesem Grund sollte bei 1-lagiger Bewehrung der seitliche Achsabstand  $a_{\text{sd}}$  (siehe Bild 5.2) des Eckstabes (bzw. -spannglieds oder -drahts) gegenüber dem jeweils maßgebenden Mindestachsabstand  $a$  um 10 mm vergrößert werden, allerdings nur bei Anwendung der Spalte 4 von Tabelle 5.5 bei statisch bestimmt gelagerten Balken und Spalte 3 von Tabelle 5.6 bei statisch unbestimmt gelagerten Balken.

### 5.6.2 Statisch bestimmt gelagerte Balken

(1) Tabelle 5.5 enthält Mindestachsabstände zur Unterkante und den Seitenrändern sowie Mindestbreiten statisch bestimmt gelagerter Balken für die Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 240.

### 5.6.3 Statisch unbestimmt gelagerte Balken (Durchlaufbalken)

(1) Tabelle 5.6 enthält Mindestachsabstände zur Unterkante und den Seitenrändern sowie Mindestbreiten statisch unbestimmt gelagerter Balken für die Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 240,

(2) Die Werte in Tabelle 5.6 sind nur dann gültig, wenn a) die Bewehrungsregeln dieser Norm befolgt werden und b) die Momentenumlagerung bei der Bemessung für Normaltemperatur nicht mehr als 15 % beträgt. Werden die Voraussetzungen a) und b) nicht erfüllt, sollte jedes Feld des Durchlaufträgers wie ein statisch bestimmt gelagerter Balken behandelt werden.

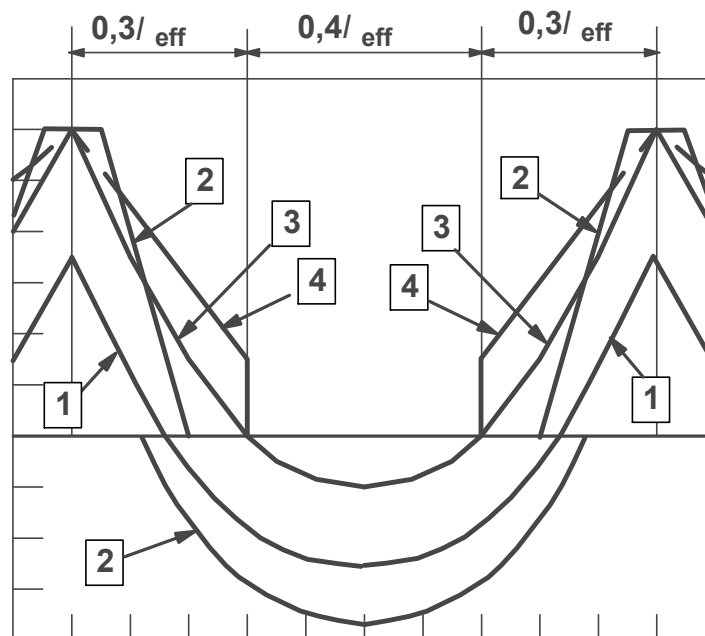
ANMERKUNG Tabelle 5.6 kann für Durchlaufbalken mit mehr als 15 % Momentenumlagerung benutzt werden, wenn für die erforderliche Brandbeanspruchung ein ausreichendes Rotationsvermögen über den Auflagern vorhanden ist. Mit genaueren Berechnungen auf der Grundlage der vereinfachten Rechenverfahren (z. B. Anhang E), falls zutreffend, können genauere Werte für den Achsabstand und der Verankerungslänge der oberen und unteren Bewehrung ermittelt werden.

(3) Der Querschnitt der oberen Bewehrung über jeder Zwischenstütze sollte bei Feuerwiderstandsklassen R 90 und höher auf eine Länge von  $0,3l_{\text{eff}}$  (wie in Abschnitt 5 von EN 1992-1-1 definiert) von der Mittellinie der Unterstützung aus gemessen (siehe Bild 5.6) nicht kleiner sein als:

$$A_{s,\text{req}}(x) = A_{s,\text{req}}(0) \cdot (1 - 2,5x/l_{\text{eff}}) \quad (5.11)$$

Dabei ist

- $x$  die Entfernung des betrachteten Querschnitts von der Mittellinie der Unterstützung  $x \leq 0,3l_{\text{eff}}$ ;
- $A_{s,\text{req}}(0)$  der erforderlicher Querschnitt der oberen Bewehrung über der Unterstützung entsprechend EN 1992-1-1;
- $A_{s,\text{req}}(x)$  der erforderlicher Querschnitt der oberen Bewehrung im betrachteten Schnitt ( $x$ ) von der Mittellinie der Unterstützung, jedoch nicht kleiner als die nach EN 1992-1-1 verlangte Bewehrung  $A_s(x)$ ;
- $l_{\text{eff}}$  die effektive Stützweite. Sofern die effektive Stützweite in den angrenzenden Feldern unterschiedlich ist, sollte der größere Wert genommen werden.



#### Legende

- [1] Kurve der Biegemomente aus Lasten beim Brand zur Zeit  $t = 0$ ;
- [2] Umhüllende der durch die Zugbewehrung aufzunehmenden Biegemomente aus Lasten entsprechend EN 1992-1-1;
- [3] Kurve der Biegemomente unter Brandeinwirkung;
- [4] Umhüllende der aufnehmbaren Biegemomente entsprechend Gleichung (5.11).

**Bild 5.6 — Umhüllende der aufnehmbaren Biegemomente über den Stützen im Brandfall**



**Tabelle 5.5 — Mindestmaße und -achsabstände für statisch bestimmt gelagerte Balken aus Stahlbeton und Spannbeton**

Feuerwider- standsklasse	Mindestmaße (mm)						
	Mögliche Kombinationen von $a$ und $b_{\min}$ , dabei ist $a$ der mittlere Achsabstand und $b_{\min}$ die Mindestbalkenbreite				Stegdicke $b_w$		
					Klasse WA	Klasse WB	Klasse WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{\min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{\min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{\min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{\min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160
$a_{sd} = a + 10\text{mm}$ (siehe Anmerkung unten)							
Bei Spannbetonbalken sollte der Achsabstand entsprechend 5.2(5) vergrößert werden. $a_{sd}$ ist der seitliche Achsabstand der Eckstäbe (bzw. des -spannglieds oder -drahts) in Balken mit nur einer Bewehrungslage. Für größere $b_{\min}$ -Werte als die nach Spalte 4 ist eine Vergrößerung von $a_{sd}$ nicht erforderlich.  * Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.							

**Tabelle 5.6 — Mindestmaße und -achsabstände für statisch unbestimmt gelagerte Balken (Durchlaufbalken) aus Stahlbeton und Spannbeton (siehe auch Tabelle 5.7).**

Feuerwiderstands-dauer	Mindestmaße (mm)						
	Mögliche Kombinationen von $a$ und $b_{\min}$ , dabei ist $a$ der mittlere Achsabstand und $b_{\min}$ die Balkenbreite				Stegdicke $b_w$		
					Klasse WA	Klasse WB	Klasse WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min}= 80$ $a = 15^*$	160 12*			80	80	80
R 60	$b_{\min}= 120$ $a = 25$	200 12*			100	80	100
R 90	$b_{\min}= 150$ $a = 35$	250 25			110	100	100
R 120	$b_{\min}= 200$ $a = 45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	$b_{\min}= 240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{\min}= 280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10\text{mm}$ (siehe Anmerkung unten)							
Für Spannbetonbalken sollte der Achsabstand entsprechend 5.2 (5) vergrößert werden.							
$a_{sd}$ ist der seitliche Achsabstand der Eckstäbe (bzw. des -spannglieds oder -drahts) in Balken mit nur einer Bewehrungslage. Für größere $b_{\min}$ -Werte als die nach Spalte 3 ist eine Vergrößerung von $a_{sd}$ nicht erforderlich.							
* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.							

(4) Für Durchlaufbalken mit Spanngliedern ohne Verbund gilt Tabelle 5.6 nur, wenn zur Sicherung des statischen Gleichgewichts im Brandfall über den Zwischenstützen eine zusätzliche obere, im Verbund liegende Bewehrung angeordnet wird.

(5) Die Stegbreite  $b_w$  von I-förmigen Durchlaufbalken (siehe Bild 5.4c) sollte nicht kleiner sein als der Mindestwert  $b_{\min}$  in Tabelle 5.6, Spalte 2 und zwar auf die Länge  $2h$  von der Mittelstütze aus gemessen. Ausnahme: es wird nachgewiesen, dass explosives Abplatzen nicht zu befürchten ist (siehe 4.5).

(6) Um ein Betondruck- oder Schubversagen des Durchlaufbalkens an der ersten Innenstütze zu verhindern, sollten entsprechend Tabelle 5.7 für die Feuerwiderstandsklassen R 120 – R 240 die Balkenbreite und die Stegdicke vergrößert werden, wenn folgende zwei Bedingungen zutreffen:

- a) kein Momentenwiderstand am Endauflager aufgrund einer Verbindung oder des Balkens vorhanden ist (im Hinblick auf diesen Absatz gibt EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) einen Momentenwiderstand für den Fall an, dass der Balken so am Endauflager gelagert ist, dass dort Momente übertragen werden können), und

- b)  $V_{Ed} > 2/3 V_{Rd,max}$  an der ersten Innenstütze ist, wobei  $V_{Ed}$  der Bemessungswert der aufzunehmenden Querkraft bei Normaltemperatur und  $V_{Rd,max}$  der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit der Druckstrebe nach EN 1992-1-1, Abschnitt 6 ist.

**Tabelle 5.7 — Stahlbeton- und Spannbetondurchlaufbalken mit I-Querschnitt; vergrößerte Balkenbreite und Stegdicke für die Bedingungen entsprechend 5.6.3 (6)**

Feuerwiderstands- standsklasse	Mindestbalkenbreite $b_{min}$ (mm) und Mindeststegdicke $b_w$ (mm)
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

#### 5.6.4 Vierseitig brandbeanspruchte Balken

(1) Die Tabellen 5.5, 5.6 und 5.7 können angewendet werden, jedoch darf

- die Höhe des Balkens nicht kleiner sein als die für die betreffende Feuerwiderstandsdauer erforderliche Mindestbreite und
- die Querschnittsfläche des Balkens nicht kleiner sein als

$$A_c = 2b_{min}^2 \quad (5.12)$$

Dabei ist

$b_{min}$  aus den Tabellen 5.5 bis 5.7 zu nehmen.

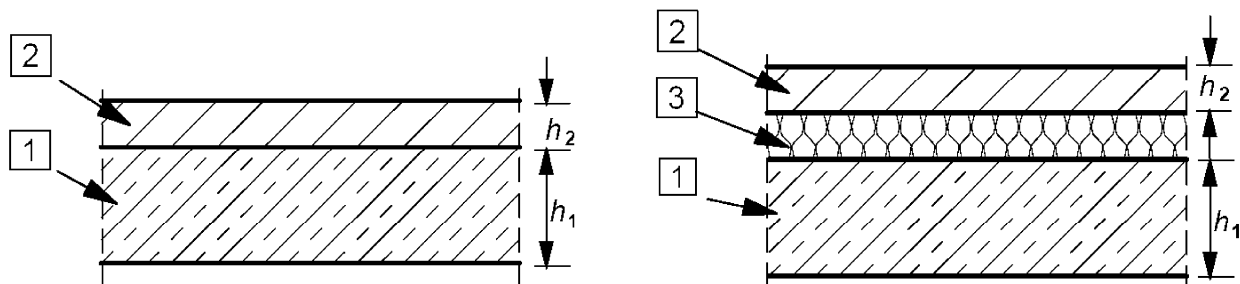
### 5.7 Platten

#### 5.7.1 Allgemeines

(1) Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonplatten kann mit den Zahlenwerten in Tabelle 5.8 und den folgenden Regeln nachgewiesen werden.

(2) Die in Tabelle 5.8 angegebene Mindestplattendicke  $h_s$  gewährleistet den Raumabschluss (Kriterien E und I). Fußbodenbeläge tragen zum Raumabschluss entsprechend ihrer Dicke bei (siehe Bild 5.7). Sofern nur die Tragfähigkeit (Kriterium R) verlangt wird, darf die für die Bemessung nach EN 1992-1-1 erforderliche Plattendicke angesetzt werden.

(3) Die Regeln in 5.7.2 und 5.7.3 gelten auch für die Flansche von T- oder TT-förmigen Balken.



### Legende

- [1] Betonplatte
- [2] Fußbodenbelag (nicht brennbar)
- [3] Schallisolierung (möglicherweise brennbar)

$$h_s = h_1 + h_2 \quad (\text{Tabelle 5.9})$$

**Bild 5.7 — Betonplatte mit Fußbodenbelag**

### 5.7.2 Statisch bestimmt gelagerte Platten

(1) Tabelle 5.8 enthält für statisch bestimmt gelagerte Platten Mindestachsabstände für die Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 240.

(2) In zweiachsig gespannten Platten bezeichnet  $a$  den Achsabstand der Bewehrungsstäbe der unteren Lage.

**Tabelle 5.8 — Mindestmaße und -achsabstände für statisch bestimmt gelagerte, einachsig und zweiachsig gespannte Stahlbeton- und Spannbetonplatten**

Feuerwiderstandsklasse	Mindestabmessungen (mm)			
	Plattendicke $h_s$ (mm)	einachsig	Achsabstand $a$	
			zweiachsig $l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

$l_x$  und  $l_y$  sind die Spannweiten einer zweiachsig gespannten Platte (beide Richtungen rechtwinklig zueinander), wobei  $l_y$  die längere Spannweite ist.  
Bei Spannbetonplatten ist die Vergrößerung des Achsabstandes entsprechend 5.2 (5) zu beachten.  
Der Achsabstand  $a$  in den Spalten 4 und 5 gilt für zweiachsig gespannte Platten, die an allen vier Rändern gestützt sind. Trifft das nicht zu, sind die Platten wie einachsig gespannte Platten zu behandeln.  
\* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

### 5.7.3 Statisch unbestimmt gelagerte Platten (Durchlaufplatten)

(1) Die Zahlenwerte in Tabelle 5.8 (Spalten 2 und 4) gelten auch für einachsig und zweiachsig gespannte statisch unbestimmt gelagerte Platten (Durchlaufplatten).

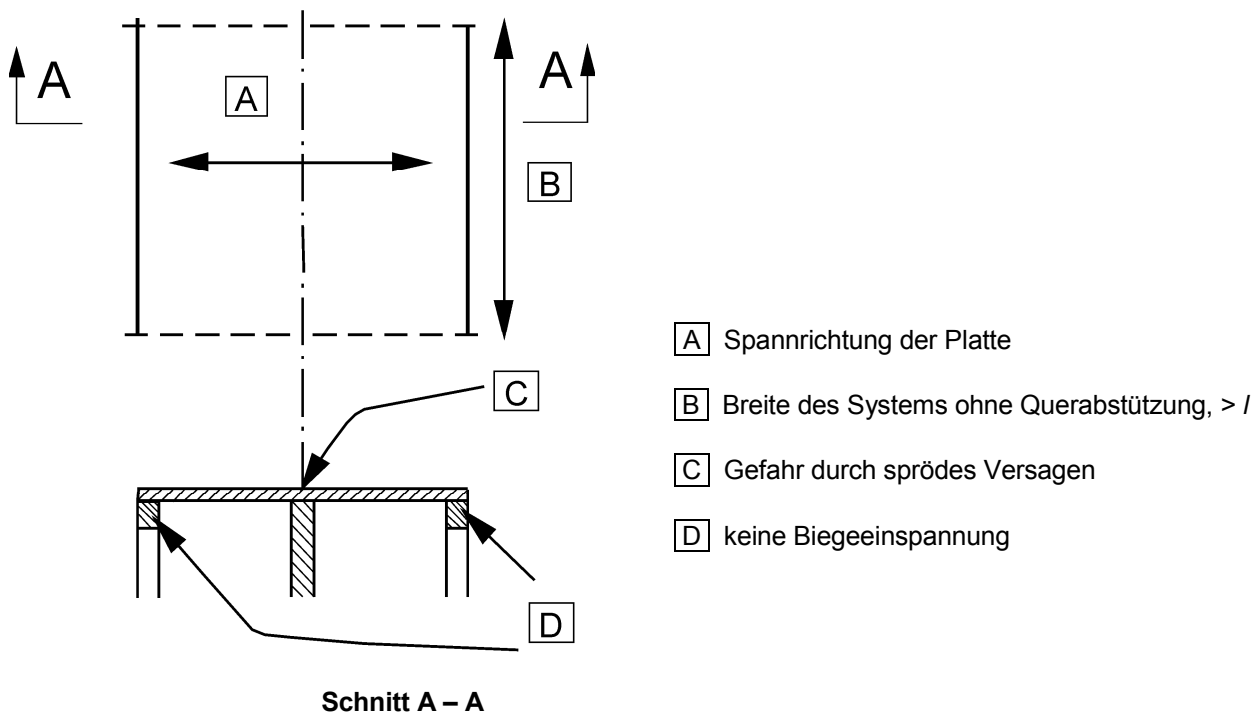
(2) Tabelle 5.8 und die folgenden Regeln gelten für Platten, bei denen die Momentenumlagerung bei Normaltemperatur nicht mehr als 15 % beträgt. Sofern nicht genauer gerechnet wird und die Momentenumlagerung 15 % überschreitet oder sofern die Bewehrungsregeln dieser Norm nicht befolgt werden, ist jedes Feld der Platte wie eine statisch bestimmt gelagerte Platte unter Anwendung von Tabelle 5.8 (Spalte 2, 3, 4 oder 5) nachzuweisen.

Die Regeln in 5.6.3 (3) für Durchlaufbalken gelten auch für Durchlaufplatten. Sofern diese Regeln nicht befolgt werden, sollte jedes Feld einer Durchlaufplatte wie eine statisch bestimmt gelagerte Platte (siehe oben) nachgewiesen werden.

ANMERKUNG Zusätzliche Regeln zur Rotationsfähigkeit über den Auflagern können in den Nationalen Anhängen gegeben werden.

(3) Über den Zwischenstützen sollte eine Mindestbewehrung  $A_s \geq 0,005 A_c$  angeordnet werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- a) Es wird kaltverformter Betonstahl verwendet;
- b) Bei Zweifeld-Durchlaufplatten ist an den Endauflagern entsprechend den Bemessungsvorgaben nach EN 1992-1-1 und/oder aufgrund entsprechender Bewehrung (siehe z. B. EN 1992-1-1, Abschnitt 9) keine Biegeeinspannung vorgesehen;
- c) Lastwirkungen quer zur Spannrichtung können nicht umgelagert werden, z. B. weil vorhandene Zwischenwände oder andere Unterstützungen in Spannrichtung bei der Bemessung nicht in Rechnung gestellt wurden (siehe Bild 5.8).



