

**Gleichwertigkeit von Brandschutznachweisen nach Eurocode und DIN 4102
TI.4**

T 2879

T 2879

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

1999, ISBN 3-8167-5449-X

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail irb@irb.fhg.de

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

ABSCHLUSSBERICHT

Gleichwertigkeit von Brandschutznachweisen nach Eurocode und DIN 4102 Teil 4

**Im Auftrag des
Deutschen Instituts für Bautechnik
Kolonnenstraße 30, 10828 Berlin**

November 1998

INHALT

Vorbemerkung	VIII
1 Einführung	1-1
1.1 Allgemeines	1-1
1.2 Vorgehensweise	1-2
1.3 Überblick	1-3
1.3.1 Brandschutztechnische Nachweisverfahren	1-3
1.3.2 Betrachtungen zum Sicherheitsniveau	1-3
1.4 Literatur	1-6
2 Eurocode 1 Teil 2-2	2-1
2.1 Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 1	2-1
2.1.1 Allgemeines	2-1
2.1.2 Thermische Einwirkungen	2-1
2.1.3 Mechanische Einwirkungen	2-3
2.1.4 Vergleich der globalen Sicherheitsbeiwerte von DIN 4102 Teil 4 und den Eurocodes 2 bis 6	2-6
2.2 Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 1 Teil 2-2	2-8
2.3 Literatur	2-14
3 Eurocode 2 Teil 1-2	3-1
3.1 Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 2 Teil 1-2	3-1
3.1.1 Geltungsbereich	3-1
3.1.1.1 Allgemeines	3-1
3.1.1.2 Baustoffe	3-1
3.1.1.3 Berechnungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung	3-1
3.1.2 Nachweisverfahren	3-2
3.1.2.1 Allgemeines	3-2
3.1.2.2 Tabellarische Daten (Nachweisstufe 1)	3-2

3.1.2.3	Vereinfachte Rechenverfahren (Nachweisstufe 2)	3-5
3.1.2.4	Allgemeine Rechenverfahren (Nachweisstufe 3)	3-5
3.1.3	Vorgehensweise beim Vereinfachten Rechenverfahren	3-9
3.1.3.1	Allgemeines	3-9
3.1.3.2	Einwirkungen	3-10
3.1.3.3	Reduzierter Querschnitt	3-14
3.1.4	Anwendungshilfen	3-23
3.1.4.1	Statisch unbestimmt gelagerter Balken	3-23
3.1.4.2	Spannbetonbalken	3-23
3.1.4.3	Vollplatten	3-23
3.1.4.4	Punktförmig gestützte Platten	3-24
3.1.4.5	Stützen	3-26
3.1.4.6	Wände	3-30
3.1.5	Anmerkungen zu Anwendungsbeispielen	3-30
3.1.6	Allgemeiner Vergleich bei Biegebauteilen nach dem Vereinfachten und Allgemeinen Rechenverfahren	3-34
3.1.7	Zusammenfassung und Fazit	3-35
3.2	Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 2 Teil 1-2	3-37
3.3	Berechnung von repräsentativen Anwendungsbeispielen	3-47
3.3.1	Einfeldbalken aus Stahlbeton	3-47
3.3.2	Durchlaufbalken aus Stahlbeton	3-55
3.3.3	Spannbetonbalken	3-68
3.3.4	Zweiachsig gespannte Vollplatte	3-79
3.3.5	Punktförmig gestützte Platte	3-88
3.3.6	Innenstütze (Eulerfall II)	3-98
3.3.7	Innenstütze (Eulerfall III)	3-114
3.3.8	Tragende Wand	3-128
3.4	Literatur	3-139
4	Eurocode 3 Teil 1-2	4-1
4.1	Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 3	4-1
4.1.1	Allgemeines	4-1
4.1.1.1	Nachweis nach DIN 4102 Teil 4	4-1

4.1.1.2	Nachweis nach Eurocode 3 Teil 1-2	4-3
4.1.2	Erläuterungen und Anwendungshilfen	4-5
4.1.2.1	zu Eurocode 3 Teil 1-2, Tabelle 3.1	4-5
4.1.2.2	zu Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.3.3 (8)	4-7
	Anpassungsfaktor κ_1	
4.1.2.3	zu Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.5.2	
	Isolierte innenliegende Stahlkonstruktionen	4-9
4.1.3	Vorschlag für Bemessungsdiagramme	4-10
4.1.4	Thermische Materialeigenschaften für in DIN 4102 Teil 4 geregelte Brandschutzmaterialien	4-20
4.1.4.1	Problemstellung	4-20
4.1.4.2	Thermische Materialeigenschaften für Brandschutz- materialien aus Gipskarton-Feuerschutzplatten (GKF) für Träger und Stützen	4-21
4.1.4.3	Thermische Materialeigenschaften für Brandschutz- materialien putzbekleideter Träger und Stützen	4-22
4.2	Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 3 Teil 1-2	4-30
4.3	Berechnung von repräsentativen Anwendungsbeispielen	4-35
4.3.1	Stahlbiegeträger	4-35
4.3.2	Stahlstütze unter zentrischer Last	4-50
4.4	Literatur	4-63
5	Eurocode 4 Teil 1-2	5-1
5.1	Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 4 Teil 1-2	5-1
5.1.1	Allgemeines	5-1
	5.1.1.1 Bemessung mit Hilfe tabellarischer Daten (Nachweisstufe 1)	5-1
	5.1.1.2 Vereinfachte Rechenverfahren (Nachweisstufe 2)	5-3
	5.1.1.3 Allgemeine Rechenverfahren (Nachweisstufe 3)	5-4
5.1.2	Hinweise zur Bemessung von Verbundträgern aus kammerbe- tonierten Stahlträgern mit Hilfe vereinfachter Rechenverfahren	5-5

5.1.3	Hinweise zur Bemessung von Verbundträgern aus ohne Betonüberdeckung des Stahlquerschnitts	5-10
5.1.4	Hinweise zur Bemessung von Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen	5-11
5.1.5	Hinweise zur Bemessung von Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen mit Hilfe vereinfachter Rechenverfahren	5-11
5.1.6	Hinweise zur Bemessung von Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen	5-15
5.1.7	Anmerkungen und Hinweise zur Bemessung von Verbunddecken	5-15
5.1.8	Hinweise zur brandschutztechnischen Bemessung von Träger-Stützen-Anschlüssen	5-16
5.1.9	Allgemeine Anmerkungen zur Auswahl der Anwendungsbeispiele	5-17
5.1.10	Vergleich und Bewertung der erzielten Bemessungsergebnisse	5-18
	5.1.10.1 Vergleich der errechneten Feuerwiderstandsklassen	5-18
	5.1.10.2 Einfluß des probabilistischen Sicherheitskonzepts der Kaltbemessung	5-19
	5.1.10.3 Vergleich der berechneten Tragfähigkeiten	5-20
5.1.11	Zusammenfassung und Fazit	5-23
5.1.12	Zusammenstellung der im NAD zitierten Veröffentlichungen	5-25
5.2	Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 4 Teil 1-2	5-61
5.3	Berechnung von repräsentativen Anwendungsbeispielen	5-62
5.3.1	Einfeldriger Verbundträger mit Kammerbeton	5-62
5.3.2	Durchlaufträger mit unterbrochenem Stahlprofil	5-75
5.3.3	Hochbaustütze mit zentrischer Belastung	5-89
5.3.4	Hochbaustütze mit exzentrischer Belastung	5-100
5.4	Literatur	5-108

6	Eurocode 5 Teil 1-2	6-1
6.1	Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 5 Teil 1-2	6-1
6.1.1	Allgemeines	6-1
6.1.2	Allgemeine Anmerkungen zu DIN V ENV 1995-1-2: 1994	6-2
6.1.3	Spezielle Erläuterungen zu Wänden	6-5
6.1.4	Spezielle Erläuterungen zu Decken	6-11
6.1.5	Zusammenfassung zu Wände und Decken	6-11
6.2	Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 5 Teil 1-2	6-12
6.3	Berechnung von repräsentativen Anwendungsbeispielen	6-13
6.3.1	Balken auf zwei Stützen, 4-seitig beansprucht	6-14
6.3.2	Druckstab, 4-seitig beansprucht	6-18
6.3.3	Pendelstütze, 4-seitig beansprucht	6-24
6.3.4	Zugstab, 4-seitig beansprucht	6-35
6.3.5	Sattelbinder mit geradem Untergurt 4-seitig beansprucht	6-39
6.3.6	Sattelbinder mit lose aufgesatteltem Firstkeil 4-seitig beansprucht	6-48
6.3.6	Zugstoß mit Stabdübeln	6-59
6.3.7	Nichttraumabschließende Wände	6-63
6.3.8	Raumabschließende Wände	6-65
6.3.9	Nachweis eines Deckenquerschnitts	6-68
6.4	Literatur	6-72
7	Eurocode 6 Teil 1-2	7-1
7.1	Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 6 Teil 1-2	7-1
7.1.1	Allgemeines	7-1
7.1.2	Grundlagen	7-2
7.1.3	Tabellenwerte	7-2
7.1.4	Vereinfachtes Rechenverfahren	7-3
7.2	Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 6 Teil 1-2	7-8
7.2.1	Erläuterungen	7-8

7.2.2	Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument	7-14
7.3	Berechnung von repräsentativen Anwendungsbeispielen	7-15
7.3.1	Allgemeines	7-15
7.3.2	Porenbeton	7-16
7.3.3	Kalksandstein	7-17
7.3.4	Leichtbeton	7-18
7.3.5	Mauerziegel	7-19
7.3.6	Zusammenfassung und Empfehlung	7-20
7.4	Literatur	7-21
8	Zusammenfassung	8-1
8.1	Zusammenfassung in deutsch	8-1
8.2	Summary in english	8-2
8.3	Résumé en français	8-3
8.4	Zusammenfassende Wertung	8-4

Vorbemerkung

Wesentliche Voraussetzung für die bauaufsichtliche Anerkennung und Einführung der brandschutztechnischen Nachweise der Eurocodes ist deren Gleichwertigkeit mit den bisher in Deutschland verwendeten tabellarischen Bemessungsvorgaben in DIN 4102-4. Der vorliegende Bericht soll der Fachkommission Baunormung der ARGEBAU als Entscheidungshilfe dienen, die Brandschutzteile der Eurocodes fachlich zu bewerten und damit das erreichbare Sicherheitsniveau einzuschätzen. Diese Darstellung wird auch als Grundlage für eine sachgerechte Anwendung in der Praxis erforderlich sein.

Zuständig für die nationale Umsetzung der Brandschutzteile der Eurocodes in DIN-Normen ist der Spiegelausschuß 00.32.00 des Normenausschusses Bauwesen (NABau) im DIN. Dieser Ausschuß hat mit 6 Arbeitskreisen für die einzelnen Eurocodes die Erstellung der deutschen Übersetzungen der englischen Originalfassungen fachlich begleitet und im Zuge systematischer Vergleiche der Eurocode-Nachweise mit deutschen Praxiserfahrungen, Ergebnissen von Brandversuchen und genaueren rechnerischen Analysen Hinweise zu notwendigen nationalen Korrekturen zusammengetragen. Als Ergebnis dieser Arbeiten sind Anfang 1997 die Entwürfe für Nationale Anwendungsrichtlinien erarbeitet und der Fachkommission Baunormung der ARGEBAU zur Stellungnahme vorgelegt worden. Die Entscheidung über die Zulässigkeit der Eurocode-Nachweise im deutschen bauaufsichtlichen Verfahren wurde jedoch zunächst zurückgestellt, weil Bedenken hinsichtlich der Beibehaltung des bisherigen brandschutztechnischen Sicherheitsniveaus bestanden.

Deshalb wurde einerseits eine Arbeitsgruppe der Fachkommission Baunormung unter Beteiligung der Fachkommission Bauaufsicht und des o. g. NABau-Spiegelausschusses eingesetzt, um die Nationalen Anwendungsrichtlinien nochmals eingehend zu beraten. Andererseits wurde ein Forschungsauftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik an das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig erteilt, die Vergleichbarkeit der brandschutztechnischen Nachweisverfahren der Eurocodes mit den tabellarischen Nachweisen nach DIN 4102 Teil 4 zu überprüfen. Bei diesen Untersuchungen, an denen auch die Federführenden der o. g. 6 Arbeitskreise beteiligt sind, sollen neben repräsentativen Anwendungsbeispielen auch Erläuterungen zur Erleichterung der praktischen Anwendung der Eurocodes mit Kommentaren zum technischen Hintergrund der Regeln erarbeitet werden.

Die einzelnen Kapitel dieses Forschungsvorhabens wurden von folgenden Forschungspartner bearbeitet:

<u>Kapitel</u>	<u>Thema</u>	<u>Bearbeitung</u>
1	Einführung und Grundkonzept	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser Dr.-Ing. Marita Kersken-Bradley
2	Eurocode 1 Teil 2-2	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser Dr.-Ing. Marita Kersken-Bradley
3	Eurocode 2 Teil 1-2	Dr.-Ing. Ekkehard Richter Dipl.-Ing. Jochen Zehfuß
4	Eurocode 3 Teil 1-2*)	Prof. Dr.-Ing. Hans Michael Bock Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann
5	Eurocode 4 Teil 1-2	Dr.-Ing. Thomas Dorn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann
6	Eurocode 5 Teil 1-2	Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Claus Scheer Dipl.-Ing. Stefan Winter
7	Eurocode 6 Teil 1-2	Dipl.-Ing. Christiane Hahn
8	Zusammenfassung	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser alle Partner

*) Das Kapitel 4.1.4 über die thermischen Materialeigenschaften von Brandschutzmaterialien wurde bearbeitet von:

Dipl.-Ing. Jochen Zehfuß
Dr.-Ing. Ekkehard Richter
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann
Dipl.-Ing. Jens Upmeyer

1 Einführung

1.1 Allgemeines

In absehbarer Zeit sollen die Brandschutzteile der Eurocodes 1 bis 6 als deutsche Vornormen in Verbindung mit entsprechenden Nationalen Anwendungsdokumenten (NAD's) zur probeweisen Anwendung in Deutschland — neben der klassischen Brandschutznorm DIN 4102 Teil 4 — freigegeben werden. Bisher sind vom Normenausschuß Bauwesen des DIN folgende Vornormen (Ausgabe Mai bzw. Juni 1997) veröffentlicht worden:

DIN V ENV 1991-2-2 - Grundlagen und Einwirkungen [1-1]

DIN V ENV 1992-1-2 - Tragwerksbemessung für Stahlbeton- und Spannbetontragwerke [1-2]

DIN V ENV 1993-1-2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten [1-3]

DIN V ENV 1994-1-2 - Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus
Stahl und Beton [1-4]

DIN V ENV 1995-1-2 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauten [1-5]

DIN V ENV 1996-1-2 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten [1-6].

Die seit 1995 als Europäische Vornormen (ENV) vorliegenden Eurocodes sollen in einer dreijährigen Erprobungsphase im Hinblick auf Vollständigkeit, Anwendungsfreundlichkeit und das vorhandene Sicherheitsniveau in den Mitgliedsstaaten überprüft werden.

Als Voraussetzung für die bauaufsichtliche Anerkennung und Einführung der brandschutztechnischen Nachweise der Eurocodes ist deren Gleichwertigkeit mit den bisher in Deutschland verwendeten tabellarischen Bemessungsvorgaben in DIN 4102 Teil 4. Der vorliegende Bericht soll der Fachkommission Baunormung der ARGEBAU als Entscheidungshilfe dienen, die Brandschutzteile der Eurocodes fachlich zu bewerten und damit das erreichbare Sicherheitsniveau einzuschätzen. Diese Darstellung ist auch als Grundlage für eine sachgerechte Anwendung in der Praxis dringend erforderlich.

In den Eurocodes sind erstmals für Deutschland auch rechnerische Nachweisverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Bauteilen und Tragwerken enthalten, die sich eng an die Bemessung für die Gebrauchslastfälle bei Normaltemperatur („Kaltbemessung“) der baustoffbezogenen Eurocodes anlehnen.

1.2 Vorgehensweise

In diesem Forschungsbericht wird in einem Überblick zunächst das Grundkonzept der Brandschutzbemessung nach den Brandschutzteilen der Eurocodes und deren wesentliche Inhalte vorgestellt. Dabei werden einführende Erläuterungen zu den drei Nachweisstufen, eine generelle Betrachtung zur Sicherheitsphilosophie und der Kalibrierung des Sicherheitsniveaus angestellt sowie eine Übersicht über die Erarbeitung der Nationalen Anwendungsdokumente (NAD's) gegeben.

Anschließend erfolgt für die Eurocodes 1 bis 6 eine nähere Betrachtung der brandschutztechnischen Bemessungsregeln mit Kommentaren zum technischen Hintergrund der Regeln, insbesondere für die Nachweisstufe 2 des vereinfachten Rechenverfahrens (Eurocodes 2 bis 6).

Abweichende Regelungen im Nationalen Anwendungsdokument werden erläutert bzw. begründet und (bei den Eurocodes 2 bis 6) die Nachweisverfahren auf repräsentative Beispiele angewendet. Dabei wird für alle Eurocodes folgende Untergliederung vorgenommen:

- Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung
- Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das NAD
- Berechnung von repräsentativen Anwendungsbeispielen

1.3 Überblick

1.3.1 Brandschutztechnische Nachweisverfahren

Die Brandschutzteile der baustoffbezogenen Eurocodes 2 bis 6 sehen grundsätzlich brandschutztechnische Nachweisverfahren auf drei Stufen vor:

- mittels tabellarischer Daten (Nachweisstufe 1),
- mittels vereinfachter Rechenverfahren (Nachweisstufe 2) und
- mittels allgemeiner Rechenverfahren (Nachweisstufe 3).

Die Nachweisverfahren mittels tabellarischer Daten beschränken sich in der Regel darauf, die Querschnittsabmessungen des zu untersuchenden Bauteils (und z. B. bei Betonbauteilen den Achsabstand der Bewehrung) mit Werten zu vergleichen, die nach Brandversuchsergebnissen zum Erreichen der vorgesehenen Feuerwiderstandsdauer erforderlich sind.

Mit den vereinfachten Rechenverfahren wird in der Regel nachgewiesen, daß alle maßgebenden Lastwirkungen auch nach Ablauf der vorgeschriebenen Feuerwiderstandsdauer eines Bauteils ohne Versagen aufgenommen werden können. Dafür werden u. a. Vereinfachungen bei der Temperaturermittlung für die Bauteilquerschnitte und bei der Beschreibung des Versagenszustandes im Brandfall getroffen.

Die allgemeinen („exakten“) Rechenverfahren ermitteln für eine vorgegebene Feuerwiderstandsdauer das tatsächliche Tragvermögen, u. U. auch das Verformungsverhalten der Bauteile. Sie bieten Lösungen für drei Probleme des baulichen Brandschutzes:

- 1) Ermittlung des *Gleichgewichts- und Verformungszustands* eines Einzelbauteils zu beliebigen Zeitpunkten t_i bei vorgegebenem Temperatur-Zeitverlauf in der Bauteilumgebung, Belastung und Lagerungsbedingungen. Damit kann ein Brandversuch simuliert werden.
- 2) Ermittlung der von einem Einzelbauteil maximal *aufnehmbaren Belastung* (z. B. N_{Rd} , M_{Rd}) bei einem vorgegebenen Temperatur-Zeitverlauf in der Bauteilumgebung nach einer bestimmten Brandeinwirkungsdauer.
- 3) Ermittlung des *Gleichgewichts- und Verformungszustands* von Gesamt- oder Teiltragwerken aus mehreren Bauteilen bei lokaler Brandbeanspruchung, wobei sowohl die Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) als auch natürliche Brände simuliert werden können.

1.3.2 Betrachtungen zum Sicherheitsniveau

Das allen Eurocodes gemeinsame semiprobabilistische Sicherheitskonzept verlangt, daß im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Beanspruchungen, z. B. die (äußeren) Bemessungsschnittgrößen N_{Sd} , M_{Sd} , V_{Sd} usw. aus den anzusetzenden Einwirkungen, kleiner sein müssen als die vom Tragwerk oder

dem Querschnitt aufzunehmenden Beanspruchbarkeiten, z. B. die (inneren) Bemessungsschnittgrößen N_{Rd} , M_{Rd} , V_{Rd} usw..

Bei der Ermittlung der Beanspruchungen aus den Einwirkungen, d. h. den Lasten oder Zwangbeanspruchungen, werden die Bemessungswerte allgemein aus den charakteristischen Werten durch Multiplikation mit Teilsicherheitsbeiwerten γ_F und ggf. Kombinationsbeiwerten bei veränderlichen Einwirkungen bestimmt. Im Brandfall als einer außergewöhnlichen Situation werden lediglich die ständigen Einwirkungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_{GA} erhöht, während der Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen – wegen der Seltenheit des Brandereignisses – grundsätzlich zu 1,0 gesetzt wird.

Bei Kombinationen von ständigen und veränderlichen Einwirkungen dürfen die veränderlichen Einwirkungen mit Kombinationsbeiwerten $\psi_{1,1}$ für die dominierende Einwirkung und $\psi_{2,i}$ für weitere veränderliche Einwirkungen reduziert werden. Damit werden „häufige“ bzw. „quasi-ständige“ Bemessungswerte der Einwirkungen definiert, deren Auftreten gleichzeitig mit dem seltenen Brandereignis real zu erwarten ist.

Bei der Ermittlung der Beanspruchbarkeiten wird von charakteristischen Werten der Baustoffkennwerte ausgegangen, die im allgemeinen als 5%-Fraktile definiert sind. Zur Ermittlung der Bemessungswerte werden die charakteristischen Werte durch die von den Streuungen der Baustoffkennwerte abhängigen Teilsicherheitsbeiwerte γ_M dividiert. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit im Brandfall werden die Bemessungswerte der thermischen und mechanischen Baustoffkennwerte benötigt. Allgemein sind diese Werte $X_{fi,d}$ aus charakteristischen Baustoffkennwerten X_k und Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{M,fi}$ nach a) zu berechnen.

Bei den thermischen Kennwerten muß jedoch unterschieden werden, ob eine Vergrößerung des Kennwertes die Sicherheit erhöht – dann gilt a) - oder die Sicherheit verkleinert – hierfür gilt b):

$$a) X_{fi,d} = X_{k,\Theta} / \gamma_{M,fi}$$

$$b) X_{fi,d} = X_{k,\Theta} \cdot \gamma_{M,fi}$$

Die zur Ermittlung des Bauteilverhaltens benötigten mechanischen Kennwerten ergeben sich gemäß Eurocode 2, 3 und 4 Teile 1-2 allgemein zu:

$$X_{fi,d} = k_{\Theta} \cdot X_{k,\Theta} / \gamma_{M,fi}$$

mit k_{Θ} temperaturabhängiger Reduktionsfaktor für Festigkeit oder E-Modul des Baustoffs

$\gamma_{M,fi}$ Teilsicherheitsbeiwert für den entsprechenden Baustoff im Brandfall.

Generell werden in den Eurocodes 2 bis 5 Teile 1-2 die Teilsicherheitsbeiwerte zur Ermittlung der Bemessungswerte der Baustoffe unter Brandbeanspruchung jeweils als "indikative" Werte mit $\gamma_{M,fi} = 1,0$ angegeben.

Im Eurocode 4 Teil 1-2 wird als Bemessungswert für die Druckfestigkeit von Beton der Wert $1,0 \cdot f_{c,20^\circ\text{C}} / \gamma_{M,fi,c}$ festgesetzt; dieser Wert ist bei Anwendung der entsprechenden Nachweisverfahren mit dem temperaturabhängigen Reduktionsfaktor für Beton zu multiplizieren. Für das vereinfachte Nachweisverfahren von Decken beträgt der Bemessungswert der Druckfestigkeit dagegen $0,85 \cdot f_{c,20^\circ\text{C}} / \gamma_{M,fi,c}$; dabei wird durch den Faktor 0,85 die Annahme eines rechteckigen Spannungsblocks in der Decke berücksichtigt.

Der Eurocode 5 Teil 1-2 definiert die Bemessungswerte der Festigkeit und des E-Moduls nach folgenden Gleichungen:

$$f_{f,d} = k_{\text{mod},f} \cdot k_f \cdot f_k / \gamma_{M,f}$$

$$E_{f,d} = k_{\text{mod},f} \cdot k_f \cdot E_{k,05} / \gamma_{M,fi}$$

Zur Bestimmung der Verformung wird der E-Modul angesetzt:

$$E_{f,d} = k_{\text{mod},f} \cdot E_{\text{mean}} / \gamma_{M,fi}$$

mit	k_f	= 1,25 für Vollholz
	k_f	= 1,15 für Brettschichtholz und Sperrholz
	f_k	charakteristische Festigkeit bei Normaltemperatur
	E_{mean}	Mittelwert des E-Moduls bei Normaltemperatur
	$k_{\text{mod},f}$	Reduktionsfaktor für Festigkeit und E-Modul, der den Einfluß der Temperatur und Feuchtigkeit berücksichtigt. Der Reduktionsfaktor $k_{\text{mod},f}$ ersetzt den Faktor k_{mod} aus Eurocode 5 Teil 1-1.

Von Bedeutung für das Sicherheitsniveau der brandschutztechnischen Bemessung ist auch die Art des Versagens eines Tragwerks, insbesondere die Frage, ob bei lokaler Überlastung eines Tragwerksteiles Systemredundanzen in Form von Schnittkraftumlagerungen auf andere Tragwerksteile bestehen.

In den Eurocodes 2 bis 5 Teile 1-2 werden für den brandschutztechnischen Nachweis drei Methoden vorgeschlagen:

- globale Tragwerksanalyse,
- Analyse von Tragwerksausschnitten und
- Analyse von Einzelbauteilen.

Die globale Tragwerksanalyse muß die maßgebende Versagensart unter Brandeinwirkung erfassen, die temperaturabhängige Veränderung der Baustoffe und der Bauteilsteifigkeit sowie die Wirkungen der thermischen Ausdehnungen und Verformungen berücksichtigen. Für diese Nachweisform sind im Prinzip nur die allgemeinen Rechenverfahren geeignet. Hierbei können die Einwirkungen einzeln mit den jeweiligen Bemessungswerten vorgegeben werden.

Für die Analyse von Teilen des Tragwerks (Tragwerksausschnitte) und von Einzelbauteilen darf der Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall $E_{f,d,t}$ näherungsweise aus dem Bemessungswert

der Beanspruchung bei Normaltemperatur E_d durch Multiplikation mit dem Lastniveau η_{fi} abgeleitet werden. Das Lastniveau η_{fi} kann den Eurocodes 2 bis 5 Teile 1-2 entnommen werden. Die dort angegebenen indikativen Werte von 0,6 bis 0,7 müssen zur Berücksichtigung kritischer Versagensarten ggf. erhöht werden. Alternativ können erhöhte Teilsicherheitsbeiwerte γ_F eingeführt werden, um das bisherige Sicherheitsniveau beizubehalten.

1.4 Literatur

- [1-1] DIN V ENV 1991-2-2: Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke – Einwirkungen im Brandfall. Vornorm Ausgabe Mai 1997
- [1-2] DIN V ENV 1992-1-2: Eurocode 1, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Vornorm Ausgabe Mai 1997
- [1-3] DIN V ENV 1993-1-2: Eurocode 3, Planung und Konstruktion von Stahlbauten; Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksplanung für den Brandfall. Vornorm Ausgabe Mai 1997
- [1-4] DIN V ENV 1994-1-2: Eurocode 4, Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton; Teil 1-2: Allgemeine Regeln Tragwerksbemessung für den Brandfall. Vornorm Ausgabe Juni 1997
- [1-5] DIN V ENV 1995-1-2: Eurocode 5, Bemessung und Konstruktion von Holzbauten; Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Vornorm Ausgabe Mai 1997
- [1-6] DIN V ENV 1996-1-2: Eurocode 6, Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten; Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Vornorm Ausgabe Mai 1997

2 Eurocode 1 Teil 2-2

2.1 Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 1

2.1.1 Allgemeines

In der DIN V ENV 1991-2-2 [2-1] - im folgenden als Eurocode 1 Teil 2-2 zitiert - werden Rechengrundlagen zur Ermittlung der Temperatur- und Lasteinwirkungen gegeben [2-2]. Der Brandfall wird als ein „außergewöhnliches Ereignis“ (accidental situation) angesehen, das nicht mit anderen, davon unabhängigen außergewöhnlichen Ereignissen überlagert zu werden braucht. Auch zeit- und lastabhängige Einflüsse auf das Tragverhalten, die vor Auftreten des Brandfalls wirksam werden, müssen nicht berücksichtigt werden. Dadurch ist es z. B. zulässig, das Trag- und Verformungsverhalten von Betonstützen im Brandfall ohne Berücksichtigung von Kriech- und Schwindeinflüssen zu ermitteln, die bis zum Zeitpunkt der Brandbeanspruchung bereits aufgetreten sind.

Bei der brandschutztechnischen Bemessung ist es in der Regel nicht erforderlich, die Abkühlphase des Brandes zu berücksichtigen.

2.1.2 Thermische Einwirkungen

Die thermischen Einwirkungen auf Bauteile werden in Abhängigkeit von der (Raum-) Temperatur Θ_g in der Bauteilumgebung als Wärmestromdichte h'_{net} vorgegeben, die aus einem radiativen und einem konvektiven Anteil besteht.

Die radiative Wärmestromdichte $h'_{net,r}$ [W/m²] wird nach folgender Gleichung ermittelt:

$$h'_{net,r} = \Phi \cdot \epsilon_{res} \cdot 5,67 \cdot 10^{-8} \cdot [(\Theta_r + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4]$$

mit	Φ	Faktor zur Berücksichtigung von Abschattungen [-]
	ϵ_{res}	resultierender Emissionsgrad [-]
	Θ_r	Strahlungstemperatur der Umgebung [°C]
	Θ_m	Oberflächentemperatur des Bauteils [°C]
	$5,67 \cdot 10^{-8}$	Stefan Boltzmann Konstante [W/m ² K ⁴].

Die konvektive Wärmestromdichte $h'_{net,c}$ [W/m²] wird nach folgender Gleichung berechnet:

$$h'_{net,c} = \alpha_c \cdot (\Theta_g - \Theta_m)$$

mit α_c Wärmeübergangskoeffizient für Konvektion [$\text{W}/\text{m}^2\text{K}$]
 Θ_g Heißgastemperatur in der Umgebung des Bauteils [$^{\circ}\text{C}$]
 Θ_m Oberflächentemperatur des Bauteils [$^{\circ}\text{C}$].

Vereinfachend dürfen der Faktor $\Phi = 1,0$, die Strahlungstemperatur Θ_r gleich der Heißgastemperatur Θ_g und $\alpha_c = 9 \text{ W}/\text{m}^2\text{K}$ auf der feuerabgekehrten Bauteilseite gesetzt werden.

Für die brandschutztechnische Bemessung werden verschiedene standardisierte Temperaturzeitkurven zur Beschreibung der Heißgastemperatur Θ_g in Abhängigkeit der Branddauer t [min] mit dem jeweils zugehörigen Wärmeübergangskoeffizienten für Konvektion α_c vorgegeben.

Für die Raumtemperatur Θ_g ist im Regelfall die Standard-Temperaturzeitkurve, die der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) nach DIN 4102 Teil 4 entspricht, anzunehmen:

$$\Theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

mit $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$.

Für Flüssigkeitsbrände kann die sog. Hydrocarbon-Kurve verwendet werden:

$$\Theta_g = 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t}) + 20$$

mit $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$.

Im Zusammenhang mit der Anwendung von standardisierten Temperaturzeitkurven sind die Anteile aus konvektiver und radiativer Wärmestromdichte zu addieren und es ist ein resultierender Emissionsgrad ϵ_{res} [-] zu berücksichtigen:

$$h'_{\text{net,d}} = \gamma_{n,c} \cdot h'_{\text{net,c}} + \gamma_{n,r} \cdot h'_{\text{net,r}}$$

mit $\gamma_{n,c}$ Faktor zur Berücksichtigung unterschiedlicher nationaler Brandversuche,
i.d.R. 1,0
 $\gamma_{n,r}$ 1,0, wie für $\gamma_{n,c}$

$$\epsilon_{\text{res}} = \epsilon_t \cdot \epsilon_m$$

mit ϵ_t Emissionsgrad des Brandraums, i.a. 0,8

ε_m Emissionsgrad der Bauteiloberfläche;

soweit in den Eurocodes 2 - 6 kein anderer Wert angegeben ist, wird $\varepsilon_m = 0,9$ vorgeschlagen.

Neben der Möglichkeit, die thermische Beanspruchung der Bauteile aufgrund standardisierter Temperaturzeitkurven zu beschreiben, bietet der Eurocode 1 Teil 2-2 im informativen Anhang A sog. parametrische Brandbeanspruchungen an, die in Übereinstimmung mit nationalen Anwendungsbereichen benutzt werden können. Der informative Anhang B beschreibt formelmäßig parametrische Temperaturzeitkurven, die aus älteren Naturbrandversuchen in kleinen Brandräumen abgeleitet wurden.

2.1.3 Mechanische Einwirkungen

Im Eurocode 1 Teil 2-2 wird zwischen direkten und indirekten Einwirkungen unterschieden.

Als direkte Einwirkungen werden die bei der kalten Bemessung berücksichtigten Belastungen (Eigengewicht, Wind, Schnee, usw.) bezeichnet. Im normativen Anhang F zum Eurocode 1 Teil 2-2 werden allgemeine Regeln zur Berücksichtigung von Schneelasten, Berücksichtigung von Lasten infolge Betrieb (z. B. horizontale Kräfte infolge Kranbewegung) sowie Verringerung der Belastung durch Abbrand, gegeben. Mit der Kombinationsregel für außergewöhnliche Ereignisse wird die maßgebliche Beanspruchung $E_{fi,d,t}$ während der Brandeinwirkung wie folgt festgelegt:

$$E_{fi,d,t} = \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d(t)$$

mit G_k charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen

$Q_{k,1}$ charakteristischer Wert einer (des Leitwertes der) veränderlichen
Einwirkung

$Q_{k,i}$ charakteristischer Wert weiterer veränderlicher Einwirkungen

$A_d(t)$ Bemessungswert der indirekten Einwirkungen

γ_{GA} Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen

= 1,0

$\psi_{1,1}, \psi_{2,i}$ Kombinationsbeiwerte nach Eurocode 1 Teil 1 (vgl. Tabelle 2.1)

Tabelle 2.1 Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen

Einwirkung	Kombinationsbeiwert		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
1	2	3	4
Verkehrslast auf Decken			
- Wohnräume; Büroräume, Verkaufsräume bis 50 m ² ; Flure; Balkone; Räume in Krankenhäusern	0,7	0,5	0,3
- Versammlungsräume; Garagen und Parkhäuser; Turnhallen; Tribünen; Flure in Lehrgebäuden; Büchereien; Archive	0,8	0,8	0,5
- Ausstellungs- und Verkaufsräume; Geschäfts- und Warenhäuser	0,8	0,8	0,8
Windlasten	0,6	0,5	0
Schneelasten	0,7	0,2	0
alle anderen Einwirkungen	0,8	0,7	0,5

Indirekte Einwirkungen infolge Brandbeanspruchung sind Kräfte und Momente, die durch thermische Ausdehnungen, Verformungen und Verkrümmungen hervorgerufen werden. Sie brauchen nicht berücksichtigt zu werden, sofern sie das Tragverhalten nur geringfügig beeinflussen und/oder durch entsprechende Ausbildung der Auflager aufgenommen werden. Außerdem brauchen sie bei der brandschutztechnischen Bemessung von Einzelbauteilen nicht gesondert verfolgt zu werden.

Bei der Beurteilung der indirekten Einwirkungen sind besonders zu beachten:

- Zwangkräfte in Bauteilen, z. B. in Stützen mehrgeschossiger rahmenartiger Tragwerke mit aussteifenden Wänden,
- unterschiedliche thermische Ausdehnung in statisch unbestimmt gelagerten Bauteilen, z. B. durchlaufenden Decken,
- Eigenspannungen infolge thermischer Krümmungen,
- Auswirkungen thermischer Ausdehnung auf angrenzende Bauteile, z. B. Verschiebung des Stützenkopfes infolge thermischer Ausdehnung der Decke,
- Auswirkungen thermischer Ausdehnung auf Bauteile, die nicht vom Feuer beansprucht werden.

Für die Ermittlung der indirekten Einwirkungen sind die thermischen und mechanischen Materialwerte aus den baustoffbezogenen Eurocodes zu benutzen. Für den Fall, daß die indirekten Einwirkungen vernachlässigt werden, wird $E_{fi,d,t}$ für den Zeitpunkt $t = 0$ berechnet ($A_d(t=0) = 0$).

Als Vereinfachung dürfen die Einwirkungen während der Brandbeanspruchung direkt aus den Einwirkungen bei Normaltemperatur folgendermassen ermittelt werden:

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

mit E_d Bemessungswert der Einwirkungen nach Eurocode 1 Teil 1, mit Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche Einwirkungen γ_G , γ_Q

$$\eta_{fi} = (\gamma_G + \psi_{1,1} \cdot \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q \cdot \xi)$$

Reduktionsfaktor, abhängig vom Verhältnis des Hauptwertes der

veränderlichen Einwirkungen zur ständigen Einwirkung $\xi = Q_{k,1}/G_k$.

Werte für den Reduktionsfaktor η_{fi} sind dem jeweiligen Eurocode zu entnehmen. Bild 2-1 zeigt die Auswertung der obigen Gleichung mit Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,5$ für verschiedene Kombinationsbeiwerte $\psi_{1,1}$.

Entsprechend obiger Gleichung liegt der brandschutztechnischen Bemessung mittels tabellarischer Daten das Lastniveau nach folgender Gleichung zugrunde:

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot R_d$$

mit R_d Bemessungswert des Bauteilwiderstands nach Teil 1 des jeweiligen Eurocodes

$\eta_{fi,t}$ Lastniveau für die brandschutztechnische Bemessung

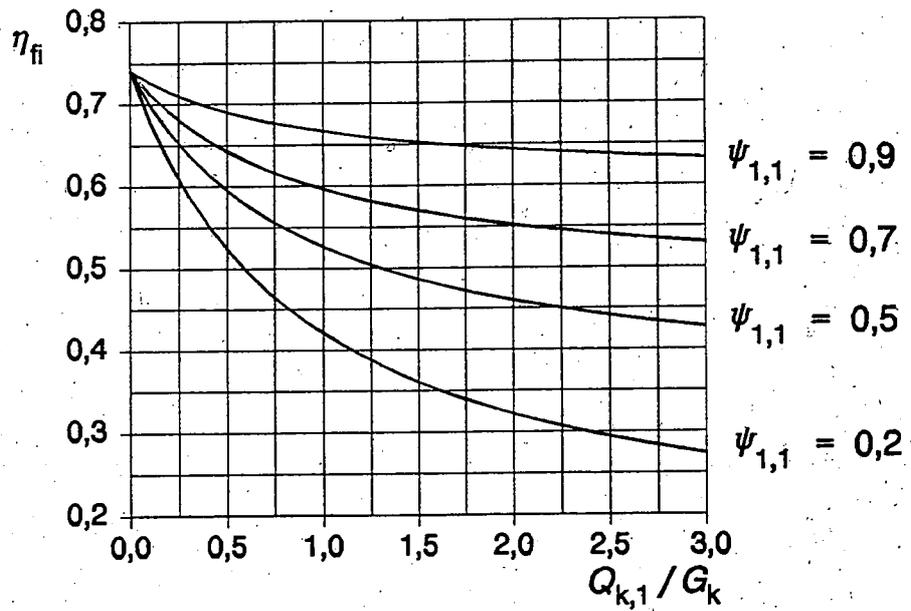


Bild 2.1 Verhältnis zwischen den Bemessungswerten der Beanspruchung im Brandfall und unter normalen Nutzungsbedingungen in Abhängigkeit vom Verhältnis zwischen ständiger und dominierender veränderlicher Einwirkung ($\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,5$)

2.1.4 Vergleich der globalen Sicherheitsbeiwerte von DIN 4102 Teil 4 und den Eurocodes

Im Folgenden wird durch einen Vergleich der globalen Sicherheitsbeiwerte für die einzelnen Baustoffe gezeigt, daß das Sicherheitsniveau der brandschutztechnischen Nachweise nach den Eurocodes sich im Mittel gesehen nicht verschieben wird. Dafür werden die nach dem neuen probabilistischen Sicherheitskonzept bestehenden Teilsicherheitsbeiwerte auf der Beanspruchungs- und Beanspruchbarkeitsebene zu einem Faktor zusammengezogen. Der Teilsicherheitsbeiwert auf der Beanspruchungsseite η_{fi} wird in Tabelle 2.1 für einzelne Baustoffe mit $\eta_{fi} = 0,70$ und $\eta_{fi} = 0,65$ angegeben, wobei der im entsprechenden NAD empfohlene Wert fett hervorgehoben ist.

Tabelle 2.1

Baustoff	DIN 4102-4: $E_N = R_N / \gamma$		Eurocode: $E_{fi,d,t} = \eta_{fi} \cdot R_k / \gamma_M$		
	γ	$1/\gamma$	γ_M	η_{fi}	η_{fi} / γ_M
Beton	2,1	0,48	1,5	0,7	0,47
Betonstahl	1,75	0,57	1,15	0,7	0,61
				0,65	0,57
Baustahl	1,71	0,58	1,1	0,70	0,64
				0,65	0,59
Holz	3,5	0,29	1,3	0,70	0,31
				0,65	0,29
			$E_{fi,d,t} = 0,9 \cdot 0,64 \cdot \eta_{fi} \cdot R_k / \gamma_M$		

2.2 Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 1 Teil 2-2

Vorwort
(1),(2),(4)-(8)

Änderung:

Diese Absätze entfallen, da sie bereits im Vorwort von DIN V ENV 1991-1 aufgeführt sind.

Vorwort (19)

Der Absatz wird ersetzt durch:

Die Bauproduktenrichtlinie 89/106/EWG nennt die folgende wesentliche Anforderung für den Brandschutz:

„Das Bauwerk muß derart entworfen sein, daß bei einem Brand

- die Entstehung und Ausbreitung von Feuer und Rauch innerhalb des Bauwerks begrenzt wird,
- die Ausbreitung von Feuer auf benachbarte Bauwerks begrenzt wird,
- die Bewohner das Gebäude unverletzt verlassen oder durch andere Maßnahmen gerettet werden können,
- die Sicherheit der Rettungsmannschaften berücksichtigt ist,
- die Tragfähigkeit des Bauwerks während eines bestimmten Zeitraums erhalten bleibt, soweit zur Einhaltung vorhergehender Schutzziele erforderlich“

Tabelle 1 wird ersetzt durch:

Tabelle R1: Anwendung von DIN V ENV 1991-2-2 bei der Bemessung

1	2	3	4
Nachweisschritt	Nachweisstufe / Tragwerk		
	1 Einzelbauteil	2 Einzelbauteil	3 Teil/Gesamtragwerk
Brandbeanspruchung thermische Analyse	ETK keine	ETK (+ andere) DIN V ENV 1991-2-2, Abschnitt 4	ETK (+ andere) DIN V ENV 1991-2-2
mechanische Beanspruchung	DIN V ENV 1991-2-2, Anhang F	DIN V ENV 1991-2-2, Anhang F	DIN V ENV 1991-2-2
mechanische Analyse/ Bemessung	DIN V ENV 1992-1-2 1994-1-2 1996-1-2	DIN V ENV 1992-1-2 bis 1996-1-2 und 1999-1-2	DIN V ENV 1992-1-2 bis 1995-1-2 und 1999-1-2

1.1.1 (1)-(5)

Änderung:

Diese Absätze entfallen, da sie bereits im Vorwort von DIN V ENV 1991-1 aufgeführt sind.

1.1.2 (2)

Ergänzend gilt:

Eine Anwendung der informativen Anhänge kann im Einzelfall mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde erfolgen. Die auf diese Weise erbrachten brandschutztechnischen Nachweise sind grundsätzlich durch einen hierfür anerkannten Sachverständigen / Prüflingenieur zu überprüfen.

1.4.23

Der Absatz wird ersetzt durch:

Nominelle Temperaturzeitkurve, die im Regelfall anzuwenden ist.

3 Anmerkung

Ergänzend zur Anmerkung gilt:

Die Brandschutzanforderungen an Tragwerke des Hochbaus sind in Deutschland in den Landesbauordnungen und hierzu erlassenen Verordnungen und Richtlinien festgelegt. Wird von den behördlich vorgegebenen Standardlösungen abgewichen, sind die Regeln des Abschnitts 3 bezüglich der Festlegung bzw. Begründung von Bemessungssituationen zu beachten.

3.1 (5)

Änderung:

Der Absatz entfällt

3.2 (3)

Der Absatz wird ersetzt durch:

Im Regelfall ist der Vollbrand anzusetzen. Wenn hiervon abgewichen wird, ist darzulegen welche Situation mit dem gewählten Bemessungsbrand abgedeckt wird.

3.4 (1)

Ergänzend gilt:

In bestimmten Bauwerken wie z. B. Tunneln kann eine Berücksichtigung des Abkühlvorgangs nach einem Brand für die Tragwerksbemessung erforderlich sein.

4.1 (4)

Es gilt:

$$\Phi = 1,0$$

4.1 (10)

Es gilt:

$$\alpha_c = 9 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$$

4.2.1 (1)

Der Absatz wird ersetzt durch:

Für die zu erbringenden brandschutztechnischen Nachweise gilt grundsätzlich die Einheits-Temperaturzeitkurve nach Abschnitt 4.2.2, die DIN 4102 Teil 2 entspricht.

Zum Nachweis des Raumabschlusses bei nichttragenden Außenwänden und aufgesetzten Brüstungen darf als Brandbeanspruchung von außen die Externe Brandkurve nach Abschnitt 4.2.3 angesetzt werden, die DIN 4102 Teil 3 entspricht. Für die Innenseite gilt Abschnitt 4.2.2.

Die Hydrokarbon-Brandkurve nach Abschnitt 4.2.4 ist für Hochbauten in der Regel nicht anzuwenden.

4.2.1 (2)

Es gilt:

$$\gamma_{n,c} = \gamma_{n,r} = 1,0$$

4.2.1 (3)

Es gilt:

$$\varepsilon_f = 0,8$$

$$\varepsilon_m = 0,9 \text{ (Änderung)}$$

4.2.2 (2)

Es gilt:

$$\alpha_c = 25 \text{ W/(m}^2\text{K)}$$

4.2.3 (2)

Es gilt:

$$\alpha_c = 25 \text{ W/(m}^2\text{K)}$$

4.2.4 (2)

Es gilt:

$$\alpha_c = 25 \text{ W/(m}^2\text{K)}$$

4.3 (1)

Der Absatz wird ersetzt durch:

Parameterabhängige Brandbeanspruchungen nach Abschnitt 4.3 in Verbindung mit den informativen Anhängen A, B und D sind grundsätzlich nicht für die Anwendung freigegeben. Im Einzelfall kann die Bauaufsichtsbehörde die Anwendung mit zusätzlichen Auflagen, z. B. bezüglich einer unabhängigen Prüfung der Nachweise durch einen von ihr hierfür anerkannten Sachverständigen / Prüferingenieur, gestatten.

5 (1)

Ergänzend gilt:

Ständige Einwirkungen wie Eigenlasten u. ä. sind immer mit ihren charakteristischen Werten anzusetzen.

$$\gamma_{GA} = 1,0$$

5 (3)

Ergänzend gilt:

Die indirekten Einwirkungen sollten durch konstruktive Maßnahmen berücksichtigt werden.

Anhang A bis E (informativ)

Warnvermerk:

Eine Anwendung der Anhänge A bis E ist nicht vorgesehen; siehe 1.1.2, Ergänzung zu Absatz 2

Anhang F 3.1 (1)

Es gilt:

$$\gamma_{GA} = 1,0$$

Ergänzend gilt:

Tabelle RF1: Kombinationsbeiwerte ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 :

Einwirkung	Kombinationsbeiwert		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	2	3	4
Verkehrslast auf Decken			
- Wohnräume; Büroräume, Verkaufsräume bis 50 m ² ; Flure; Balkone; Räume in Krankenhäusern	0,7	0,5	0,3
-Versammlungsräume; Garagen und Parkhäuser; Turnhallen; Tribünen; Flure in Lehrgebäuden; Büchereien; Archive	0,8	0,8	0,5
- Ausstellungs- und Verkaufsräume; Geschäfts- und Warenhäuser	0,8	0,8	0,8
Windlasten	0,6	0,5	0
Schneelasten	0,7	0,2	0
alle anderen Einwirkungen	0,8	0,7	0,5

Anhang F 3.2 (4)

Dieser Absatz wird ersetzt durch:

Ohne Nachweis nach Absatz (3) darf $\eta_{ii} = 0,7$ gesetzt werden.

2.3 Literatur

- [2-1] DIN V ENV 1991-2-2: Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke – Einwirkungen im Brandfall. Vornorm Ausgabe Mai 1997
- [2-2] HOSSER, D.; DORN, T.; RICHTER, E.: Brandschutztechnische Bemessung von Bauteilen nach Eurocode 2 – 5, Vergleichsrechnungen zur Untersuchung des Sicherheitsniveaus bei unterschiedlichen Bauarten. Abschlußbericht im Auftrag des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Bonn, Az.: RS II – 2 – 674102 – 93.41

3 Eurocode 2 Teil 1-2

3.1 Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 2 Teil 1-2

3.1.1 Geltungsbereich

3.1.1.1 Allgemeines

Der Eurocode 2 Teil 1-2 (DIN V ENV 1992-1-2) [3-3] behandelt die Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken für den Brandfall mit Methoden des passiven, konstruktiven (baulichen) Brandschutzes, Methoden des aktiven Brandschutzes sind nicht erfaßt. Seine Anwendung erfolgt in Verbindung mit [3-13] und [3-2].

3.1.1.2 Baustoffe

Die Bemessungsregeln in [3-3] gelten soweit nicht anders angegeben für Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag nach DIN EN 206 [3-30] bis zur Festigkeitsklasse C 50/60. Für Tragwerke aus Beton, dessen Zylinderfestigkeit 50 N/mm² übersteigt (Hochleistungsbetone) liegen bisher noch keine brandschutztechnischen Bemessungsregeln vor, so daß ihre Verwendbarkeit hinsichtlich einer geforderten Feuerwiderstandsklasse zur Zeit über eine Gutachterliche Stellungnahme als Zustimmung im Einzelfall erfolgen muß. Dabei muß die DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton [3-31] beachtet werden.

Mit Hilfe bestehender Kenntnisse aus Versuchserfahrungen über das Trag- und Verformungsverhalten von Hochleistungsbeton unter thermischer Beanspruchung könnten im Rahmen eines künftigen Forschungsvorhabens die Bemessungsregeln in [3-3] auch für Hochleistungsbetone angepaßt werden.

Die in [3-3] Anhang A angegebenen temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungslinien basieren auf der Auswertung von instationären Kriechversuchen. Sie enthalten die temperaturabhängigen elastischen, plastischen und Hochtemperaturkriech- Dehnungsanteile.

Eine Bemessung für Normaltemperatur unter Zugrundelegung der 20°C-Arbeitslinie aus [3-3] Anhang A ist unzulässig. Die 20°C-Arbeitslinie weicht von der idealisierten Spannungs/Dehnungslinie des Betons (Parabel-Rechteck-Diagramm) für die Querschnittsbemessung nach [3-2] 4.2.1.3.3 ab, die zur Rechenvereinfachung aus dem für die Bemessung ungünstigsten Fall von Dauerlast- und Kurzzeitbeanspruchung abgeleitet wurde.

3.1.1.3 Berechnungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung

Für die Schnittgrößenermittlung bei der brandschutztechnischen Bemessung können zur Zeit nur Verfahren auf Grundlage der Elastizitätstheorie mit Umlagerungen von maximal 15% angewendet werden,

da die Bemessungsregeln bisher aus Brandversuchen abgeleitet wurden, bei denen die Bewehrungsmenge dem Schnittgrößenverlauf nach Elastizitätstheorie angepaßt war. Aufgrund unzureichender Kenntnisse der Rotationsfähigkeit von Durchlaufsystemen unter Brandbeanspruchung können nicht-lineare Berechnungsverfahren in [3-3] derzeit nicht angewendet werden. Hier besteht Forschungsbedarf, um eine im „Kalten“ zulässige nicht-lineare Ermittlung der Schnittgrößen auch für die brandschutztechnische Bemessung zu ermöglichen.

3.1.2 Nachweisverfahren

3.1.2.1 Allgemeines

In Eurocode 2 Teil 1-2 sind drei Nachweisstufen für die brandschutztechnische Bemessung vorgesehen.

- Bemessung mit tabellarischen Daten (Nachweisstufe 1)
- Vereinfachte Rechenverfahren für bestimmte Arten von Bauteilen (Nachweisstufe 2)
- Allgemeine Rechenverfahren zur Simulation des Brandverhaltens von Bauteilen, Teiltragwerken und vollständiger Tragwerke (Nachweisstufe 3)

3.1.2.2 Tabellarische Daten (Nachweisstufe 1)

Der Eurocode 2 Teil 1-2 [3-3] enthält Tabellen für die brandschutztechnische Bemessung von

- Stützen,
- nichttragenden und tragenden Wänden,
- Zuggliedern,
- Einfeld- und Durchlaufbalken,
- statisch bestimmt gelagerten und durchlaufenden Decken,
- Flachdecken,
- Rippendecken ohne und mit mindestens einem eingespannten Rand.

Die Tabellen für Decken und Rippendecken gelten für ein- und zweiachsig gespannte Bauteile; die für Zugglieder, Balken und Decken für schlaff bewehrte und vorgespannte Bauteile. Der Anwendungsbe-
reich der Tabellen erstreckt sich von der Feuerwiderstandsklasse R (EI) 30 bis R (EI) 240.¹

Die Tabellen enthalten in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse Mindestwerte für die Quer-
schnittsabmessungen und für die Achsabstände der Bewehrung, wobei für Stützen und belastete
Wände als zusätzlicher Parameter der Lastausnutzungsfaktor angegeben ist.

In den Tabellen darf zwischen den angegebenen Werten linear interpoliert werden. Weitere Rechen-
vorschriften ermöglichen für statisch bestimmt gelagerte Balken und Decken die individuelle Ermittlung
der kritischen Temperatur sowie für Stützen und belastete Wände die Bestimmung des aktuellen Last-
ausnutzungsfaktors.

Für statisch bestimmt gelagerte Balken und Decken ist der Achsabstand der Bewehrung so festgelegt,
daß zur betrachteten Feuerwiderstandsdauer die kritische Temperatur in der Betonstahlbewehrung 500
°C beträgt. Bei dieser Temperatur und der Stahlspannung $\sigma_{s,fi}$ erreicht der Stahl seine Fließspannung,
wobei die Einwirkungen $E_{d,fi} = 0,7 \cdot E_d$ und der Teilsicherheitsbeiwert für Stahl $\gamma_s = 1,15$ betragen. Für
Spannstahl beträgt die kritische Temperatur für Stäbe 400 °C bzw. für Litzen und Drähte 350 °C.

Für die Fälle, in denen die Einwirkungen $E_{d,fi} < 0,7 \cdot E_d$ sind, wird die zugehörige Spannung $\sigma_{s,fi}$ im
Betonstahl nach [3-3] Gl. (4.2) berechnet

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

mit $E_{d,fi}/E_d$ Verhältnis des Bemessungswerts der Einwirkungen im Brandfall
zu dem bei Normaltemperatur

$f_{yk}(20^\circ\text{C})$ Charakteristischer Wert für die Festigkeit an der Streckgrenze
des Betonstahls

γ_s Teilsicherheitsbeiwert für Stahl (i.a.: 1,15)

$A_{s,req}$ erforderliche Fläche des Betonstahlquerschnitts im Grenzzustand
der Tragfähigkeit

$A_{s,prov}$ vorhandene Fläche des Betonstahlquerschnitts.

Mit dem temperaturabhängigen Reduktionsfaktor für die Festigkeit des Betonstahls $k_s(\theta)$ nach folgen-
der Gleichung und Bild 3-1 wird die kritische Temperatur θ_{cr} bestimmt.

¹ Klassifizierung R für Tragfähigkeit, E für Raumabschluß, I für thermische Isolierung (letztere beiden nur bei raumab-
schließenden Wänden und Decken)

$$k_s(\Theta) = \sigma_{s,fi} / f_{yk}(20^\circ\text{C})$$

Mit Hilfe der ermittelten kritischen Temperatur Θ_{cr} werden die in den Tabellen gegebenen Achsabstände um das Maß Δa reduziert:

$$\Delta a = 0,1 \cdot (500 - \Theta_{cr})$$

Die obigen Gleichungen sowie Bild 3-1 können mit den entsprechenden Parametern auch für Spannstahl angewendet werden.

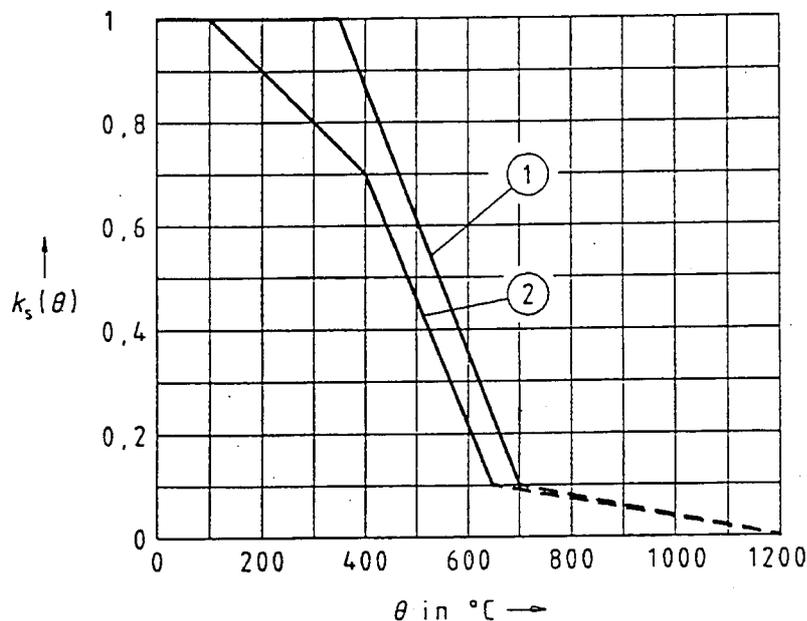


Bild 3-1 Abnahme der charakteristischen Festigkeit f_{yk} von Betonstahl mit ansteigender Temperatur ($k_s(\Theta)$ -Werte); Kurve 1 für $\epsilon_{s,fi} \geq 2,0\%$, Kurve 2 für $\epsilon_{s,fi} < 2,0\%$

Zur Bestimmung des aktuellen Lastausnutzungsfaktors im Brandfall wird für Stützen und belastete Wände in [3-3] Gl. (4.7) der Verhältnisswert μ_{fi} nach eingeführt:

$$\mu_{fi} = E_{d,fi} / R_{d,fi}(0)$$

mit $E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d$ nach [3-3] Gl. (2.5)

$R_{d,fi}(0)$ Bemessungswert der Beanspruchbarkeit nach [3-2] 4.3.5 mit

$$l_0 = l_{col}; \gamma_M = 1 \text{ und } t = 0.$$

Bei der Berechnung von μ_{fi} ist für die Ersatzlänge des Druckgliedes l_0 die Stützenlänge zwischen den ideellen Einspannstellen l_{col} anzunehmen.

Ohne Berechnung kann $\mu_{fi} = 0,7$ gesetzt werden.

3.1.2.3 Vereinfachte Rechenverfahren (Nachweisstufe 2)

Diese Verfahren können zur Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit zu einem bestimmten Zeitpunkt einer beliebigen Brandbeanspruchung angewendet werden. Voraussetzung dafür sind entsprechende Temperaturprofile und Daten über die temperaturabhängige Veränderung der Materialeigenschaften unter der Brandbeanspruchung.

In [3-3] befinden sich nur Angaben, die eine Normbrandbeanspruchung nach der ETK bis zum Zeitpunkt des Erreichens der maximalen Gastemperatur zugrundelegen. Mit den Verfahren der Nachweisstufe 2 kann die Biege- und Schubtragfähigkeit von schlaff bewehrten oder vorgespannten rechteckförmigen Balken, Platten und Wänden sowie die Tragfähigkeit von Stützen bei Brandbeanspruchung ermittelt werden.

Das vereinfachte Rechenverfahren wird in Abschnitt 3.1.3 näher untersucht.