**Bild 5.8 — Plattensysteme, für die entsprechend 5.7.3 (3) ein Mindestbewehrungsquerschnitt angeordnet werden sollte**

#### 5.7.4 Flachdecken

(1) Die folgenden Regeln gelten für Flachdecken, [AC] bei denen die Momentenumlagerung nach EN 1992-1-1, Abschnitt 5 [AC], 15 % nicht überschreitet. Anderenfalls sollten der Achsabstand wie für einachsige gespannte Platten (Tabelle 5.8, Spalte 3) und die Mindestdicke nach Tabelle 5.9 gewählt werden.

(2) Für Feuerwiderstandsklassen REI 90 und höher sollten in jeder Richtung mindestens 20 % der nach EN 1992-1-1 erforderlichen Bewehrung über den Zwischenauflagern über die ganze Spannweite durchgeführt werden. Diese Bewehrung sollte in den Stützstreifen angeordnet werden.

(3) Die Mindestplattendicke sollte nicht (z. B. durch Anrechnung von Fußbodenbeschichtungen) verkleinert werden.

(4) Als Achsabstand  $a$  gilt der Achsabstand der unteren Bewehrungslage.

**Tabelle 5.9 — Mindestmaße und Achsabstände für Flachdecken aus Stahlbeton und Spannbeton**

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße (mm)	
	Plattendicke $h_s$	Achsabstand $a$
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50
* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.		

### 5.7.5 Rippendecken

(1) Für den Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit einachsig gespannter Stahlbeton- und Spannbetonrippendecken gelten die Angaben in 5.6.2, 5.6.3, 5.7.3 und in Tabelle 5.8, Spalten 2 und 5.

(2) Zweiachsig gespannte Stahlbeton- und Spannbetonrippendecken haben eine ausreichende Feuerwiderstandsdauer, wenn die Zahlenwerte der Tabellen 5.10 und 5.11 und die folgenden Regeln eingehalten werden.

(3) Die Zahlenwerte in den Tabellen 5.10 und 5.11 gelten für Rippendecken, deren Belastung gleichmäßig verteilt ist.

(4) Für Rippendecken mit einer mehrlagigen Bewehrung gilt 5.2 (15).

(5) In durchlaufenden Rippendecken sollte die obere Bewehrung in der oberen Hälfte der Flansche angeordnet werden.

(6) Tabelle 5.10 gilt für zweiachsig gespannte, statisch bestimmt gelagerte Rippendecken. Sie gilt auch für zweiachsig gespannte Rippendecken mit mindestens einem freien Rand und Feuerwiderstandsklassen unter REI 180, wenn die obere Bewehrung nicht die Forderungen von 5.6.3 (3) erfüllt.

(7) Tabelle 5.11 gilt für zweiachsig gespannte Rippendecken mit mindestens einem eingespannten Rand. Für die obere Bewehrung gilt 5.6.3 (3) unabhängig von der Feuerwiderstandsklasse.

**Tabelle 5.10 — Mindestmaße und Achsabstände für zweiachsig gespannte, statisch bestimmt gelagerte Stahlbeton- und Spannbetonrippendecken**

Feuerwiderstands- klasse	Mindestmaße (mm)			
	Mögliche Kombinationen zwischen Rippenbreite $b_{\min}$ und Achsabstand $a$			Plattendicke $h_s$ und Achsabstand $a$ in Spannrichtung
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{\min} = 80$ $a = 15^*$			$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 60	$b_{\min} = 100$ $a = 35$	120 25	$\geq 200$ 15*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 90	$b_{\min} = 120$ $a = 45$	160 40	$\geq 250$ 30	$h_s = 100$ $a = 15^*$
REI 120	$b_{\min} = 160$ $a = 60$	190 55	$\geq 300$ 40	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{\min} = 220$ $a = 75$	260 70	$\geq 410$ 60	$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 75	$\geq 500$ 70	$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$				
<p>ⓘ Bei Spannbetonrippendecken sollte der Achsabstand <math>a</math> entsprechend 5.2 (5) vergrößert werden. ⓘ</p> <p><math>a_{sd}</math> bezeichnet den Abstand zwischen der Bewehrungsstabachse und der Seitenfläche der brandbeanspruchten Rippe.</p> <p>* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.</p>				



**Tabelle 5.11 — Mindestmaße und Achsabstände für zweiachsig gespannte Stahlbeton- und Spannbetonrippendecken mit mindestens einem eingespannten Rand**

Feuerwiderstands- klasse	Mindestmaße (mm)			
	Mögliche Kombinationen zwischen Rippenbreite $b_{\min}$ und Achsabstand $a$			Plattendicke $h_s$ und Achsabstand $a$ in Spannrichtung
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{\min} = 80$ $a = 10^*$			$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 60	$b_{\min} = 100$ $a = 25$	120 15*	$\geq 200$ 10*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 90	$b_{\min} = 120$ $a = 35$	160 25	$\geq 250$ 15*	$h_s = 100$ $a = 15^*$
REI 120	$b_{\min} = 160$ $a = 45$	190 40	$\geq 300$ 30	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{\min} = 310$ $a = 60$	600 50		$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{\min} = 450$ $a = 70$	700 60		$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$				
<p>AC Bei Spannbetonrippendecken sollte der Achsabstand <math>a</math> entsprechend 5.2 (5) vergrößert werden. AC</p> <p><math>a_{sd}</math> bezeichnet den Abstand zwischen der Bewehrungsstabachse und der Seitenfläche der brandbeanspruchten Rippe.</p> <p>* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.</p>				

## 6 Hochfester Beton

### 6.1 Allgemeines

(1)P Dieser Abschnitt enthält zusätzliche Vorschriften für hochfesten Beton.

(2)P Es werden tragende Bauteile mit den Eigenschaften des genannten Betontyps bei hoher Temperatur unter Einbeziehung des Risikos von Betonabplatzungen bemessen.

(3) Festigkeitseigenschaften werden in drei Klassen angegeben, und es werden Empfehlungen gegen Betonabplatzungen für zwei Typen des hochfesten Betons ausgesprochen.

ANMERKUNG Wenn die tatsächliche charakteristische Festigkeit des Betons wahrscheinlich einer höheren Klasse angehört als in der Bemessung angegeben, sollte für die Bemessung die relative Festigkeitsreduzierung der höheren Klasse verwendet werden.

(4) Eigenschaften und Empfehlungen werden nur für eine Brandbeanspruchung gemäß der Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) angegeben.

(5) Die Festigkeitsreduzierung  $f_{c,\theta}/f_{ck}$  für hohe Temperaturen sollte berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Die Werte  $f_{c,\theta}/f_{ck}$  für die Anwendung in einem bestimmten Land sind in dessen Nationalem Anhang angegeben. Drei Klassen werden in Tabelle 6.1N angegeben. Jedoch beruhen die für jede Klasse angegebenen Werte auf einer begrenzten Anzahl von Versuchsergebnissen. Die Auswahl und Grenze dieser Klassen für bestimmten Festigkeitsklassen oder Betontypen für die Verwendung in einem bestimmten Land sind in dessen Nationalem Anhang angegeben. Die empfohlene Klasse für Beton C 55/67 und C 60/75 ist Klasse 1, für Beton C 70/85 und C 80/95 ist Klasse 2 und für Beton C 90/105 ist Klasse 3. Siehe auch Bemerkung zu 6.4.2.1 (3) und 6.4.2.2 (2).

**Tabelle 6.1N — Reduzierung der Festigkeit bei hoher Temperatur**

Betontemperatur $\theta$ °C	$f_{c,\theta}/f_{ck}$		
	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3
20	1,00	1,0	1,0
50	1,00	1,0	1,0
100	0,90	0,75	0,75
200			0,70
250	0,90		
300	0,85		0,65
400	0,75	0,75	0,45
500			0,30
600			0,25
700			
800	0,15	0,15	0,15
900	0,08		0,08
1 000	0,04		0,04
1 100	0,01		0,01
1 200	0,00	0,00	0,00

## 6.2 Betonabplatzungen

(1) Für die Betonklassen C 55/67 bis C 80/95 gelten die in 4.5 angegebenen Vorschriften, vorausgesetzt,  $\boxed{\text{AC}}$  der maximale Gehalt an Silicastaub ist weniger als 6 % des Zementgewichts. Für höhere Anteile an Silicastaub gelten  $\boxed{\text{AC}}$  die Vorschriften in (2).

(2)  $\boxed{\text{AC}}$  Für die Betonklassen  $80/95 < C \leq 90/105$  sollte mindestens eine der folgenden Methoden angewandt werden  $\boxed{\text{AC}}$ :

- **Methode A:** Ein Bewehrungsnetz mit einer nominellen Betondeckung von 15 mm einbauen. Dieses Bewehrungsnetz sollte Stäbe mit einem Durchmesser von  $\geq 2$  mm und eine Maschengröße von  $\leq 50$  mm x 50 mm haben. Die nominelle Betondeckung zur Hauptbewehrung sollte  $\geq 40$  mm betragen.
- **Methode B:** Einen Betontyp verwenden, bei dem erwiesenermaßen (durch Erfahrung oder Versuche) unter Brandbeanspruchung keine Abplatzungen erfolgen.
- **Methode C:** Schutzschichten verwenden, bei denen erwiesenermaßen keine Betonabplatzungen unter Brandbeanspruchung erfolgen.
- **Methode D:** In die Betonmischung mehr als  $2 \text{ kg/m}^3$  einfasrige Polypropylenfasern zugeben.

ANMERKUNG Die Methoden, die in einem bestimmten Land anzuwenden sind, sind in dessen Nationalem Anhang angegeben.

## 6.3 Thermische Eigenschaften

(1) Die in 3.3 angegebenen Werte können auch für hochfesten Beton angewandt werden.

ANMERKUNG 1 Der Wert der thermischen Leitfähigkeit für hochfesten Beton kann innerhalb der Spannweite, die durch den oberen und unteren Grenzwert in 3.3.3 bestimmt wird, in jedem Land in dessen Nationalem Anhang angegeben werden.

ANMERKUNG 2 Die thermische Leitfähigkeit von hochfestem Beton kann höher sein als die von normalfestem Beton.

## 6.4 Brandschutztechnische Bemessung

### 6.4.1 Berechnung der Tragfähigkeit

(1)P Die Tragfähigkeit im Brandfall muss unter Berücksichtigung folgender Punkte bestimmt werden:

- thermische Beanspruchung und das daraus resultierende Temperaturfeld im Bauteil;
- Reduzierung der Materialfestigkeit aufgrund erhöhter Temperaturen;
- Auswirkungen von Zwangskräften aufgrund thermischer Ausdehnung;
- Auswirkungen infolge Theorie zweiter Ordnung.

(2) Dies kann durch eine Gesamttragwerksberechnung oder eine vereinfachte Bauteilberechnung erreicht werden. Die Gesamttragwerksberechnung sollte auf geprüften Daten beruhen. Die vereinfachten Berechnungsmethoden für Stützen, Wände, Träger und Platten werden im Folgenden beschrieben.

### 6.4.2 Vereinfachte Berechnungsmethoden

(1)P Die in Anhang B angegebenen vereinfachten Berechnungsmethoden gelten für hochfesten Beton.

#### 6.4.2.1 Stützen und Wände

(1) Die Überprüfung der Tragfähigkeit von Stützen und Wänden im Brandfall kann für einen reduzierten Querschnitt mit Hilfe der Berechnungsmethoden für Normaltemperatur durchgeführt werden. AC *gestrichener Text* AC

(2) Der reduzierte Querschnitt sollte auf der AC Grundlage der vereinfachten Methode von Anhang B.1 berechnet AC werden, jedoch mit einem erhöhten Abzug AC von nicht mehr tragfähigem Beton AC, um Auswirkungen infolge Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen.

(3) Bei der Berechnung des effektiven Querschnitts wird die reduzierte Betondicke aus der Lage der 500 °C-Isotherme  $a_{500}$ , erhöht durch einen Faktor  $k$ , ermittelt. Deshalb sollte der reduzierte Querschnitt für Stützen und Wände nach Gleichung (6.4) berechnet werden.

$$\text{AC } a_z = k a_{500} \text{ AC} \quad (6.4)$$

ANMERKUNG  $k$  berücksichtigt die Übertragung von der 500 °C auf die 460 °C Isotherme für Klasse 1 in Tabelle 6.1N beziehungsweise auf die 400 °C Isotherme für die Klasse 2 in Tabelle 6.1N. Der Wert  $k$  ist für jedes Land in dessen Nationalem Anhang angegeben. Der empfohlene Wert ist 1,1 für Klasse 1 und 1,3 für Klasse 2. Für Klasse 3 werden genauere Methoden empfohlen.

(4) Die Momententragfähigkeit für Querschnitte, die sowohl Biegung als auch Druck unterliegen, kann mit Hilfe der Zonenmethode nach B.2 berechnet werden unter Berücksichtigung von AC  $E_{c,fi}(\theta) = [k_c(\theta_M)]^2 E_c$  AC, falls erforderlich.

(5) AC Die Bauteilerwärmung muss die Kriterien von B.1.1 (1) erfüllen. AC

#### 6.4.2.2 Balken und Platten

(1) Die Momententragfähigkeit von Balken und Platten im Brandfall kann, wie in B.1 dargestellt, auf der Grundlage des effektiven Querschnitts mit den Berechnungsmethoden für Normaltemperatur ermittelt werden.

(2) Eine zusätzliche Reduzierung der berechneten Momententragfähigkeit sollte durchgeführt werden:

$$M_{d,fi} = M_{500} \cdot k_m \quad (6.5)$$

Dabei ist

$M_{d,fi}$  die Momententragfähigkeit im Brandfall;

$M_{500}$  die berechnete Momententragfähigkeit AC auf der Grundlage des verkleinerten Querschnitts AC, definiert durch die 500 °C-Isotherme;

$k_m$  der Reduktionsfaktor.

ANMERKUNG Der Wert von  $k_m$ , der auf der in Tab. 6.1 angegebenen reduzierten Festigkeit beruht, ist für jedes Land in dessen Nationalem Anhang angegeben. Der empfohlene Wert ist in Tab. 6.2N angegeben. Für die Klasse 3 werden genauere Methoden empfohlen.

**Tabelle 6.2N — Reduktionsfaktor für die Momententragfähigkeit von Balken und Platten**

Gegenstand	$k_m$	
	Klasse 1	Klasse 2
Balken	0,98	0,95
AC Platten mit der Brandbeanspruchung AC in der Druckzone	0,98	0,95
AC Platten mit der Brandbeanspruchung AC in der Zugzone, $h_1 \geq 120$ mm	0,98	0,95
AC Platten mit der Brandbeanspruchung AC in der Zugzone, $h_1 = 50$ mm	0,95	0,85
ANMERKUNG $h_1$ ist die Dicke der Betonplatte (siehe Bild 5.7).		

(3) Für Plattendicken im Bereich von 50 mm bis 120 mm mit der Brandbeanspruchung in der Zugzone kann der Reduktionsfaktor durch lineare Interpolation errechnet werden.

(4) ) AC Die Bauteilerwärmung muss die Kriterien von B.1.1 (1) erfüllen. AC

#### 6.4.3 Tabellarische Daten

(1) Die in Abschnitt 5 angegebene Bemessungsmethode mit Tabellen AC kann auch für Bauteile aus hochfestem Beton angewandt werden, wenn die Mindestquerschnittsabmessung AC folgendermaßen erhöht wird:

- $(k - 1)a$  für Wände und Platten, die nur auf einer Seite brandbeansprucht werden;
- $2(k - 1)a$  für alle anderen tragenden Bauteile und der Achsabstand mit  $k$  multipliziert wird.

Dabei ist

- $k$  der in 6.4.2.1 (3) angegebene Faktor;
- $a$  der aus Abschnitt 5 erforderliche Achsabstand.

ANMERKUNG Bei Stützen sollte der Ausnutzungsgrad im Brandfall  $\mu_{fi}$  oder das Lastniveau bei Normaltemperatur  $n$  ohne Berücksichtigung der Erhöhung der Querschnittsabmessungen mit  $2(k - 1)a$  festgelegt werden.

## Anhang A (informativ)

### Temperaturprofile

(1) **AC** Dieser Anhang enthält Temperaturprofile für einseitig brandbeanspruchte Bauteile (Bild A.2) oder mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile (Bilder A.11 – A. 20) jeweils unter Normbrandbedingungen. **AC**

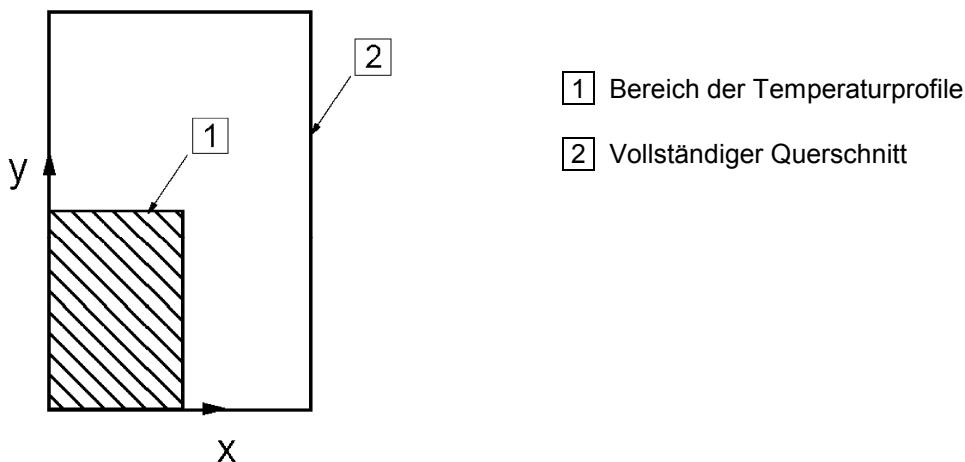
(2) Die Bilder basieren auf den folgenden Werten:

- die spezifische Wärme von Beton entspricht den Angaben von 3.3.2, die Feuchte beträgt 1,5 %. Für Feuchten größer 1,5 % liegen die dargestellten Temperaturen auf der sicheren Seite;
- für die thermische Leitfähigkeit von Beton wurde der untere Grenzwert aus 3.3.3 genommen;

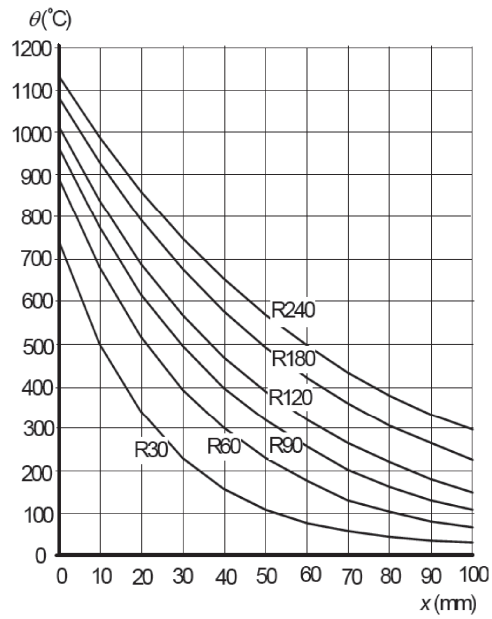
ANMERKUNG Der untere Grenzwert für die thermische Leitfähigkeit wurde aus Temperaturmessungen in Brandversuchen an unterschiedlichen Betonquerschnitten abgeleitet. Der untere Grenzwert ergibt realistischere Betontemperaturen als der obere Grenzwert, der aus Messungen an Verbundquerschnitten abgeleitet wurde.

- als Emissionswert für die Betonoberfläche wurde 0,7 angenommen, entsprechend 2.2;
- der konvektive Wärmeübergangskoeffizient wurde zu  $25 \text{ W/m}^2\text{K}$  gesetzt.

(3) Bild A.1 zeigt, wie die Temperaturprofile unter Ausnutzung der Symmetrie die Temperaturverteilung in Balken- und Stützenquerschnitten wiedergibt.





**Bild A.1 — Querschnittsbereich, für den die Temperaturprofile gelten**



### Legende

x ist der Abstand von der brandbeanspruchten Oberfläche

**Bild A.2 —  Temperaturprofile für einseitig brandbeanspruchte Bauteile  (Dicke  $h = 200$ ) für R 60 – R 240**

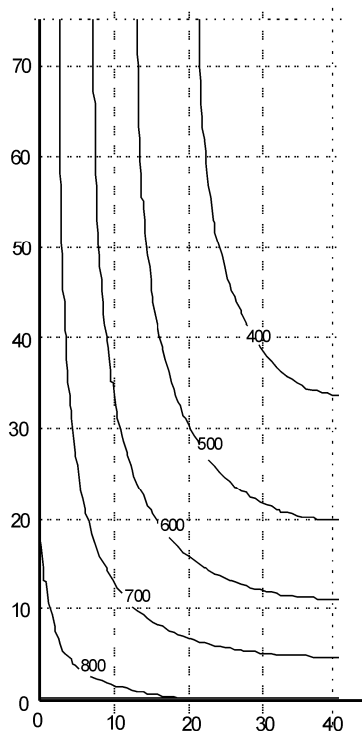
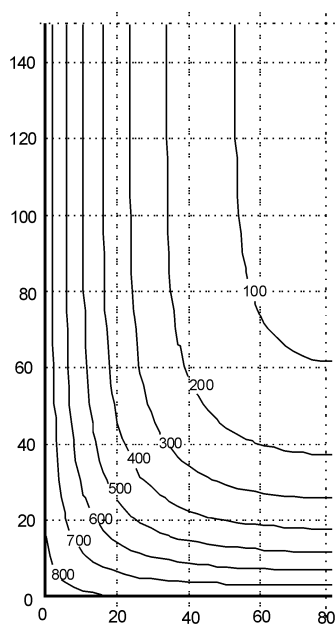
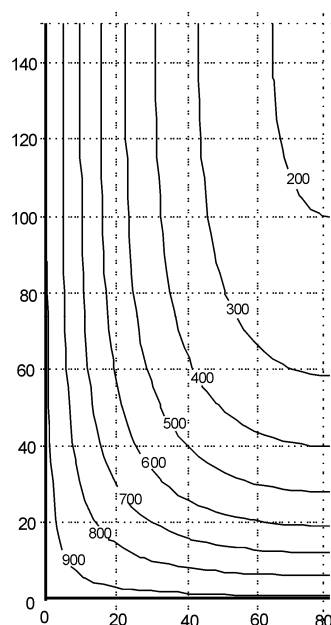


Bild A.3 — Temperaturprofile (°C) **[AC]** für mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile **[AC]**,  
 $h \times b = 150 \times 80 - R 30$



a) R 30



b) R 60

Bild A.4 — Temperaturprofile (°C) für einen Balken,  $h \times b = 300 \times 160$



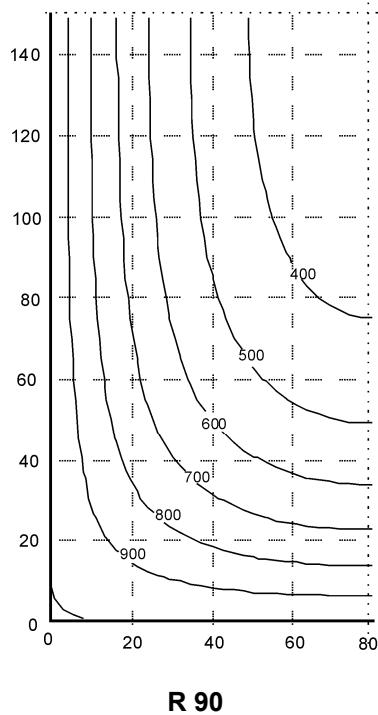


Bild A.5 — Temperaturprofile (°C) für einen Balken,  $h \times b = 300 \times 160$

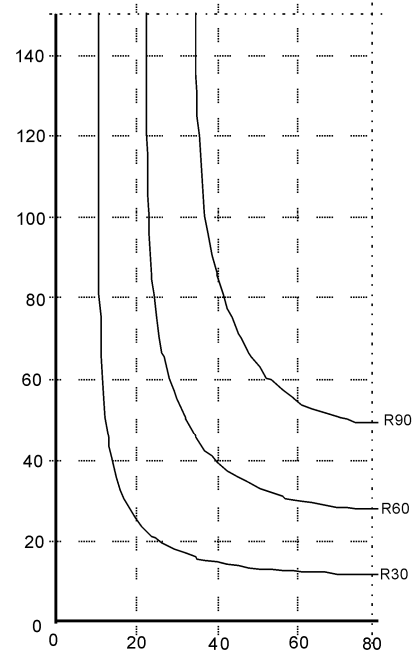
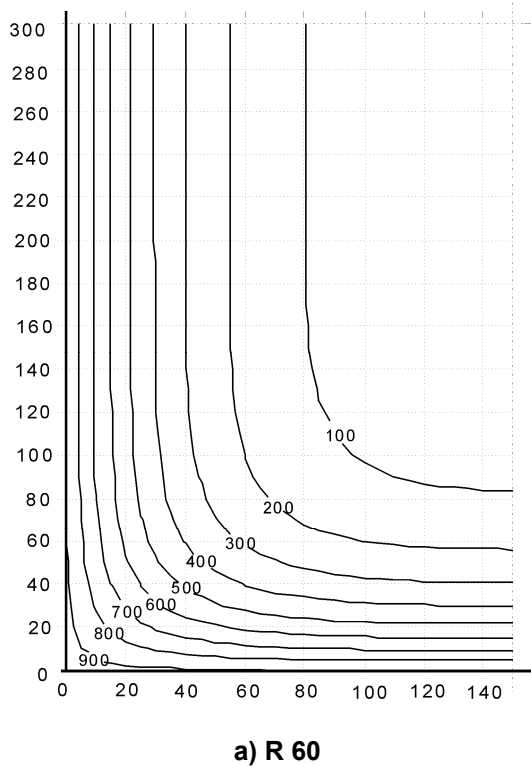
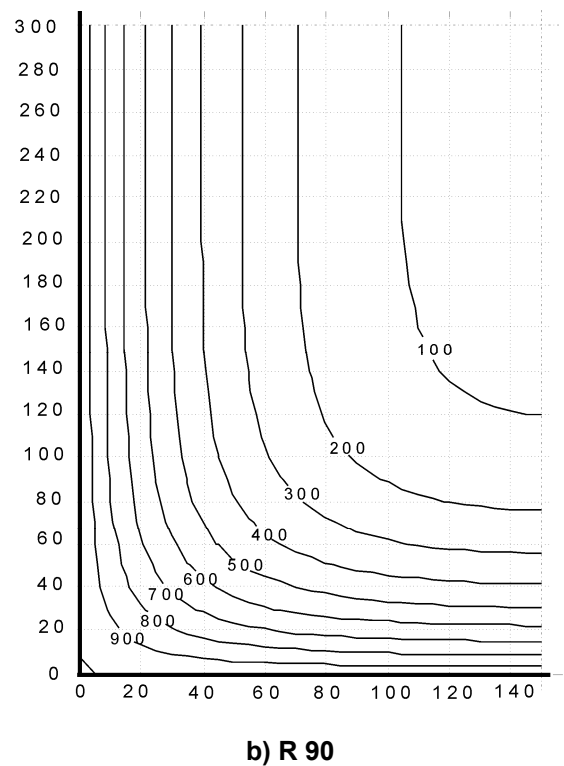


Bild A.6 — 500°C-Isothermen für einen Balken,  $h \times b = 300 \times 160$



a) R 60



b) R 90

Bild A.7 — Temperaturprofile (°C) für einen Balken  $h \times b = 600 \times 300$

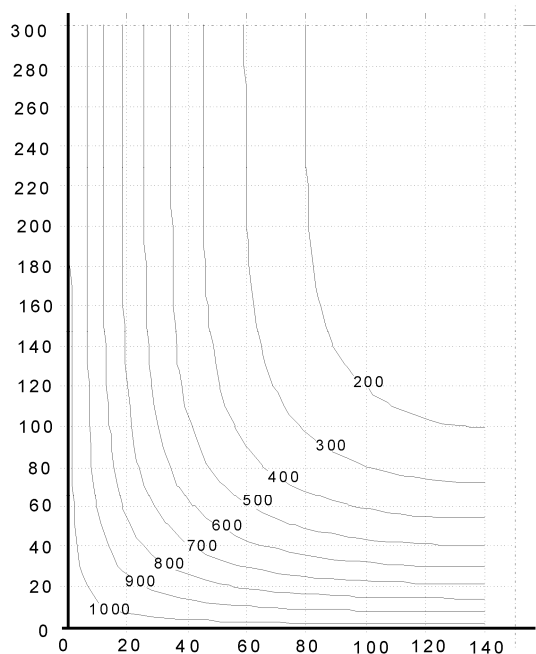
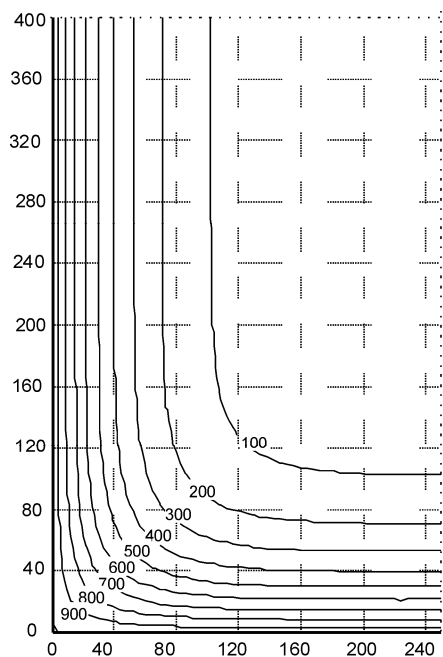
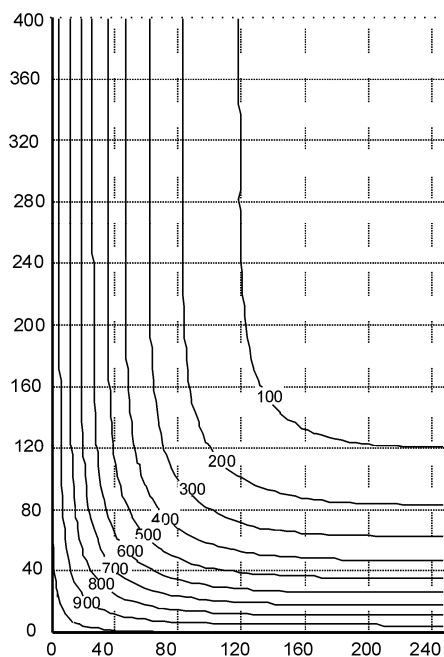


Bild A.8 — Temperaturprofile (°C) für einen Balken  $h \times b = 600 \times 300 - R 120$

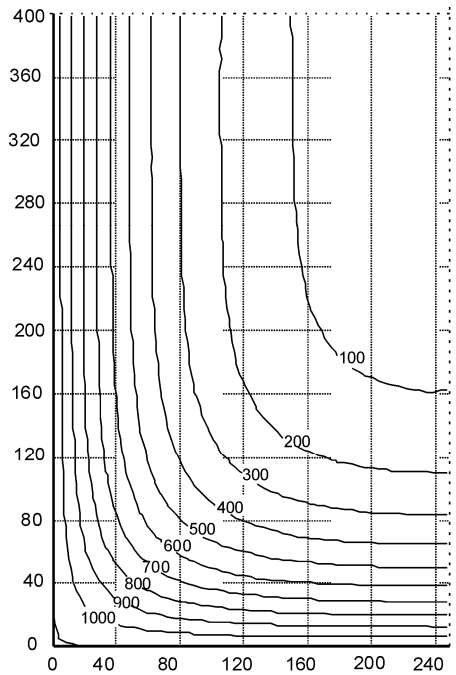


a) R 90

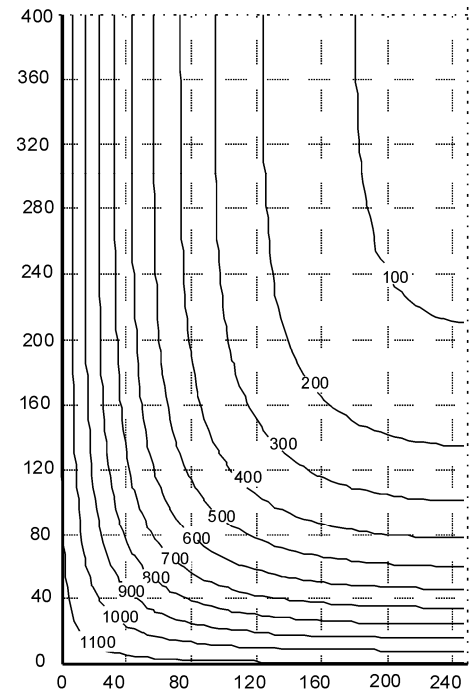


b) R 120

Bild A.9 — Temperaturprofile (°C) für einen Balken  $h \times b = 800 \times 500$

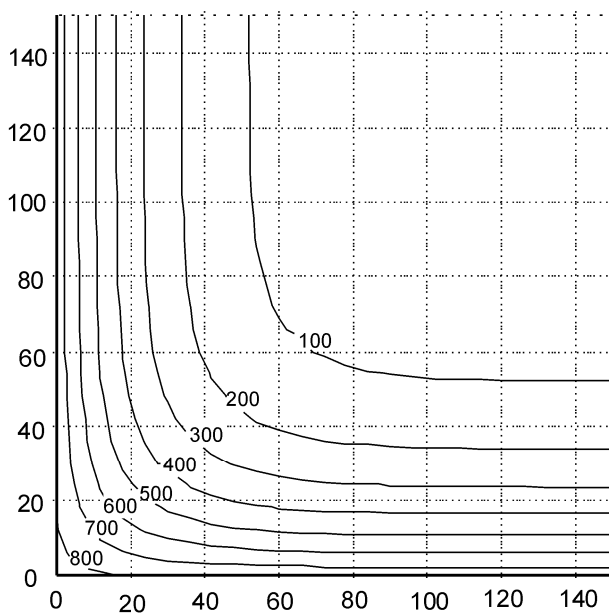


a) R 180

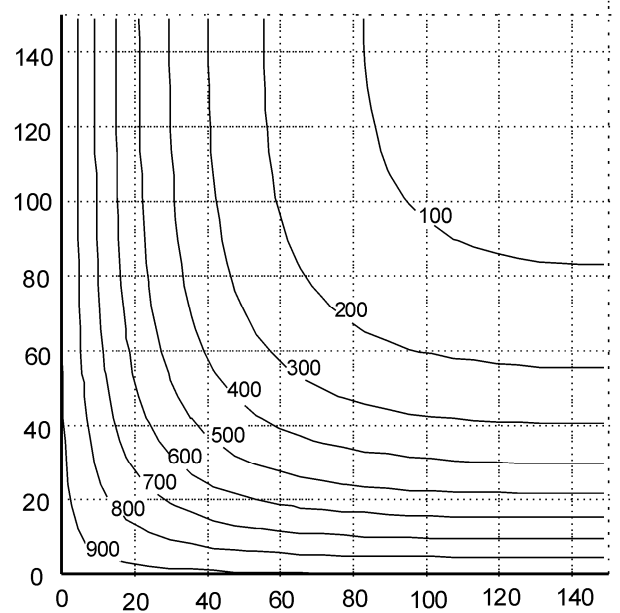


b) R 240

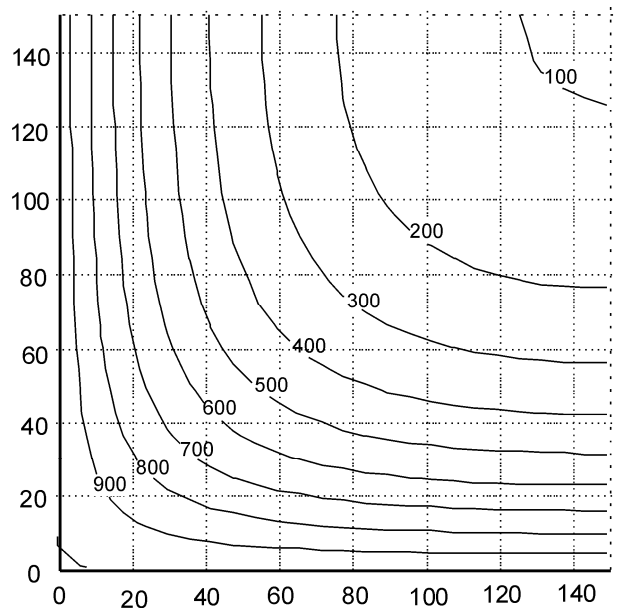
**Bild A.10 — Temperaturprofile (°C)  $\overline{\Delta C}$  für mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile  $\overline{\Delta C}$ ,  
 $h \times b = 800 \times 500$**