3.1.2.4 Allgemeine Rechenverfahren (Nachweisstufe 3)

3.1.2.4.1 Generelle Erläuterungen

In [3-3] werden generelle Hinweise zum Anwendungsbereich, zum Umfang und zu den Grenzen von allgemeinen Rechenverfahren gegeben.

Der Anwendungsbereich umfaßt Einzelbauteile, Tragwerksausschnitte und Gesamtsysteme mit beliebig gestalteten Bauteilquerschnitten. Eine Unterteilung des Nachweisverfahrens in eine thermische und eine mechanische Analyse (Rechenmodell) kann vorgenommen werden.

Die thermische Analyse soll beinhalten

- Bestimmung der thermischen Einwirkungen entsprechend Eurocode 1 Teil 2-2
- Berücksichtigung temperaturabhängiger thermischer Materialkennwerte und
- Berücksichtigung des Einflusses von Schutzschichten auf die Erwärmung.

Bei der mechanischen Analyse sollen berücksichtigt werden:

- temperaturabhängige mechanische Baustoffkennwerte,
- nichtlineare geometrische Einflüsse,
- Einwirkungen infolge thermisch verursachter Dehnungen und Spannungen

- alle Dehnungen infolge Temperatur, mechanischer Einwirkungen, Kriechen und instationärer Hochtemperatureinflüsse.

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit von Einzelbauteilen, Tragwerksausschnitten und Gesamtsystemen unter Brandbeanspruchung können Rechenmodelle nach der Plastizitätstheorie verwendet werden. Dabei sind bei der Berechnung der plastischen Rotationsfähigkeit die im Brandfall vergrößerten Bruchdehnungen von Beton und Bewehrung zu berücksichtigen.

Im informativen Anhang A des Eurocodes 2 Teil 1-2 sind alle wesentlichen Informationen zur temperaturabhängigen Veränderung der mechanischen und thermischen Stoffwerte von Beton, Betonstahl und Spannstahl enthalten.

Das Festigkeits- und Verformungsverhalten wird durch temperaturabhängige Spannungs/Dehnungslinien beschrieben. Diese basieren auf der Auswertung von instationären Kriechversuchen, wobei die Dehnungen sowohl die temperaturabhängigen elastischen und plastischen Anteile als auch die sehr viel größeren instationären Hochtemperatur-Kriechanteile enthalten.

Exemplarisch sind in Bild 3-2 temperaturabhängige Spannungs/Dehnungslinien für Beton mit überwiegend quarzhaltigen Zuschlägen und in Bild 3-3 für kaltverformten Betonstahl (BSt 500 S) dargestellt. Zur funktionalen Beschreibung der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungslinien werden im Anhang A von [3-3] entsprechende Gleichungen angegeben.

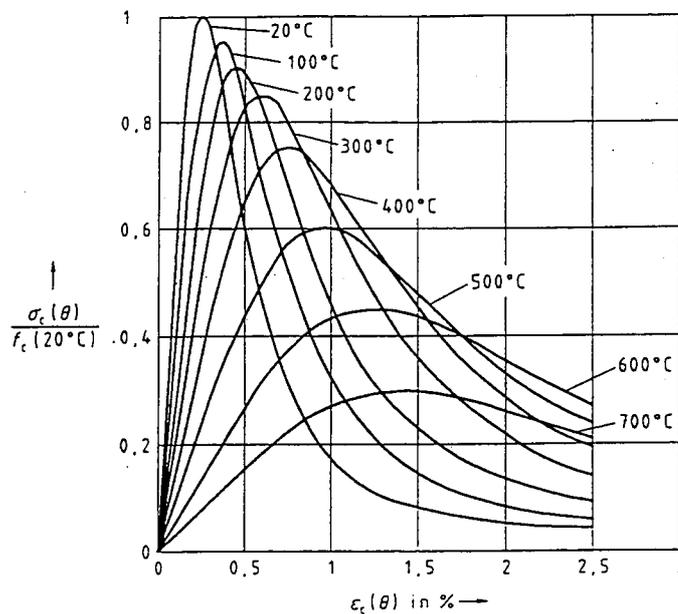


Bild 3-2 Temperaturabhängige Spannungs/Dehnungslinien von Beton mit überwiegend quarzhaltigen Zuschlägen

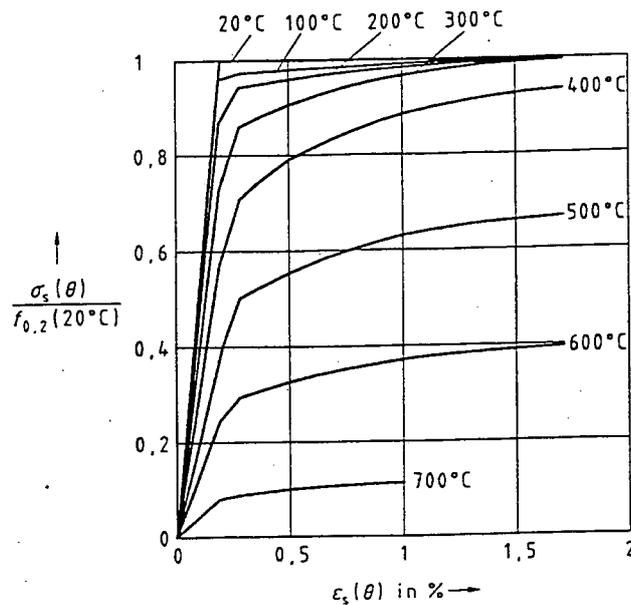


Bild 3-3 Temperaturabhängige Spannungs/Dehnungslinien von kaltverformtem Betonstahl (BSt 500 S)

Die Anwendung der allgemeinen Rechenverfahren wird vorerst beschränkt auf Nachweise im Einzelfall durch besonders qualifizierte Spezialisten. Bei einigen Anwendungsbeispielen sind zum Vergleich die Ergebnisse einer Berechnung nach dem allgemeinen Rechenverfahren aufgeführt (s. auch Tabelle. 3-1).

3.1.2.4.2 Anforderungsprofile und Bewertungsmaßstäbe für Rechenprogramme

Die allgemeinen Rechenverfahren werden zunächst für die allgemeine Anwendung nicht zugelassen, da Anforderungsprofile und Bewertungsmaßstäbe für Rechenprogramme bisher nicht definiert sind. Damit ist eine Vergleichbarkeit der Rechenergebnisse nicht sichergestellt.

Für die Berechnung der Feuerwiderstandsdauer von Einzelbauteilen, Teiltragwerken und Gesamttragwerken mit Hilfe allgemeiner Rechenverfahren müssen die thermischen und temperaturabhängigen mechanischen Materialeigenschaften bekannt sein.

Sie sind in [3-3] im informativen Anhang A für eine thermische Beanspruchung, die der ETK als Bemessungskurve zugrundeliegt, zusammengestellt. Voraussetzung für die Entwicklung von Bewertungsmaßstäben ist, daß die Rechenprogramme diese temperaturabhängigen Materialeigenschaften als Rechenfunktionen beinhalten. Werden die Rechenfunktionen polygonzugartig angenähert, so muß eine ausreichende Genauigkeit, die sich an der stochastischen Modellunsicherheit orientiert, gewährleistet sein.

Hinsichtlich ihrer physikalischen Korrektheit und der Verwendung der allgemeinen Rechengrundlagen der Festigkeitslehre können Rechenprogramme im „Kalten“ durch einen Vergleich mit Ergebnissen, die anhand geschlossener Lösungsansätze ermittelt wurden, überprüft werden.

Beispiele für die Verifikation anhand geschlossener Lösungsansätze sind:

- Ermittlung der Eulerschen Knicklast $P_{Ki} = (\pi / s_k)^2 \cdot EI$
- Ermittlung der Verformungsfigur aus der Biegegleichung des Stabes $[EI(x) \cdot w'''] = q(x)$
- Ermittlung der idealen Beulspannung einer durch konstante Druckspannungen belasteten Platte

$$\sigma_{Pi} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} (t/b)^2 \cdot \left[\frac{m}{\alpha} + \frac{\alpha}{m} \right]^2 .$$

An Hand einzelner Elemente lassen sich elementare Rechengrundsätze der thermischen und mechanischen Analyse überprüfen. Thermische Dehnungen müssen bei der Berechnung berücksichtigt werden. Eine Kontrolle, ob ein Programm mit den in [3-3] angegebenen temperaturabhängigen thermischen Dehnungen arbeitet, kann bei einem homogen erwärmten Querschnitt aufgrund der Berechnung der thermischen Ausdehnung durchgeführt werden. Wird ein Element mit entsprechenden Randbedingungen einaxial auf Zug bzw. Druck beansprucht, so können die Maxima der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungslinien (Zug- bzw. Druckfestigkeit) durch Aufbringen der Traglast kontrolliert werden.

Ein Vergleich von Rechenergebnissen mit Versuchsergebnissen von Bauteilen oder Teiltragwerken bei mechanischen Kennwerten wie Verformungen und Traglasten ist aufgrund der idealisierten Bedingungen (Auflagerung, Brandraumtemperaturzeitkurve,...) bei den Rechenannahmen der Programme nur in Einzelfällen möglich. Daher sollen in einem laufenden Forschungsvorhaben des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig [3-34] neben Anforderungsprofilen und Bewertungsmaßstäben auch Eichbeispiele entwickelt werden, an denen die Rechenprogramme ohne großen Aufwand hinsichtlich ihrer Eignung überprüft werden können.

3.1.3 Vorgehensweise beim Vereinfachten Rechenverfahren

3.1.3.1 Allgemeines

Beim vereinfachten Rechenverfahren wird die Verringerung der Tragfähigkeit von Bauteilen unter Brandbeanspruchung durch die temperaturabhängige Verkleinerung der Bauteilquerschnitte und die temperaturbedingte Reduzierung der Festigkeitsbeiwerte berücksichtigt.

Die Berechnung erfolgt schrittweise. Der Querschnitt wird für eine bestimmte Feuerwiderstandsdauer von $t = 30, 60, 90, 120, 180$ oder 240 Minuten nachgewiesen. Zunächst wird das Temperaturprofil des Querschnitts für die Feuerwiderstandsdauer bestimmt. Im Anhang B von [3-3] befindet sich hierzu eine Auswahl von Temperaturprofilen für Balken und Platten, denen die Normbrandbeanspruchung (ETK) zugrundegelegt ist. Für andere Brandbeanspruchungen müssen Temperaturprofile errechnet oder durch Versuche bzw. aus der Literatur bestimmt werden.

Durch die Reduzierung des Betonquerschnitts werden die äußeren, dem Brand direkt ausgesetzten und im wesentlichen zermürbten Betonbereiche bei der Tragfähigkeitsermittlung nicht berücksichtigt. Mit dem Restquerschnitt kann unter Einbeziehung der temperaturbedingten Abminderung der Materialeigenschaften von Beton und Bewehrungsstahl der Tragfähigkeitsnachweis analog für Normaltemperatur nach [3-2] geführt werden.

Die tragenden Bauteile sollten konstruktiv so ausgebildet werden, daß ein Abplatzen, ein Versagen der Verankerungen und ein Verlust an Rotationskapazität in der Regel nicht vor dem Erreichen der Biege- bzw. Schubtragfähigkeit eintritt.

Der reduzierte Bauteilquerschnitt und die temperaturabhängige Abminderung der Festigkeitsbeiwerte können für rechteckförmige oder aus Rechtecken zusammengesetzte Querschnittsformen mit Hilfe der in Abschnitt 4.3.3 von [3-3] angegebenen Gleichungen oder mit Hilfe von Diagrammen aus Anhang B von [3-3] ermittelt werden. In beiden Fällen ist die Bestimmung der Größe w erforderlich. Die Größe w steht dabei für:

- Querschnittsdicke eines einseitig beanspruchten Rechteckquerschnitts (Platte, Wand, Balken, Stütze)
- halbe Dicke einer zweiseitig beanspruchten Wand, Stütze oder Balkens
- halbe Dicke eines dreiseitig beanspruchten Balkens oder Stütze
- Hälfte des kleineren Querschnittsmaßes einer vierseitig beanspruchten Stütze oder eines Balkens
- Hälfte des kleineren Querschnittsmaßes eines mehrseitig beanspruchten rechteckigen Teils eines Bauteils (z. B. Flansch oder Steg)

Bei angevouteten Bauteilen, mit einem Winkel $\alpha \geq 45^\circ$ von der Horizontalen aus gemessen, kann zur Bestimmung von w ein Ersatzquerschnitt mit der Breite b und der Höhe $h' = h_f + v/2$ gebildet werden (s. Bild 3-4). Ist $\alpha < 45^\circ$, so kann $h' = h_f$ gewählt werden.

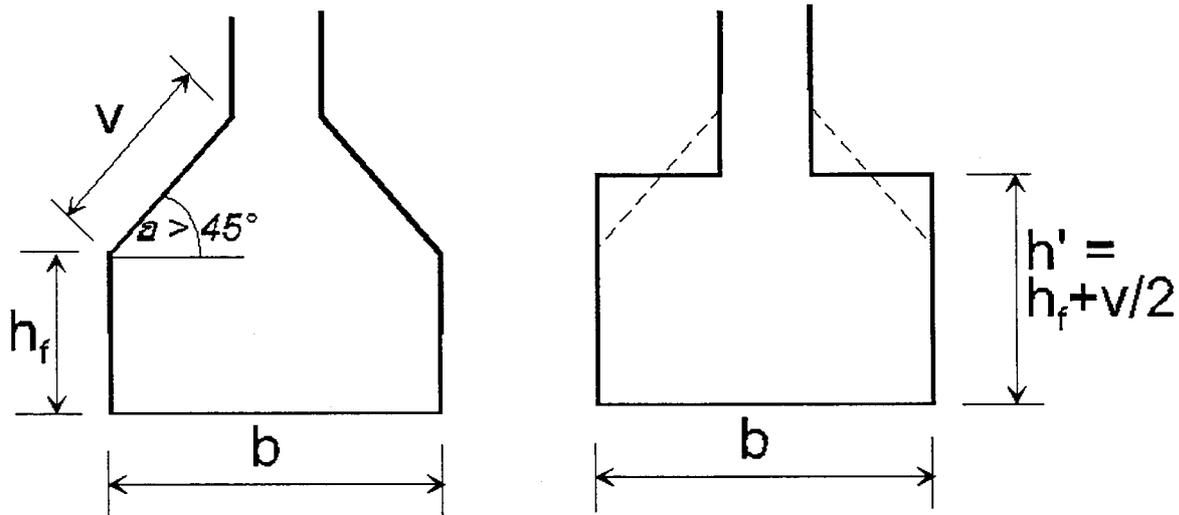


Bild 3-4 Bildung eines Ersatzquerschnitts zur Bestimmung von w bei angevouteten Bauteilen

3.1.3.2 Einwirkungen

Das vereinfachte Rechenverfahren eignet sich für die Berechnung von Teiltragwerken [3-3] 2.4.3 und Bauteilen [3-3] 2.4.4, nicht jedoch für eine Gesamttragwerksberechnung. Die Schnittgrößen an den Auflagern und Rändern können aus der Bemessung für Normaltemperatur in der Form

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

übernommen werden, wobei

E_d Bemessungswert der Schnittgrößen aus der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach [3-2] unter Verwendung der Grundkombination

η_{fi} Reduktionsfaktor, abhängig vom Verhältnis ξ der größten veränderlichen Einwirkung zu den ständigen Einwirkungen, entsprechend [3-13] und dem Kombinationsbeiwert $\psi_{1,1}$ aus [3-28]

Es gilt nach [3-3] (2.6): $\eta_{fi} = (1,0 + \psi_{1,1} \cdot \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q \cdot \xi)$.

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q können in der Regel entsprechend der maßgebenden Einwirkungskombination bei der „Kaltbemessung“ zu

$$\gamma_G = 1,35 \text{ und } \gamma_Q = 1,50$$

gesetzt werden.

η_{fi} kann auch in [3-3] Bild 2.1 in Abhängigkeit von ξ und $\psi_{1,1}$ abgelesen werden. Als Vereinfachung kann $\eta_{fi} = 0,7$ auf der sicheren Seite liegend angenommen werden.

Bei statisch unbestimmten Systemen entstehen bei Temperatureinwirkung aufgrund behinderter Ausdehnungen Zwangsschnittgrößen, die bei der Bemessung berücksichtigt werden müssen.

3.1.3.2.1 Bemessungswerte der Materialeigenschaften

Für die thermischen und mechanischen Eigenschaften von Beton und Betonstahl wird der Teilsicherheitsbeiwert für die brandschutztechnische Bemessung $\gamma_{M,fi} = 1,0$ gesetzt [3-3] 2.3.

Der Reduktionsfaktor α , der die Langzeitwirkungen auf die Druckfestigkeit von Beton berücksichtigt [3-2] 4.2.1.3.3 (12), ist für die brandschutztechnische Bemessung nach [3-3] 4.3.1 (6) mit $\alpha = 1,0$ anzunehmen, so daß gilt:

$$f_{cd}(\Theta) = k_c(\Theta) \cdot f_{ck}(20^\circ\text{C})$$

3.1.3.2.2 Temperaturprofile

Grundsätzlich soll das Temperaturprofil des brandbeanspruchten Betontragwerks durch Versuchsergebnisse oder Rechnung in Abhängigkeit von der Brandbeanspruchung bestimmt werden. Stehen genauere Daten nicht zur Verfügung, so können die in Anhang B von [3-3] dargestellten Temperaturprofile für dreiseitig beflamnte Balken ([3-3] Bild B.1) und einseitig beflamnte Platten ([3-3] Bild B.2) verwendet werden. Diese Profile sind für Bauteile mit überwiegend quarzhaltigen Zuschlägen bei Normbeanspruchung (ETK) bis zum Zeitpunkt der maximalen Gastemperatur anwendbar. Die Profile können auch für die meisten anderen Zuschlagarten verwendet werden, jedoch nur für Normbrandbeanspruchung (ETK).

Weitere Temperaturprofile können z. B. [3-10] entnommen werden.

Temperaturprofile für dreiseitig beflamnte Balken

Um die Temperaturprofile im Anhang B von [3-3] zu prüfen, wurde eine Vergleichsrechnung mit dem Programm FIRES-T [3-22] durchgeführt.

Dieser Rechnung lagen folgende Annahmen zugrunde:

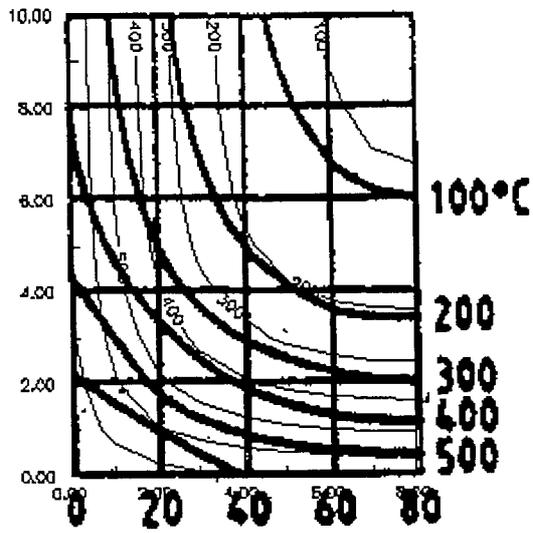
- Balkenbreite $b = 160$ mm
- Balkenhöhe $h = 230$ mm
- dreiseitige Brandbeanspruchung
- Betonfeuchte 4,0 Gew-%

- konvektiver Wärmeübergangskoeffizient nach [3-13] 1.4.2 $\alpha_c = 25,0 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$
- resultierender Emissionswert nach [3-13] 4.2.1 $\varepsilon_{\text{res}} = \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_m = 0,56$

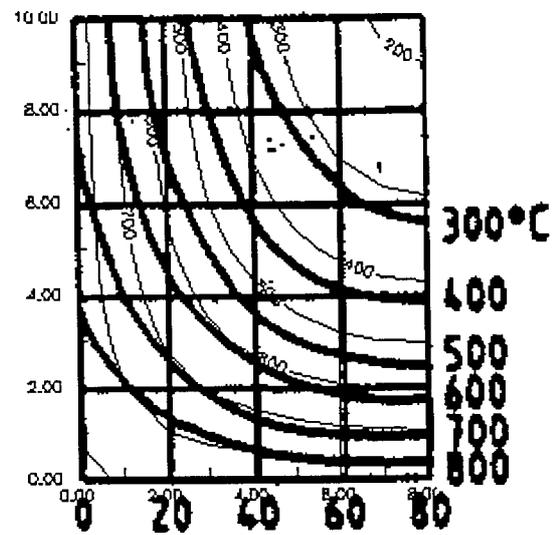
In Bild 3-5 werden die Isothermenverläufe aus [3-3] und aus der Vergleichsrechnung gegenübergestellt. Mit zunehmender Branddauer nähern sich die Isothermenverläufe an. Die Isothermen aus [3-3] müssen im Eckbereich (insbesondere die 600°C-Isotherme bei $t = 30 \text{ min}$) einen ausgerundeten Verlauf und infolge der dreiseitigen Beflammung einen nahezu parallelen Verlauf entlang der Seitenflächen des Balkens zeigen.

Insgesamt scheinen die in [3-3] angegebenen Temperaturprofile leicht auf der unsicheren Seite zu liegen. Unter Berücksichtigung der Rechenannahmen wie z. B. der Betonfeuchte haben sich durch die Vergleichsrechnung keine Einwände gegen die Verwendung der in [3-3] Bild B.1 abgedruckten Temperaturprofile ergeben [3-26].

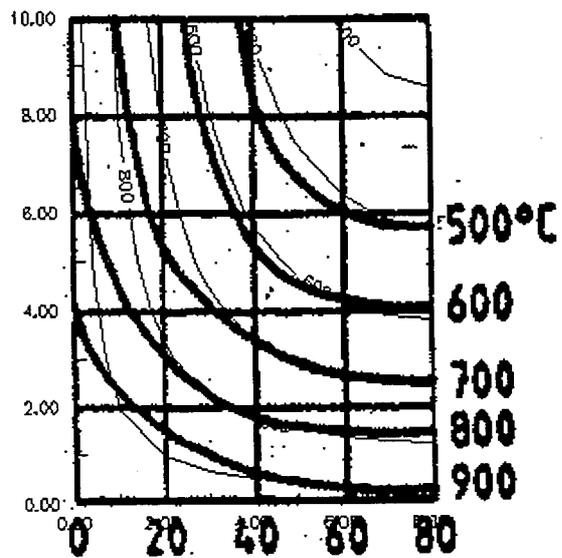
Wie durch die repräsentativen Anwendungsbeispiele gezeigt wird, läßt sich auch bei geringfügig geänderten Bauteilabmessungen mit den gegebenen Temperaturprofilen arbeiten. Bei ein- und zweiseitiger Beflammung muß der Isothermenverlauf insbesondere im Eckbereich der Bauteile entsprechend angepaßt werden, maßgebend sind nur die Temperaturkurven entlang der Seitenflächen. Ist der Balken vierseitig dem Brand ausgesetzt, müssen unter Ausnutzung der Symmetrie die Temperaturverläufe am Oberrand entsprechend denen am Unterrand der dreiseitig beflamnten Balken bestimmt werden.



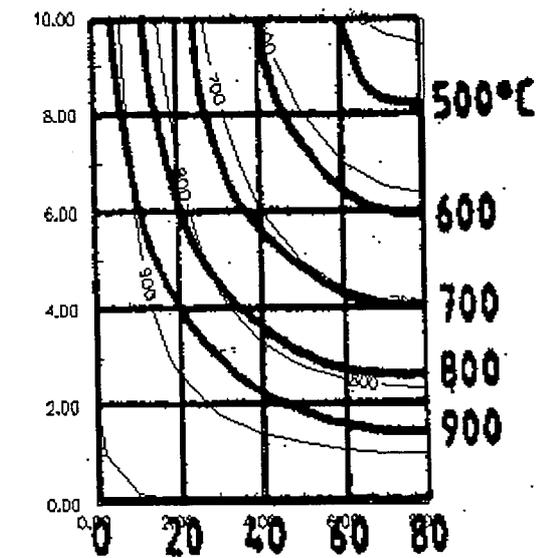
Temperaturprofile t= 30 min



Temperaturprofile t= 60 min



Temperaturprofile t= 90 min



Temperaturprofile t= 120 min

- Vergleichsrechnung
- █ DIN V ENV 1992-1-2

Bild 3-5 Vergleich der Temperaturprofile dreiseitig beflamelter Balken

Temperaturprofile für Platten

In Bild B.2 des Anhangs B von [3-3] sind nur Temperaturprofile für Platten der Dicke $h= 200$ mm und $h= 600$ mm angegeben. Bei Platten mit geringfügig geänderten Dicken kann auch mit diesen Profilen gearbeitet werden, wie im Anwendungsbeispiel in 3.3.4.3 gezeigt wird. Bei Platten geringerer Dicke muß mit auf der unsicheren Seite abweichenden Temperaturverläufen gerechnet werden.

3.1.3.3 Reduzierter Querschnitt

3.1.3.3.1 Reduzierung des Betonquerschnitts und der Festigkeit des Betons

Zur Reduzierung des Betonquerschnitts, der Betonfestigkeit und des Kurzzeit-E-Moduls sind in [3-3] 4.3.3 (6) und (7) Gleichungen angegeben. In Anhang B, Bild B.3 von [3-3] befinden sich Diagramme, aus denen sich diese Werte alternativ ablesen lassen.

Das vereinfachte Rechenverfahren wurde von K. Hertz in [3-27] vorgestellt. Dabei wird im Bereich parallel verlaufender Isothermen die temperaturbedingte Abminderung $k_c(\Theta_M)$ der Betondruckfestigkeit $f_{ck,fi}(M)$ im Punkt M bestimmt. M liegt in der Mittelebene einer gleichwertigen Wand der Dicke $2w$, die zweiseitig beflammt ist (s. Bild 3-6). Die Temperatur im Punkt M kann mit Hilfe der Temperaturprofile aus [3-3] Bild B.1 bzw. Bild B.2 bestimmt werden. Der Beiwert zur Reduzierung der Betondruckfestigkeit $k_c(\Theta)$ errechnet sich in Abhängigkeit von der Temperatur aus der in [3-3] 3.2 bzw. Bild 3.1 angegebenen Funktion.

Legt man senkrecht zu den beflamnten Querschnittsrändern einen Schnitt über die Querschnittsbreite durch den Punkt M, so wird entlang dieses Schnitts die Betonfestigkeit bei Brandbeanspruchung $f_{ck,fi}$ in den äußeren beflamnten Bereichen am niedrigsten, im in der Bauteilmitte liegenden Punkt M am höchsten sein und qualitativ wie in Bild 3-6 dargestellt über die Querschnittsbreite verlaufen. Es läßt sich durch einen Flächenausgleich ein Ersatzquerschnitt bestimmen, der eine Festigkeit von $f_{ck,fi}(M)$, bei einer reduzierten Breite von $2w'$ besitzt. Die geschädigte Zone beträgt dann $a_z = b/2 - w'$ (s. Bild 3-6).

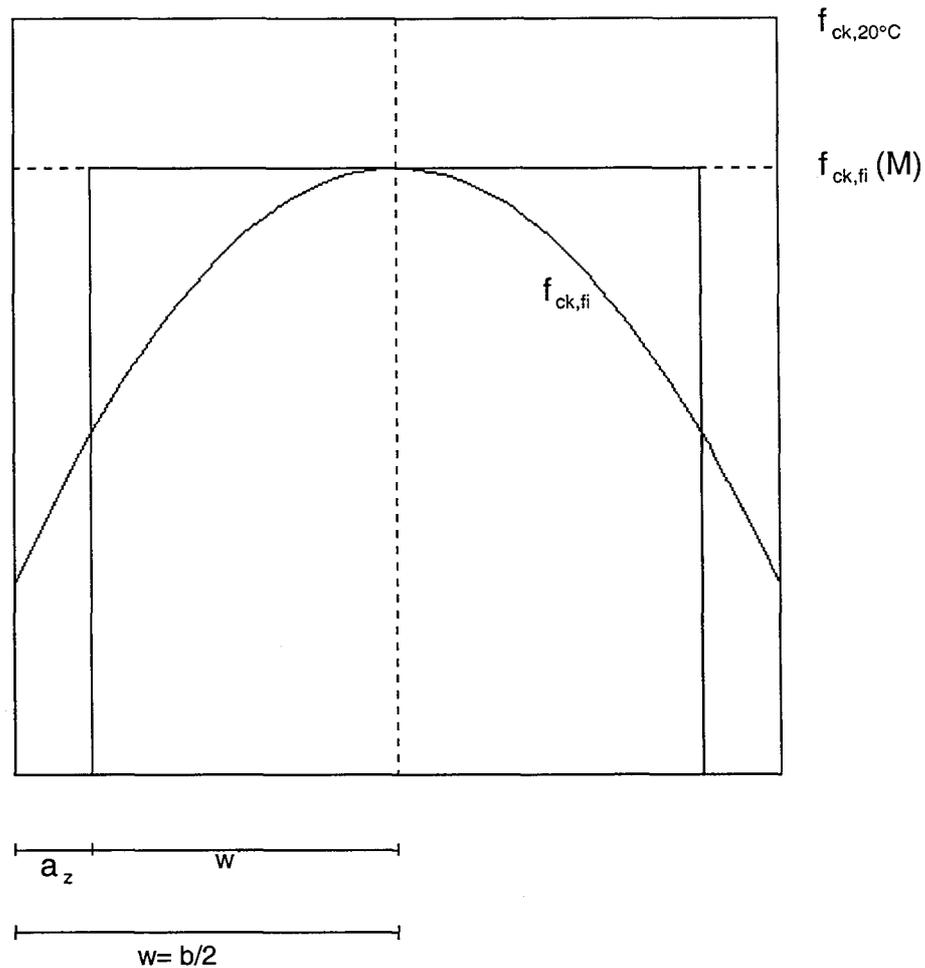


Bild 3-6 Bestimmung des reduzierten Querschnitts

Diagramme in Anhang B

Aus [3-3] Bild B.3 a) kann in Abhängigkeit der Größe w und der angestrebten Feuerwiderstandsdauer die Reduzierung der Beton-Druckfestigkeit bei quarzhaltigem Beton für alle Bauteile entnommen werden. Bei der Reduktion des Querschnitts in Abhängigkeit von w und der angestrebten Feuerwiderstandsdauer muß zwischen Biegebauteilen wie Balken und Platten ([3-3] Bild B.3 b)) und stabilitätsgefährdeten Bauteilen wie Stützen und Wänden (Bild B.3 c)) unterschieden werden.

Die Anwendung der Diagramme für das vereinfachte Rechenverfahren wurde mit Hilfe der repräsentativen Anwendungsbeispiele überprüft. Die brandschutztechnische Bemessung nach [3-3] Tabellenverfahren, vereinfachtes Rechenverfahren und allgemeines Rechenverfahren (soweit durchgeführt) der Anwendungsbeispiele ergab keine Unterschiede in der Bestimmung der Feuerwiderstandsklasse. Wie in Bild 3-7 bis Bild 3-10 zu sehen ist, decken die Anwendungsbeispiele jeweils ein breites Feld der Parameter w und t (Feuerwiderstandsdauer) in den Diagrammen ab. Es ist aufgrund der Bemessungsergebnisse der repräsentativen Anwendungsbeispiele davon auszugehen, daß die Bestimmung des reduzierten Querschnitts und der abgeminderten Betondruckfestigkeit im vereinfachten Rechenverfahren durch die Diagramme gut beschrieben werden.

Ein wesentlicher Vorteil bei der Verwendung der Diagramme ist neben ihrer Gültigkeit für alle Bauteilarten die schnelle Ermittlung des reduzierten Querschnitts, da die Reduzierung der Betondruckfestigkeit $k_c(\Theta)$ in Abhängigkeit von w direkt aus [3-3] Bild B.3 a) abgelesen werden kann, ohne die Temperaturverteilung im Bauteil bestimmen zu müssen.

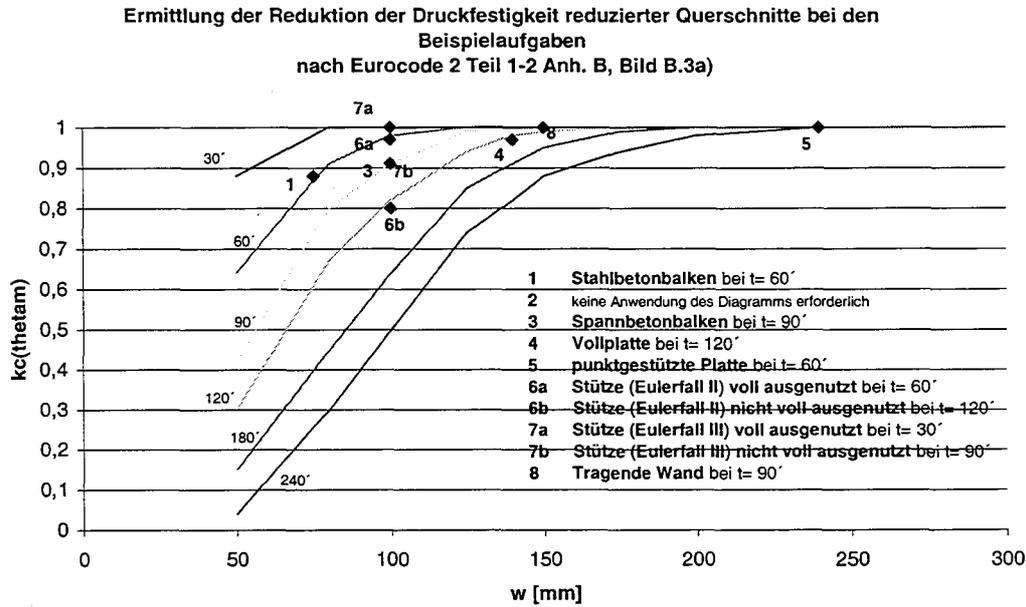


Bild 3-7 Reduktion der Druckfestigkeit eines reduzierten Querschnitts

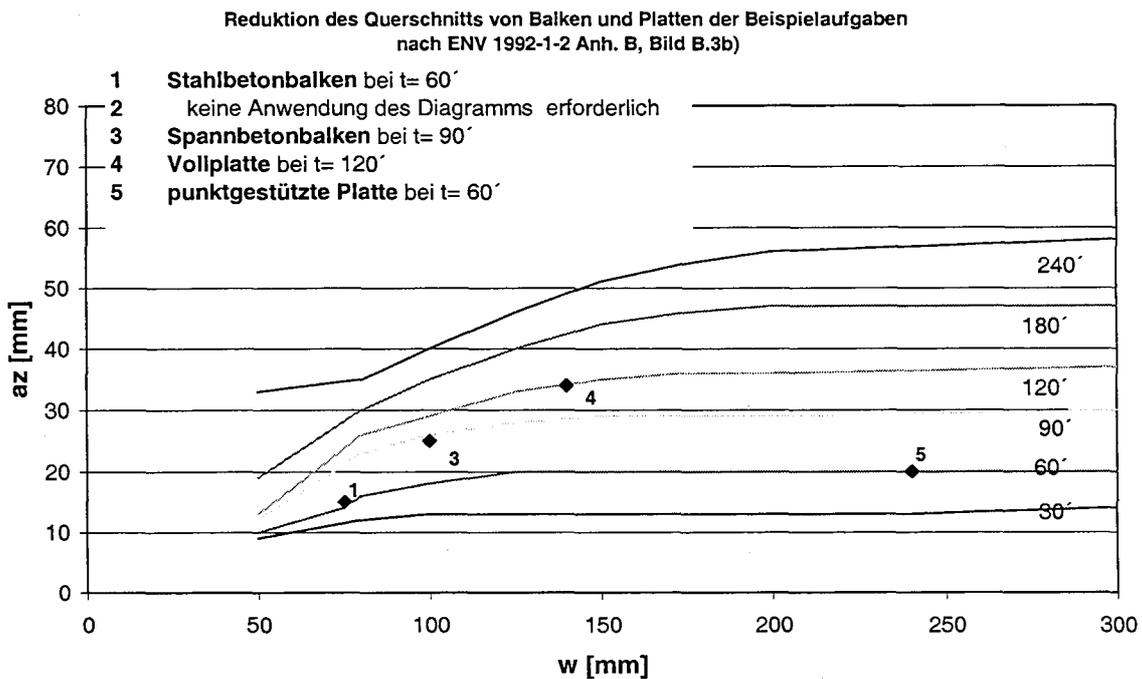


Bild 3-8 Reduktion des Querschnitts eines Balkens oder einer Platte

Reduktion des Querschnitts von Stützen und Wänden der Beispielaufgaben
nach Eurocode 2 Teil 1-2 Anh. B, Bild B.3c)

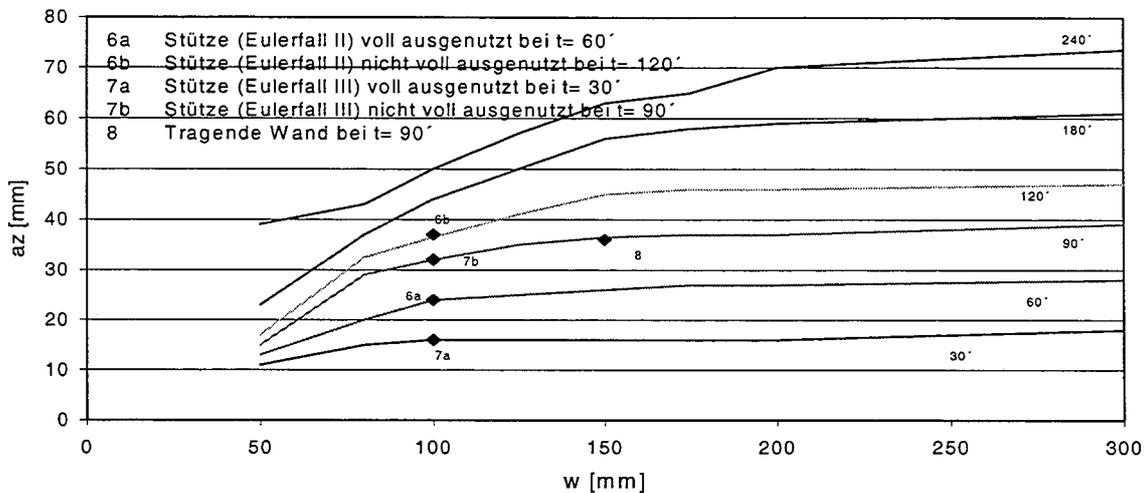


Bild 3-9 Reduktion des Querschnitts einer Stütze oder einer Wand

Anwendung der Gleichungen zur Reduzierung von Querschnitt und Betondruckfestigkeit

Die Ermittlung des reduzierten Querschnittes kann neben der Verwendung der oben beschriebenen Diagramme in [3-3] auch durch die dort in 4.3.3 (6) und (7) angegebenen Gleichungen erfolgen. Diese Methode geht davon aus, daß ein gleichwertiger Teil einer Wand der Dicke $2w$ bei mehrseitiger Brandbeanspruchung betrachtet wird. Folgende Voraussetzungen liegen den Gleichungen zugrunde:

- Normbrandbeanspruchung (ETK)
- paralleler Verlauf der Isothermen im Druckbereich
- Reduzierung der Betondruckfestigkeit wird im Bereich des parallelen Verlaufs der Isothermen bestimmt und dieser Wert für den gesamten Betonquerschnitt angenommen

Die Betondruckfestigkeit und der E-Modul des reduzierten Querschnitts werden bei dieser Methode konstant für den gesamten Betonquerschnitt an einem Punkt M bestimmt, der sich an einer beliebigen Stelle in der Betondruckzone im Bereich parallel verlaufender Isothermen befinden sollte. Bei Brandbeanspruchung von mehreren Seiten liegt der Punkt M auf der Mittelebene des Bauteils, die parallel zu den Isothermen verläuft ($w = b/2$). Liegt z. B. bei Wänden oder Platten nur eine einseitige Brandbeanspruchung vor, so liegt M auf dem Querschnittsrand, der dem beflamten Rand gegenüber liegt ($w = b$).

Die Dicke der geschädigten Zone wird für eine beidseitig beanspruchte Wand abgeschätzt, indem die Wandhälfte w in mindestens $n \geq 3$ parallele Zonen unterteilt wird, die Temperatur in der Mitte jeder

Zone und die entsprechenden Reduktionsbeiwerte der Betondruckfestigkeit bestimmt werden. Durch die Gleichungen in [3-3]

$$(4.15) \quad k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_c(\Theta)_i$$

$$(4.16) \quad a_z = w \cdot \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\Theta_M)} \right]$$

bzw. (4.17)
$$a_z = w \cdot \left[1 - \left[\frac{k_{c,m}}{k_c(\Theta_M)} \right]^{1,3} \right]$$

läßt sich dann die geschädigte Zone a_z bestimmen, wobei (4.16) bei Balken, Platten, und Bauteilen, die in ihrer Ebene schubbeansprucht sind und (4.17) bei Stützen, Wänden und anderen Bauteilen, bei denen Einflüsse aus Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden müssen, angewendet wird.

Nachteilig bei dieser Methode ist bei größerem Rechenaufwand auch die Abhängigkeit der Größe des geschädigten Bereiches von der Anzahl der gewählten Zonen n , die in die Gleichungen eingeht. (s. Bild 3-10) Je größer n ist, desto mehr nähert sich der mittlere Reduktionsbeiwert $k_{c,m}$ in [3-3] (4.15) dem Mittelwert aller n Reduktionsbeiwerte an. Bei Wahl der geringsten zugelassenen Anzahl der Schichten von $n=3$ wird der Vorfaktor reduziert, $k_{c,m}$ wird kleiner als der Mittelwert aller n Reduktionsbeiwerte. Damit soll auf der sicheren Seite liegend einer Ungenauigkeit bei der Ermittlung des reduzierten Querschnitts wegen einer groben Zoneneinteilung des Querschnitts entgegengewirkt werden.

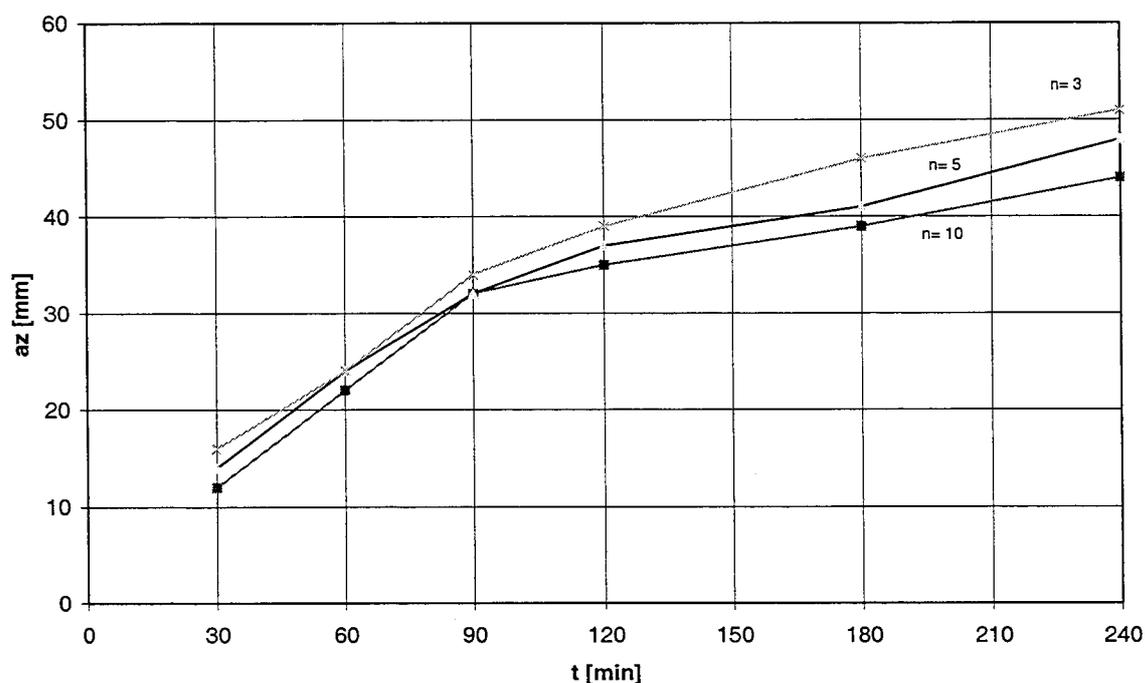


Bild 3-10 Dicke der geschädigten Zone a_z in Abhängigkeit von der Anzahl der Zonen n

In Bild 3-10 kann man anhand eines Plattenquerschnitts der Dicke $w=200$ mm erkennen, daß bei längeren Branddauern $t > 90$ Minuten größere Abweichungen bei der Bestimmung des geschädigten Bereiches in Abhängigkeit von der Anzahl der gewählten Zonen n auftreten.

Insbesondere bei dreiseitig beflamten Balken und bei Stützen kann es aufgrund der evtl. fehlenden Voraussetzung parallel verlaufender Isothermen im Druckbereich zu Ungenauigkeiten bei der Bestimmung des Punktes M und damit des reduzierten Betonquerschnitts kommen. In Bild 3-11 ist der Punkt M bei einem dreiseitig (beidseitig und von unten) beflamten Balkenquerschnitt ($b/h=0,5$) einmal im Schwerpunkt und einmal im oberen Drittelpunkt der Querschnittsachse gewählt worden. Es zeigen sich erhebliche Abweichungen in der Bestimmung der Abminderung der Betondruckfestigkeit in M ($k_c(\Theta_M)$) und somit der geschädigten Zone (a_z) je länger die Feuerwiderstandsdauer ist.

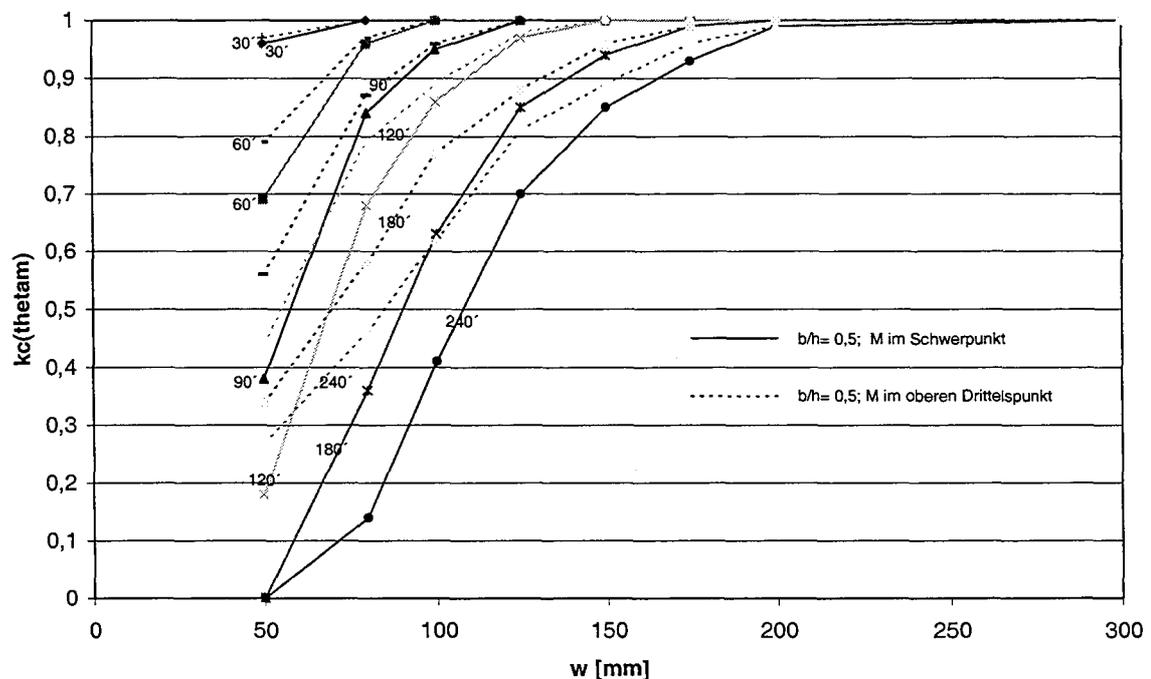


Bild 3-11 Vergleich der Reduktion der Betondruckfestigkeit eines reduzierten Querschnitts in Abhängigkeit von der Lage des Punktes M

Aufgrund der nicht eindeutigen Bestimmung des reduzierten Betonquerschnitts insbesondere bei dreiseitig brandbeanspruchten Balken und bei Stützen mit Hilfe der Gleichungen [3-3] (4.15), (4.16) bzw. (4.17) wird vorgeschlagen, in der Regel die Reduzierung des Querschnitts mit Hilfe der Diagramme in [3-3] Bild B.3 zu bestimmen, die kürzere Rechenzeit erfordert, deren Verwendung durch die repräsentativen Beispiele dokumentiert ist und bei der keine Mehrdeutigkeiten wie z. B. bei der Bestimmung des Punktes M auftreten.

3.1.3.3.2 Reduzieren der Stahlfestigkeit

In Abhängigkeit von der Stahldehnung sind in [3-3] 3.3 (4) Gleichungen und in [3-3] Bild 3.2 Funktionsverläufe für die Abminderung der Stahlfestigkeit von Betonstahl bei Hochtemperaturen angegeben. Kurve 1 ist für Stahldehnungen größer gleich 2,0% anwendbar, Kurve 2 für Stahldehnungen kleiner 2,0%. Bei der brandschutztechnischen Nachweisführung wird zunächst eine Annahme getroffen, ob die Stahldehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter 2,0% bleibt oder größer gleich 2% wird. Mit Hilfe der Gleichungen in [3-3] 3.3 oder den Funktionen in [3-3] Bild 3.2 kann in Abhängigkeit von der geschätzten Stahldehnung die temperaturabhängige Abminderung der Stahlfestigkeit und damit die Grenztragfähigkeit des Querschnitts bestimmt werden. In einer Nachlaufrechnung wird die angenommene Stahldehnung mit der maximalen Betonstahldehnung verglichen, stimmt sie nicht mit der Annahme überein, so muß die Berechnung mit geänderter Annahme der Stahldehnung wiederholt werden.

Für Spanndrähte und -litzen befinden sich die entsprechenden Funktionen zur Berücksichtigung des Abfalls der Stahlfestigkeit in [3-3] 3.3 (5) und Bild 3.3.

3.1.3.3.3 Zulässige Dehnungszustände bei der brandschutztechnischen Bemessung

Unter Temperatureinwirkung verändern sich auch die Materialeigenschaften der Baustoffe. Die Grenzdehnungen sowohl von Beton, insbesondere aber von Beton- und Spannstahl wachsen mit steigender Temperatur, während Festigkeiten und E-Moduli absinken.

Beton

Die Bruchdehnung von Beton kann nach [3-3] 4.3.3 (10) für Balken und Platten berechnet werden: $\varepsilon_{cu,max} = 0,0035/k_c(\Theta_M)$, wenn sie hochbewehrt sind. Eine Definition der Größe des Bewehrungsgrades wird dabei nicht angegeben. Wie in den Anwendungsbeispielen gezeigt wird, scheint diese Regel im allgemeinen unabhängig vom Bewehrungsgrad ausgenutzt werden zu können. Nach [3-29] S.81 Bild 4.6 liegt die Bruchdehnung von Beton schon bei Raumtemperatur bei über 0,008. In [3-8] S.35 ist für die Entwicklung der Betonbruchdehnung in Relation zur Bruchdehnung bei Normaltemperatur in Abhängigkeit von der Temperatur eine experimentell abgesicherte Rechenfunktion angegeben. Bild 3-12 zeigt den Verlauf dieser Funktion im Vergleich zu der temperaturabhängigen Entwicklung der Bruchdehnung nach [3-3] 4.3.3 (10) in Relation zur Bruchdehnung bei Normaltemperatur. Die nach Eurocode ermittelte Steigerung der Bruchdehnung im Verhältnis zur Bruchdehnung bei Normaltemperatur liegt dabei für alle Temperaturen z.T. deutlich unter den Werten der Rechenfunktion. Grundlage für die Bestimmung von $k_c(\Theta_M)$ ist ein Balken der Abmessungen $b=200$ mm und $h=400$ mm. Eine Beschränkung der Anwendung von [3-3] 4.3.3 (10) auf hochbewehrte Bauteile scheint demnach allgemein nicht erforderlich zu sein.

$$\varepsilon_{cu}(\Theta) / \varepsilon_{cu}(\Theta = 20^\circ\text{C})$$

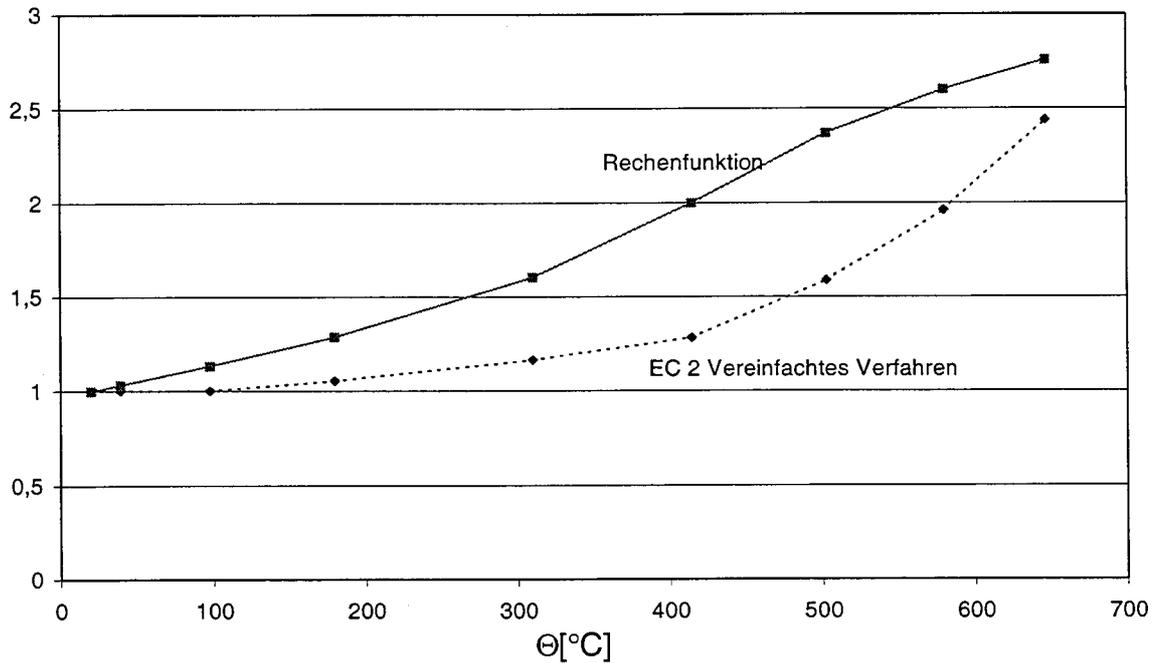


Bild 3-12 Temperaturabhängiger Anstieg der Betonbruchdehnung im Verhältnis zur Betonbruchdehnung bei Normaltemperatur nach dem vereinfachten Verfahren im Vergleich zur Rechenfunktion

Betonstahl

Für die maximale Betonstahldehnung werden in [3-3] keine Angaben gemacht.

In [3-8] wurde die Bruchdehnung von Betonstahl in Abhängigkeit von der Temperatur untersucht. In Anlehnung an [3-8] kann das Verhältnis der Bruchdehnung bei hohen Temperaturen im Vergleich zur Normaltemperatur Θ_0 bei 20°C wie folgt abgeschätzt werden, wenn der Verfestigungsbereich der Betonstahlarbeitslinie nicht ausgenutzt wird:

$$\frac{\varepsilon_{su}(\Theta)}{\varepsilon_{su}(\Theta_0)} = 1,0 \quad \text{für } \Theta \leq 500^\circ\text{C}$$

$$\frac{\varepsilon_{su}(\Theta)}{\varepsilon_{su}(\Theta_0)} = 4,4 \cdot 10^{-3} \cdot (\Theta - 500^\circ\text{C}) + 1,0 \quad \text{für } 500^\circ\text{C} < \Theta < 1000^\circ\text{C}$$

Nach [3-2] 3.2.4.2 wird $\varepsilon_{su}(\Theta_0)$ für Betonstahl hoher Duktilität (Stabstahl) auf $\varepsilon_{su}(\Theta_0) = 5\%$ und für Betonstahl normaler Duktilität (Mattenstahl) auf $\varepsilon_{su}(\Theta_0) = 2,5\%$ begrenzt.

Spannstahl

Die Bruchdehnung des Spannstahl $\varepsilon_{pu}(\Theta)$ kann in Abhängigkeit von der Temperatur aus [3-3] Anhang A Bild A.10 bzw. A.12 entnommen werden.

3.1.3.3.4 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit des Bauteils mit dem reduzierten Querschnitt und den abgeminderten Beton- und Stahlfestigkeiten erfolgt entsprechend der Regeln von [3-2]. Die Tragfähigkeit im Brandfall wird mit der maßgebenden Kombination der Einwirkung beim Brand verglichen. Ist die Tragfähigkeit größer als die maßgebende Kombination der Einwirkungen, so ist der Nachweis für die angesetzte Feuerwiderstandsdauer erbracht.

3.1.4 Anwendungshilfen

3.1.4.1 Statisch unbestimmt gelagerte Balken

Bei statisch unbestimmten Systemen kommt es im Brandfall im Bereich der Mittenaufleger und Einspannungen zur Ausbildung von Zwängungen. Die Momente im Auflager- und Einspannungsbereich werden erhöht, die Feldbereiche entlastet. In [3-3] Anhang C.3 ist ein Bemessungsverfahren für durchlaufende Balken und Platten angegeben. Bei diesem Bemessungsverfahren werden die Widerstandsmomente im Feld- und Stützbereich berechnet und mit der Momentenbeanspruchung verglichen, die aus den im Brandfall einwirkenden Lasten resultiert.

Die tatsächliche Stablänge der Bewehrung über der Stütze sollte bis zum Momentennullpunkt gemäß der Berechnung nach [3-3] C.3 (3) zuzüglich der zugehörigen Verankerungslänge geführt werden.

3.1.4.2 Spannbetonbalken

Für die Bestimmung der Temperaturen der Spannstahlbewehrung können die Temperaturprofile aus [3-3] benutzt werden. Für I-förmige Querschnitte werden in [3-10] Temperaturprofile dargestellt. Für Querschnittsformen, die nicht in der Literature enthalten sind, müssen entweder durch einen Versuch oder mit Hilfe einer thermischen Analyse die Temperaturen in der Spannstahlbewehrung bestimmt werden.

Nach der Ermittlung der Spannstahltemperaturen kann die abgeminderte Spannstahlfestigkeit und damit die Grenztragfähigkeit zur entsprechenden Feuerwiderstandsdauer für den Querschnitt berechnet werden.

3.1.4.3 Vollplatten

Nach [3-19] können bei brandbeanspruchten Mehrfeld-Deckensystemen die Auflagerbereiche mit negativen Momenten und die Feldbereiche mit positiven Momenten brandschutztechnisch getrennt betrachtet und nach unterschiedlichen Modellen beurteilt werden. Die Auflagerbereiche bleiben nach erfolgter Ribbildung am Ende der oberen Bewehrung weitgehend zwängungsfrei und können als auskragende Plattenteile betrachtet werden. Die Feldbereiche der Platten können als auf den „auskragenden“ Auflagerplattenteilen allseitig frei aufliegend bemessen werden.

3.1.4.4 Punktförmig gestützte Platten

Bei punktförmig gestützten Einfeld-Rechteckplatten treten im Brandfall kugelförmige Verformungen aufgrund der erhöhten Temperatur an der Plattenunterseite auf (s. Bild 3-13) [3-20]. Es entstehen jedoch keine Zwangsmomente aus der Temperaturdifferenz ΔT zwischen Plattenober- und -unterseite.