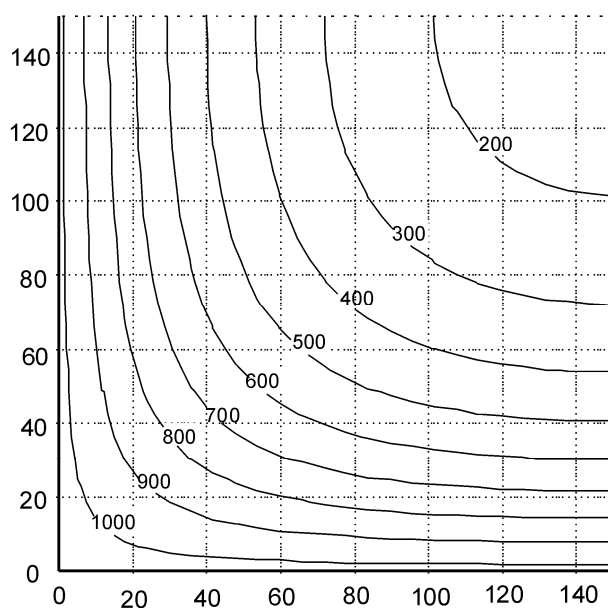
**Bild A.11 — Temperaturprofile (°C)  $\overline{\Delta C}$  für  
mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile  $\overline{\Delta C}$ ,  
 $h \times b = 300 \times 300 - R 30$**



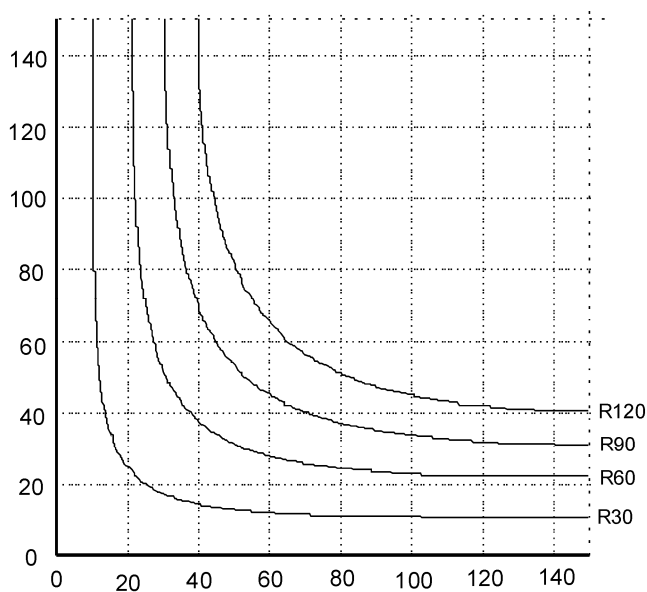
**Bild A.12 — Temperaturprofile (°C)  $\overline{\Delta C}$  für  
mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile  $\overline{\Delta C}$ ,  
 $h \times b = 300 \times 300 - R 60$**



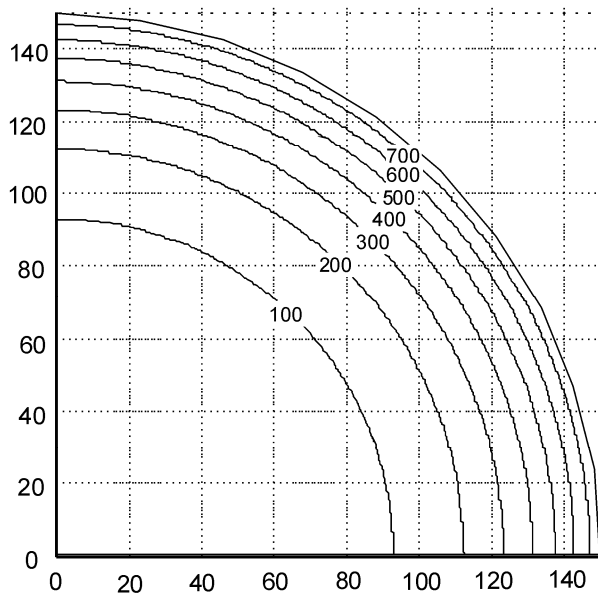
**Bild A.13** — Temperaturprofile (°C) für  
mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile  $h \times b = 300 \times 300 - R 90$



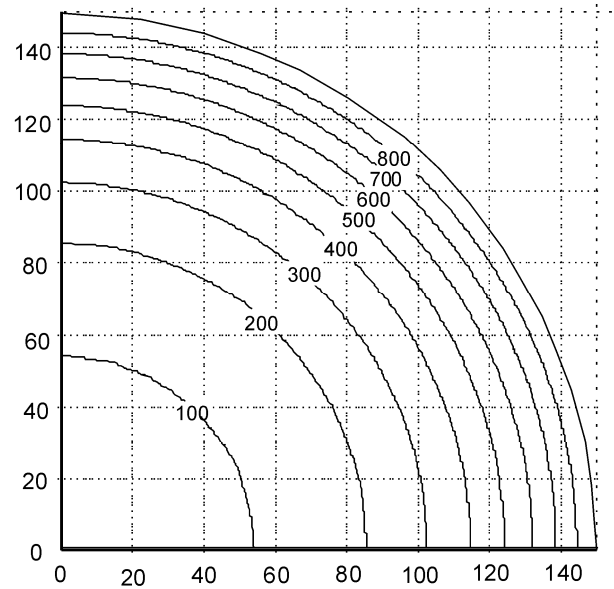
**Bild A.14** — Temperaturprofile (°C) für  
mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile  $h \times b = 300 \times 300 - R 120$



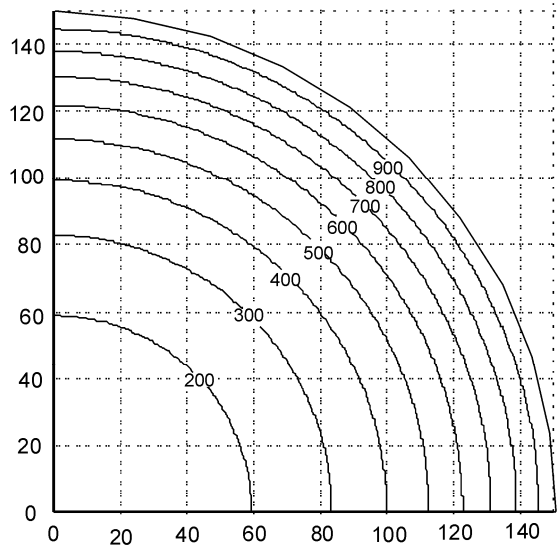
**Bild A.15** — 500 °C-Isotherme für mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile  $h \times b = 300 \times 300$



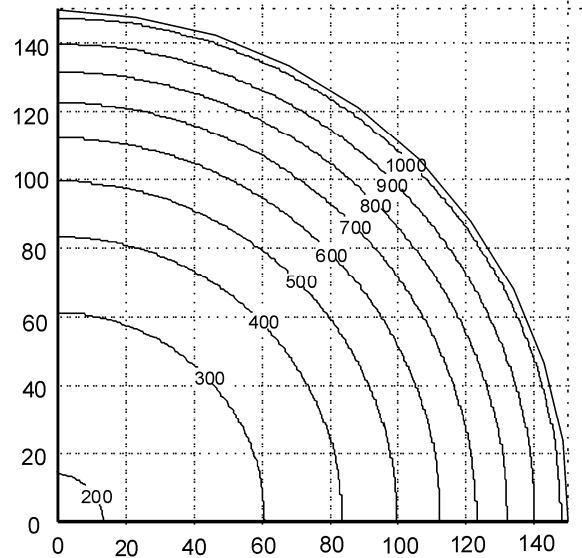
**Bild A.16 — Temperaturprofile (°C) für mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile, Durchmesser 300 mm – R 30**



**Bild A.17 — Temperaturprofile (°C) für mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile, Durchmesser 300 mm – R 60**



**Bild A.18 — Temperaturprofile (°C) für mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile, Durchmesser 300 mm – R 90**



**Bild A.19 — Temperaturprofile (°C) für mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile, Durchmesser 300 mm – R 120**

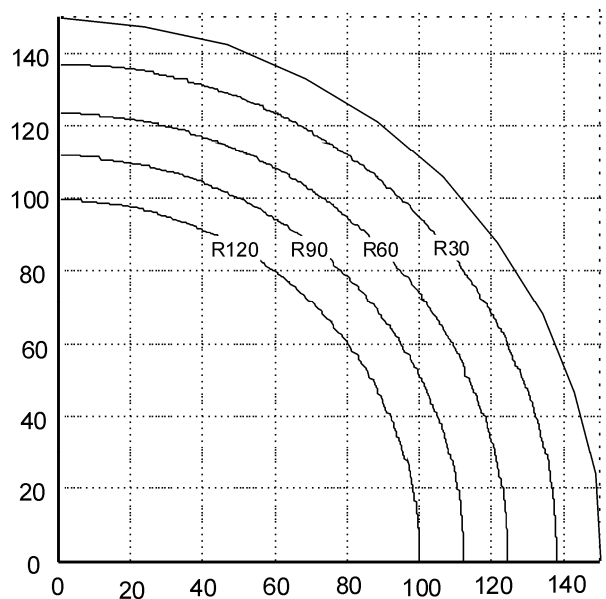


Bild A.20 — 500 °C-Isotherme **AC** für mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile **AC**,  
Durchmesser 300 mm

## Anhang B (informativ)

### Vereinfachte Berechnungsmethoden

#### B.1 500 °C-Isothermen-Methode

##### B.1.1 Prinzip und Anwendungsgebiet

(1) Diese Methode kann bei einer Normbrandbeanspruchung und allen anderen Bauteilerwärmungen, die ähnliche Temperaturfelder im brandbeanspruchten Bauteil verursachen, angewendet werden. Bei Bauteilerwärmungen, die dieses Kriterium nicht erfüllen, muss eine getrennte umfassende Analyse, die die relative Festigkeit des Betons als eine Funktion der Temperatur berücksichtigt, durchgeführt werden.

(2) Diese Methode gilt für eine Mindestbreite des in Tabelle B.1 angegebenen Querschnitts:

- a) für eine Normbrandbeanspruchung, welche von Feuerwiderstandsklasse abhängig ist;
- b) für eine parameterabhängige Brandbeanspruchung mit einem Öffnungsfaktor  $O \geq 0,14 \text{ m}^{1/2}$  (siehe EN 1991-1-2, Anhang A).

**Tabelle B1 — Mindestbreite des Querschnitts als Funktion der Feuerwiderstandsklasse (bei Normbrandbeanspruchung) sowie Brandlastdichte (bei parameterabhängiger Brandbeanspruchung)**

##### a) Feuerwiderstand

Feuerwiderstandsklasse	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Mindestbreite des Querschnitts in mm	90	120	160	200	280

##### b) Brandlastdichte

Brandlastdichte MJ/m <sup>2</sup>	200	300	400	600	800
Mindestbreite des Querschnitts in mm	100	140	160	200	240

(3) Die vereinfachte Berechnungsmethode umfasst eine AC gestrichener Text AC Verkleinerung der Querschnittsgröße unter Berücksichtigung eines durch den Brand geschädigten Bereichs nahe der Betonoberfläche. Die Dicke des geschädigten Betons  $a_{500}$  wird der mittleren Tiefe der 500 °C-Isotherme in der Druckzone des Querschnitts gleichgesetzt.

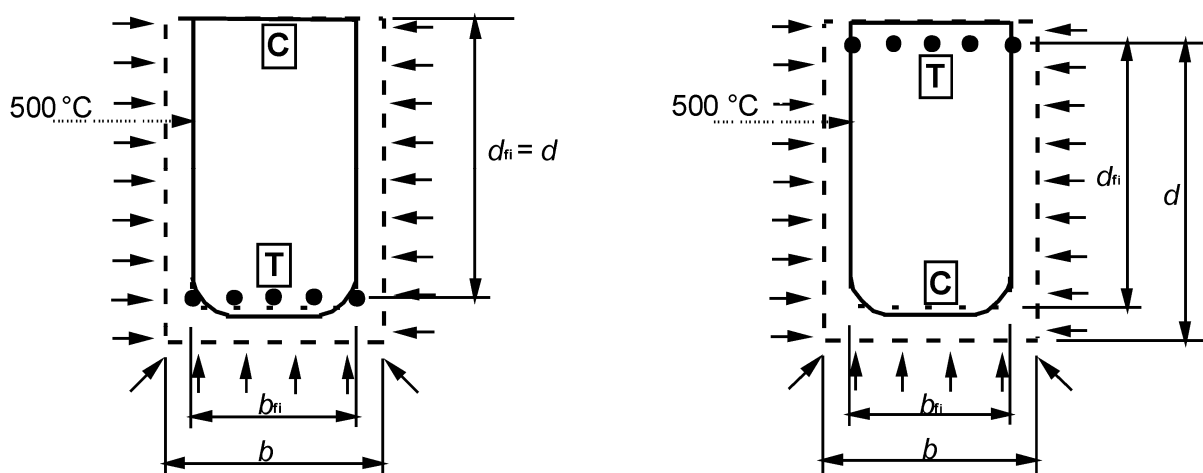
(4) Es wird angenommen, AC dass geschädigter AC, d. h. über 500 °C heißer Beton, keinen Beitrag zur Tragfähigkeit des Bauteils leistet, während der restliche Betonquerschnitt seine anfängliche Festigkeit und Elastizitätsmodul beibehält.

(5) Bei einem rechteckigen Balken, der von drei Seiten durch einen Brand beansprucht wird, AC stimmt der reduzierte Querschnitt im Brandfall mit Bild B.1a) oder Bild B.1b) überein. AC

### B.1.2 Berechnungsverfahren eines durch Biegemoment und Längskraft beanspruchten Stahlbetonquerschnitts

(1) Auf der Basis des oben beschriebenen Ansatzes für einen verkleinerten Querschnitt kann das Verfahren zur Berechnung des Widerstandes eines Stahlbetonquerschnitts im Brandfall folgendermaßen durchgeführt werden:

- Bestimmung der 500 °C-Isotherme für eine bestimmte Brandbeanspruchung, eine Normbrandbeanspruchung oder eine parameterabhängige Brandbeanspruchung;
- Bestimmung einer neuen Breite  $b_{fi}$  und einer neuen statischen Nutzhöhe  $d_{fi}$  des Querschnitts durch Ausschluss des Betons außerhalb der 500 °C-Isotherme (siehe Bild B.1). Die abgerundeten Ecken der Isothermen können durch ein Rechteck oder Quadrat, wie in Bild B.1 angegeben, angenähert werden;



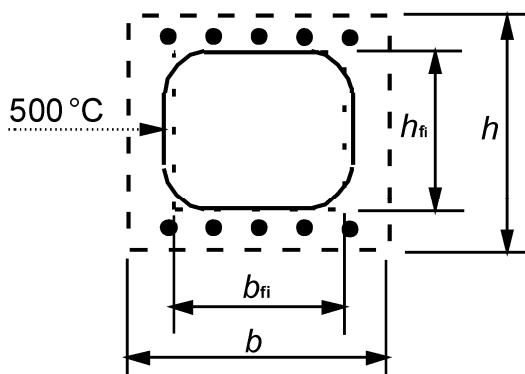
#### Legende

T - Zug

C - Druck

a) Brandbeanspruchung auf drei Seiten mit brandbeanspruchter Zugzone

b) Brandbeanspruchung auf drei Seiten mit brandbeanspruchter Druckzone

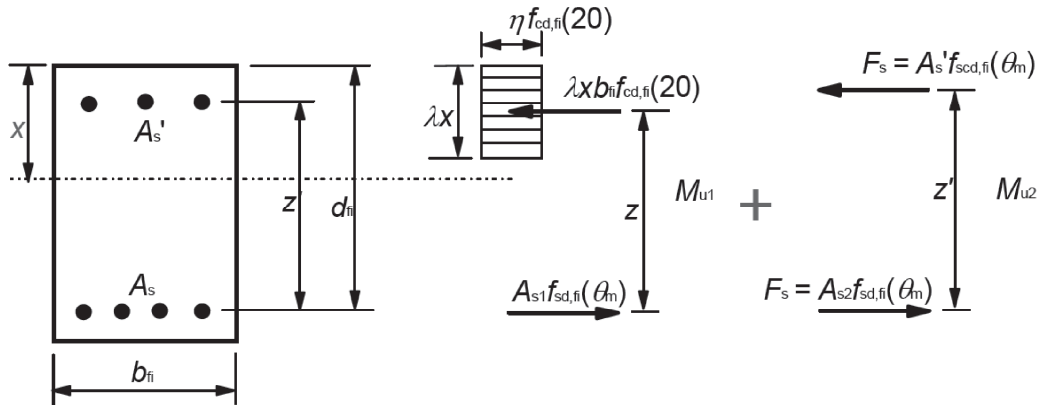


c) Brandbeanspruchung auf vier Seiten (Balken oder Stütze)

Bild B.1 — Verkleinerter Querschnitt eines Stahlbetonbalkens oder einer -stütze



- c) Bestimmung der Temperatur des Stahlbetonbalkens in der Zug- und Druckzone. Die Temperatur in den einzelnen Bewehrungsstäbe kann anhand der Temperaturprofile in Anhang A oder aus Handbüchern ermittelt werden. Einige der Bewehrungsstäbe können, wie in Bild B.1 dargestellt, außerhalb des verkleinerten Querschnitts liegen. Trotzdem können sie in die Berechnung der maximalen Tragfähigkeit des brandbeanspruchten Querschnitts einbezogen werden;
  - d) Bestimmung der durch die Temperatur reduzierten Festigkeit der Bewehrung nach 4.2.4.3;
  - e) Verwendung konventioneller Berechnungsmethoden zur Bestimmung der maximalen Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des verkleinerten Querschnitts und der Festigkeit der Bewehrungsstäbe wie in d) ermittelt;
  - f) Vergleich der maximalen Tragfähigkeit mit den Bemessungswerten der Schnittgrößen oder alternativ: Vergleich der berechneten mit der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer.
- (2) Bild B.2 zeigt die Berechnung der Tragfähigkeit eines Querschnitts mit Zug- und Druckbewehrung.



## Legende

- $b_{fi}$  Breite des  $\boxed{AC}$  reduzierten Querschnitts (s. Bild B.1)  $\boxed{AC}$ ;  
 $d_{fi}$  statische Nutzhöhe des  $\boxed{AC}$  reduzierten Querschnitts (s. Bild B.1)  $\boxed{AC}$ ;  
 $z$  Hebelarm zwischen Zugbewehrung und Beton;  
 $z'$  Hebelarm zwischen Zug- und Druckbewehrung;  
 $A_s$  Querschnittsfläche der Zugbewehrung;  
 $A_{s1}$  Anteil der Zugbewehrung im Gleichgewicht mit der Betondruckzone;  
 $A_{s2}$  Anteil der Zugbewehrung im Gleichgewicht mit der Druckbewehrung;  
 $A_s'$  Querschnittsfläche der Druckbewehrung;  
 $f_{cd,fi}(20)$  Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons im Brandfall bei Umgebungstemperatur  
 $= f_{ck}/\gamma_{c,fi}$ ;  
 $f_{sd,fi}(\theta_m)$  Bemessungswert der Festigkeit der Zugbewehrung im Brandfall bei mittlerer Temperatur  $\theta_m$  in der Lage;  
 $f_{scd,fi}(\theta_m)$  Bemessungswert der Festigkeit der Druckbewehrung im Brandfall bei mittlerer Temperatur  $\theta_m$  in der Lage;  
ANMERKUNG  $f_{sd,fi}(\theta_m)$  und  $f_{scd,fi}(\theta_m)$  können unterschiedliche Werte annehmen (siehe 4.2.4.3).  
 $\boxed{AC}$   $F_s$  Gesamtkraft der Druckbewehrung im Brandfall, die mit einem Teil der Gesamtkraft in der Zugbewehrung gleich ist;  $\boxed{AC}$   
 $\lambda$ ,  $\eta$  und  $x$  sind in EN 1992-1-1 definiert.

## Bild B.2 — Spannungsverteilung im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei rechteckigem Betonquerschnitt mit Druckbewehrung

(3) Wenn alle Bewehrungsstäbe in Lagen angeordnet sind und dieselbe Querschnittsfläche haben, können die folgenden Ausdrücke  $\boxed{AC}$  bei der Berechnung des Achsabstandes  $a$  verwendet werden.  $\boxed{AC}$

Die mittlere infolge Temperatureinwirkung reduzierte Festigkeit einer Bewehrungslage wird in Übereinstimmung mit Gleichung (B.1) berechnet.

$$k_v(\theta) = \frac{\Sigma k(\theta_i)}{n_v} \quad (B.1)$$

Dabei ist

- $\theta$  die Temperatur eines Bewehrungsstabes  $i$ ;  
 $k(\theta_i)$  die Reduktion der Festigkeit des Bewehrungsstabes  $i$  aufgrund der Temperatur  $\theta_i$ ,  $\boxed{AC}$  die aus Bild 4.1 entnommen wird;  $\boxed{AC}$   
 $k_v(\theta)$  die durchschnittliche Reduktion der Festigkeit der Bewehrungslage  $v$ ;

$n_v$  die Anzahl der Bewehrungsstäbe in Lage  $v$ .

(4)  $\boxed{\text{AC}}$  Der Achsabstand  $a$  zum Mittelpunkt der Bewehrungslagen kann unter Verwendung von Gleichung (B.2) berechnet werden:  $\boxed{\text{AC}}$

$$a = \frac{\sum a_v k_v(\theta)}{\sum k_v(\theta)} \quad (\text{B.2})$$

Dabei ist

$a_v$   $\boxed{\text{AC}}$  der Achsabstand von der unteren Oberfläche des verkleinerten Querschnitts zur Bewehrungslage  $v$ ;  $\boxed{\text{AC}}$

(5) Wenn nur zwei Lagen vorhanden sind, kann der Achsabstand unter Verwendung von Gleichung (B.3) berechnet werden.

$$a = \sqrt{a_1 a_2} \quad (\text{B.3})$$

(6) Wenn die Bewehrungsstäbe unterschiedliche Flächen haben und ungleichmäßig  $\boxed{\text{AC}}$  verteilt sind, wird empfohlen, dass in der Regel das folgenden Verfahren angewendet werden:  $\boxed{\text{AC}}$

Die mittlere Stahlfestigkeit einer Bewehrungsgruppe,  $k(\varphi) f_{sd,fi}$ , kann hinsichtlich erhöhter Temperaturen unter Verwendung von Gleichung (B.4) berechnet werden.

$$k(\varphi) f_{sd,fi} = \frac{\sum_i [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum_i A_i} \quad (\text{B.4})$$

Dabei ist

$k_s(\theta_i)$  eine Reduktion der Festigkeit des Bewehrungsstabes  $i$ ;

$f_{sd,i}$  die Bemessungswert der Festigkeit des Bewehrungsstabes  $i$ ;

$A_i$  die Querschnittsfläche des Bewehrungsstabes  $i$ .

$\boxed{\text{AC}}$  Der Achsabstand  $a$  zum Mittelpunkt der Bewehrungsgruppe wird nach Gleichung (B.5) berechnet:  $\boxed{\text{AC}}$

$$a = \frac{\sum_i [a_i k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum_i [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]} \quad (\text{B.5})$$

Dabei ist

$\boxed{\text{AC}}$   $a_i$  der Achsabstand vom verkleinerten Querschnitt zum Bewehrungsstab  $i$ ;  $\boxed{\text{AC}}$

(7) Die Berechnung des Biegemoments des Querschnitts erfolgt wie unten beschrieben:

$$M_{u1} = A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m) z \quad (\text{B.6})$$

$$\omega_k = \frac{A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} d_{fi} f_{cd,fi}(20)} \quad (\text{B.7})$$

$$M_{u2} = A_{s2} f_{sd,fi}(\theta_m) \cdot z' \quad (\text{B.8})$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (\text{B.9})$$

Dabei ist

- $A_s$  die gesamte Querschnittsfläche der Bewehrung;
- $f_{sd,fi}$  der Bemessungswert der Zugfestigkeit der Bewehrung;
- $f_{scd,fi}$  der Bemessungswert der Festigkeit der Druckbewehrung;
- $\omega_k$  der Bemessungswert für das Bewehrungsverhältnis des brandbeanspruchten Querschnitts;
- $b_{fi}$  die Breite des brandbeanspruchten Querschnitts;
- $d_{fi}$  die tatsächliche Höhe des brandbeanspruchten Querschnitts;
- $f_{cd,fi}(20)$  der Bemessungswert für die Druckfestigkeit des Betons (bei Normaltemperatur);
- $z$  der Hebelarm zwischen Zugbewehrung und Beton;
- $z'$  der Hebel zwischen Zug- und Druckbewehrung;
- $\theta_m$  die mittlere Temperatur in der Bewehrungslage.

Wenn die Momentenanteile wie oben dargestellt ermittelt worden sind, wird die Gesamtmomentkapazität folgendermaßen berechnet:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (\text{B.10})$$

## B.2 Zonenmethode

(1) Die Methode der Unterteilung des Querschnitts in verschiedene Zonen wird unten beschrieben. **gestrichener Text** Diese Methode kann bei jeder Brandkurve angewendet werden, aber die Daten in dieser Norm beziehen sich nur auf die Normbrandbeanspruchung (Einheitstemperatur-Zeitkurve).

(2) Der Querschnitt wird in eine Anzahl paralleler ( $n \geq 3$ ) Zonen gleicher Dicke (rechteckige Elemente) eingeteilt und die mittlere Temperatur und die entsprechende Druckfestigkeit  $f_{cd}(\theta)$  und ggf. der Elastizitätsmodul jeder Zone werden ermittelt.

(3) Der vom Brand geschädigte Querschnitt wird durch einen reduzierten Querschnitt repräsentiert, wobei eine geschädigte Zone der Dicke  $a_z$  an den brandbeanspruchten Seiten vernachlässigt wird (s. Bild B.3). Der Bezug zu einer äquivalenten Wand wird hergestellt (s. Bild B.3 a) und d)). Der Punkt M ist ein Punkt auf der zentralen Linie der äquivalenten Wand, der dazu verwendet wird, die reduzierte Druckfestigkeit für den gesamten reduzierten Querschnitt zu bestimmen. Wenn zwei gegenüberliegende Seiten brandbeansprucht werden, wird eine Breite von  $2w$  angenommen (s. Bild B.3 a)). Für einen rechteckigen Querschnitt, der nur auf einer Seite brandbeansprucht ist, wird eine Breite von  $w$  angenommen (s. Bild B.3 c)). Eine dicke Wand wird durch eine Wand mit einer Breite, die  $2w$  entspricht, repräsentiert (s. Bild B.3 d)). Der Flansch in Bild B.3 f) wird mit der äquivalenten Platte in Bild B.3 c) in Beziehung gesetzt, der Steg mit der äquivalenten Wand in Bild B.3a).

(4) Für die Unterseite des rechteckigen brandbeanspruchten Bauteils wird dort, wo die Breite geringer als die Höhe ist, angenommen, dass der Wert  $a_z$  den berechneten Werten für die Seiten entspricht, Bild B.3 b), e), f).

Die Verkleinerung des Querschnitts basiert auf einer geschädigten Zone der Dicke  $a_z$  im Bereich der brandbeanspruchten Oberflächen, die folgendermaßen berechnet wird:

(5) Die geschädigte Zone  $a_z$  wird für eine äquivalente Wand, die beidseitig brandbeansprucht ist, folgendermaßen berechnet:

- die halbe Dicke der Wand wird in  $n$  parallele Zonen gleicher Dicke unterteilt, wobei  $n \geq 3$  (s. Bild B.4);
- die Temperatur wird für die Mitte jeder Zone berechnet;
- die entsprechende Reduktion der Druckfestigkeit  $k_c(\theta)$  wird bestimmt (s. Bild B.5).

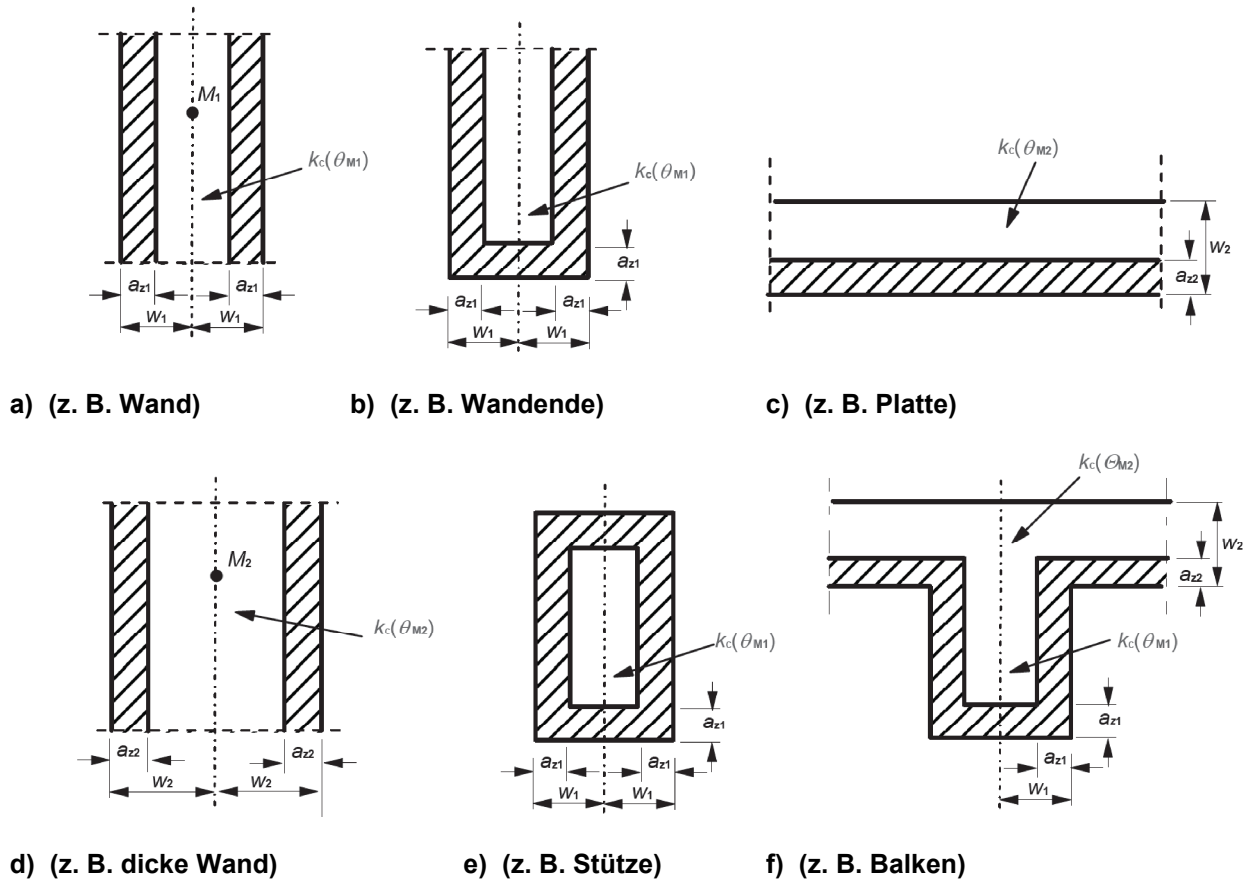
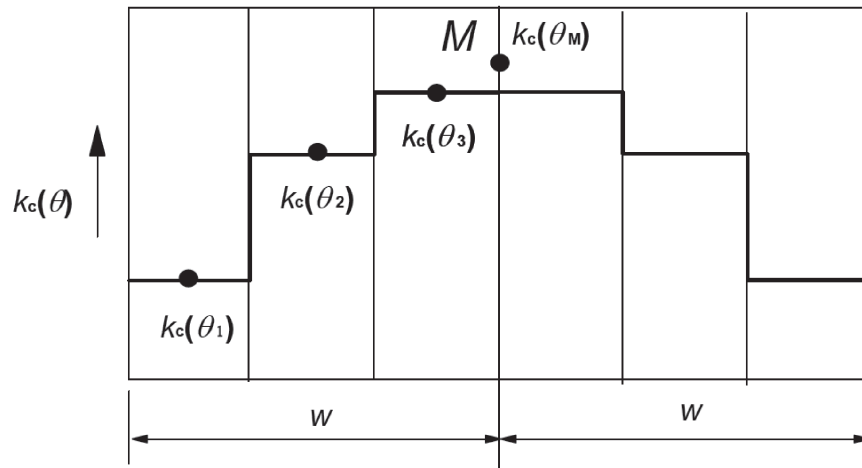


Bild B.3 — Reduktion der Festigkeit und des Querschnitts bei brandbeanspruchten Querschnitten



**Bild B.4 — Unterteilung einer von beiden Seiten brandbeanspruchten Wand in Zonen für die Berechnung der Festigkeitsreduktion und  $a_z$ -Werte**

(6) Der mittlere Reduktionskoeffizient für einen bestimmten Querschnitt, der einen Faktor  $(1 - 0,2/n)$  enthält, um die Temperaturveränderungen in jeder Zone zu berücksichtigen, kann mit Hilfe von Gleichung (B.11) berechnet werden.

$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) \quad (\text{B.11})$$

Dabei ist

- $n$  die Anzahl paralleler Zonen in  $w$ ;
- $w$  die halbe Gesamtbreite;
- $m$  die Nummer der Zone.

(7) AC Die Breite der geschädigten Zone der brandbeanspruchten Querschnitte von Balken oder Platten kann mit Hilfe der folgenden Gleichung (B.12) berechnet werden. AC

$$a_z = w \left[ 1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right] \quad (\text{B.12})$$

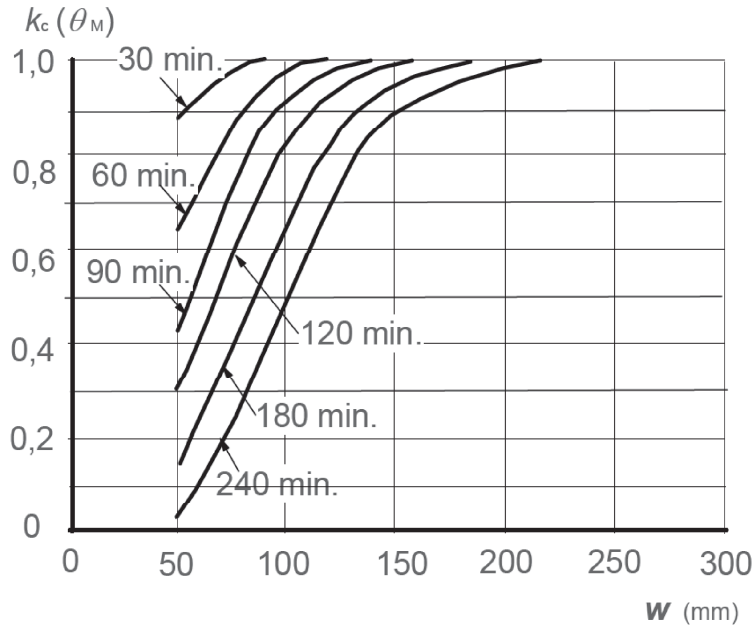
Dabei ist

- $k_c(\theta_M)$  der Reduktionskoeffizienten für Beton am Punkt  $M$ .

(8) Die Breite der geschädigten Zonen bei Stützen, Wänden und andere Konstruktionen, bei denen Auswirkungen infolge Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden müssen, kann unter Verwendung von Gleichung (B.13) berechnet werden:

$$a_z = w \left[ 1 - \left( \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right] \quad (\text{B.13})$$

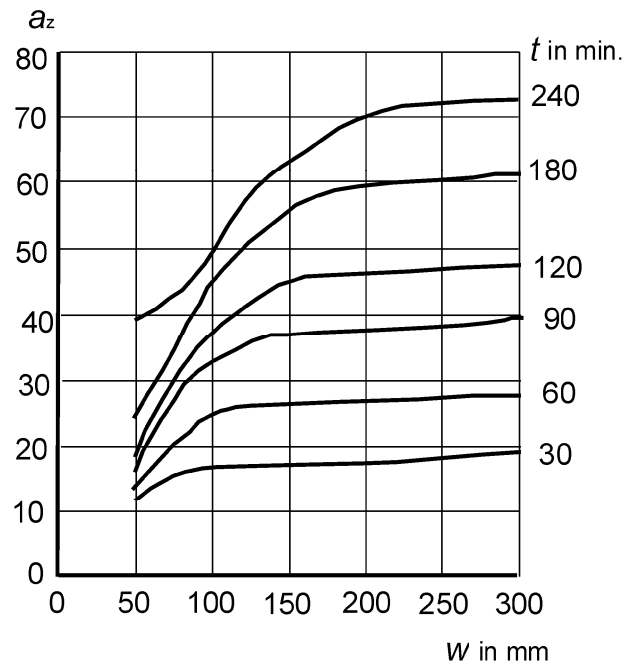
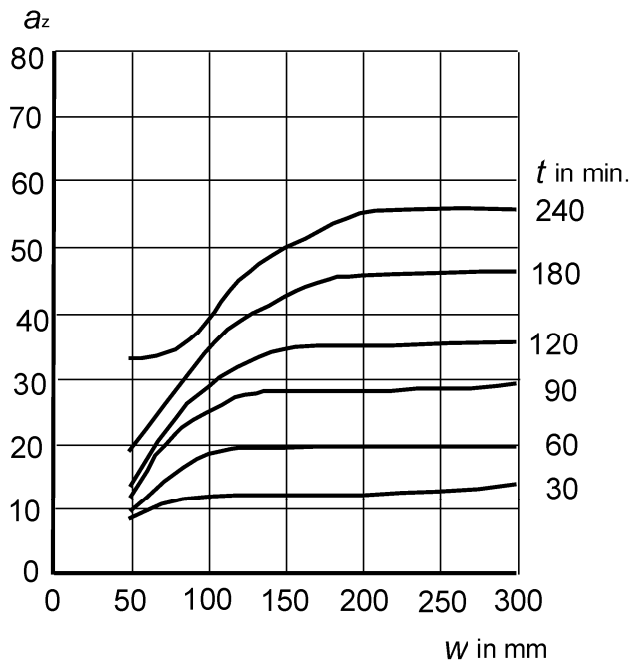
(9) AC Wenn der reduzierte Querschnitt ermittelt und die neue Festigkeit und der Elastizitätsmodul bestimmt worden sind, AC folgt die Berechnung für den Brandfall dem Berechnungsverfahren für Normaltemperatur, ähnlich wie in Bild B.2 dargestellt.