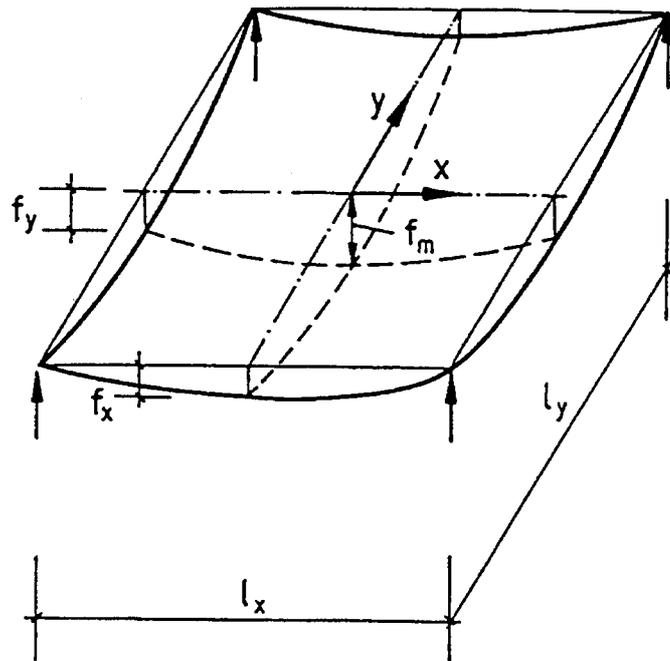


Bild 3-13 Verformung einer punktgstützten Einfeld-Rechteckplatte unter Temperaturbelastung ΔT

Bei mehrfeldrigen punktförmig gestützten Platten entstehen im Brandfall bei Temperatureinwirkung aufgrund der Verformungsbehinderung Zwangsmomente. Ist nur ein Feld der Temperatureinwirkung ausgesetzt, kommt es im Bereich der Stützstreifen zu angrenzenden nichtbrandbeanspruchten Plattenfeldern zu Momenten, die denen einer liniengelagerten Platte mit Randeinspannung entsprechen [3-20]. Unterliegen mehrere Plattenfelder der Temperatureinwirkung, so ergeben sich Zwangsmomentenverläufe ähnlich wie bei Durchlaufsystemen (s. Bild 3-14). Je nach Brandausbreitung (in einem oder mehreren Feldern) ist die für den Nachweis maßgebende Stelle im Feld- und Stützbereich der Gurt- und Feldstreifen zu bestimmen.

Eine genauere Untersuchung der Schnittkraftverläufe und des Durchstanzverhaltens bei punktförmig gestützten Platten aus Stahlbeton im Brandfall wurde in [3-20] vorgenommen.

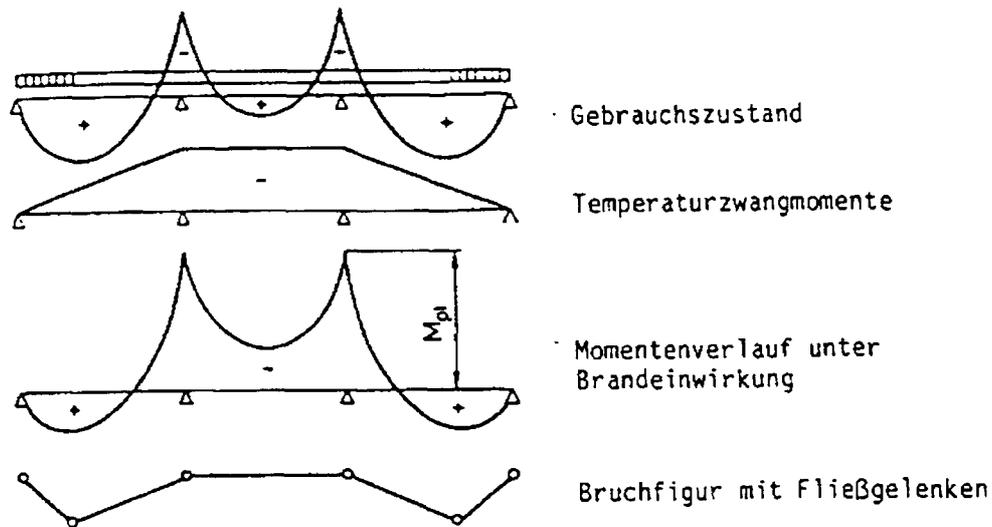


Bild 3-14 Momentenumlagerung und Bruchvorgang bei Durchlaufsystemen im Brandfall

Die Temperaturzwangmomente können bei Innenfeldern hinreichend genau mit dem aus der Statik für Stabtragwerke bekannten Ansatz

$$m_T = \alpha_T \cdot \beta_T \cdot (EI)_0 \cdot \Delta T / h$$

abgeschätzt werden, wobei

$\alpha_T = 10^{-5} \text{ 1/K}$:	Temperaturausdehnungskoeffizient von Beton
$\beta_T = (EI)_T / (EI)_0$:	temperaturbedingte Abminderung der Steifigkeit
$\Delta T \text{ [K]}$:	Temperaturdifferenz zwischen Plattenoberseite und -unterseite
$(EI)_0 \text{ [MNm}^2\text{]}$:	Steifigkeit des Bauteils bei Normaltemperatur
$h \text{ [m]}$:	Plattendicke

Die temperaturabhängige Steifigkeit $(EI)_T$ kann aus der Momenten-Krümmungsbeziehung bestimmt werden. Dabei muß beachtet werden, daß sich die Momenten-Krümmungsbeziehung mit zunehmender Branddauer verändert, wodurch die Bestimmung von β_T schwierig wird.

Die Temperaturverteilung in der punktförmig gestützten Platte ist nicht-linear. Ihre Kenntnis ist Voraussetzung zur Bestimmung des Temperaturgradienten ΔT . Je nach Plattendicke und Branddauer ist von einem anderen ΔT auszugehen.

Die Größen β_T und ΔT können im allgemeinen nur durch Versuche mit entsprechenden Messungen oder durch Vergleichsrechnungen bestimmt werden. Für das Produkt $\beta_T \cdot \Delta T$ sind in Abhängigkeit von

der Plattendicke in [3-20] Angaben gemacht worden. Demnach muß bei punktförmig gestützten Stahlbetonplatten mit Werten $\beta_T \cdot \Delta T \leq 60$ gerechnet werden.

Im Gegensatz zur Einfeld-Platte, bei der aufgrund der unten erfolgenden Erwärmung im Brandfall ein Versagen im Feld erwartet wird, ist bei mehrfeldrigen Systemen zunächst ein Anstieg der Momente im Stützbereich bis zur Bildung eines Fließgelenks möglich, wenn eine ausreichende Rotationsfähigkeit sichergestellt ist. Die Temperaturbeanspruchung bewirkt in den Innenfeldern einen nahezu konstanten negativen Zwangmomentenverlauf (s. Bild 3-14). Die positiven Momentenflächen im Feldbereich aus den Gebrauchslasten werden bei entsprechend großer Erwärmung durch die Zwangmomente verringert, wobei auch negative Momente im Feldbereich entstehen können. Daher ist eine hinreichend dimensionierte oberer Bewehrung erforderlich. Nach [3-20] reicht die Bewehrung aus der „Kaltbemessung“ der Stützstreifen über den Stützpunkten im allgemeinen auch für den Brandfall aus. Durch die in die Felder ausgedehnten negativen Momentenbereiche ist eine Verlängerung der aus der „Kaltbemessung“ ermittelten Stützbewehrung um $0,15 \cdot l$ in die Felder und eine Fortführung der oberen Bewehrung mit einem Mindestquerschnitt von 20 % in den Stützstreifen beider Achsrichtungen erforderlich.

Die in den Feldstreifen infolge Temperatureinwirkung entstehenden negativen Momentenbereiche müssen durch eine oben liegende Bewehrung aufgenommen werden, die in den meisten Fällen aufgrund der „Kaltbemessung“ ausreichend ist [3-20].

3.1.4.5 Stützen

Beschränkung des Ausnutzungsgrads μ_{fi} für Stützen und tragende Wände

Die Querschnittswerte der Bemessungstabellen für Stützen ([3-3] Tab 4.1) und tragende Wände ([3-3] Tab. 4.3) sind im wesentlichen aus DIN 4102 Teil 4 übernommen worden. Sie wurden aus Brandversuchen und theoretischen Untersuchungen abgeleitet, wobei die „kalte“ Bemessung nach den Grundlagen der DIN 1045 durchgeführt wurde. Nach den Bemessungsregeln des Eurocodes 2 Teil 1-1 wird die Tragfähigkeit der Betondruckzone für hohe Betonfestigkeitsklassen wesentlich stärker ausgenutzt als nach DIN 1045. Bei der Bemessung nach Eurocode 2 Teil 1-2 kann das Lastniveau, bei großen Anteilen ständiger Lasten an der Gesamtlast, insgesamt höher als nach DIN 4102 Teil 4 sein. Daher muß der Ausnutzungsgrad μ_{fi} begrenzt werden [3-33].

Es gilt:

$$\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi}(0)} = \eta_{fi} \cdot E_d / R_{d,fi}(0) \leq 0,4$$

Die in [3-3] Tab. 4.1 tabellierten Ausnutzungsgrade müssen entsprechend angepaßt werden [3-21].

Berechnung von Ersatzlängen für Stützen bei geänderter Betonstahlfestigkeit für die brandschutztechnische Bemessung

Die Grenztragfähigkeit von Stahlbetonstützen kann in Abhängigkeit von der Ausmittigkeit, der Belastung und der statischen Höhe für symmetrisch bewehrte Rechteckquerschnitte mit Hilfe der μ/v – Interaktionsdiagramme, die beispielsweise in [3-6] abgedruckt sind, bestimmt werden.

Die μ/v – Interaktionsdiagramme gelten nur für BSt 500 mit $f_{yd} = 500/1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$. Im Brandfall kann f_{yd} jedoch unter 435 N/mm^2 absinken. Um die μ/v – Interaktionsdiagramme auch für diesen Fall verwenden zu können, muß für die Stütze eine Ersatzknicklänge in der Form

$$l'_0 = \sqrt{\frac{f_{yk}(0)/1,15}{f_{sk}(\Theta)/1,0}} \cdot l_0$$

ermittelt werden, mit

$f_{yk}(0) \text{ [N/mm}^2\text{]}$:	Charakteristische Betonstahlfestigkeit bei Normaltemperatur
$f_{sk}(\Theta) \text{ [N/mm}^2\text{]}$:	Betonstahlfestigkeit bei der Temperatur Θ nach [3-3] 3.3
$l_0 \text{ [m]}$:	Ersatzlänge (Knicklänge im „Kalten“) nach [3-2] 4.3.5.3.5

Diese Annahme gilt strenggenommen nur unter den Voraussetzungen:

- elastischer Bereich (Hooksches Werkstoffgesetz)
- geometrisch perfekter Stab
- werkstofflich perfekter Stab

Die letzten beiden Voraussetzungen lassen sich baupraktisch für den inhomogenen Verbundwerkstoff Stahlbeton nicht erfüllen. Dennoch kann für kleine Gesamtausmitten e_{tot} mit dieser Näherung gearbeitet werden. Bei den Anwendungsbeispielen wurden mit diesem Modell zufriedenstellende Ergebnisse erzielt. Für alle Stützen wurde die gleiche Feuerwiderstandsklasse wie nach den Verfahren der Stufe 1 und 3 berechnet (s. Tabelle. 3-1, Anwendungsbeispiele in 3.3.6 und 3.3.7).

Die Eulersche Knicklast eines Druckstabes, die im Kraft-Verformungsdiagramm den Verzweigungspunkt zwischen indifferenten und stabilen Systemverhalten kennzeichnet, beträgt bei idealen oben genannten Voraussetzungen

$$P_{ki} = \left(\frac{\pi}{s_k}\right)^2 \cdot E \cdot I$$

Betrachtet man nun zwei Stäbe gleicher Steifigkeit ($E \cdot I$) aber unterschiedlicher Festigkeit, so ergeben sich ihre Knicklängen zu

$$s_{ki1} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{P_{ki1}}} \quad \text{und} \quad s_{ki2} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{P_{ki2}}}$$

Setzt man die Knicklängen ins Verhältnis, so ergibt sich

$$s_{ki2} = \sqrt{\frac{P_{ki1}}{P_{ki2}}} \cdot s_{ki1}$$

Bezogen auf den Stabquerschnitt A ist die elastische Knickspannung definiert als

$$\sigma_{ki} = \frac{P_{ki}}{A}$$

Aufgrund dieser Beziehungen wird unter obigen Voraussetzungen der Ansatz

$$r_0 = \sqrt{\frac{f_{s1}(\Theta)}{f_{s2}(\Theta)}} \cdot l_0$$

gebildet, wobei s_k der Größe l_0 entspricht.

Ersatzlängen für Stützen der Eulerfälle 3 und 4 für die brandschutztechnische Bemessung

Als wirksame Stützenlänge wird die vorhandene Stützenlänge l_{col} nach [3-2] 4.3.5 angesetzt.

Bei über mehrere Stockwerke verlaufende Stützen im Wohnungsbau wird allgemein mit einer beidseitig gelenkigen Lagerung der Stützen in den einzelnen Stockwerken gerechnet. Die brandschutztechnischen Nachweise der Stufe 1 (Tabellen) basieren auf Versuchen und Berechnungen von Stützen, die bei Normaltemperatur als beidseitig gelenkig ($\beta = 1,0$, Eulerfall 2) angesehen werden können, deren Auflagerpunkte im Brandfall aber durch Decken- und Bodenplatte rotationsbehindert werden ($\beta_{fi} = 0,5$, Eulerfall 4). Es kommt zu einer Einspannung der Stützenenden [3-16] S. 65. Diese Annahme gilt nur, wenn die Stützenenden nicht konstruktiv als Gelenk ausgebildet werden, indem sie z. B. auf einer Zentrierleiste auflagen.

Durch eine Modifikation der Knicklänge lassen sich jedoch die Nachweisregeln von [3-3] auch für Stützen anderer Lagerungsbedingungen anwenden [3-33]. Stellt man die Knicklängen bei Raumtemperatur

($\beta = 1,0$) und im Brandfall ($\beta_{fi} = 0,5$) ins Verhältnis, so erhält man als Maß für die Tragreserve den Faktor

$$K = \beta / \beta_{fi} = 2,0.$$

Das bedeutet, in den Tabellen für die brandschutztechnische Bemessung von Stützen ist eine Tragreserve von $K = 2,0$ eingearbeitet. Es gilt:

$$l'_0 = x \cdot l_0$$

mit

l'_0 : Modifizierte Knicklänge der Stütze für die brandschutztechnische Bemessung nach [3-3] Tab. 4.1

l_0 : Knicklänge der Stütze bei Raumtemperatur nach [3-2] 4.3.5.3.5

x : Faktor zur Modifikation der Knicklänge bei der brandschutztechnischen Bemessung nach [3-3] Tab. 4.1

Für den Referenzfall (Eulerfall 2 bei Raumtemperatur) ermittelt man l'_0 wie folgt:

$$K = \frac{x \cdot 1,0 \cdot l_{col}}{0,5 \cdot l_{col}} = 2,0 \Rightarrow x = 1,0 \Rightarrow l'_0 = 1,0 \cdot l_0$$

Die Tragreserve muß auch für Stützen berücksichtigt werden, die bei Raumtemperatur mit $\beta \neq 1,0$ bemessen wurden. Ist z. B. die Stütze bei Raumtemperatur gemäß Eulerfall 3 ($\beta = 0,7$) bemessen, so muß mit der modifizierten Knicklänge $l'_0 = 1,43 \cdot l_0$ gerechnet werden:

$$K = \frac{x \cdot 0,7 \cdot l_{col}}{0,5 \cdot l_{col}} = 2,0 \Rightarrow x = 1/0,7 = 1,43 \Rightarrow l'_0 = 1,43 \cdot l_0$$

Entsprechend muß eine Stütze, die bei Raumtemperatur gemäß Eulerfall 4 ($\beta = 0,5$) bemessen ist, im Brandfall mit der modifizierten Knicklänge $l'_0 = 2,0 \cdot l_0$ bemessen werden:

$$K = \frac{x \cdot 0,5 \cdot l_{col}}{0,5 \cdot l_{col}} = 2,0 \Rightarrow x = 1/0,5 = 2,0 \Rightarrow l'_0 = 2,0 \cdot l_0$$

Ist eine Stütze bei Raumtemperatur gemäß Eulerfall 3 ($\beta = 0,7$) bemessen, die im Brandfall nicht durch die Deckenplatte rotationsbehindert werden kann (Eulerfall 3, $\beta_{fi} = 0,7$), weil sie beispielsweise

im Dachgeschoß steht, so muß mit der modifizierten Knicklänge $l'_0 = 2,0 \cdot l_0 = 2,0 \cdot 0,7 \cdot l_{col} = 1,4 \cdot l_{col}$ gerechnet werden:

$$K = \frac{x \cdot 0,7 \cdot l_{col}}{0,7 \cdot l_{col}} = 2,0 \Rightarrow x = 2,0 \Rightarrow l'_0 = 2,0 \cdot l_0$$

In [3-33] werden weitere Hintergrundinformationen zur brandschutztechnischen Bemessung von Stützen nach [3-3] Tab. 4.1 mit unterschiedlichen Lagerungsbedingungen gegeben.

Mit Hilfe der modifizierten Knicklänge l'_0 kann der Nachweis der Stufe 1 (Tabellenverfahren) mit [3-3] Tab. 4.1 für Stützen beliebiger Lagerungsbedingungen geführt werden (s. Anwendungsbeispiel 3.3.7.2).

Ist eine Stütze voll ausgenutzt (max. $\mu_{fi} = 0,4$) [3-3] Tab. 4.1, so kann der brandschutztechnische Nachweis der Stufe 1 nur für beidseitig gelenkig gelagerte Stützen geführt werden. Liegen Lagerungsbedingungen der Eulerfälle 3 oder 4 vor, ist ein Nachweisverfahren der Stufe 2 oder 3 zu wählen.

Für den Nachweis der Stufe 2 (vereinfachtes Rechenverfahren), der mit einem reduzierten Querschnitt nach den Regeln von [3-2] geführt wird, kann bei Annahme einer beidseitigen Rotationsbehinderung der Stütze, im Brandfall mit

$$l'_0 = 0,5 \cdot l_{col}$$

gerechnet werden (s. 3.3.7.3).

3.1.4.6 Wände

Tragende Wände werden in ihren Abmessungen von Stützen nach [3-1] 4.2.1.2 wie folgt abgegrenzt. Die Breite muß demnach $b > 40 \text{ cm}$ und $b > 5d$ sein, wobei d die brandschutztechnisch notwendige Dicke der Wand ist.

Der Ausnutzungsgrad μ_{fi} muß begrenzt werden [3-33] (s. Abschnitt 3.1.4.5).

Es gilt:

$$\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi}(0)} = \eta_{fi} \cdot E_d / R_{d,fi}(0) \leq 0,4$$

Die in [3-3] Tab. 4.3 tabellierten Ausnutzungsgrade müssen entsprechend angepaßt werden [3-21].

3.1.5 Anmerkungen zu den Anwendungsbeispielen

Die repräsentativen Anwendungsbeispiele für Stahl- und Spannbetonbauteile decken einen Großteil der gängigen Anwendungen in der Baupraxis ab. Es wurden stabförmige Bauteile und Flächentragwer-

ke, Biegebauteile und Druckglieder untersucht, deren Bemessung bei Normaltemperatur in der Regel in [3-4] bzw. [3-5] erfolgte.

Um die Gleichwertigkeit der Brandschutznachweise zu dokumentieren wird zunächst eine brandchutztechnische Bemessung nach der nationalen Normvorschrift [3-1] durchgeführt. Dieser Bemessung werden dann Nachweise nach [3-3] Stufe 1 und 2 gegenübergestellt. In einer tabellarischen Darstellung wird abschließend die bei den einzelnen Nachweisen errechnete Feuerwiderstandsdauer verglichen. Für die Anwendungsbeispiele in 3.3.1 bis 3.3.3 und 3.3.6b wird in diesen Vergleich zusätzlich das Resultat einer exakten Bemessung nach dem allgemeinen Rechenverfahren [3-3] Stufe 3 aufgenommen.

In Tabelle 3-1 sind die Ergebnisse aller Beispielrechnungen zusammengefaßt dargestellt. Die Gleichwertigkeit der Nachweisverfahren ist danach gegeben. Es ergeben sich für alle berechneten Bauteile keine Abweichungen bei der Bestimmung der Feuerwiderstandsklasse nach den tabellarischen Bemessungsverfahren der DIN 4102 Teil 4 und den tabellarischen bzw. rechnerischen Bemessungsverfahren des Eurocodes 2 Teil 1-2.

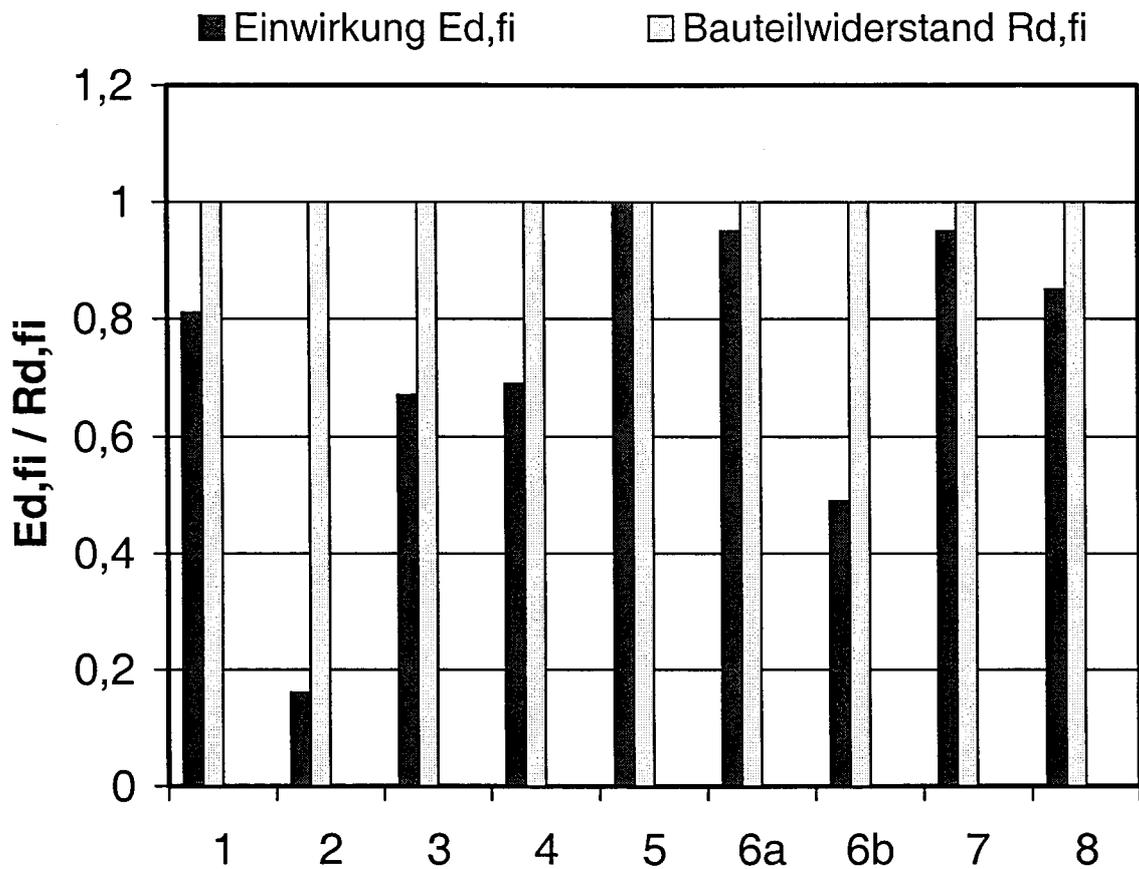
Die fehlenden Werte bei Anwendungsbeispiel in 3.3.7 bei der Bemessung mit tabellarischen Daten sind wie folgt zu erklären. Die Innenstütze des Anwendungsbeispiels in 3.3.7 ist einseitig eingespannt, ihre Lagerungsbedingungen entsprechen Eulerfall 3. Bei der „Kaltbemessung“ wurde die Stütze bereits voll ausgenutzt, so daß sich bei vergrößerter Stützenlänge ein Ausnutzungsgrad, der größer ist als $\alpha=1,0$ (DIN) bzw. $\mu_{fi}=0,4$ (EC) errechnen würde, der nicht tabelliert ist. Bei der Bemessung nach dem Vereinfachten Rechenverfahren kann für diese Stütze eine verminderte Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten errechnet werden.

Bei den in den Tabellen in der Nachweisstufe 1 angegebenen Mindestquerschnittsabmessungen handelt es sich in der Regel um konservative Grenzwerte. Es erfolgt eine Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse, ohne daß eventuell vorhandene Tragreserven abgeschätzt werden können. Mit Hilfe der Rechenmethoden der Nachweisstufe 2 und 3 lassen sich genauere Ergebnisse erzielen und die noch vorhandenen Tragreserven bei Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse aufzeigen.

Tabelle 3-1 Vergleich der berechneten Feuerwiderstandsdauern in Minuten

Beispiel	DIN 4102 Teil 4	Eurocode 2 Teil 1-2		
		Tabellenverfahren	vereinfachtes Verfahren	allgemeines Verfahren
1 Einfeldbalken	60	60	60	75
2 Durchlaufbalken	90	90	90	100
3 Spannbetonbalken	90	90	90	96
4 Vollplatte	120	120	120	-
5 Punktförmig gestützte Platte	60	60	60	-
6a Innenstütze (EF 2, volle Ausnutzung)	60	< 60	60	-
6b Innenstütze (EF 2, nicht ausgenutzt)	120	120	120	125
7 Innenstütze (EF 3, volle Ausnutzung)	-	-	30	-
8 Wand	90	90	90	-

In Bild 3-15 sind für das vereinfachte Rechenverfahren die Nachweise der Anwendungsbeispiele graphisch aufbereitet. Man kann deutlich die noch vorhandenen Tragreserven zwischen Bauteilwiderstand $R_{d,fi}$ und Einwirkung $E_{d,fi}$ erkennen.



Beispiel	Bauteil
1	Stahlbetonbiegebalken
2	Durchlaufbalken mit Kragarm
3	Spannbetonbalken gevoutet
4	Vollplatte zweiachsig gespannt
5	Punktförmig gestützte Platte einer Flachdecke
6a	Innenstütze (Eulerfall II) voll ausgenutzt
6b	Innenstütze (Eulerfall II) nicht ausgenutzt
7	Innenstütze (Eulerfall III) voll ausgenutzt
8	Tragende Wandscheibe

Bild 3-15 Tragreserven der Anwendungsbeispiele (vereinfachtes Rechenverfahren)

3.1.6 Allgemeiner Vergleich bei Biegebauteilen nach dem vereinfachten und allgemeinen Rechenverfahren

Am Beispiel von Biegebauteilen wird ein Vergleich der Traglast im Brandfall (Bruchmoment) von einer exakten Berechnung mit den vereinfachten Rechenverfahren vorgenommen. Dabei wird ein schwach bewehrter Querschnitt, der nach [3-2] 5.4.2.1.1 (1) die Mindestbewehrung hat und ein hochbewehrter Querschnitt, der nach [3-2] 5.4.2.1.1 (2) höchst bewehrt ist, betrachtet, um ein möglichst weites Spektrum von Biegebauteilen abzudecken. Das Bruchmoment wird jeweils für eine dreiseitige Beflammung nach 30, 60, 90 und 120 Minuten berechnet. Wie in Bild 3-16 zu sehen ist, liegen für jeden Nachweis die Ergebnisse nach dem vereinfachten Rechenverfahren auf der sicheren Seite. Die errechneten Traglasten (Bruchmomente) nach dem vereinfachten Rechenverfahren liegen immer unter denen einer exakten Berechnung nach dem allgemeine Rechenverfahren.

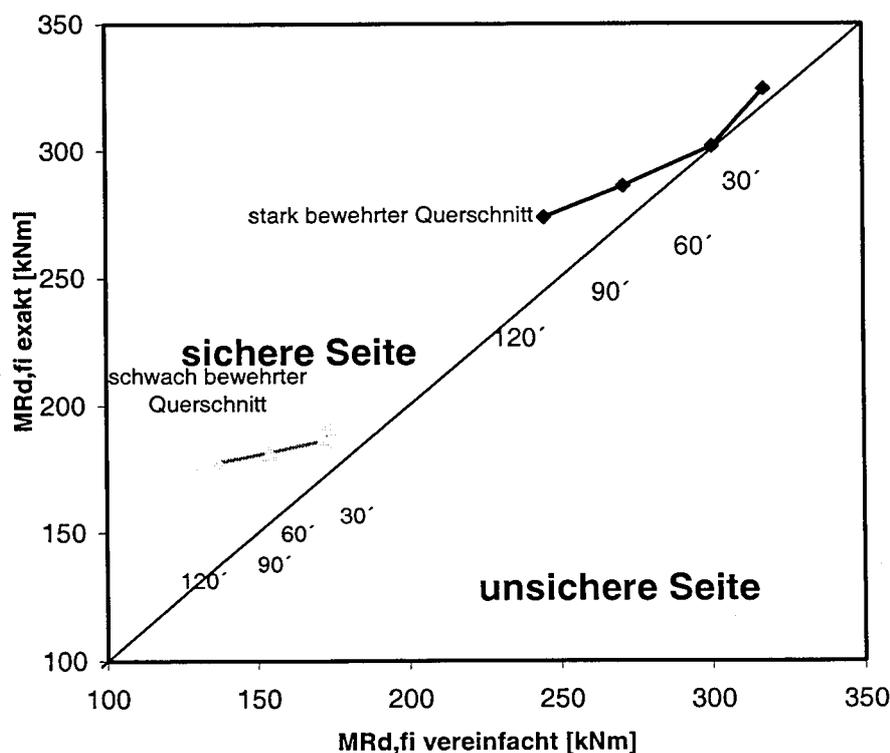


Bild 3-16 Traglasten (Bruchmomente) von Biegebalken nach exaktem und vereinfachten Rechenverfahren im Vergleich

3.1.7 Zusammenfassung und Fazit

In Abschnitt 3 wurde für Stahlbeton- und Spannbetonbauteile untersucht, ob mit den brandschutztechnischen Bemessungsregeln des Eurocodes 2 Teil 1-2 das gleiche Sicherheitsniveau erreichen kann wie mit den Brandschutznachweisen der DIN 4102 Teil 4.

Dabei werden Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für die Erstellung des Nationalen Anwendungsdokuments (NAD) für [3-3] gemacht. Es werden hauptsächlich die Grundlagen des Vereinfachten Rechenverfahrens (Nachweisstufe 2) untersucht und Anwendungshilfen für die Bemessung von Bauteilen gegeben. Abschließend wird die Gleichwertigkeit der Brandschutznachweise von DIN 4102 Teil 4 [3-1] und Eurocode 2 Teil 1-2 [3-3] dokumentiert und eine Betrachtung zu den Tragreserven im Brand angestellt.

Unter Berücksichtigung der Erläuterungen und Anwendungshilfen werden dann repräsentative Anwendungsbeispiele von Balken, Stützen, Platten und Wänden aus Stahlbeton- und Spannbeton berechnet. Dabei wird zunächst ein Nachweis nach DIN 4102-4 [3-1] geführt, dem dann Nachweise nach Eurocode 2 Teil 1-2 [3-3] gegenübergestellt werden, um die Gleichwertigkeit der Nachweisführungen zu dokumentieren.

Aufgrund der Ergebnisse der vorliegenden Forschungsarbeit, die sich im wesentlichen auf die repräsentativen Anwendungsbeispiele, aber auch auf die Untersuchung der Grundlagen des Vereinfachten Rechenverfahrens in [3-3] gründen, ist die Gleichwertigkeit der Nachweisverfahren nach [3-3] mit den tabellarischen Nachweisen für Stahlbeton- und Spannbetonbauteile nach [3-1] vorhanden.

Die Gleichwertigkeit der tabellarischen Nachweise von DIN 4102 Teil 4 [3-1] und Eurocode 2 Teil 1-2 [3-3] ist offenkundig, da die Tabellen im wesentlichen unverändert aus DIN 4102 Teil 4 in Eurocode 2 Teil 1-2 übernommen worden sind.

Die brandschutztechnische Bemessung nach dem Vereinfachten Rechenverfahren (Nachweisstufe 2), welches bei vorhandenen temperaturabhängigen Materialgesetzen für beliebige Brandraumtemperaturzeitkurven angewendet werden kann, ist für stabförmige Bauteile in der Regel ohne großen Aufwand durchführbar. Gegenüber den tabellarischen Nachweisen läßt sich dabei die noch vorhandene Tragreserve in Abhängigkeit von der Branddauer direkt angeben.

Für die exakten Rechenverfahren (Nachweisstufe 3) wird die allgemeine Anwendung zunächst nicht zugelassen, da Anforderungsprofile und Bewertungsmaßstäbe für Rechenprogramme bisher fehlen. Dadurch ist eine Vergleichbarkeit der Rechenergebnisse nicht sichergestellt. In einem laufenden Forschungsvorhaben des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig werden zur Zeit Anforderungsprofile und Bewertungsmaßstäbe für Rechenprogramme erarbeitet.

Die Bemessungsregeln des Eurocodes 2 Teil 1-2 können zur Zeit nicht vollständig angewendet werden, im NAD müssen Einschränkungen vorgenommen werden. Dies betrifft insbesondere die brand-

schutztechnische Bemessung von Tragwerken aus Hochleistungsbeton und die Verwendung nicht-linearer Verfahren zur Schnittgrößenermittlung im Brandfall. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf, um die brandschutztechnischen Bemessungsregeln dem vorhandenen Sicherheitsniveau anpassen zu können.

Für eine bauaufsichtlichen Zulassung der Nachweisstufen 1 und 2 aus [3-3] bestehen aus Sicht der Verfasser unter Beachtung der Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge keine Bedenken.

3.2 Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 2 Teil 1-2

1.1 (1)P

Ergänzend gilt:

Die Bemessungsregeln von Teil 1-2 dieser Norm gelten soweit nicht anders angegeben für Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag nach DIN EN 206 Abschnitt 4.3.1 bis zur Festigkeitsklasse C 50/60.

1.1 (5)P

Ergänzend gilt:

(6)P Die in I I gesetzten Zahlenwerte sind gültig, sofern sie im NAD nicht außer Kraft gesetzt oder durch andere Werte ersetzt werden.

2.4.3 (5)

Der Absatz wird ersetzt durch:

Ohne Nachweis nach 2.4.3 (4) darf $\eta_{sl}=0,7$ gesetzt werden.

4.2.1 (1)

*Änderung:**Der letzte Satz wird geändert in:*

Die Tabellen gelten für Normbrandbeanspruchung wie unter DIN V ENV 1991-2-2 4.2.2 (Einheitstemperaturzeitkurve) definiert.

4.2.1 (3)

Ergänzend gilt:

Bei dieser Verringerung dürfen die Werte, die für R 30 bzw. REI 30 gelten, nicht unterschritten werden.

4.2.2 (5)
Satz b)*Änderung:*

Die Formel $k_p(\Theta) = \sigma_{s,fi} / f_{yk}(20^\circ\text{C})$ wird geändert in
 $k_p(\Theta) = \sigma_{s,fi} / f_{pk}(20^\circ\text{C})$

4.2.2 (6)

Änderung:

Für Spannglieder ohne Verbund wird die kritische Temperatur auf $\Theta_{cr} = 350 \text{ °C}$ beschränkt.

4.2.2 (7)

Erläuterung:

Für Spannbetonbalken ist aufgrund der niedrigeren kritischen Temperatur der Spannglieder eine größere Mindestbreite erforderlich.

4.2.2 (10)

Erläuterung:

Sofern für Massivbauteile keine tabellarischen Daten in Abschnitt 4.2 vorliegen (z. B. gegliederte Stahlbetonwände), kann auf die entsprechenden Abschnitte und Tabellenwerte in DIN 4102 Teil 4: 1994-03 bzw. in speziellen Bauproduktnormen zurückgegriffen werden.

4.2.2 (14)

Ergänzend gilt:

Der mit Gleichung (4.5) in Verbindung mit Gleichung (4.6) ermittelte mittlere Achsabstand a_m soll nicht kleiner sein als der in den Tabellen angegebene Achsabstand a für Betonstahl.

Der vorhandene mittlere Achsabstand a_m darf auch getrennt für Betonstahl und Spannstahl nach Gleichung (4.5) ermittelt und dann mit dem in den Tabellen angegebenen Achsabstand a für Betonstahl und Spannstahl verglichen werden.

4.2.2 (15)

Änderung:

Der Achsabstand jedes einzelnen Stabes darf nicht kleiner sein als derjenige für R 30 und nicht kleiner als der halbe Mindestachsabstand nach Tab. 4.5 bzw. 4.6.

4.2.2 (16)

Änderung:

der Satzteil In Zuggliedern, Balken und Platten mit einer Betondeckung $c \geq 150$ mm...“ *wird geändert in* In Zuggliedern, Balken und Platten mit einer Betondeckung $c > 50$ mm...“.

4.2.3 (2)

Änderung:

Der Satz μ_{fi} darf in allen Fällen zu 0,7 angenommen werden *entfällt*.

Änderung

Der Satz Ein genauerer Wert ... bestimmt werden:

$$\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi}(0)} = \eta_{fi} \cdot E_d / R_{d,fi}(0) \text{ wird ersetzt durch:}$$

μ_{fi} kann mit Gleichung (4.7) bestimmt werden:

$$\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi}(0)} = \eta_{fi} \cdot E_d / R_{d,fi}(0) \leq 0,4$$

Tab. 4.1

Änderung

Spalte 2 ändern in $\mu_{fi} = 0,1$

Spalte 3 ändern in $\mu_{fi} = 0,3$

Spalte 4 ändern in $\mu_{fi} = 0,4$

Spalte 5 ändern in $\mu_{fi} = 0,4$

Tab. 4.3

Änderung

Spalte 2 und 3 ändern in $\mu_{fi} = 0,2$

Spalte 4 und 5 ändern in $\mu_{fi} = 0,4$

4.2.5 (3)

Änderung:

Der Satzteil wobei b die Mindestbreite ... ist *wird geändert in* wobei

b_{\min} die Mindestbreite ... ist

Tab. 4.4

*Änderung:**in Spalte 3 wird ersetzt:*

für R 90: 400/40

für R 120: 500/50

ändern Zuggliedbreite b in Zuggliedbreite b_{\min} *Ergänzend gilt:*

Bei nicht lotrecht angeordneten Zuggliedern ist eine Schutzbewehrung nach Abschnitt 4.2.2 (16) anzuordnen. Sie ist in Anlehnung an DIN 4102-4, Abschnitt 3.1.5.2 auszubilden.

4.2.6.1 (5)

*Ergänzung:*mit d_1 und d_2 nach Bild 4.4 c)

4.2.6.1 (6)

Erläuterung:

Ist $b > 1,4 \cdot b_w$, so erfährt der Flansch nahezu eine vierseitige Brandbeanspruchung, so daß die Achsabstände der Bewehrung vergrößert werden müssen.

4.2.6.1 (7)

Erläuterung:

Bei $b > 3,5 \cdot b_w$ gilt der Flansch als vierseitig brandbeansprucht

4.2.6.3 (2)

Erläuterung:

Beträgt die Momentenumlagerung mehr als 15% oder werden zur Schnittgrößenermittlung nicht-lineare Berechnungsverfahren verwendet, so ist eine ausreichende Rotationskapazität des Querschnitts sicherzustellen.

4.2.6.3 (3)

Ergänzend gilt:

Die Stützbewehrung ist an jeder Stelle gegenüber der nach DIN V ENV 1992-1-1: 1992-06 erforderlichen Stützbewehrung um $0,15 \cdot l_{\text{eff}}$ (wie in DIN V ENV 1992-1-1: 1992-06, 2.5.2.2.2 definiert) zu verlängern. Bei durchlaufenden Balken ist l_{eff} die Stützweite des angrenzenden größeren Feldes.

Erläuterung:

Es muß im Stützbereich eine ausreichende Rotationsfähigkeit des Querschnitts sichergestellt sein, damit sich bei Erreichen des Maximalstützmoments ein plastisches Gelenk ausbilden kann und kein sofortiger Tragfähigkeitsverlust eintritt. Die Bewehrung muß neben der Abdeckung der Momentenlinie Zugbrüche im Bereich einzelner breiter Risse über dem Zwischenaufleger verhindern (vgl. Bild 4.6).

Tab. 4.5

Erste Fußnote wird ersetzt durch:

Bei Spannbetonbalken ist die Vergrößerung des Achsabstandes a entsprechend 4.2.2 (4) zu beachten.

Tab. 4.6

Änderung:

ändern Stegbreite b_w in Stegdicke b_w

Erste Fußnote wird ersetzt durch:

Bei Spannbetonbalken ist die Vergrößerung des Achsabstandes a entsprechend 4.2.2 (4) zu beachten.

4.2.6.3 (5)

Erläuterung:

Damit wird die Querkraft- bzw. Schubtragfähigkeit in Auflagernähe sichergestellt.

4.2.7.2 (1)

Änderung:

Der Satzteil ...für die Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 240“ wird geändert in ...für die Feuerwiderstandsklassen REI 30 bis REI 240“.

Tab. 4.8

Änderung:

Zweite Fußnote ist zu ersetzen durch:

Bei Spannbetonplatten ist die Vergrößerung des Achsabstandes entsprechend 4.2.2 (4) zu beachten.

4.2.7.3 (1)

Ergänzung:

4.2.7.2 (2) gilt analog

Ergänzend gilt:

Bei Durchlaufplatten darf für die oben liegende Bewehrung der kleinere Achsabstand a entsprechend DIN 4102 Teil 4: 1994-03, Tab. 12, gewählt werden.

4.2.7.3 (2)

Ergänzend gilt:

Bei der Bemessung der Stützbewehrung ist Abschnitt 4.2.6.3 (3) zu beachten.

4.2.7.3 (3)

Erläuterung:

A_c : Fläche des Betonquerschnitts über der Zwischenstütze

Durch einen ausreichenden Bewehrungsgehalt soll ein schlagartiges Versagen durch Bruch der Biegezugbewehrung verhindert werden (vgl. Erläuterung zu 4.2.6.3 (3))

4.2.7.3 (3)a)

Ergänzend gilt:

Die Einstufung der Betonstähle im Hinblick auf die Duktilität erfolgt nach 3.2.4.2, Tabelle R2 von:

„Deutscher Ausschuß für Stahlbeton: Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Fassung April 1993.“

4.2.7.4 (2)

Änderung:

ändern REI 90 in REI 30

Ergänzend gilt:

Mit der erforderlichen oberen Bewehrung ist die im Verbund „oben“ liegende und innerhalb des kritischen Rundschnittes nicht abgebogene Längsbewehrung A_{sx} bzw. A_{sy} im kritischen Rundschnitt gemäß DIN V ENV 1992-1-1: 1992-06, Abschnitt 4.3.4.2.2 gemeint.

Tab. 4.10

Änderung:

Erste Fußnote ist zu ersetzen durch:

Bei Spannbetonrippendecken ist die Vergrößerung des Achsabstandes entsprechend 4.2.2 (4) zu beachten.

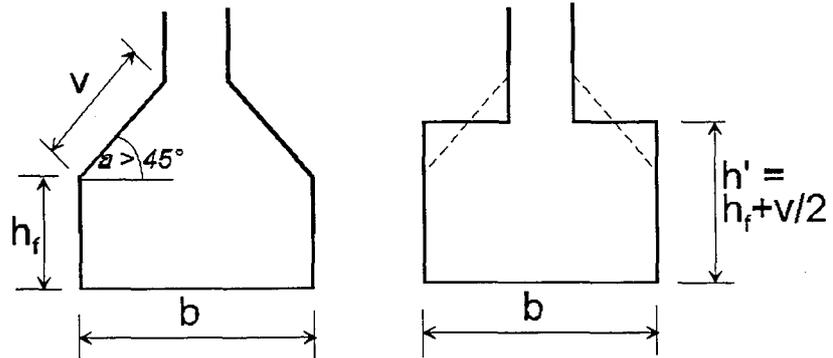
Tab. 4.11

(analog Tabelle 4.10)

4.3.3 (4)

Ergänzend gilt:

Für I-Querschnitte gilt: w steht für die Hälfte des kleineren Querschnittsmaßes des Flansches (h_f oder b). Bei angevouteten Bauteilen mit einem Winkel $\alpha \geq 45^\circ$ von der Horizontalen aus gemessen kann zur Bestimmung von w ein Ersatzquerschnitt mit der Breite b und der Höhe $h' = h_f + v/2$ gebildet werden. Ist $\alpha < 45^\circ$, so kann $h' = h_f$ gewählt werden.



4.3.3 (5)

Erläuterung:

Bei Biegebalken sollte der Punkt M in der Betondruckzone liegen.

Bild 4.9

Ergänzend gilt:

Die Bezeichnung der Bilder a), b), c), d), e), f) fehlt

4.3.3 (6)

Ergänzend gilt:

Die Reduktion der Druckfestigkeit eines reduzierten Querschnitts bei quarzhaltigem Beton $k_c(\Theta_M)$ kann mit Hilfe von Anhang B Bild B.3a) ermittelt werden.

4.3.3 (10)

*Änderung:**Der Absatz wird ersetzt durch:*

Der Kurzeitwert von $\varepsilon_{cu,max}$ darf wie folgt berechnet werden:

$$\varepsilon_{cu,max} = 0,0035/k_c(\Theta_M)$$

innerhalb der Grenzen des reduzierten Querschnitts

4.4.1 (1)

*Änderung:**Der Absatz wird ersetzt durch:*

Allgemeine Rechenverfahren dürfen nur nach Abstimmung mit der Bauaufsichtsbehörde für brandschutztechnische Nachweise von Einzelbauteilen, Teiltragwerken und Gesamttragwerken angewendet werden. Die Nachweise sind von hierfür qualifizierten Prüfsachverständigen zu prüfen.

4.4.1 (2)P

Ergänzend gilt:

Programme für die Allgemeinen Rechenverfahren müssen

- die Rechenfunktionen temperaturabhängiger Materialeigenschaften mit ausreichender Genauigkeit annähern, die sich an der stochastischen Modellunsicherheit orientiert
- eine Überprüfbarkeit ihrer physikalischen Korrektheit und Verwendung der Rechengrundlagen der Festigkeitslehre anhand geschlossener Lösungsansätze ermöglichen
- eine Überprüfung der Berücksichtigung thermischer Dehnungen ermöglichen
- allgemein anerkannte Ergebnisse bei der Berechnung der Feuerwiderstandsdauer und der zugehörigen Verformungen von Eichbeispielen mit ausreichender Genauigkeit, die sich an der stochastischen Modellunsicherheit orientiert, erreichen.

5

Ergänzend gilt:

(4) Folgende Standardlösungen haben Gültigkeit:

- Bekleidungssysteme aus Putzen gemäß DIN 4102 Teil 4: 1994-03, Abschnitt 3.1.6 und für Druckglieder auch nach Abschnitt 3.13.2.9, - Bekleidungssysteme aus Unterdecken gemäß DIN 4102 Teil 4: 1994-03, Abschnitt 6.5, - Bekleidungssysteme aus Holzwolle-Leichtbauplatten gemäß DIN 4102-4, Abschnitt 3.1.6.6. Für die Anwendung weiterer Bekleidungssysteme gelten die bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweise.

Anhang A, Bild A.6

Erläuterung:

Bereich IV: In Bild A.6 ist der abfallende Kurventeil der Spannungs-Dehnungsbeziehung für warmgewalzte Betonstähle dargestellt. In den Bildern A.8, A.10 und A.12 werden für den abfallenden Kurventeil Angaben in Form von Tabellenwerten gemacht.

Anhang A, Bild A.8

Änderung:

Die Tabelle muß entfernt werden. Eine Tabelle für die Dehnungen ε_{s2} und ε_{su} in Abhängigkeit von der Stahltemperatur fehlt.

Anhang A, Bild A.12

Ergänzung:

Eine Tabelle für die Dehnungen ε_{p2} und ε_{pu} in Abhängigkeit von der Stahltemperatur fehlt.

Anhang B, Bild B.1

Ergänzend gilt:

Weitere Temperaturprofile sind in den CEB-Bulletins 145 und 208 zu finden.

Anhang B, Bild B.2

Änderung:

Die y-Achsenbeschriftung muß geändert werden in:

T in °C

Anhang C

Eine Anwendung von Anhang C darf nur in Abstimmung mit der Bauaufsichtsbehörde erfolgen.

Anhang D

Eine Anwendung von Anhang D darf nur in Abstimmung mit der Bauaufsichtsbehörde erfolgen.

3.3 Berechnung von repräsentativen Anwendungsbeispielen

3.3.1 Einfeldbalken aus Stahlbeton

3.3.1.1 Nachweisführung nach DIN 4102- Teil 4

Aufgabenstellung

Zu bemessen ist ein werkmäßig hergestellter Fertigteil-Randbinder für die Dachkonstruktion einer Halle. Die Dacheindeckung besteht aus großformatigen zweistegigen Plattenbalken (TT-Platten), deren Stege im Auflagerbereich ausgeklinkt werden. Der Randbinder liegt auf gabelförmigen Stützenköpfen frei auf. Die Belastung ist vorwiegend ruhend. Es soll eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten (F60) erreicht werden.

[3-4] S. 49

Baustoffe

Beton B 45

Betonstahl BSt 500

Betonstabstahl nom $c = 30$ mmBügelmatten nom $c = 25$ mm

System

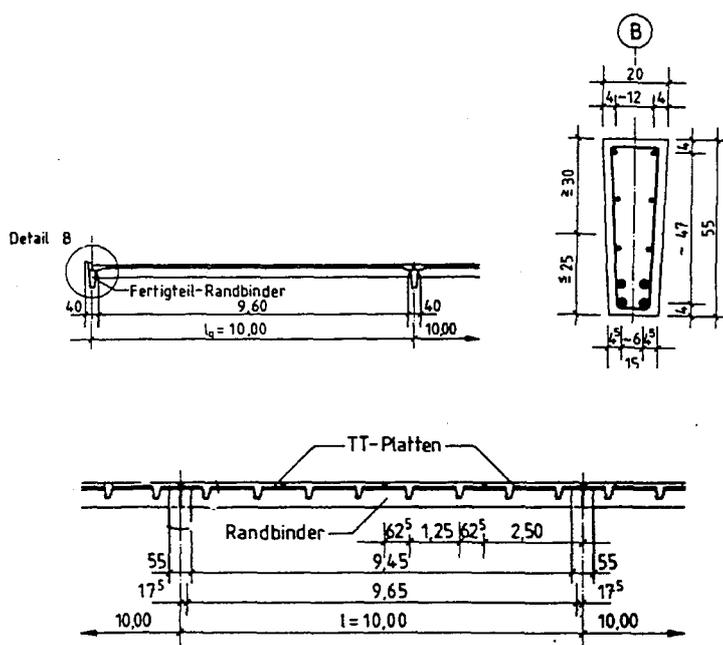


Bild 3-17 Quer- und Längsschnitt des Einfeldbalkens

Ergebnis der Kaltbemessung im Feldbereich

vorh. $A_s = 19,6 \text{ cm}^2$ (4Ø25)

[3-4] S. 51

Brandschutztechnische Bemessung

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 60

dreiseitige Brandbeanspruchung

crit. $T = 500^\circ\text{C}$

[3-1] Tab. 1, 3.1.4.3

Querschnittsbreite

vorh. $b = 150 \text{ mm}$

Biegezugzone: vorh. $b > \text{erf. } b = 120 \text{ mm}$

Biegedruckzone: vorh. $b > \text{erf. } b = 140 \text{ mm}$ (sichere Seite)

[3-1] Tab. 3 Z. 1.1

[3-1] Tab. 3 Z. 2

Achsabstände

vorh. $u_1 = \text{nom } c + \varnothing_{Bü} + \frac{1}{2} \varnothing_{Le} = 25 + 5 + 25/2 = 42,5 \text{ mm}$

[3-4] S. 53, [3-1] 3.2.4.3

$u_1 = u_2 = u_3 = u_4$

$\Rightarrow u_m = u_1 = 42,5 \text{ mm}$

vorh. $u_m = 42,5 \text{ mm} > \text{erf. } u = 35 \text{ mm}$

vorh. $u_1 = u_s = 42,5 \text{ mm} > \text{erf. } u_{F30} = 15 \text{ mm}$

[3-1] Tab. 6 Z. 2.2/1.2

vorh. $u_s = 42,5 \text{ mm} > 0,5 \cdot \text{erf. } u = 17,5 \text{ mm}$

[3-1] Tab. 6 Z. 2.3

Mindeststabzahl n: keine Anforderungen

Der Balken kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse F 60 eingestuft werden.

3.3.1.2 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellenverfahren

Aufgabenstellung

vgl. 3.3.1.1 und [3-5] S. 5-1

Baustoffe

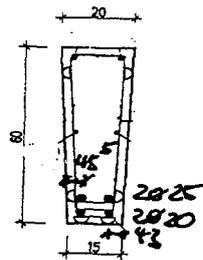
Beton C 35/45

Betonstahl BSt 500S

nom $c_w = 25$ mm

nom $c_l = 33$ mm

System



[3-5] S. 5-4

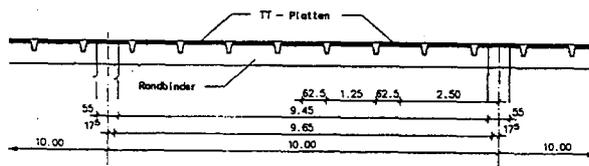


Bild 3-18 Quer- und Längsschnitt des Einfeldbalkens

Ergebnis der Kaltbemessung im Feldbereich

Bewehrung vorh. $A_s = 16,1$ cm² (2Ø20+2Ø25)

[3-5] S. 5-8, [3-5] Bild 5.5

Brandschutztechnische Bemessung

gefordert Feuerwiderstandsklasse R 60

dreiseitige Brandbeanspruchung

$$\Theta_{cr} = 500^{\circ}\text{C}$$

Querschnittsbreite

$$b \approx 150 \text{ mm}$$

$$\text{vorh. } b = 150 \text{ mm} > b_{\min} = 120 \text{ mm}$$

Achsabstände

$$\text{vorh. } a_m = \frac{A_{Sob} \cdot a_{ob} + A_{Sunt} \cdot a_{unt}}{A_S}$$

$$\text{vorh. } a_m = \frac{2 \cdot 491 \cdot 45,5 + 2 \cdot 314 \cdot 43}{1610} = 44,5 \text{ mm}$$

Der Achsabstand jedes einzelnen Stabes darf nicht kleiner sein als derjenige für R 30 und nicht kleiner als der halbe Mindestachsabstand nach [3-3] Tab. 4.5 und 4.6.

$$\text{vorh. } a_m = 44,5 \text{ mm} > a = 40 \text{ mm}$$

$$a_1 = 43 \text{ mm} > a_{R30} = 15 \text{ mm}$$

$$a_1 = 43 \text{ mm} > 0,5 \cdot a = 20 \text{ mm}$$

Der Balken kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse R 60 eingestuft werden.

[3-3] 4.2.2 (3)

[3-3] Bild 4.4

[3-3] Tab. 4.5 Z. 2, Sp. 2

[3-3] 4.2.2 (13)

[3] 4.2.2 (15), [3-21]

[3-3] Tab. 4.5 Z. 2, Sp. 2

[3-3] 4.2.2 (15), [3-21]

3.3.1.3 Nachweisführung nach Eurocodes 2 Teil1-2 vereinfachtes Rechenverfahren

Aufgabenstellung

vgl. 3.3.1.1 und [3-5] S. 5-1

Baustoffe

Beton C 35/45

Betonstahl BSt 500 S

Querschnitt

S. 3.3.1.2

Längsschnitt

S. 3.3.1.2

Ergebnis der Kaltbemessung im Feldbereich

vorh. $A_s = 16,1 \text{ cm}^2$ (2Ø20+2Ø25)

[3-5] S. 5-8, [3-5] Bild 5.5

Brandschutztechnische Bemessung

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 60

dreiseitige Brandbeanspruchung

$\Theta_{cr} = 500^\circ\text{C}$

[3-3] 4.2.2 (3)

Reduzierung des Betonquerschnitts

Reduktionsbeiwert für Beton ($w = b/2 = 75 \text{ mm}$)

[3-3] Anh. B Bild B.3a

$k_c(\Theta_M) = 0,88$ für $t = 60$ Minuten

[3-3] 4.3.3 (10)

$$\varepsilon_{c,fi} = \varepsilon_c / k_c(\Theta_M) = 0,0035 / 0,88 = 0,398\%$$

$a_z = 15 \text{ mm}$ für $w = 75 \text{ mm}$ und $t = 60$ Minuten

[3-3] Anh. B Bild B.3 b)

Breite des reduzierten Querschnitts:

$$\text{red. } b = b - 2 \cdot a_z = 150 - 2 \cdot 15 = 120 \text{ mm}$$

Reduzierte Stahlfestigkeit

Annahme $\varepsilon_{s,fi} < 2,0\%$ ($=0,2\%$)

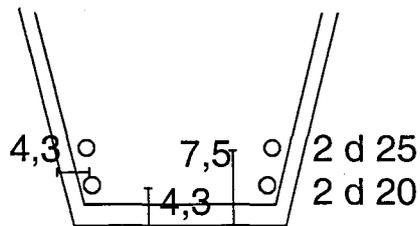


Bild 3-19 Anordnung der Bewehrung

obere Bew.-Lage: $a = 75 \text{ mm} \Rightarrow T_{s_o} = 320^\circ\text{C}$ für $t = 60 \text{ min}$

$$\Rightarrow k_s(320^\circ\text{C}) = 0,78$$

$$\Rightarrow f_s(320^\circ\text{C}) = 0,78 \cdot 500 = 390 \text{ N/mm}^2$$

untere Bew.-Lage: $a = 43 \text{ mm} \Rightarrow T_{s_u} = 450^\circ\text{C}$ für $t = 60 \text{ min}$

$$\Rightarrow k_s(450^\circ\text{C}) = 0,58$$

$$\Rightarrow f_s(450^\circ\text{C}) = 0,58 \cdot 500 = 290 \text{ N/mm}^2$$

ob. Bew.-Lage vorh. $A = 9,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow F_{s_o}(\Theta) = 383,0 \text{ kN}$

unt. Bew.-Lage vorh. $A = 6,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow F_{s_u}(\Theta) = 182,1 \text{ kN}$

$$F_s(\Theta) = 565,1 \text{ kN}$$

Berechnung des Grenztragsmoments

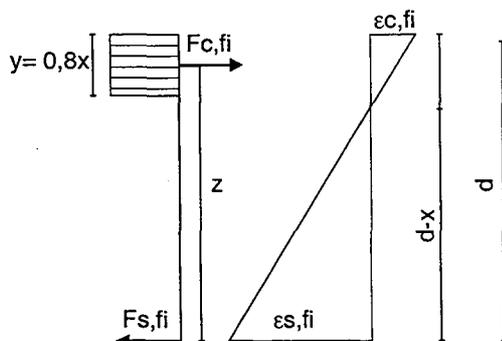


Bild 3-20 Ermittlung des Grenztragsmoments

[3-3] 3.3 (4) und Bild 3.2

[3-3] Anh. B Bild B.1 und

[3-3] Bild 3.2

[3-5] S. 5-8

Höhe y der Betondruckzone:

$$\text{mit } F_c(\Theta) = F_s(\Theta) = 565,1 \text{ kN}$$

$$\text{und } F_c(\Theta) = k_c(\Theta_M) \cdot f_c(\Theta) \cdot \text{red. } b \cdot y$$

$$y = 565,1 / (0,88 \cdot 3,5 \cdot 12,0) = 15,3 \text{ cm}$$

Grenztragemoment:

$$M_{Rd,fi} = F_c(\Theta) \cdot (d - y / 2) = 565,1 \cdot (0,528 - 0,153 / 2) = 255,1 \text{ kNm}$$

$d = 52,8 \text{ cm}$; [3-5] S. 5-8

zugehörige maximale Betonstahldéhnung:

$$y = 0,8 \cdot x \Rightarrow x = 0,153 / 0,8 = 0,191 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{s,fi} = \varepsilon_{cu,fi} \cdot (d - x) / x = 0,398\% \cdot (52,8 - 19,1) / 19,1 = 0,702\%$$

[3-2] Bild 4.4

$$0,702\% < 2,0\% \Rightarrow \text{Annahme richtig}$$

Nachweis

$$\text{mit } M_{Sd,max}(20^\circ\text{C}) = 295,43 \text{ kNm}$$

[3-5] S. 5-8

$$M_{Sd,max,fi} = \eta_{fi} \cdot M_{Sd,max}(20^\circ\text{C})$$

[3-3] 2.4.3 (4),(5), [3-21]

$$M_{Sd,max,fi} = 0,7 \cdot M_{Sd,max}(20^\circ\text{C}) = 206,8 \text{ kNm}$$

Reduktionsfaktor $\eta_{fi} = 0,7$

angenommen

$$M_{Sd,max,fi} = 206,8 \text{ kNm} < 255,1 \text{ kNm} = M_{Rd,fi}$$

Der Balken kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse R 60 eingestuft werden.