$w$  wird bestimmt als:

- die Dicke einer Platte,
- die Dicke einer einseitig beanspruchten Wand oder Stütze,
- die Hälfte der Dicke eines Steges eines Balkens,
- die Hälfte der Dicke einer zweiseitig beanspruchten Wand oder Stütze oder
- die Hälfte der kleinsten Abmessung einer vierseitig beanspruchten Stütze

**a) Reduktion der Druckfestigkeit für einen reduzierten Querschnitt mit quarzhaltigem Zuschlag**



**b) Reduktion  $a_z$  des Querschnitts eines Balkens oder einer Platte mit quarzhaltigem Zuschlag**

**c) Reduktion  $a_z$  des Querschnitts einer Stütze oder einer Wand mit quarzhaltigem Zuschlag**

ANMERKUNG Der Wert für quarzhaltigen Beton ist für die meisten anderen Zuschläge konservativ.

**Bild B.5 — Reduktion des Querschnitts und der Festigkeit unter Annahme der Normbrandbeanspruchung**

### B.3 Methode zur Beurteilung eines durch Biegemoment und Längskraft beanspruchten Stahlbetonquerschnitts durch Abschätzung der Krümmung

#### B.3.1 AC Tragverhalten von Stützen unter Brandbeanspruchung AC

(1) In diesem Abschnitt geht es um Stützen, deren Tragverhalten unter Brandbeanspruchung signifikant durch Verformungen infolge Theorie II. Ordnung beeinflusst wird.

(2) Unter Brandbeanspruchung führt die Schädigung der äußeren Schichten des Bauteils aufgrund hoher Temperaturen zusammen mit einer Abnahme des Elastizitätsmoduls in den inneren Schichten zu einer Abnahme der Steifigkeit tragender Bauteile. Deshalb können Auswirkungen infolge Theorie II. Ordnung für Stützen im Brandfall bedeutsam sein, obwohl deren Auswirkung für Normaltemperatur vernachlässigbar ist.

(3) Die Beurteilung einer Stütze als isoliertes Bauteil unter Brandbeanspruchung kann mittels einer auf der Bestimmung der Krümmung beruhenden Methode durchgeführt werden AC (siehe EN 1992-1, 5.8.8). AC Dazu müssen die folgenden Regeln beachtet werden.

(4) Bei ausgesteiften Gebäuden ist es nicht notwendig, indirekte Brandwirkungen zu betrachten, wenn die Abnahme der Momente I. Ordnung aufgrund der Abnahme der Steifigkeit der Stützen nicht berücksichtigt wird.

(5) Die Ersatzlänge der Stütze im Brandfall,  $l_{0,fi}$ , kann als auf der sicheren Seite liegende Vereinfachung gleich  $l_0$  bei Normaltemperatur angenommen werden. AC Die Veränderung der Einspanngrade der Stütze auf Grund der Abnahme der Stützensteifigkeit kann berücksichtigt werden. AC Zu diesem Zweck kann ein reduzierter Querschnitt der Stütze nach B.2 verwendet werden. In diesem Fall sollte für die effektive Steifigkeit des reduzierten Betonabschnitts gesetzt werden:

$$(EI)_Z = [k_c(\theta_M)]^2 \cdot E_c \cdot I_Z$$

Dabei ist

$k_c(\theta_M)$  eine Reduktion des Koeffizienten für Beton am Punkt M (siehe B.2);

$E_c$  der Elastizitätsmodul des Betons bei Normaltemperatur;

$I_Z$  das Trägheitsmoment des verkleinerten Querschnitts.

Der Elastizitätsmodul der Bewehrung ist  $E_{s,\theta}$  AC (siehe Tabelle 3.2a oder Tabelle 3.2.b). AC

#### B.3.2 Verfahren zur Bestimmung des Feuerwiderstands von Stützenquerschnitten

(1) Diese Methode gilt nur für die Beurteilung von Stützen in ausgesteiften Tragwerken.

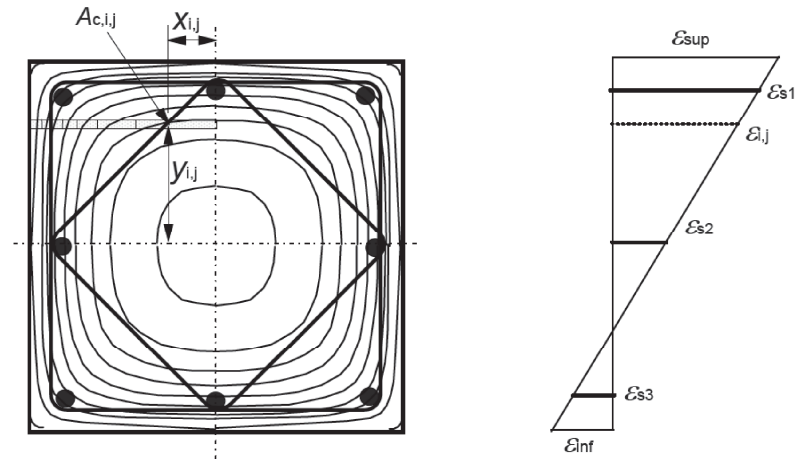
(2) Bestimmung der Isothermen für die jeweilige Brandbeanspruchung, d. h. die Normbrandbeanspruchung oder die parameterabhängige Brandbeanspruchung.

(3) Unterteilen des Querschnitts in Zonen mit der ungefähren mittleren Temperatur von 20 °C, 100 °C, 200 °C, 300 °C ... bis zu 1 100 °C (siehe Bild B.6).

(4) Bestimmung der Breite  $w_{ij}$ , der Fläche  $A_{cij}$  und der Koordinaten  $x_{ij}$   $y_{ij}$  für die Mitte jeder Zone.

(5) Bestimmung der Temperatur der Bewehrungsstäbe. Die Temperatur des einzelnen Bewehrungsstabes kann über die Temperaturprofile in Anhang A oder Handbüchern ermittelt werden und wird als Temperatur in der Stabmitte angenommen.





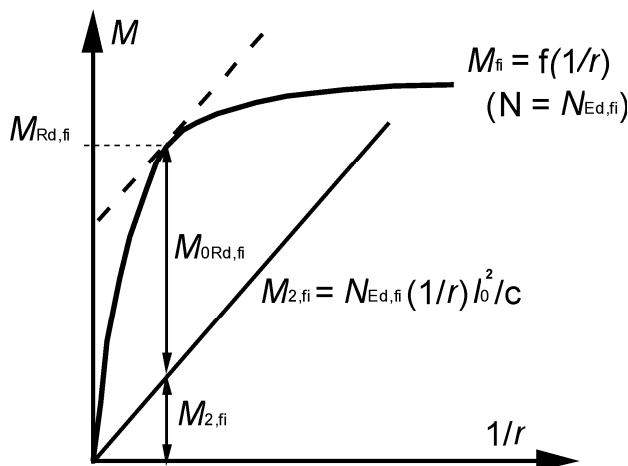
**Bild B.6 — Einteilung des Querschnitts einer Stütze in Zonen mit ungefähr gleicher Temperatur**

(6) Bestimmung des Moment-Krümmungsdiagramms für  $N_{Ed,fi}$ , indem für jeden Bewehrungsstab und jede Betonzone das entsprechende Spannungs-Dehnungs-Diagramm nach 3.2.2.1 (Bild 3.1 und Tabelle 3.1), 3.2.3 **[AC]** (Bild 3.3 und Tabelle 3.2a oder Tabelle 3.2b), **[AC]** 3.2.4 (Tabelle 3.3) und 3.2.2.2 verwendet wird.

(7) Berechnung des Bemessungswerts der Momententragfähigkeit  $M_{Rd,fi}$  in Abhängigkeit von  $N_{Ed,fi}$  und des Moments infolge Theorie II. Ordnung,  $M_{2,fi}$ , für die entsprechende Krümmung.

(8) Bestimmung der verbleibenden Momententragfähigkeit nach Theorie I. Ordnung,  $M_{0Rd,fi}$ , für die spezifizierte Brandbeanspruchung und  $N_{Ed,fi}$  als Differenz zwischen dem Bemessungswert der Momententragfähigkeit  $M_{Rd,fi}$  und dem Moment infolge Theorie II. Ordnung,  $M_{2,fi}$ , entsprechend Bild B7.

(9) Vergleich des Bemessungswerts der Momententragfähigkeit nach Theorie I. Ordnung,  $M_{0Rd,fi}$ , mit dem Bemessungswert des aufzunehmenden Biegemoments nach Theorie I. Ordnung bei Brandbeanspruchung  $M_{0Ed,fi}$ .



Dabei ist  $c$  ein von der Krümmung abhängiger Faktor ( $\approx 10$ ), **[AC]** siehe EN 1992-1-1, 5.8.8.2 (4). **[AC]**

$$M_{0Rd,fi} \geq M_{0Ed,fi}$$

**Bild B.7 — Bestimmung des Bemessungswerts der Momententragfähigkeit ( $M_{Rd,fi}$ ), des Moments infolge Theorie II. Ordnung ( $M_{2,fi}$ ) und des Bemessungswerts der Momententragfähigkeit nach Theorie I. Ordnung ( $M_{0Rd,fi}$ )**

## Anhang C (informativ)

### Knicken von Stützen unter Brandbedingungen

(1) Die Tabellen C.1 bis C.9 liefern Informationen, um Stützen in ausgesteiften Tragwerken mit einer Breite bis zu 600 mm und einer Schlankheit bis zu  $\lambda = 80$  bei Normbrandbeanspruchung zu berechnen. Die Tabellen basieren auf der in B.3 angegebenen Methode; Formelzeichen sind in 5.3.3 erklärt, außerdem siehe Anmerkungen 1 und 2 in 5.3.3 (3).

(2) Lineare Interpolation zwischen den Tabellen innerhalb dieses Anhangs ist zulässig.

**Tabelle C.1 — Mindestabmessung und -achsabstand für Stahlbetonstützen; rechteckiger und runder Querschnitt. Bewehrungsverhältnis  $\omega = 0,1$ . Kleines Moment nach Theorie I. Ordnung:  $e = 0,025 b$  mit  $e \geq 10 \text{ mm}$**

Feuerwider- standsklasse	$\lambda$	Mindestabmessung (mm) Stützenbreite $b_{\min}$ /Achsabstand $a$			
		Mehr als einseitig brandbeanspruchte Stütze			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	200/25*
	60	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	70	150/25*	150/25*	250/25*	300/25*
	80	150/25*	200/25*	250/30:300/25*	350/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	200/25*	200/30:250/25*
	40	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	50	150/25*	200/25*	250/25*	300/25
	60	150/25*	200/40:250/25*	250/40:300/25*	350/30:400/25*
	70	200/25*	250/30:300/25*	300/40:350/25*	450/35:550/25*
	80	200/30:250/25*	250/40:300/25*	400/30:450/25*	550/60:600/35
R 90	30	150/25*	200/25*	200/50:250/25*	250/30:300/25*
	40	150/35:200/25*	200/30:250/25*	250/25*	300/25
	50	200/25*	250/25*	300/25*	350/50:400/25*
	60	200/35:250/25*	250/40:300/25*	350/35:400/25*	450/50:550/25*
	70	250/25*	300/35:350/25*	400/45:550/25*	600/40
	80	250/30:300/25*	350/35:400/25*	550/40:600/25*	(1)
R 120	30	200/25*	250/25*	250/25*	300/45:350/25
	40	250/25*	250/25*	300/25*	400/25*
	50	250/25*	300/25*	350/50:400/25*	450/50:500/25*
	60	250/25*	350/25*	450/40:500/25*	550/50
	70	250/50:300/25*	400/25*	500/60:550/25*	(1)
	80	300/25*	450/40:500/25*	600/45	(1)
R 180	30	250/25*	250/25*	350/25*	400/50:450/25*
	40	250/25*	300/30:350/25*	400/25*	450/50:500/25*
	50	250/50:300/25*	350/50:400/25*	450/40:500/25*	550/60:600/35
	60	300/40:350/25*	450/25*	550/40:600/25	(1)
	70	350/30:400/25*	500/25*	600/80	(1)
	80	400/30:450/25*	550/45:600/25*	(1)	(1)
R 240	30	250/25*	350/25*	450/25*	500/40:550/25*
	40	300/25*	400/25*	500/25*	600/25*
	50	350/25*	450/25*	550/50:600/25*	(1)
	60	400/25*	500/60:550/25*	600/80	(1)
	70	450/25*	600/25*	(1)	(1)
	80	500/25*	600/80	(1)	(1)

\* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.  
(1) Erfordert eine Breite über 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.

**Tabelle C.2 — Mindestabmessung und -achsabstand für Stahlbetonstützen; rechteckiger und runder Querschnitt. Bewehrungsverhältnis  $\omega = 0,1$ . Mittleres Moment nach Theorie I. Ordnung:  $e = 0,25 b$  mit  $e \leq 100 \text{ mm}$**

Feuerwiderstands- standsklasse	$\lambda$	Mindestabmessung (mm) Stützenbreite $b_{\min}$ /Achsabstand $a$			
		Mehr als einseitig brandbeanspruchte Stütze			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	40	150/25*	150/30:200/25*	300/25*	500/40:550/25*
	50	150/25	200/40:250/25*	350/40:500/25*	550/25*
	60	150/25*	300/25*	550/25*	600/30
	70	200/25*	350/40:500/25*	550/30:600/25*	(1)
	80	250/25*	550/25*	(1)	(1)
R 60	30	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	40	200/30:250/25*	300/35:350/25*	450/50:550/25*	550/40:600/25*
	50	200/40:300/25*	350/45:550/25*	550/30:600/30	600/55
	60	250/35:400/25*	450/50:550/25*	600/35	(1)
	70	300/40:500/25*	550/30:600/25*	600/80	(1)
	80	400/40:550/25*	600/30	(1)	(1)
R 90	30	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	40	250/40:350/25*	350/50:550/25*	550/35:600/25*	600/50
	50	300/40:500/25*	500/60:550/25*	600/40	(1)
	60	300/50:550/25*	550/45:600/25*	(1)	(1)
	70	400/50:550/25*	600/45	(1)	(1)
	80	500/60:600/25*	(1)	(1)	(1)
R 120	30	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	40	300/50:500/25*	500/50:550/25*	550/50:600/25	(1)
	50	400/50:550/25*	550/50:600/25*	600/60	(1)
	60	500/50:550/25*	550/55:600/50	(1)	(1)
	70	500/60:600/25*	600/60	(1)	(1)
	80	550/50:600/25*	(1)	(1)	(1)
R 180	30	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	40	500/50:550/25*	550/50:600/25*	600/80	(1)
	50	550/25*	600/60	(1)	(1)
	60	550/50:600/25*	600/80	(1)	(1)
	70	600/55	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
R 240	30	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	40	550/25*	600/60	(1)	(1)
	50	550/60:600/25*	600/80	(1)	(1)
	60	600/60	(1)	(1)	(1)
	70	600/80	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)

\* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.  
(1) Erfordert eine Breite über 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.

**Tabelle C.3 — Mindestabmessung und -achsabstand für Stahlbetonstützen; rechteckiger und runder Querschnitt. Bewehrungsverhältnis  $\omega = 0,1$ . Großes Moment nach Theorie I. Ordnung  
 $e = 0,5 b$  mit  $e \leq 200$  mm**

Feuerwiderstands- standsklasse	$\lambda$	Mindestabmessung (mm) Stützenbreite $b_{\min}$ /Achsabstand $a$			
		Mehr als einseitig brandbeanspruchte Stütze			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	400/40:550/25*	550/25*	(1)
	40	200/25*	550/25*	550/35:600/30	(1)
	50	250/30:300/25*	550/30:600/25*	(1)	(1)
	60	300/40:550/25*	600/50	(1)	(1)
	70	400/40:550/25*	(1)	(1)	(1)
	80	550/25	(1)	(1)	(1)
R 60	30	300/35:500/25*	500/50:550/25*	550/50:600/40	(1)
	40	350/40:550/25*	550/40:600/30	(1)	(1)
	50	450/50:550/25*	550/50:600/40	(1)	(1)
	60	550/30	600/80	(1)	(1)
	70	550/35	(1)	(1)	(1)
	80	550/40	(1)	(1)	(1)
R 90	30	350/50:550/25*	550/45:600/40	600/80	(1)
	40	500/60:600/30	550/60:600/50	(1)	(1)
	50	550/40	600/80	(1)	(1)
	60	550/50:600/45	(1)	(1)	(1)
	70	550/60:600/50	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
R 120	30	550/40:600/30	550/50	(1)	(1)
	40	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	50	550/55:600/50	(1)	(1)	(1)
	60	550/60:600/50	(1)	(1)	(1)
	70	600/70	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
R 180	30	550/50	600/80	(1)	(1)
	40	550/60	(1)	(1)	(1)
	50	600/70	(1)	(1)	(1)
	60	(1)	(1)	(1)	(1)
	70	(1)	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
R 240	30	600/70	(1)	(1)	(1)
	40	(1)	(1)	(1)	(1)
	50	(1)	(1)	(1)	(1)
	60	(1)	(1)	(1)	(1)
	70	(1)	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)

\* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.  
(1) Erfordert eine Breite über 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.