3.3.1.4 Vergleich der Ergebnisse

Zum Vergleich werden in folgender Tabelle die nach der brandschutztechnischen Bemessung ermittelten Feuerwiderstandsdauern der drei Verfahren und ergänzend die nach [3-23] exakt berechnete Feuerwiderstandsdauer aufgelistet.

Berechnungsvorschrift/-verfahren	Ermittelte Feuerwiderstandsdauer
DIN 4102 Teil 4 <i>Tabellen-Verfahren</i>	60 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 <i>Tabellen-Verfahren</i>	60 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 <i>Vereinfachtes Rechenverfahren</i>	60 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 <i>Allgemeines Rechenverfahren</i>	75 Minuten

3.3.2 Durchlaufbalken aus Stahlbeton

3.3.2.1 Nachweis nach DIN 4102 Teil 4

Aufgabenstellung

Für ein Bauwerk des Industriebaus ist ein Stahlbetonbalken mit Plattenbalkenquerschnitt zu bemessen. Das statische System besteht aus einem Plattenbalkenquerschnitt mit Kragarm, in dessen Bereich die Trägerhöhe veränderlich ist. Der Balken soll in die Feuerwiderstandsklasse F 90 eingestuft werden.

[3-4] S. 59

Baustoffe

Beton B 25

Betonstabstahl BSt 420 S

Betonstahlmatten BSt 500 M

nom $c = 35$ mm

System

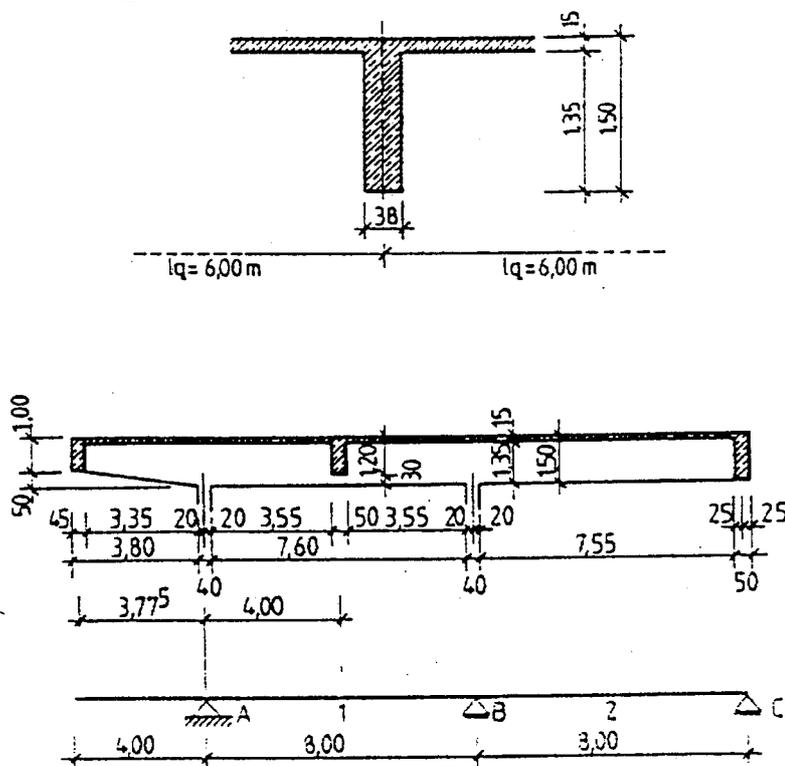


Bild 3-21 Quer- und Längsschnitt des Durchlaufbalkens

Ergebnis der Kaltbemessung

Stelle	vorh. A [cm ²]
Stütze A	43,8
Stütze B	37,7
Feld 1	41,2
Feld 2	18,8

[3-4] S. 62 f.

Brandschutztechnische Bemessung

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 90

dreiseitige Brandbeanspruchung

crit. T= 500°C

[3-1] Tab.1, 3.1.4.3

Die Balken von Plattenbalkendecken sind entsprechend dem statischen System wie statisch bestimmt oder unbestimmt gelagerte, max. dreiseitig beanspruchte Balken zu bemessen. Die für die Bemessung maßgebenden Abschnitte sind aus [3-1] Tab. 26, Z. 1 bis 1.2.2 ersichtlich.

[3-1] 3.8.2.1

Die Platten von Plattenbalkendecken mit einem Achsabstand der Balken größer 1,25 m sind nach den Angaben von [3-1] Tab. 26, Z. 2.1 bis 2.2.1 entsprechend den vorhandenen Verhältnissen bei der Stütz- und Einspannbewehrung zu bestimmen.

[3-1] 3.8.2.3

Nachweis in Feld 1**Balken****Querschnittsbreite**

Mindestbreite in der Biegezugzone: erf. $b = 150 \text{ mm}$

Mindestbreite in der Biegedruckzone: erf. $b = 170 \text{ mm}$

für $d/b = 150/38 = 3,95 > d/b = 2,0$

vorh. $b = 380 \text{ mm} > \text{erf. } b = 170 \text{ mm}$

[3-1] Tab. 7 Z 1.1

[3-1] Tab. 7 Z. 2.1

Achsabstände und Stabzahl

Wird die obere Bewehrung um das Maß $0,15 \cdot l$ gegenüber der erfor-

[3-1] 3.3.4.2

derlichen Stützbewehrung aus der Kaltbemessung nach DIN 1045 verlängert, so kann der brandschutztechnische Nachweis nach [3-1] Tab. 8 Z. 1.2, 1.3 und 2.2 geführt werden.

Hier wird bei unveränderter Länge der Stützbewehrung der alternative Nachweis nach [3-1] Tab. 8 Z. 2.1 und Tab. 6 Z. 2 bis 2.3 geführt.

für $b = 380 \text{ mm}$:

erf. $u = 40 \text{ mm}$

erf. $u_s = 0,5 \cdot \text{erf. } u = 20 \text{ mm}$

Stabzahl n : keine Anforderungen

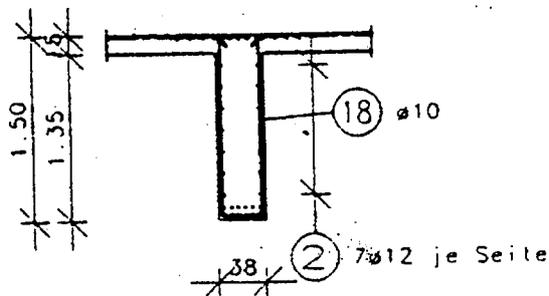


Bild 3-22 Anordnung der Bewehrung

$$\text{vorh. } u_m = \frac{A_1 \cdot u_1 + A_2 \cdot u_2 + \dots}{\sum A_{1..n}}$$

[3-1] 3.2.4.3

eite in der Biegedruckzone: erf. $b = 170 \text{ mm}$

für $d/b =$

$$u_1 = 35 + 12 + 25/2 = 59,5 \text{ mm} = u_s$$

$$u_2 = 35 + 12 + 20/2 = 57 \text{ mm}$$

$$u_3 = 57 \text{ mm} = u_s$$

$$u_4 = 35 + 12 + 25 + 25 + 20/2 = 107 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{vorh. } u_m = \frac{2 \cdot 491 \cdot 59,5 + 6 \cdot 314 \cdot 57 + 4 \cdot 314 \cdot 107}{2 \cdot 491 + 10 \cdot 314} = 72,8 \text{ mm}$$

$$\text{vorh. } u_m = 72,8 \text{ mm} > \text{erf. } u = 40 \text{ mm}$$

[3-1] Tab. 8 Z. 2.1 und Tab. 6
Z. 2 bis 2.3

Zusätzlich gilt:

vorh. $u = 57 \text{ mm} = \text{vorh. } u_s > \text{erf. } u_{F30} = 10 \text{ mm}$

$\min u_s = 57 \text{ mm} > 0,5 \cdot \text{erf. } u = 20 \text{ mm}$

Platte (Schnitt B-B in Feld1)

erf. $d = 100 \text{ mm} < \text{vorh. } d = 150 \text{ mm}$

Mindestachsabstand der Stützbewehrung $u_0 = 15 \text{ mm}$

Mindestachsabstand der Feldbewehrung $u = 35 \text{ mm}$

vorh. $u = \text{nom } c + \varnothing B_{\text{ü}} + 0,5 \cdot \varnothing_{L_e}$

$$= 35 + 12 + 20/2 = 57,0 \text{ mm} > 35 \text{ mm}$$

Nachweis in Feld 2

Obwohl in Feld 2 wegen geringerer Beanspruchung eine kleinere Bewehrung liegt, sind die Nachweise zu führen, weil dort die Bewehrung einlagig ist und näher am brandbeanspruchten Rand liegt als die Bewehrung in Feld 1. Bei einlagiger Bewehrung ist außerdem der seitliche Abstand u_s der Eckstäbe sowie eine Mindeststabzahl nachzuweisen.

Querschnittsbreite

Mindestbreite in der Biegezugzone: erf. $b = 150 \text{ mm}$

Mindestbreite in der Biegedruckzone: erf. $b = 170 \text{ mm}$

vorh. $b = 380 \text{ mm} > \text{erf. } b = 170 \text{ mm}$

für $d/b = 150/38 = 3,95 > d/b = 2,0$

Achsabstände und Stabzahl

vorh. $b = 380 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$

erf. $u = 40 \text{ mm} < \text{vorh. } u = 57 \text{ mm}$

erf. $u_s = 35 \text{ mm}$ für Eckstäbe $< \text{vorh. } u_s = 57 \text{ mm}$

erf. $n = 4 < \text{vorh. } n = 6$

[3-1] Tab. 6 Z. 2.

[3-1] Tab. 6 Z. 1.3.1

[3-1] Tab. 26 Z. 2

[3-1] Tab. 9 Z. 1.2

[3-4] S. 59

[3-1] Tab. 12 Z. 1; Z. 3.1.1

[3-4] S. 77

[3-1] Tab. 7 Z. 1.1

[3-1] Tab. 7 Z. 2.1

[3-1] Tab. 8 Z. 1.1

[3-1] Tab. 6 Z. 1.3

Nachweis im Kragfeld

Es wird nur der gegenüber den anderen Feldern verringerte Achsabstand am Kragarmende überprüft.

[3-1] Tab. 8 Z. 1.1

[3-1] Tab. 6 Z. 1.3

$$\text{vorh. } u = \text{nom } c + \varnothing_{\text{Bü}} + 0,5 \cdot \varnothing_{\text{Le}}$$

$$= 35 + 8 + 16/2 = 51 \text{ mm}$$

$$\text{erf. } u = 40 \text{ mm} < \text{vorh. } u = 51 \text{ mm}$$

$$\text{erf. } u_{\text{S}} = 35 \text{ mm für Eckstäbe} < \text{vorh. } u_{\text{S}} = 57 \text{ mm}$$

Der Plattenbalken kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse F 90 eingestuft werden.

3.3.2.2 Nachweisführung nach Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellenverfahren

Aufgabenstellung

vgl. 3.3.2.1 und [3-5] S. 6-1 ff.

[3-5] S. 6-1

Baustoffe

Beton C 30/37

Betonstabstahl BSt 500 S

Betonstahlmatten BSt 500 M

nom $c = 35$ mm

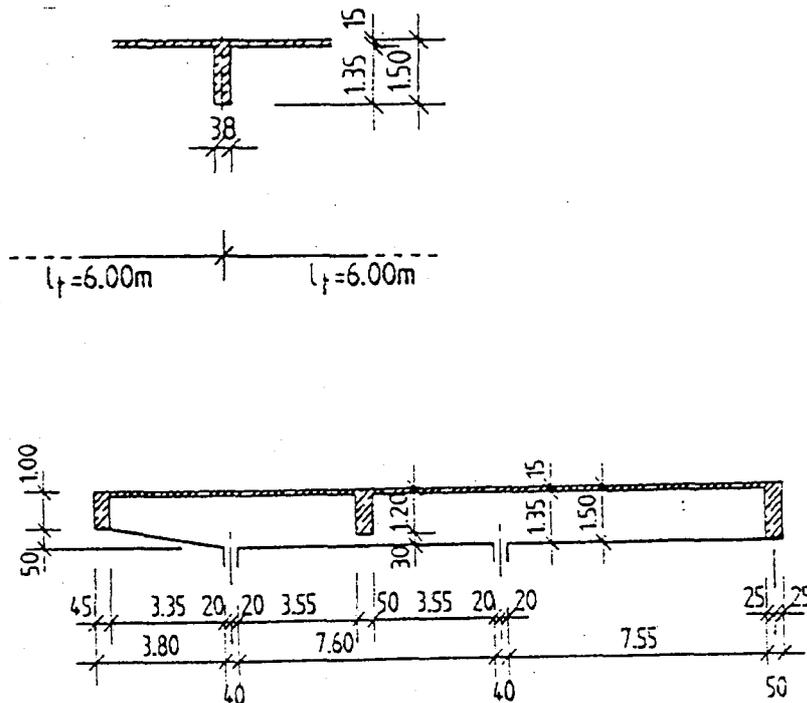


Bild 3-23 Quer- und Längsschnitt des Durchlaufbalkens

Ergebnis der Kaltbemessung

Stelle	vorh. A [cm ²]
Stütze A	31,41
Stütze B	22,87
Feld 1	34,36
Feld 2	15,71

[3-5] S.6-17 ff.

Brandschutztechnische Bemessung

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 90

dreiseitige Brandbeanspruchung

$$\Theta_{cr} = 500^{\circ}\text{C}$$

[3-3] 4.2.2 (3)

Nachweis des Balkens in Feld 1

Feld 1 wird wie das Feld eines statisch bestimmt gelagerten Balkens unter Anwendung von [3-3] Tab. 4.5 nachgewiesen, da die Momentenumlagerung bei $\delta = 0,80$ 15% überschreitet.

[3-3] 4.2.6.3 (2)

[3-5] S. 6-14

Querschnittsbreite und Achsabstände

$$b_{\min} = 250 \text{ mm} < b_{\text{vorh}} = 380 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow a \geq 40 \text{ mm}$$

[3-3] Tab. 4.5 Z.3 Sp. 4

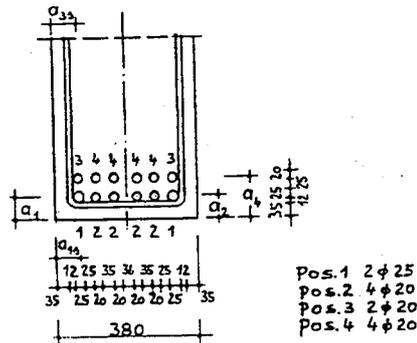


Bild 3-24 Anordnung der Bewehrung

$$a_m = \frac{A_{S1} \cdot a_{01} + A_{S2} \cdot a_2 + \dots}{A_S}$$

[3-3] 4.2.2 (13)

mit nom $c = 35 \text{ mm}$ und $\phi_w = 12 \text{ mm}$:

$$a_1 = 35 + 12 + 25/2 = 59,5 \text{ mm}$$

$$a_2 = 35 + 12 + 20/2 = 57 \text{ mm}$$

$$a_3 = 57 \text{ mm}$$

$$a_4 = 35 + 12 + 25 + 25 + 20/2 = 107 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow a_m = \frac{2 \cdot 491 \cdot 59,5 + 6 \cdot 314 \cdot 57 + 4 \cdot 314 \cdot 107}{2 \cdot 491 + 10 \cdot 314} = 72,8 \text{ mm}$$

$$a_m = 72,8 \text{ mm} > \text{erf. } a = 40 \text{ mm}$$

$$\text{min. } a = 57 \text{ mm} > a_{R30} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{min. } a = 57 \text{ mm} > 0,5 \cdot a = 20 \text{ mm}$$

[3-3] Tab. 4.5

[3-3] 4.2.2 (15), [3-21]

Nachweis der Platte in Feld 1

Die Regeln in [3] 4.2.6.3 (2) und (3) gelten auch für Durchlaufplatten.

[3-3] 4.2.7.3 (2)

Über den Zwischenstützen sollte eine Mindestbewehrung $A_s \geq 0,005 \cdot A_c$ angeordnet werden, wenn der verwendete Stahl normal duktil ist.

[3-3] 4.2.7.3 (3)

Stütze B:

$$A_c = 38 \cdot 150 = 5700 \text{ cm}^2 \text{ (nur Stegbreite, Druckzone unten)}$$

[3-3] 4.2.7.3 (3)

$$\Rightarrow 0,005 \cdot A_c = 28,5 \text{ cm}^2 > \text{vorh. } A_s = 22,87 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Zulage von 2Ø20

$$\Rightarrow \text{vorh. } A_s = 29,2 \text{ cm}^2 (8\text{Ø}20 + 2\text{Ø}16) > 28,5 \text{ cm}^2 = 0,005 \cdot A_c$$

$$h_{s,\text{req}} = 100 \text{ mm} < h_{s,\text{vorh}} = 150 \text{ mm}$$

[3-3] Tab. 4.8 Z.3 Sp. 2, 3

$$a_{\text{req}} = 30 \text{ mm} < a_{\text{vorh}} = \text{nom } c + \text{Ø}_{\text{Matte}} + 0,5 \cdot \text{Ø}_{\text{Le}}$$

$$= 35 + 7,5 + 0,5 \cdot 20 = 52,5 \text{ mm}$$

[3-5] S. 6-37

Nachweis in Feld 2 und im Kragfeld

Der wegen der in Feld 2 und im Kragfeld, trotz geringerer Beanspruchung, aufgrund einlagiger Bewehrungsführung und damit kleinerer Achsabstände, zu führende Nachweis wird hier nicht geführt.

Der Plattenbalken kann durch Zulage von 2Ø20 im Stützbereich in die Feuerwiderstandsklasse R 90 eingestuft werden.

3.3.2.3 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 vereinfachtes Rechenverfahren

Aufgabenstellung

vgl. 3.3.2.1 und [5] S. 6-1 ff.

[3-5] S. 6-1

Baustoffe

Beton C 30/37

Betonstabstahl BSt 500 S

Betonstahlmatten BSt 500 M

nom $c = 35$ mm

Querschnitt

s. 3.3.2.2

Längsschnitt

s. 3.3.2.2

Ergebnis der Kaltbemessung

Stelle	vorh. A [cm ²]
Stütze A	31,41
Stütze B	22,87
Feld 1	34,36
Feld 2	15,71

[3-5] S. 6-17 ff.

Brandschutztechnische Bemessung

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 90

dreiseitige Brandbeanspruchung

$\Theta_{cr} = 500^{\circ}\text{C}$

[3-3] 4.2.2 (3)

In diesem Beispiel wird der Nachweis nur für den Balken in Feld 1

geführt. Auf einen Nachweis der Platte und des Feldes 2 sowie des Kragfeldes wird hier der Übersicht halber verzichtet.

Nachweis des Balkens in Feld 1

Der Nachweis wird mit Hilfe des vereinfachten Verfahrens für Balken und Platten nach Eurocode 2 Teil 1-2 Anhang C geführt.

Zur Erfüllung des Gleichgewichts bei Brandbeanspruchung ist eine Momentenumlagerung vom Feld zu den Stützen hin erlaubt, sofern zur Aufnahme der Bemessungsbrandbelastung über den Stützen ein ausreichender Bewehrungsquerschnitt gewählt wird. Diese Bewehrung sollte ausreichend weit ins Feld verlängert werden, um eine sichere Momentenabdeckung zu gewährleisten. [3-3] Anh. C, C.3 (2)

Das Bemessungsmoment des Widerstandes $M_{RdSpan,fi}$ des Querschnitts an der Stelle des größten Feldmoments sollte für den Brandfall entsprechend [3-3] C.2 (4) berechnet werden. Das freie Maximalbiegemoment unter den im Brandfall einwirkenden Lasten sollte zum Moment des Widerstandes $M_{RdSpan,fi}$ so angepaßt sein, daß die Stützmomente $M_{Rd1,fi}$ und $M_{Rd2,fi}$ für Gleichgewicht sorgen. [3-3] Anh. C, C.3 (3)

Das Bemessungsmoment des Widerstandes an den Stützquerschnitten kann wie folgt berechnet werden: [3-3] Anh. C, C.3 (4)

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) \cdot M_{Sd} \cdot (A_{s,vorh} / A_{s,erf}) \cdot (d - a) / d$$

mit: γ_s : Material-Teilsicherheitsbeiwert für Stahl nach Eurocode

2 Teil 1-1

$\gamma_{s,fi}$: Material-Teilsicherheitsbeiwert für Stahl im Brandfall (=1,0)

M_{Sd} : maßgebendes Moment für die Kaltbemessung nach

Eurocode 2 Teil 1-1

$A_{s,vorh}$: vorh. Stahlquerschnitt für Biegezugbeanspruchung

$A_{s,erf}$: erford. Stahlquerschnitt für Biegezugbeanspruchung

nach Eurocode 2 Teil 1-1

a: erforderl. mittlerer Achsabstand entsprechend [3-3] Tab. 4.5

d: statische Höhe des Querschnitts

Stützmomente aus der Kaltbemessung:

$$M_{Sd,A} = -1980,39 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd,B} = -1412,0 \text{ kNm}$$

Die obere Bewehrung des Plattenbalkens im Stützbereich wird aufgrund der Querschnittshöhe von $h = 1,50 \text{ m}$ nicht auf über 350°C erwärmt.

[3-3] Anh. C, C.3 (5)

Stütze A:

für $b = 380 \text{ mm}$ und $d = 142 \text{ cm}$ ist $a = 3,6 \text{ cm}$ und $d - a = 138,4 \text{ cm}$

$$A_{s,vorn.} / A_{s,erf} = 31,41/32,25 = 0,97$$

$$\Rightarrow M_{Rd,fi,A} = 1,15/1,0 \cdot (-1980,39) \cdot 0,97 \cdot 138,4 / 142 = -2153 \text{ kNm}$$

[3-3] Tab. 4.5, R 90, interpoliert

[3-5] S. 6-17

Stütze B:

für $b = 380 \text{ mm}$ und $d = 142 \text{ cm}$ ist $a = 3,6 \text{ cm}$ und $d - a = 138,4 \text{ cm}$

$$A_{s,vorn.} / A_{s,erf} = 22,87/22,33 = 1,02$$

$$\Rightarrow M_{Rd,fi,B} = 1,15/1,0 \cdot (-1412,0) \cdot 1,02 \cdot 138,4 / 142 = -1614 \text{ kNm}$$

[3-3] Tab. 4.5, R 90, interpoliert

[3-5] S. 6-17

Das aufzunehmende Feldmoment berechnet sich hier wie folgt.

Diese Formel gilt streng genommen nur für gleich große Stützmomente in A und B.

$$M_{Sd,fi,F} \approx \left(\frac{q_{fi} \cdot l_{eff}^2}{8} + \frac{F_{fi} \cdot l_{eff}}{4} \right) + 0,5 \cdot (M_{Rd,fi,A} + M_{Rd,fi,B})$$

[3-3] Anh. C, Bild C.1

$$\text{mit } q_{fi} = 1,0 \cdot 90,0 + 0,7 \cdot 40,0 = 118,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{und } F_{fi} = 1,0 \cdot 416,0 + 0,7 \cdot 284,0 = 614,8 \text{ kN}$$

[3-13] Anh. F, Gl. (F.1), $\Psi_1 = 0,7$ angenommen

[3-3] S. 6-5,6-6

$$M_{Sd,fi,F} = (118 \cdot 8,0^2 / 8 + 614,8 \cdot 8,0 / 4) + 0,5 \cdot (-2153 - 1614) \\ = 290,1 \text{ kNm}$$

Das aufnehmbare Feldmoment $M_{RdSpan,fi}$ beträgt:

$$M_{RdSpan,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) \cdot k_s(\Theta) \cdot M_{Sd} \cdot (A_{s,vorn.} / A_{s,erf})$$

[3-3] Anh. C, C.3 (3), C.2 (4)

mit $k_s(\Theta)$: Reduktionsfaktor für die Stahlfestigkeit bei der Temperatur Θ für die erforderl. Feuerwiderstandsdauer. Θ darf für den gewählten Achsabstand [3-3] Anh. B. Bild B.1 entnommen werden

[3-3] Anh. B, Bild B.1

für vorh. $a_m = 72,8 \text{ mm} \Rightarrow \Theta \approx 300^\circ\text{C}$ für $t = 90 \text{ Minuten}$

[3] Bild 3.2 auf der sicheren

$$\Rightarrow k_s(\Theta) = 0,80$$

Seite liegend Kurve 2

$$\Rightarrow M_{RdSpan,fi} = 1,15 / 1,0 \cdot 0,80 \cdot 1969,7 \cdot 34,36 / 33,06 = 1883,4 \text{ kNm}$$

[3-5] 6-18

Nachweis

$$M_{Sd,fi,F} = 290,1 \text{ kNm} < 1883,4 \text{ kNm} = M_{RdSpan,fi}$$

Der Plattenbalken kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse R 90 eingestuft werden.

3.3.2.4 Vergleich der Ergebnisse

Zum Vergleich werden in folgender Tabelle die nach der brandschutztechnischen Bemessung ermittelten Feuerwiderstandsdauern der drei Verfahren und ergänzend die nach [3-24] exakt berechnete Feuerwiderstandsdauer aufgelistet.

Berechnungsvorschrift/-verfahren	Ermittelte Feuerwiderstandsdauer
DIN 4102 Teil 4 <i>Tabellen-Verfahren</i>	90 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 <i>Tabellen-Verfahren</i>	90 Minuten*)
Eurocode 2 Teil 1-2 <i>Vereinfachtes Rechenverfahren</i>	90 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 <i>Allgemeines Rechenverfahren</i>	100 Minuten

*) Zusatzmaßnahmen erforderlich

3.3.3 Spannbetonbalken

3.3.3.1 Nachweis nach DIN 4102 Teil 4

Aufgabenstellung

Es liegt ein statisch bestimmt gelagerter Spannbetonbalken vor, für den eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten nachgewiesen werden soll. Der Nachweis wird in Feldmitte geführt. Es wird eine dreiseitige Brandbeanspruchung vorausgesetzt.

Baustoffe

Beton B 55

Spannstahl St 1470/1670

beschränkte Vorspannung im Spannbett mit sofortigem Verbund

Systemskizze

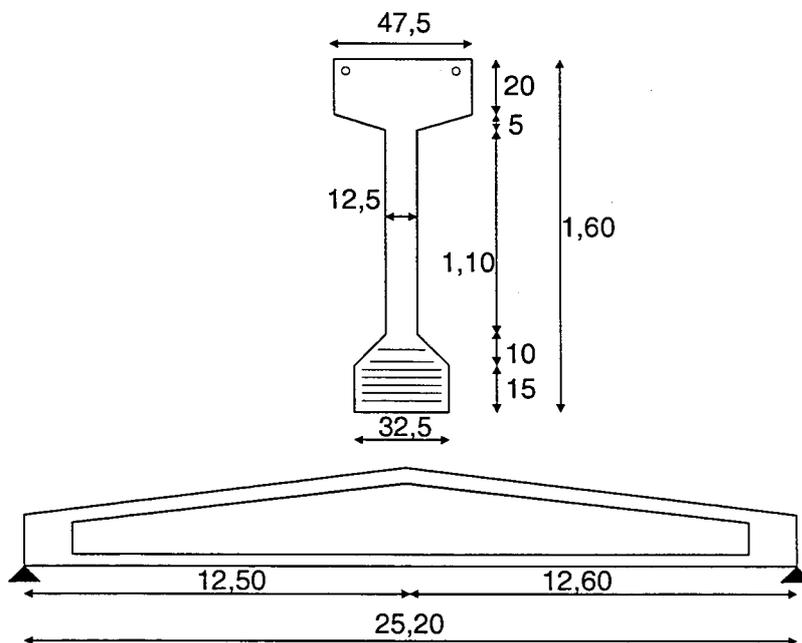


Bild 3-25 Quer- und Längsschnitt des Spannbetonbalken

Ergebnis der Kaltbemessung

52 Spanndrähte mit $A_{\text{Draht}} = 0,385 \text{ cm}^2$

ergeben $A_z = 20,02 \text{ cm}^2$ mit $\sigma_z = 1670 \text{ MN/m}^2$

Brandschutztechnische Nachweise

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 90

[3-1] Tab. 1

dreiseitige Brandbeanspruchung

crit T= 375°C für St 1470/1670 $\Rightarrow \Delta u = 12,5 \text{ mm}$

Querschnittsbreite

vorh. $b = 325 \text{ mm}$

vorh. $t = 125 \text{ mm}$

Bei Balken mit I-Querschnitt ist b die Untergurtbreite und t die Stegdicke.

[3-1] 3.2.2.2

Bei der Bemessung von Balken mit I-Querschnitt muß die Höhe des Untergurtes d_u mindestens der Breite der geforderten Feuerwiderstandsklasse nach [1] Tab. 3 Z. 1 bis 1.2 entsprechen. Bei ange-

[3-1] 3.2.2.3

schrägtem Untergurt darf d_u durch d_u^* ersetzt werden: $d_u^* = d_u + \frac{d_{su}}{2}$

[3-1] Gl. (2)

$d_u^* = 150 + 100/2 = 200 \text{ mm} \geq \text{min. } b$

$b/t = 325/125 = 2,6 < 3,5 \Rightarrow$ Untergurt nicht als Zugglied zu bemessen

[3-1] 3.2.2.3

Statisch bestimmt gelagerte Spannbetonbalken müssen die in [3-1] Tab. 3 angegebenen Mindestbreiten und Mindeststegdicken besitzen.

[3-1] 3.2.2.1

für 90 Minuten Feuerwiderstand:

min. $b = 190 \text{ mm} < d_u^* = 200 \text{ mm}$ und vorh. $b = 325 \text{ mm}$

min. $t = 100 \text{ mm} < \text{vorh. } t = 125 \text{ mm}$ in der Biegezugzone

[3-1] Tab. 3, $T_{cr} = 350^\circ\text{C}$

Achsabstände und Stabzahl

Die Mindestachsabstände und Anzahl der Stäbe nach [3-1] Tab. 6 müssen eingehalten werden.

[3-1] 3.2.4.1

Bei mehrlagig bewehrten Balken ist der mittlere Achsabstand

$u_m = \frac{\sum (A_i \cdot u_i)}{\sum A_i}$ zu verwenden.