**Tabelle C.4 — Mindestabmessung und -achsabstand für Stahlbetonstützen; rechteckiger und runder Querschnitt. Bewehrungsverhältnis  $\omega = 0,500$ . Kleines Moment nach Theorie I. Ordnung:  $e = 0,025 b$  mit  $e \geq 10 \text{ mm}$**

Feuerwiderstands- standsklasse	$\lambda$	Mindestabmessung (mm) Stützenbreite $b_{\min}$ /Achsabstand $a$			
		Mehr als einseitig brandbeanspruchte Stütze			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	200/25*
	60	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	70	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	80	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	150/30:200/25*	200/35:250/25*
	40	150/25*	150/25*	200/25*	250/30:300/25*
	50	150/25*	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/40:350/25*
	60	150/25*	200/30:250/25*	250/30:300/25*	300/40:450/25
	70	150/25*	200/35:250/25*	250/40:350/25*	350/45:600/25
	80	150/35:200/25*	250/30:300/25*	300/40:500/25*	450/50:600/35
R 90	30	150/25*	150/40:200/25*	200/40:250/25*	250/40:300/25*
	40	150/25*	200/35:250/25*	250/30:300/25*	300/40:400/25*
	50	150/40:200/25*	200/45:250/25*	250/45:350/25*	350/45:550/25*
	60	200/25*	250/35:300/25*	300/45:400/25*	400/50:600/35
	70	200/35:250/25*	250/45:350/25*	350/45:600/25*	550/50:600/45
	80	200/45:250/25*	250/50:400/25*	400/50:600/35	600/60
R 120	30	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/45:300/25*	350/45:500/25*
	40	200/25*	250/25*	300/45:350/25*	400/50:550/25*
	50	200/40:250/25*	250/45:300/25*	350/45:450/25*	450/50:600/25*
	60	200/50:250/25*	300/45:350/25*	400/50:550/25*	500/60:600/35
	70	250/35:300/25*	350/45:450/25*	500/50:600/40	600/45
	80	250/45:300/25*	400/50:550/25	500/60:600/45	600/60
R 180	30	200/45:250/25*	250/35:300/25*	350/45:400/25*	450/45:500/25*
	40	250/25*	300/45:350/25*	450/25*	500/55:600/50
	50	250/35:300/25*	350/45:400/25*	500/40:550/25	600/65
	60	300/40:350/25*	450/25*	500/60:600/55	600/80
	70	350/25*	500/40:550/25*	600/65	(1)
	80	400/30:450/25*	500/55:600/45	600/80	(1)
R 240	30	250/25*	350/25*	450/45:500/25*	550/65:600/50
	40	250/40:300/25*	400/45:450/25*	500/60:550/25*	600/75
	50	350/30:400/25*	450/50:500/25*	550/70:600/55	(1)
	60	400/35:450/25*	500/50:600/25*	600/75	(1)
	70	450/30:500/25*	550/75:600/50	(1)	(1)
	80	500/40:550/25*	600/70	(1)	(1)

\* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

(1) Erfordert eine Breite über 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.

**Tabelle C.5 — Mindestabmessung und -achsabstand für Stahlbetonstützen; rechteckiger und runder Querschnitt. Bewehrungsverhältnis  $\omega = 0,500$ . Mittleres Moment nach Theorie I. Ordnung:  $e = 0,25 b$  mit  $e \leq 100$  mm**

Feuerwider- standsklasse	$\lambda$	Mindestabmessung (mm) Stützenbreite $b_{\min}$ /Achsabstand $a$			
		Mehr als einseitig brandbeanspruchte Stützen			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	300/45:350/25*
	50	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	350/40:450/25*
	60	150/25*	150/25*	250/30:300/25*	500/30:550/25*
	70	150/25*	150/35:200/25*	350/30:400/25	550/35:600/30
	80	150/25*	200/30:250/25*	400/40:500/25	600/50
R 60	30	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25
	40	150/25*	200/30:300/25*	300/35:500/25*	450/50:600/30
	50	150/30:200/25*	200/40:350/25*	300/45:550/25*	500/50:600/35
	60	150/35:200/25*	250/40:500/25*	400/45:600/30	600/45
	70	200/30:300/25*	300/40:500/25*	500/40:600/35	600/80
	80	200/35:300/25*	350/40:600/25*	550/55:600/40	(1)
R 90	30	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	40	200/35:250/25*	250/45:500/25*	350/50:600/25*	550/50:600/45
	50	200/40:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25*	550/50:600/45	(1)
	70	300/35:500/25*	400/50:600/35	600/50	(1)
	80	300/40:600/25*	500/55:600/40	600/80	(1)
R 120	30	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	40	200/50:350/25*	350/50:550/25*	500/50:600/40	600/55
	50	250/45:450/25*	450/50:600/25*	500/55:550/45	600/80
	60	300/50:500/25*	500/45:600/40	550/60:600/60	(1)
	70	350/50:550/25*	500/50:550/45	600/75	(1)
	80	400/50:600/25*	500/55:550/50	(1)	(1)
R 180	30	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	40	350/50:500/25*	500/50:600/25*	600/60	(1)
	50	450/50:500/25*	500/60:600/50	600/70	(1)
	60	500/50:600/25*	550/60:600/55	(1)	(1)
	70	500/55:600/35	600/65	(1)	(1)
	80	500/60:600/55	600/75	(1)	(1)
R 240	30	450/45:500/25*	550/55:600/25	600/70	(1)
	40	450/50:550/25*	600/50	600/80	(1)
	50	500/55:600/25*	600/65	(1)	(1)
	60	550/55:600/40	600/75	(1)	(1)
	70	600/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)

\* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

(1) Erfordert eine Breite über 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.

**Tabelle C.6 — Mindestabmessung und -achsabstand für Stahlbetonstützen; rechteckiger und runder Querschnitt. Bewehrungsverhältnis  $\omega = 0,500$ . Großes Moment nach Theorie I. Ordnung:  $e = 0,5 b$  mit  $e \leq 200 \text{ mm}$**

Feuerwiderstands- standsklasse	$\lambda$	Mindestabmessung (mm) Stützenbreite $b_{\min}$ /Achsabstand $a$			
		Mehr als einseitig brandbeanspruchte Stütze			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	250/35:300/25*	500/40:550/25*
	40	150/25*	150/30:200/25*	300/35:450/25*	550/30
	50	150/25*	200/30:250/25*	400/40:500/25*	550/50:600/40
	60	150/25*	200/35:300/25*	450/50:550/25*	(1)
	70	150/25*	250/40:400/25*	500/40:600/30	(1)
	80	150/25*	300/40:500/25*	550/50:600/40	(1)
R 60	30	150/30:200/25*	200/40:450/25*	450/50:550/30	550/50:600/40
	40	150/35:250/25*	250/40:500/25*	500/40:550/35	600/60
	50	200/35:300/25*	300/45:550/25*	500/55:550/40	(1)
	60	200/40:500/25*	400/40:600/30	550/50:600/45	(1)
	70	200/40:550/25*	500/40:550/35	600/60	(1)
	80	250/40:600/25*	500/45:600/35	(1)	(1)
R 90	30	250/40:450/25*	300/50:500/25*	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25*	350/50:550/35	550/60:600/50	(1)
	50	250/45:550/25*	500/45:550/40	600/60	(1)
	60	250/50:550/30	500/50:550/45	600/80	(1)
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	(1)	(1)
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	(1)	(1)
R 120	30	250/50:550/25*	500/50:550/40	550/50	(1)
	40	300/50:600/25*	500/55:550/45	550/60:600/55	(1)
	50	400/50:550/35	500/60:600/45	600/80	(1)
	60	450/50:600/40	550/50	(1)	(1)
	70	500/50:550/45	550/60:600/55	(1)	(1)
	80	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
R 180	30	500/45:550/30	550/55	600/75	(1)
	40	500/50:600/40	550/60	(1)	(1)
	50	500/60:550/50	600/70	(1)	(1)
	60	550/55	600/75	(1)	(1)
	70	550/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/60	(1)	(1)	(1)
R 240	30	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	40	550/60:600/55	600/75	(1)	(1)
	50	600/65	(1)	(1)	(1)
	60	600/70	(1)	(1)	(1)
	70	600/75	(1)	(1)	(1)
	80	600/80	(1)	(1)	(1)

\* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.  
(1) Erfordert eine Breite über 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.



**Tabelle C.7 — Mindestabmessung und -achsabstand für Stahlbetonstützen; rechteckiger und runder Querschnitt. Bewehrungsverhältnis  $\omega = 1,0$ . Kleines Moment nach Theorie I. Ordnung:  $e = 0,025 b$  mit  $e \geq 10 \text{ mm}$**

Feuerwider- standsklasse	$\lambda$	Mindestabmessung (mm) Stützenbreite $b_{\min}$ /Achsabstand $a$			
		Mehr als einseitig brandbeanspruchte Stütze			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	150/30:200/25*
	60	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	70	150/25*	150/25*	150/30:200/25*	250/25*
	80	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	250/30:300/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/40:300/25*
	40	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	250/35:350/25*
	50	150/25*	150/30:200/25*	200/40:250/25*	250/40:350/25*
	60	150/25*	150/40:250/25*	250/35:300/25*	300/40:600/25*
	70	150/25*	200/35:250/25*	250/40:400/25*	350/40:450/35
	80	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:550/25*	350/45:450/40
R 90	30	150/25*	200/25*	200/40:250/25*	250/45:600/25*
	40	150/25*	200/35:250/25*	250/35:350/25*	300/45:600/30
	50	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/45 400/25*	350/45:600/35
	60	150/40:250/25*	250/55:300/25*	300/45:550/25*	400/50:600/40
	70	200/35:250/25*	300/35:350/25*	350/45:600/35	550/50:600/45
	80	200/40:250/25*	300/40:500/25	350/50:600/40	550/65:600/55
R 120	30	150/40:200/25*	200/45:250/25*	250/40:400/25*	400/40:600/25*
	40	200/30:250/25*	250/25*	300/45:400/25*	400/50:600/30
	50	200/40:250/25*	250/35:300/25*	350/40:550/25*	550/45:600/40
	60	200/45:250/25*	250/45:400/25*	400/50:600/25*	550/60:600/50
	70	250/25*	350/35:450/25*	550/40:600/35	600/70
	80	250/35:300/25*	350/40:550/25*	550/50:600/45	(1)
R 180	30	200/50:250/25*	300/25*	350/45:450/25*	500/50:600/45
	40	250/25*	300/45:350/25*	450/45:550/25*	550/60:600/55
	50	250/30:300/25*	350/40:450/25*	450/50:600/40	600/70
	60	250/40:350/25*	350/50:500/25*	550/55:600/50	600/80
	70	300/45:400/25*	450/45:600/35	550/70:600/65	(1)
	80	350/40:450/25*	550/50:600/40	600/75	(1)
R 240	30	250/25*	350/40:400/25*	500/40:600/25*	550/70:600/60
	40	250/40:350/25*	400/50:450/25*	500/60:600/40	600/75
	50	350/30:400/25*	450/45:550/25*	550/55:600/50	(1)
	60	350/45:450/25*	500/50:600/35	600/70	(1)
	70	400/50:500/25*	500/60:600/45	(1)	(1)
	80	450/45:550/25*	550/60:600/50	(1)	(1)

\* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.  
(1) Erfordert eine Breite über 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.

**Tabelle C.8 — Mindestabmessung und -achsabstand für Stahlbetonstützen; rechteckiger und runder Querschnitt. Bewehrungsverhältnis  $\omega = 1,0$ . Mittleres Moment nach Theorie I. Ordnung:  $e = 0,25 b$  mit  $e \leq 100 \text{ mm}$**

Feuerwiderstandsklasse	$\lambda$	Mindestabmessung (mm) Stützenbreite $b_{\min}$ /Achsabstand $a$			
		Mehr als einseitig brandbeanspruchte Stütze			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25
	40	150/25*	150/25*	150/25*	250/30:450/25*
	50	150/25*	150/25*	200/25*	300/35:500/25*
	60	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	400/40:550/25*
	70	150/25*	150/25*	250/35:300/25*	500/35:600/30
	80	150/25*	150/30:250/25*	300/35:500/25*	500/60:600/35
R 60	30	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
	40	150/25*	150/40:250/25*	250/40:500/25*	400/50:600/35
	50	150/25*	200/35:400/25*	300/40:600/25*	500/45:600/40
	60	150/30:200/25*	200/40:450/25*	400/40:600/30	550/40:600/40
	70	150/35:200/25*	240/40:550/25*	450/45:500/35	600/60
	80	200/30:250/25	300/40:550/25	500/50:600/40	600/80
R 90	30	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
	40	200/30:250/25*	200/50:400/25*	300/50:600/35	500/60:600/50
	50	200/35:300/25*	250/50:550/25*	400/50:600/40	600/55
	60	200/40:400/25	300/45:600/25*	500/50:600/45	600/70
	70	200/45:450/25*	300/50:600/35	550/55:600/50	(1)
	80	200/50:500/25*	400/50:600/35	600/55	(1)
R 120	30	200/40:250/25	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
	40	200/45:300/25*	300/40:500/25*	500/50:600/35	(1)
	50	250/40:400/25*	400/40:550/25*	550/50:600/45	(1)
	60	250/50:450/25*	400/50:500/35	600/55	(1)
	70	300/40:500/25*	500/45:600/35	(1)	(1)
	80	300/50:550/25*	500/60:600/40	(1)	(1)
R 180	30	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
	40	300/40:450/25*	500/40:600/30	550/65:600/60	(1)
	50	400/40:500/25*	500/45:600/35	600/75	(1)
	60	400/45:550/25*	500/55:600/45	(1)	(1)
	70	400/50:600/30	500/65:600/50	(1)	(1)
	80	500/45:600/35	600/70	(1)	(1)
R 240	30	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)
	40	450/45:550/25*	500/55:600/40	600/80	(1)
	50	450/50:600/25*	500/65:600/45	(1)	(1)
	60	500/45:600/35	550/70:600/55	(1)	(1)
	70	500/50:600/40	600/75	(1)	(1)
	80	500/60:600/45	(1)	(1)	(1)

\* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.  
(1) Erfordert eine Breite über 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.

**Tabelle C.9 — Mindestabmessung und -achsabstand für Stahlbetonstützen, rechteckiger und runder Querschnitt. Bewehrungsverhältnis  $\varrho = 1,0$ . Großes Moment nach Theorie I. Ordnung:  $e = 0,5 b$  mit  $e \leq 200 \text{ mm}$**

Feuerwiderstands- standsklasse	$\lambda$	Mindestabmessung (mm) Stützenbreite $b_{\min}$ /Achsabstand $a$			
		Mehr als einseitig brandbeanspruchte Stütze			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	200/30:300/25*	500/30:550/25
	40	150/25*	150/25*	250/30:450/25*	500/40:600/30
	50	150/25*	150/30:200/25*	300/35:500/25*	550/35
	60	150/25*	200/30:250/25*	350/40:500/25*	550/50
	70	150/25*	200/30:300/25*	450/50:550/25*	(1)
	80	150/25*	250/30:350/25*	500/35:600/30	(1)
R 60	30	150/25*	200/35:450/25*	350/40:600/30	550/45:600/40
	40	150/30:200/25*	200/40:500/25*	450/50:500/35	600/60
	50	150/35:250/25*	250/40:550/25*	500/40:600/35	600/80
	60	200/30:350/25*	300/40:600/25*	500/50:600/40	(1)
	70	250/30:450/25*	350/40:600/30	550/50:600/45	(1)
	80	250/55:500/25*	450/40:500/35	600/70	(1)
R 90	30	200/35:300/25*	250/50:550/25*	500/50:600/40	600/70
	40	200/40:450/25*	300/50:600/30	500/55:600/45	(1)
	50	200/45:500/25*	350/50:600/35	550/50	(1)
	60	200/50:550/25*	450/50:600/40	600/60	(1)
	70	250/45:600/30	500/50:600/45	600/80	(1)
	80	250/50:500/35	500/55:600/45	(1)	(1)
R 120	30	200/50:450/25*	450/45:600/25*	550/55:600/50	(1)
	40	250/50:500/25*	500/40:600/30	600/65	(1)
	50	300/40:550/25*	500/50:600/35	(1)	(1)
	60	350/45:550/25*	500/60:600/40	(1)	(1)
	70	450/40:600/30	550/60:600/50	(1)	(1)
	80	450/45:600/30	600/65	(1)	(1)
R 180	30	350/45:550/25*	500/45:600/40	600/80	(1)
	40	450/45:600/30	500/60:600/45	(1)	(1)
	50	450/50:600/35	500/70:600/55	(1)	(1)
	60	500/45:600/40	550/70:600/65	(1)	(1)
	70	500/50:600/40	600/75	(1)	(1)
	80	500/55:600/45	(1)	(1)	(1)
R 240	30	500/40:600/35	550/55:600/50	(1)	(1)
	40	500/50:600/40	550/65:600/55	(1)	(1)
	50	500/55:600/45	600/70	(1)	(1)
	60	500/60:600/45	(1)	(1)	(1)
	70	500/70:600/50	(1)	(1)	(1)
	80	550/60:600/55	(1)	(1)	(1)

\* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.  
(1) Erfordert eine Breite über 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.

## Anhang D (informativ)

### Berechnungsmethoden für Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung

ANMERKUNG Schubversagen aufgrund eines Brandes ist sehr selten. Die in diesem Anhang angegebenen Berechnungsmethoden sind nicht vollständig überprüft.

#### D.1 Allgemeine Regeln

(1) Die Schub-, Torsions- und Verankerungstragfähigkeit kann nach den in EN 1992-1-1 angegebenen Methoden berechnet werden, indem für jeden Teil des Querschnitts reduzierte Materialeigenschaften und reduzierte Vorspannungen angesetzt werden.

(2) Wenn die in 4.2 angegebene vereinfachte Berechnungsmethode angewendet wird, kann EN 1992-1-1 direkt für den verkleinerten Querschnitt verwendet werden.

(3) Wenn die in 4.2 angegebene vereinfachte Berechnungsmethode angewendet wird und falls keine Schubbewehrung vorliegt oder die Schubtragfähigkeit hauptsächlich auf der reduzierten Zugfestigkeit des Betons beruht, **[AC]** ist es erforderlich, das tatsächliche Schubtragverhalten des Betons bei hohen Temperaturen zu berücksichtigen. **[AC]**

Falls keine genaueren Informationen über der Reduktion der Zugfestigkeit des Betons vorliegen, können die Werte von  $k_{ct}(\theta)$  aus Bild 3.2 verwendet werden.

(4) Bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethode nach 4.2 für Bauteile, deren Schubtragfähigkeit von der Zugfestigkeit abhängt, müssen Zugspannungen, welche durch nichtlineare Temperaturverteilungen hervorgerufen werden, besonders beachtet werden (z. B. Hohlplatten, dicke Balken etc.). Eine Reduktion der Schubfestigkeit sollte in Übereinstimmung mit diesen erhöhten Zugspannungen berücksichtigt werden.

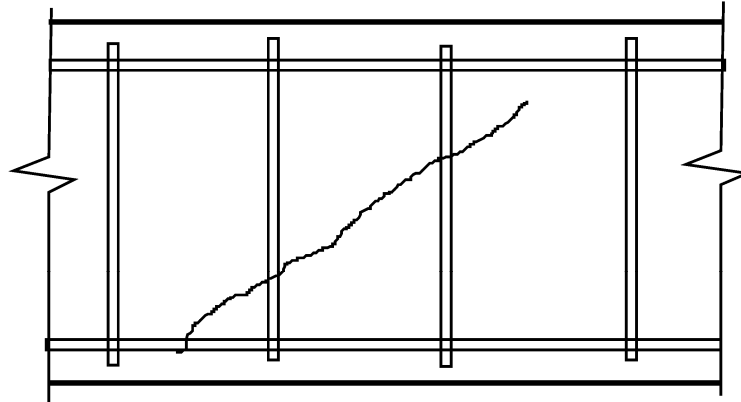
#### D.2 Schub und Torsionsbewehrung

(1) Für die Bestimmung des Widerstandes bei Beanspruchungen infolge Längskraft und Biegung kann das Temperaturprofil bestimmt werden, ohne den Stahl zu berücksichtigen. Der Bewehrung ist die Temperatur im Beton am selben Punkt zuzuweisen.

(2) Diese Näherung ist akzeptabel für Längsbewehrung, aber nicht unbedingt gültig für Bügel (siehe Bild D.1). Die Bügel gehen durch Zonen mit verschiedenen Temperaturen (normalerweise sind die Ecke und der untere Bereich eines Balkens wärmer als der obere Bereich) und leiten die Hitze von der wärmeren zur kühleren Zone. So ist die Temperatur eines Bügels niedriger als die des umgebenden Betons und tendiert dazu, auf der gesamten Länge gleich warm zu werden.

(3) Auch wenn dieser geringfügig günstige Effekt vernachlässigt wird, wird der Bügel nicht auf der gesamten Länge gleichmäßig beansprucht, tatsächlich tritt die maximale Belastung neben einem Schub- oder Torsionsriss auf. Deshalb ist es notwendig, eine an einem bestimmten Punkt im Querschnitt ausgewertete Referenztemperatur zu definieren.

(4) Auf der Basis dieser Referenztemperatur wird der Schub- oder Torsionswiderstand im Brandfall wie folgt bestimmt.



**Bild D.1 — Schubrisse, die den Bügel auf verschiedenen Höhen über der Biegebewehrung durchschneiden**

### D.3 Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Schubwiderstands eines Stahlbetonquerschnitts

(1) Berechnung verkleinerten Querschnitts wie in Anhang B.1 oder B.2.

(2) Bestimmung der Druckfestigkeit von Beton wie in B.1 oder B.2 (Festigkeit  $f_{cd,fi} = f_{cd,fi}(20)$  innerhalb der 500 °C-Isotherme, wenn die 500 °C-Isothermen-Methode angewendet oder reduzierte Festigkeit  $f_{ctd,fi} = k_c(\theta_M) f_{cd,fi}(20)$ , wenn die Zonenmethode angewendet wird).

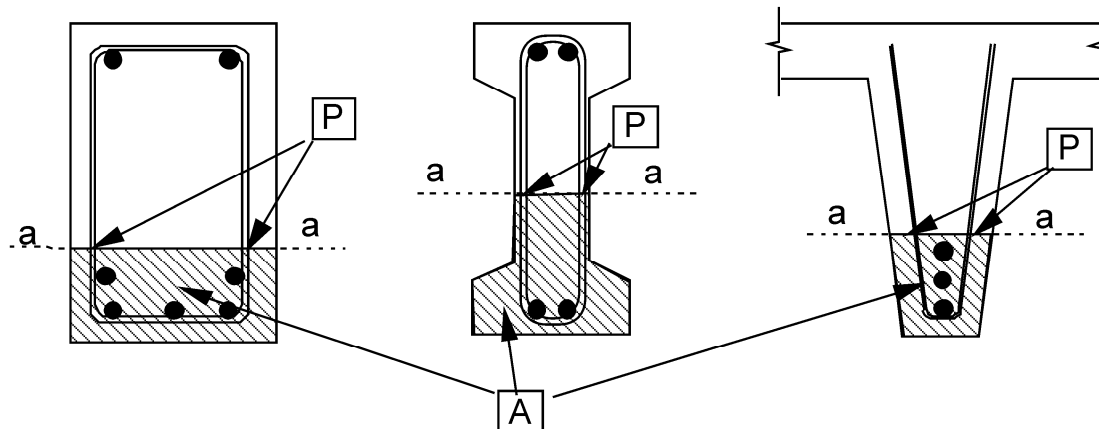
(3) Bestimmung der Zugfestigkeit des Betons wie in B.1 oder B.2 (Festigkeit  $f_{ctd,fi} = f_{ctd,fi}(20)$  innerhalb der 500 °C-Isotherme, wenn die 500 °C-Isothermen-Methode angewendet oder reduzierte Festigkeit  $f_{ctd,fi} = k_{ct}(\theta_M) f_{ctd,fi}(20)$ , wenn die Zonenmethode angewendet wird). Die Werte von  $k_{ct}(\theta_M)$  sind in Bild 3.2 angegeben.

(4) Bestimmung der effektiven Zugfläche (siehe EN 1992-1-1, Abschnitt 7), die durch die Linie a-a nach oben begrenzt wird (siehe Bild D.2).

(5) Bestimmung der Referenztemperatur  $\theta_P$  in den Bügeln als Temperatur im Punkt P (Schnitt a-a) wie in Bild D.2 gezeigt. Die Stahlfestigkeit kann mit Hilfe eines Computerprogramms berechnet oder mit Hilfe von Temperaturprofilen ermittelt werden (wie in Anhang A gezeigt).

(6) Die Reduktion des Bemessungswertes des Stahls hinsichtlich der Referenztemperatur  $f_{sd,fi} = k_s(\theta) f_{sd}(20)$  sollte berücksichtigt werden.

(7) Die Methoden für die Berechnung und Bemessung des Schubs nach EN 1992-1-1 dürfen direkt auf den reduzierten Querschnitt übertragen werden, indem die reduzierte Festigkeit des Stahls und Betons wie oben angegeben verwendet wird.



#### Legende

A Effektive Zugzone

**Bild D.2 —** Die Referenztemperatur  $\theta_p$  sollte an den Punkten P entlang der Linie 'a-a' für die Berechnung des Schubwiderstandes ausgewertet werden. Die effektive Zugzone darf nach EN 1992-1-1 angesetzt werden (Begrenzung der Rissbreiten im SLS-Nachweis).

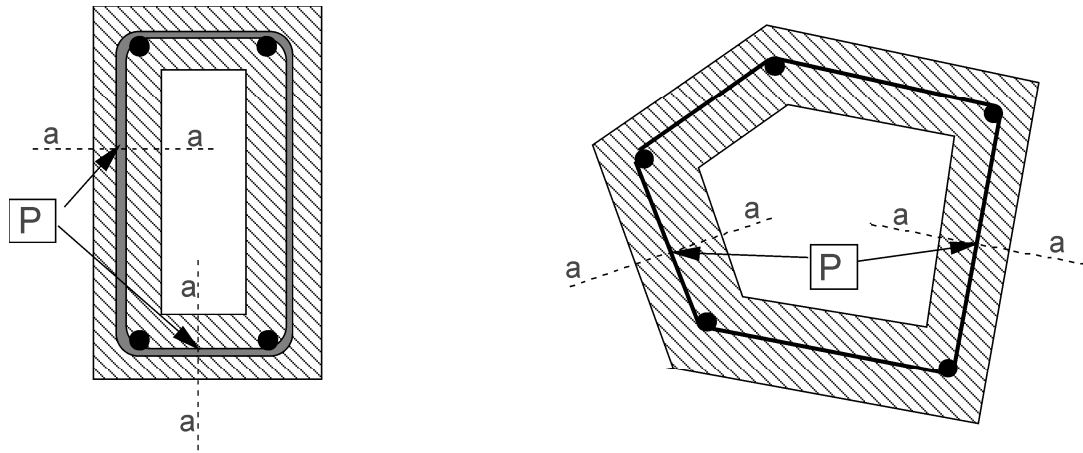
### D.4 Berechnungsverfahren für die Bemessung des Torsionswiderstandes eines Stahlbetonquerschnitts

(1) Ausführen der Regeln (1) bis (3) von D.3.

(2) Bestimmung der Referenztemperatur  $\theta_p$  in den Bügeln als Temperatur im Punkt P (Durchschneiden des Bauteils im Schnitt a-a mit dem Bügel) wie in Bild D.3 gezeigt. Die Stahltemperatur kann mit einem Computerprogramm berechnet oder mit Hilfe von Temperaturprofilen ermittelt werden (wie in Anhang A angegeben).

(3) Die Reduktion des Bemessungswertes der Bügel sollte hinsichtlich der Referenztemperatur  $f_{sd,fi} = k_s(\theta) f_{sd}(20)$  berücksichtigt werden.

(4) Methoden für die Berechnung und Bemessung der Torsion aus EN 1992-1-1 können direkt auf den reduzierten Querschnitt übertragen werden, indem die reduzierte Festigkeit des Stahls und Betons wie oben beschrieben verwendet wird.



**Bild D.3 — Die Referenztemperatur  $\theta_p$  sollte an den Punkten **P** entlang der Linie a -a für die Berechnung des Torsionswiderstandes ausgewertet werden**

## Anhang E (informativ)

### Vereinfachte Rechenverfahren für Balken und Platten

#### E.1 Allgemeines

(1) Dieses vereinfachte Rechenverfahren darf nur angewendet werden, wenn die Belastung überwiegend gleichförmig verteilt ist und die Bemessung für Normaltemperatur mit Hilfe linear-elastischer Berechnung oder linear-elastischer Berechnung mit Momentenumlagerung nach EN 1992-1-1, Abschnitt 5 durchgeführt wurde.

ANMERKUNG Das Rechenverfahren kann für statisch unbestimmt gelagerte Balken oder Platten mit Momentenumlagerung größer als 15 % angewendet werden, wenn an den Auflagern eine ausreichende Rotationsfähigkeit für die erforderliche Feuerwiderstandsdauer vorhanden ist.

(2) Dieses vereinfachte Rechenverfahren stellt eine Erweiterung des Verfahrens mit tabellarischen Daten für dreiseitig brandbeanspruchte Balken und für Platten nach den Tabellen 5.5 bis 5.11 dar. Es bestimmt den Einfluss auf die Biegetragfähigkeit für Fälle, in denen der Achsabstand  $a$  der Feldbewehrung kleiner als der in den Tabellen verlangte Wert ist.

Die in den Tabellen 5.5 bis 5.11 angegebenen Mindestquerschnittsabmessungen ( $b_{\min}$ ,  $b_w$ ,  $h_s$ ) sollten nicht verkleinert werden.

Dieses Rechenverfahren verwendet die Reduktionsfaktoren für die Festigkeit aus Bild 5.1.

(3) Dieses vereinfachte Rechenverfahren darf zum Nachweis einer Verkleinerung des Achsabstandes  $a$  unter Beachtung der Regeln in 5.6 und 5.7 verwendet werden. Dieses Rechenverfahren gilt nicht für Durchlaufträger, bei denen im Bereich negativer Momente die Breite  $b_{\min}$  oder  $b_w$  kleiner als 200 mm und die Höhe  $h_s$  kleiner als  $2b$  ist. Dabei ist  $b_{\min}$  der Zahlenwert in Tabelle 5.5, Spalte 5.

#### E.2 Statisch bestimmt gelagerte Balken und Platten

(1) Es sollte nachgewiesen werden:

$$M_{\text{Ed,fi}} \leq M_{\text{Rd,fi}} \quad (\text{E.1})$$

(2) Die Belastung unter Brandbeanspruchung sollte nach EN 1991-1-2 bestimmt werden.

(3) Das maximale Bemessungsmoment im Brandfall  $M_{\text{Ed,fi}}$  für überwiegend gleichförmig verteilte Belastung darf mit Hilfe von Gleichung (E.2) berechnet werden.

$$M_{\text{Ed,fi}} = w_{\text{Ed,fi}} l_{\text{eff}}^2 / 8 \quad (\text{E.2})$$

Dabei ist

$w_{\text{Ed,fi}}$  die gleichförmig verteilte Belastung (kN/m) im Brandfall;

$l_{\text{eff}}$  die effektive Länge des Balkens oder der Platte.

(4) Das Bemessungsmoment des Widerstandes im Brandfall  $M_{\text{Rd,fi}}$  darf mit Hilfe von Gleichung (E.3) berechnet werden.

$$M_{\text{Rd,fi}} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) \times k_s(\theta) \times M_{\text{Ed}} (A_{s,\text{prov}} / A_{s,\text{req}}) \quad (\text{E.3})$$



Dabei ist

$\gamma_s$	der Teilsicherheitsbeiwert für Stahl nach EN 1992-1-1;
$\gamma_{s,fi}$	der Teilsicherheitsbeiwert für Stahl im Brandfall;
$k_s(\theta)$	der Reduktionsfaktor für die Stahlfestigkeit für die vorhandene Temperatur $\theta$ zur erforderlichen Feuerwiderstandsdauer, $\theta$ darf für den gewählten Achsabstand aus Anhang A entnommen werden;
$M_{Ed}$	maßgebendes Moment für die Bemessung bei Normaltemperatur nach EN 1992-1-1;
$A_{s,prov}$	vorhandene Fläche der Zugbewehrung;
$A_{s,req}$	die erforderliche Fläche der Zugbewehrung aus der Bemessung bei Normaltemperatur nach EN 1992-1-1;
$A_{s,prov} / A_{s,req} \leq 1,3.$	

### E.3 Durchlaufende Balken und Platten

(1) Im Brandfall sollte über die gesamte Länge von Durchlaufträgern und -platten das statische Gleichgewicht von Biegemomenten und Schubkräften erfüllt sein.

(2) Zur Erfüllung des Gleichgewichts bei Brandbeanspruchung ist eine Momentenumlagerung vom Feld zu den Auflagern erlaubt, sofern über den Auflagern eine ausreichende Bewehrung zur Aufnahme der im Brandfall vorhandenen Belastung vorhanden ist. Diese Bewehrung sollte ausreichend weit ins Feld geführt werden, um eine sichere Momentenabdeckung zu gewährleisten.

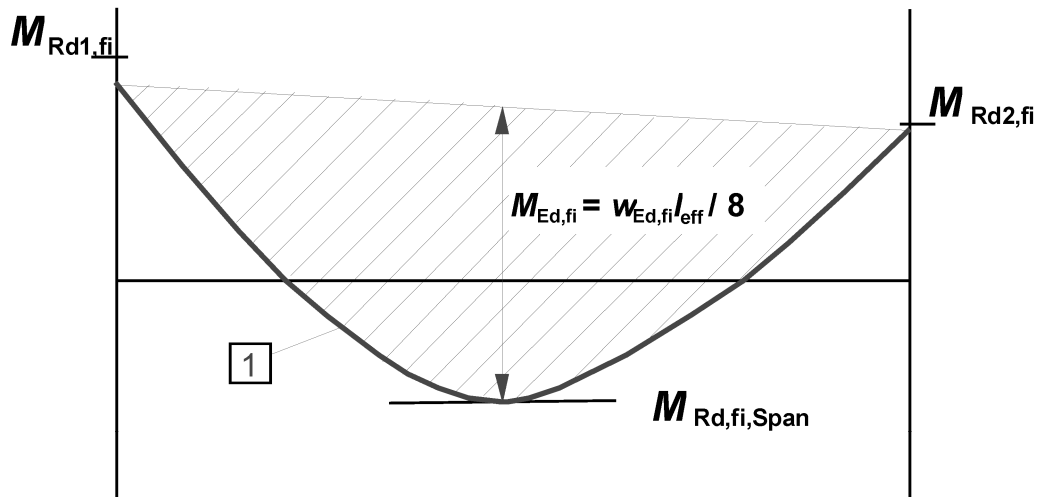
(3) Das Bemessungsmoment des Widerstandes  $M_{Rd,fi,Span}$  des Querschnitts an der Stelle des größten Feldmomentes sollte für den Brandfall nach E.2 (4) berechnet werden. Das maximale freie Biegemoment unter der im Brandfall einwirkenden gleichförmig verteilten Belastung  $M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8$  sollte zum Bemessungsmoment des Widerstands so angepasst werden, dass die Stützmomente  $M_{Rd1,fi}$  und  $M_{Rd2,fi}$  entsprechend Bild E.1 für Gleichgewicht sorgen. Dies lässt sich dadurch erreichen, dass ein Stützmoment gleich oder kleiner als das Bemessungsmoment des Widerstandes (berechnet nach Gleichung (E.4)) gewählt wird und anschließend das andere Stützmoment berechnet wird.

(4) Fehlen genauere Rechnungen, kann das Bemessungsmoment des Widerstands an den Auflagern für den Brandfall nach Gleichung (E.4) berechnet werden.

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) M_{Ed} (A_{s,prov} / A_{s,req}) (d - a) / d \quad (E.4)$$

Dabei ist

$\gamma_s, \gamma_{s,fi}, M_{Ed}, A_{s,prov}, A_{s,req}$	nach E.2;
$a$	der erforderliche mittlere Achsabstand aus Tabelle 5.5, Spalte 5 für Balken und Tabelle 5.8, Spalte 3 für Platten;
$d$	die statische Nutzhöhe des Querschnitts;
$A_{s,prov} / A_{s,req} \leq 1,3.$	



1 Freies Biegemoment unter gleichförmig verteilter Last im Brandfall

#### Bild E.1 — Anordnung des freien Biegemoments $M_{Ed,fi}$ zur Gewährleistung des Gleichgewichts

(5) Gleichung (E.4) gilt, solange die Temperatur in der oberen Bewehrung über dem Auflager bei Betonstahl 350 °C und bei Spannstahl 100 °C nicht überschreitet.

Bei höheren Temperaturen sollte  $M_{Rd,fi}$  mit  $k_s(\theta_{cr})$  oder  $k_p(\theta_{cr})$  entsprechend Bild 5.1 reduziert werden.

(6) Die im Brandfall erforderliche Verankerungslänge  $l_{bd,fi}$  sollte überprüft werden. Sie darf mit Hilfe von Gleichung (E.5) berechnet werden.

$$l_{bd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) (\gamma_{c,fi} / \gamma_c) \cdot l_{bd} \quad (E.5)$$

Dabei ist

$l_{bd}$  in EN 1992-1-1, Abschnitt 8, gegeben.

Die tatsächliche Stablänge der Bewehrung über dem Auflager sollte bis zum zugehörigen Momentennullpunkt gemäß Berechnung nach E.3 (3) zuzüglich der Länge  $l_{bd,fi}$  verlängert werden.