[3-1] 3.2.4.3

$$u_m = (9 \cdot 5,0 + 4 \cdot 5,45 + 7 \cdot 7,7 + 2 \cdot 8,15 + 9 \cdot 5,0 + 7 \cdot 6,91 + 5 \cdot 8,82 + 3 \cdot 10,73 + 12,64) \cdot 0,385 / (52 \cdot 0,385) = 7,14 \text{ cm}$$

Bei Balken mit I-Querschnitt:

$$b/t = 2,6 > 1,4$$

$$\Rightarrow u' = u \cdot \alpha \text{ und } u_s' = u_s \cdot \alpha$$

$$\text{mit } \alpha = 1,85 - \sqrt{\frac{t}{b}} \cdot \frac{d_u}{\min.b} = 1,85 - \sqrt{\frac{125}{325}} \cdot \frac{200}{190} = 1,20$$

für min. $b = 190 \text{ mm}$

erf. $u = 45 \text{ mm}$

$$n = 3$$

$$\Rightarrow \text{erf. } u' = 1,2(u + \Delta u) = 1,2(45 + 12,5) = 69 \text{ mm}$$

$$u_m = 71,4 \text{ mm} > \text{erf. } u' = 69 \text{ mm}$$

$$u = \min. u = \min. u_s = 50 \text{ mm} \geq u_{F30} = 1,2(15 + 12,5) = 33 \text{ mm}$$

$$u = \min. u = \min. u_s = 50 \text{ mm} \geq 0,5 \cdot \text{erf. } u = 0,5 \cdot 69 = 34,5 \text{ mm}$$

Mindeststabzahl n keine Anforderungen

[3-1] 3.2.4.4

[3-1] Tab. 6 Z.2, Z. 1.2

[3-1] Tab.6 Z. 2., 1.2

Der Spannbetonbalken kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse F 90 eingestuft werden.

3.3.3.2 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellenverfahren

Aufgabenstellung

s. 3.3.3.1

Baustoffe

Beton C 50/60

Spannstahl St 1470/1670

beschränkt Vorspannung im Spannbett mit sofortigem Verbund

Querschnitt

S. 3.3.3.1

Ergebnis der Kaltbemessung

52 Spanndrähte mit $A_{\text{Draht}} = 0,385 \text{ cm}^2$

ergeben $A_p = 20,02 \text{ cm}^2$ mit $f_{pk} = 1670 \text{ MN/m}^2$

Brandschutztechnische Nachweise

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 90

dreiseitige Brandbeanspruchung

$\Theta_{cr} = 350^\circ\text{C}$ für St 1470/1670

vorh. $b = 325 \text{ mm}$

vorh. $t = 125 \text{ mm}$

[3-3] 4.2.2 (3)

Bei Spanngliedern wird als kritische Temperatur für Stäbe 400°C und für Drähte und Litzen 350°C angenommen. Wird kein besonderer Nachweis gemäß [3-3] 4.2.2 (5) geführt, muß der erforderliche Achsabstand a in vorgespannten Zuggliedern, Balken und Platten vergrößert werden um

[3-3] 4.2.2 (4)

- 10 mm für Spannstähle, entsprechend $\Theta_{cr} = 400^\circ\text{C}$

- 15 mm für Spanndrähte und Litzen, entsprechend $\Theta_{cr} = 350^\circ\text{C}$

Annahme : $\Theta_{cr} = 350^\circ\text{C}$ für Spanndrähte

[3-3] 4.2.2 (7)

$\Theta_{cr} < 400^\circ\text{C}$:

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8 \cdot (400 - \Theta_{cr})$$

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8 \cdot (400 - 350) = b_{min} + 40 \text{ mm}$$

Querschnittsbreite und Achsabstände

$$a_m = \frac{\sum (A_i \cdot a_i)}{\sum A_i} = 71,4 \text{ mm (s. 3.3.3.1)}$$

[3-3] 4.2.2 (13), Gl. (4.5)

Der Achsabstand jedes einzelnen Stabes darf nicht kleiner sein als derjenige für R 30 und nicht kleiner als der halbe Mindestachsabstand a nach [3-3] Tab. 4.5 und 4.6.

[3-3] 4.2.2 (15), [3-21]

Der Nachweis mit Hilfe [3-3] Tab. 4.5 und 4.6 gilt nur für dreiseitig brandbeanspruchte Balken.

[3-3] 4.2.6.1 (2)

Die wirksame Höhe d_{eff} des unteren Flansches von Balken mit I-Querschnitt und veränderlicher Stegbreite darf nicht kleiner angenommen werden als b_{min} nach den Tabellen 4.5 und 4.6:

[3-3] 4.2.6.1 (5)

$$d_{eff} = d_1 + 0,5 \cdot d_2 \geq b_{min}$$

[3-3] Gl. (4.6)

$$d_{eff} = 150 + 0,5 \cdot 100 = 200 \text{ mm} \geq b_{min}$$

[3-3] 4.2.2 (7)

$$\Rightarrow \text{gew. } b_{min} = 150 \text{ mm} \Rightarrow b_{mod} = 190 \text{ mm} \leq d_{eff} = 200 \text{ mm}$$

Sofern die vorhandene Breite b des unteren Flansches größer ist als der Grenzwert $1,4 \cdot b_w$, ist der Achsabstand der Bewehrung bzw. des Spannstahls zu vergrößern auf:

[3-3] 4.2.6.1 (6)

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

[3-3] Gl. (4.9)

$$a_{eff} = a \cdot \left(1,85 - \frac{200}{190} \cdot \sqrt{\frac{125}{325}} \right) = 1,2 \cdot a$$

$$\text{mit vorh. } b = 325 \text{ mm} > 1,4 \cdot b_w = 1,4 \cdot 125 \text{ mm} = 175 \text{ mm}$$

[3-3] 4.2.6.1 (7)

$$b = 325 \text{ mm} < 3,5 \cdot b_w = 3,5 \cdot 125 = 437,5 \text{ mm}$$

\Rightarrow Flansche gelten als dreiseitig brandbeansprucht

[3-3] Tab. 4.5 enthält Mindestachsabstände sowie Mindestbreiten statisch bestimmt gelagerter Balken.

[3-3] 4.2.6.2

für R 90 und $b_{\text{mod}} = 190$ mm interpoliert:

$$a_{R90} = (46+15) \cdot 1,2 = 73,2 \text{ mm}$$

[3-3] Tab. 4.5, 4.2.2 (7), (9)

[3-3] 4.2.6.1 (6), 4.2.2 (4)

Nachweis

$$a_m = 71,4 \text{ mm} < 73,2 \text{ mm} = a_{R90}$$

[3-3] Tab. 4.5

⇒ Feuerwiderstand von 90 Minuten nicht nachgewiesen

Genauere Ermittlung der kritischen Temperatur des Spannstahls nach [3-3] 4.2.2 (5)

Bei Zuggliedern und statisch bestimmt gelagerten Biegebauteilen, ausgenommen bei solchen mit Spanngliedern ohne Verbund, darf der erforderliche Achsabstand in [3-3] Tab. 4.4, 4.5 und 4.8, Sp. 3, für andere kritische Temperaturen des Bewehrungsstahls als 500°C wie folgt verändert werden.

[3-3] 4.2.2 (5)

$$\text{a) } \sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \cdot \frac{f_{pk}(20^\circ\text{C})}{\gamma_s} \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}}$$

$$\text{mit } \frac{E_{d,fi}}{E_d} = 0,7$$

[3-3] 2.4.3 (5), [21]

$$f_{pk}(20^\circ\text{C}) = 1670 \text{ N/mm}^2 \text{ für St 1470/1670}$$

[3-2] 3.3

$$\gamma_s = 1,15$$

[3-2] 2.3.3.2

$$\frac{A_{s,erf}}{A_{s,vrh}} = 1,0 \text{ (sichere Seite)}$$

$$\Rightarrow \sigma_{s,fi} = 0,7 \cdot 1670 \text{ N/mm}^2 / 1,15 \cdot 1,0 = 1016 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{b) } k_p(\Theta) = \sigma_{s,fi} / f_{pk}(20^\circ\text{C}) = 1016 / 1670 = 0,61$$

[3-3] 4.2.2 (5), [3-21]

$$\Rightarrow \text{für Spanndraht: } \Theta_{cr} = 345^\circ\text{C}$$

[3-3] Bild 3.3, 3.3 (4)

$$\text{c) } \Delta a = 0,1 \cdot (500 - \Theta_{cr}) = 0,1 \cdot (500 - 345) = 15,5 \text{ mm} > 15 \text{ mm}$$

⇒ genauere Ermittlung von $\frac{E_{d,fi}}{E_d}$:

$$\frac{E_{d,fi}}{E_d} = \eta_{fi} = (1,0 + \psi_{1,1} \cdot \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q \cdot \xi)$$

mit $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,5$ und

$\xi = Q_{k1} / G_k = 30/70 = 0,43$ (Annahme des Verhältnisses veränderliche Einwirkung zu ständiger Einwirkung bei Betonbauwerken)

$$\Rightarrow \eta_{fi} = (1,0 + 0,7 \cdot 0,43) / (1,35 + 1,5 \cdot 0,43) = 0,65$$

$$\Rightarrow k_p(\Theta) = \sigma_{s,fi} / f_{pk}(20^\circ\text{C}) =$$

$$\Rightarrow k_p(\Theta) = 0,65 \cdot 1670 / (1670 \cdot 1,15) \cdot 1,0 = 0,565$$

mit $k_p(\Theta) = (650 - \Theta) / 500 = 0,565$ für $250^\circ\text{C} < \Theta < 650^\circ\text{C}$

$$\Rightarrow \Theta_{cr} = 367,5^\circ\text{C}$$

$$\Rightarrow \Delta a = 13,25 \text{ mm}$$

Nachweis

für R 90 und $b_{mod} = 190 \text{ mm}$ interpoliert:

$$a_{R90} = (46 + 13,25) \cdot 1,2 = 71,1 \text{ mm}$$

$$a_m = 71,4 \text{ mm} > 71,1 \text{ mm} = a_{R90}$$

$$\text{min. } a = 53 \text{ mm} > a_{R30} = (10 + 13,25) \cdot 1,2 = 27,9 \text{ mm}$$

$$\text{min. } a = 53 \text{ mm} > 0,5 \cdot a_{R90} = 0,5 \cdot 71,1 = 35,6 \text{ mm}$$

Der Balken kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse R 90 eingestuft werden.

[3-3] 2.4.3 (4)

[3-3] Gl. 2.6

[3-3] 4.2.2 (5) b)

[3-3] 3.3 (5)

[3-3] 4.2.2 (5) c)

[3-3] Tab. 4.5, 4.2.2 (7)

[3-3] 4.2.6.1 (6), 4.2.2 (4)

[3-3] Tab. 4.5

[3-3] 4.2.2 (15), [3-21]

3.3.3.3 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 vereinfachtes Rechenverfahren

Aufgabenstellung

s. 3.3.3.1

Baustoffe

Beton C 50/60

Spannstahl St 1470/1670

beschränkt Vorspannung im Spannbett mit sofortigem Verbund

Querschnitt

S. 3.3.3.1

Ergebnis der Kaltbemessung

52 Spanndrähte mit $A_{\text{Draht}} = 0,385 \text{ cm}^2$

ergeben $A_p = 20,02 \text{ cm}^2$ mit $f_{pk} = 1670 \text{ MN/m}^2$

$M_{\text{Sd,kalt}} = 3,17 \text{ MNm}$

Brandschutztechnische Nachweise

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 90

dreiseitige Brandbeanspruchung

$\Theta_{cr} = 350^\circ\text{C}$ für St 1470/1670

vorh. $b = 325 \text{ mm}$

vorh. $t = 125 \text{ mm}$

[3-3] 4.2.2 (4)

Reduzierung des Betonquerschnitts:

Die Dicke a_z der geschädigten Zone und die reduzierten Betoneigenschaften sollten getrennt für jeden rechteckigen Teil des Querschnitts ermittelt werden.

[3-3] 4.3.3 (5)

Für I-Querschnitte gilt: w steht für die Hälfte des kleineren Querschnittsmaßes des Flansches (h_f oder b). Ist der Flansch mit einem von der Horizontalen aus gemessenen Winkel $\alpha \geq 45^\circ$ angevoutet, so kann zur Bestimmung von w für den Flansch ein Ersatzquerschnitt der Breite b und der Höhe h' , die gleich der Abwicklung aus Flanschhöhe und halber Voutenseite ($h' = h_f + v/2$) ist, gebildet werden. [3-21]

Oberflansch: $b = 475 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm} \Rightarrow w = 100,0 \text{ mm}$

$$\Rightarrow k_c(\Theta_m) = 0,91 \text{ für } t = 90 \text{ Minuten}$$

[3-3] Bild 4.9

Steg: $t = 125 \text{ mm} \Rightarrow w = 62,5 \text{ mm}$

[3-3] Anh B Bild B.3 a)

$$\Rightarrow k_c(\Theta_m) = 0,55 \text{ für } t = 90 \text{ Minuten}$$

Unterflansch: $b = 325 \text{ mm}$, mit $\alpha = 45^\circ$ und $h' = h_f + v$

$$\Rightarrow h' = 150 + \sqrt{((100^2 + 100^2) / 2)} = 220,7 \text{ mm}$$

[3-21]

$$\Rightarrow w = 110,4 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow k_c(\Theta_m) = 0,94 \text{ für } t = 90 \text{ Minuten}$$

Es wird angenommen, daß die geschädigte Randzone an allen Seiten der Flansche gleich groß ist (auch in den Voutbereichen).

$$\Rightarrow \text{Oberflansch: für } w = 100,0 \text{ mm} \Rightarrow a_z = 25 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Steg: für } w = 62,5 \text{ mm} \Rightarrow a_z = 15 \text{ mm}$$

[3-3] Anh B, Bild B.3 b)

$$\Rightarrow \text{Unterflansch: für } w = 110,4 \text{ mm} \Rightarrow a_z = 27 \text{ mm}$$

Ermittlung der reduzierten Spannkraft

$$f_{pk}(20^\circ\text{C}) = 1670 \text{ MN/m}^2; A_p = 20,02 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow F_z(20^\circ\text{C}) = 167 \cdot 20,02 = 3343,3 \text{ kN}$$

Unter Berücksichtigung der Abminderung der Spannstahlfestigkeit aller einzelnen Drähte in Abhängigkeit von ihrer Temperatur nach 90 Minuten ergibt sich eine Spannkraft im Querschnitt von:

$$F_{p,fi} = k_p(\Theta) \cdot f_{pk}(20^\circ\text{C}) \cdot A_p = 2334,2 \text{ kN}$$

Abstand des rechnerischen Spannstahlschwerpunktes unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Tragfähigkeit der einzelnen Drähte:

$z = 12,34$ cm vom unteren Rand

\Rightarrow statische Höhe: $d' = h - z = 160 - 12,34 = 147,7$ cm

Bemessung des Restquerschnitts

Annahme: Spannungsnulllinie liegt im Oberflansch $\Rightarrow y < 20$ cm!

mit red. $b = b - 2 \cdot a_z = 475 - 2 \cdot 25 = 425$ mm

und $F_{z,fi} = F_{c,fi} = k_c(\Theta_m) \cdot f_{c,fi} \cdot \text{red. } b \cdot y$

$\Rightarrow y = F_{c,fi} / (k_c(\Theta_m) \cdot f_{c,fi} \cdot \text{red. } b)$

$\Rightarrow y = 2,334 / (0,91 \cdot 50 \cdot 0,425) = 0,12$ m < 20 cm

\Rightarrow Annahme bestätigt

$M_{Rd,fi} = F_{c,fi} \cdot (d' - y/2) = 2,334 \text{ MN} \cdot (1,477 - 0,12/2) \text{ m}$

Nachweis

$M_{Rd,fi} = 3,307 \text{ MNm} > 2,2 \text{ MNm} = 0,7 \cdot 3,17 = 0,7 M_{Sd,kalt}$

[3-3] 2.4.2 (1), 2.4.3 (4),(5),
[3-21]

Überprüfung der Spannstahldehnungen:

bei $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$ folgt mit $x = y/0,8 = 0,12/0,8 = 0,15$ m:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d' - x}{x} = 0,35\% \cdot \frac{1,477 - 0,15}{0,15} = 3,10\%$$

$\varepsilon_{su}(\Theta) > \varepsilon_{su}(20^\circ\text{C}) = 6,0\% > \varepsilon_s = 3,10\%$

\Rightarrow Die Spannstahldehnung liegt im zulässigen Bereich

[3-2] Bild 4.4

[3-8] S. 48, [3-9] S. 89

Der Balken kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse R 90 eingestuft werden.

3.3.3.4 Vergleich der Ergebnisse

Zum Vergleich werden in folgender Tabelle die nach der brandschutztechnischen Bemessung ermittelten Feuerwiderstandsdauern der drei Verfahren und ergänzend die nach [3-23] exakt berechnete Feuerwiderstandsdauer aufgelistet.

Berechnungsvorschrift/-verfahren	Ermittelte Feuerwiderstandsdauer
DIN 4102 Teil 4 <i>Tabellen-Verfahren</i>	90 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 <i>Tabellen-Verfahren</i>	90 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 <i>Vereinfachtes Rechenverfahren</i>	90 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 <i>Allgemeines Rechenverfahren</i>	96 Minuten

3.3.4 Zweiachsig gespannte Vollplatte

3.3.4.1 Nachweis nach DIN 4102 Teil 4

Aufgabenstellung

Zu bemessen ist eine über zwei Felder durchlaufende, linienförmig gelagerte Stahlbetonplatte einer Dachterrasse über einem Wohnraum. Die Platte ist zweiachsig gespannt und trägt an ihrer Oberseite, zu der die Außenluft ständig Zugang hat, eine wasserdichte Dachhaut. Die Platte soll für die Feuerwiderstandsklasse F 120 nachgewiesen werden.

[3-4] S. 15 ff.

Baustoffe

Beton B 25

Betonstahl BSt 500 M

System

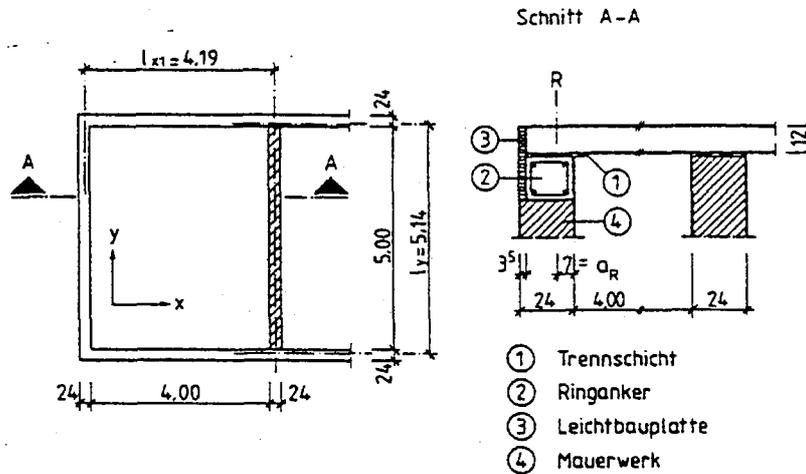


Bild 3-26 Quer- und Längsschnitt der Vollplatte

Ergebnis der Kaltbemessung

Stütze: vorh. $a_s = 6,36 \text{ cm}^2/\text{m}$

Feld, x-Richtung: vorh. $a_s = 3,17 \text{ cm}^2/\text{m}$

Feld, y-Richtung: vorh. $a_s = 1,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

Feld: $h_x = 97 \text{ mm}$

[3-4] S. 17/18

[3-4] S. 16

Feld: $h_y = 90 \text{ mm}$

Brandschutztechnische Bemessung

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 120

einseitige Brandbeanspruchung

crit. $T = 500^\circ\text{C}$

[3-1] Tab. 1, 3.1.4.3

Die Angaben von [3-1] 3.4 gelten für von unten oder von oben beanspruchte Stahlbeton- und Spannbetondecken aus Normalbeton.

[3-1] 3.4.1.1

Unbekleidete Stahlbeton- und Spannbetonplatten aus Normalbeton ohne Hohlräume müssen unabhängig von der Anordnung eines Estrichs die in [3-1] Tab. 9, Z 1 bis 1.2, angegebenen Mindestdicken besitzen.

[3-1] 3.4.2.1

Durchlaufende oder eingespannte sowie punktförmig gestützte Stahlbeton- und Spannbetonplatten aus Normalbeton müssen unter Beachtung der Angaben von [3-1] 3.4.5 die in [3-1] Tab. 12 angegebenen Mindestachswabstände besitzen.

[3-1] 3.4.5.1

Maßgebend ist die Lage der unten liegenden Feldbewehrung, da die Beflammung der vierseitig gelagerten oberen Wohnhausdecke von unten erfolgt.

Querschnittsbreite und Achsabstände

erf. $d = 120 \text{ mm} \leq$ vorh. $d = 120 \text{ mm}$

erf. $u = 20 \text{ mm} \leq$ vorh. $u_x = d - h_x = 120 - 97 = 23 \text{ mm}$

\leq vorh. $u_y = d - h_y = 120 - 90 = 30 \text{ mm}$

[3-1] Tab. 9, Z 1.2

[3-1] Tab. 12, Z 3.2.2

[3-4] S. 16

Die Platte kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse F 120 eingestuft werden.

3.3.4.2 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellenverfahren

Aufgabenstellung

vgl. 3.3.4.1 und [3-5] S. 2-1 ff.

Baustoffe

Beton C 25/30

Betonstahl BSt 500 M

Systemskizze

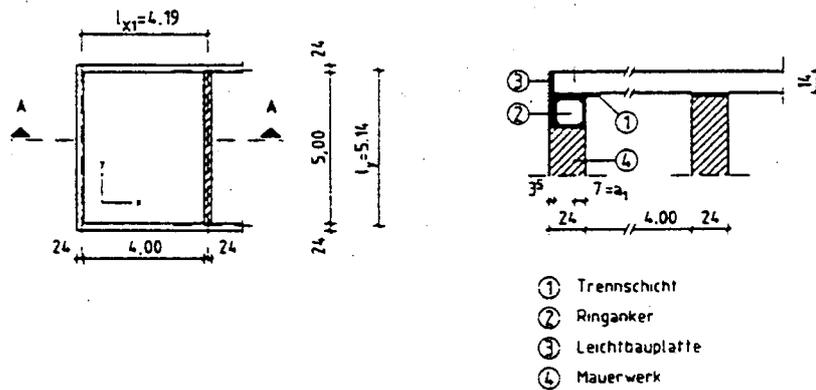


Bild 3-27 Quer- und Längsschnitt der Vollplatte

Ergebnis der Kaltbemessung im Feldbereich

gew. Betonstahl-Lagermatte Q 257

vorh. $a_{sx} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

vorh. $a_{sy} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

[3-5] S. 2-8

Brandschutztechnische Bemessung

gefordert Feuerwiderstandsklasse REI 120

einseitige Brandbeanspruchung

$\Theta_{cr} = 500^\circ\text{C}$

[3-3] 4.2.2 (3)

Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand von Stahlbeton- und

Spannbetonplatten kann mit den Zahlenwerten in [3-3] Tab. 4.8 und folgenden Regeln nachgewiesen werden.

[3-3] 4.2.7.1 (1)

Die in [3-3] Tab. 4.8 angegebene Mindestplattendicke h_s gewährleistet den Raumabschluß (Kriterien E und I). Sofern nur die Tragfähigkeit (Kriterium R) verlangt wird, darf die für die Bemessung nach Eurocode 2 Teil 1-1 erforderliche Plattendicke angesetzt werden.

[3-3] 4.2.7.1 (2)

Die Zahlenwerte in [3-3] Tab. 4.8 Sp. 2 und 4 gelten auch für einachsig und zweiachsig gespannte statisch unbestimmt gelagerte Platten (Durchlaufplatten).

[3-3] 4.2.7.3 (1)

Die Regeln in [3-3] 4.2.6.3 (2) und (3) für Durchlaufbalken gelten auch für Durchlaufplatten. Sofern diese Regeln nicht befolgt werden, sollte jedes Felöd einer Durchlaufplatte wie eine statisch bestimmt gelagerte Platte mit Hilfe von [3-3] Tab. 4.8 nachgewiesen werden.

[3-3] 4.2.7.3 (2)

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

[3-3] 4.2.7.3 (3)

- a) Der verwendete Stahl ist normal duktil
- b) Bei Zweifeld-Durchlaufplatten ist an den Endauflagern entsprechend den Bemessungsvorgaben nach Eurocode 2 Teil 1-1 und/oder aufgrund entsprechender Bewehrung 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.

Eine Verlängerung der Bewehrung über der Stütze zur Verringerung des erforderlichen Achsabstandes entfällt in diesem Beispiel. Maßgebend ist die Lage der unten liegenden Feldbewehrung, da die Beflammung der vierseitig gelagerten oberen Wohnhausdecke von unten erfolgt.

Querschnittsbreite

vorh. $h = 140$ mm

min. $h_s = 120$ mm < vorh. $h = 140$ mm

[3-5] S. 2-4

[3-3] Tab. 4.8 Z. 4, Sp. 2

Achsabstände

$$\text{vorh. } a_x = h - d_x = 140 - 110 = 30 \text{ mm}$$

$$\text{vorh. } a_y = h - d_y = 140 - 103 = 37 \text{ mm}$$

$$I_y / I_x = 5,14 / 4,19 = 1,23 < 1,5$$

$$\text{min. } a = 20 \text{ mm} < \text{vorh. } a_x = 30 \text{ mm}$$

[3-3] S. 2-8

[3-5] Bild 2.1

[3-3] Tab. 4.8 Z. 4, Sp 4

Die Platte kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse REI 120 eingestuft werden.

3.3.4.3 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 vereinfachtes Rechenverfahren

Aufgabenstellung

vgl. 3.3.4.1 und [3-5] S. 2-1 ff.

Baustoffe

Beton C 25/30

Betonstahl BSt 500 M

Ergebnis der Kaltbemessung im Feldbereich

gew. Betonstahl-Lagermatte Q 257

vorh. $a_{sx} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

vorh. $a_{sy} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

[3-5] S. 2-8

Brandschutztechnische Bemessung

geforderte Feuerwiderstandsklasse REI 120

einseitige Brandbeanspruchung

$\Theta_{cr} = 500^\circ\text{C}$

[3-3] 4.2.2 (3)

Reduzierung des Betonquerschnitts:

$w_2 = h = 140 \text{ mm}$

$\Rightarrow k_c(\Theta_m) = 0,97$ für $t = 120$ Minuten

$\Rightarrow a_z = 34 \text{ mm}$ für $t = 120$ Minuten

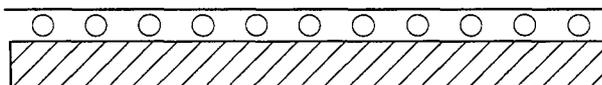
[3-5] S. 2-4

[3-3] 4.3.3 (3) und Bild 4.9 c)

[3-3] Anh. B, Bild B.3 a)

[3-3] Anh. B, Bild B.3 b)

Querschnitt



$a_z = 34$

Bild 3-28 Anordnung der Bewehrung

$$\Rightarrow h' = h - a_z = 140 - 34 = 106 \text{ mm}$$

Reduzierte Stahlfestigkeit:

$$\text{vorh. Achsabstand } a_x = h - d_x = 140 - 110 = 30 \text{ mm}$$

$$\text{vorh. Achsabstand } a_y = h - d_y = 140 - 103 = 37 \text{ mm}$$

[3-5] S. 2-8

Die Temperaturprofile in [3-3] Anh B, Bild B.2 gelten nur für Platten einer Dicke von 200 mm und 600 mm. Bei der relativ langen Branddauer von 120 Minuten ist die Abweichung der Temperaturprofile für die Platte der Dicke $h = 140$ mm gering. Vergleiche auch Temperaturprofile in [3-10].

$$\Rightarrow \Theta_{\text{Bew},x} = 590^\circ\text{C} \text{ für } t = 120 \text{ Minuten}$$

[3-3] Anh B, Bild B.2

$$\Rightarrow \Theta_{\text{Bew},y} = 510^\circ\text{C} \text{ für } t = 120 \text{ Minuten}$$

[3-10] S. 141

Annahme:

für $\varepsilon_s > 2\%$ gilt:

$$\Rightarrow k_{s,x}(590^\circ\text{C}) = (6650 - 9 \cdot 590) / 3500 = 0,38$$

[3-3] 3.3 (4)

$$\Rightarrow k_{s,y}(510^\circ\text{C}) = (6650 - 9 \cdot 510) / 3500 = 0,59$$

Ermittlung der Tragfähigkeit im Brandfall

$$\begin{aligned} \Rightarrow m_{\text{rd},x}(\Theta) &= k_{s,x}(\Theta) \cdot f_{yk} \cdot a_{s,x} \cdot d_x \\ &= 0,38 \cdot 50 \cdot 2,57 \cdot 0,11 = 5,37 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

[3-19] S. 84

$$\begin{aligned} \Rightarrow m_{\text{rd},y}(\Theta) &= k_{s,y}(\Theta) \cdot f_{yk} \cdot a_{s,y} \cdot d_y \\ \Rightarrow &= 0,59 \cdot 50 \cdot 2,57 \cdot 0,103 = 7,81 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nach [3-19] können die Feldbereiche brandbeanspruchter Mehrfelddeckensysteme als auf Kragplatten allseitig aufliegende Platten betrachtet werden. Bei annähernd quadratischen Abmessungen folgt für das Tragmodell der innenliegenden Platte aus der Arbeitsgleichung:

[3-19] S. 81 ff.

[3-19] S. 90, Bild 46

[3-19] Anh 7.2.1

$$\text{chung: } q_{u,T}(\Theta) = \frac{24 \cdot (0,5 \cdot m_{\text{rd},x}(\Theta) + 0,5 \cdot m_{\text{rd},y}(\Theta))}{(0,7a^2)}$$

mit $q_{u,T}(\Theta)$: Traglast im Brandfall zum Zeitpunkt t

$$\text{und } a = \max. l_{\text{eff}} = l_{\text{eff},y} = 5,14 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q_{u,T}(\Theta) = 24 \cdot (5,37/2 + 7,81/2) / (0,7 \cdot 5,14)^2 = 12,2 \text{ kN/m}^2$$

[3-5] S. 2-3

Bestimmung der Einwirkung im Brandfall:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d; \text{ mit } \eta_{fi} = 0,7 \text{ angenommen}$$

$$q_d = 12,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_{d,fi} = 0,7 \cdot 12 = 8,4 \text{ kN/m}^2$$

[3-3] 2.4.3 (4),(5), [3-21]

[3-5] S. 2-5

Nachweis

$$q_{d,fi} = 8,4 \text{ kN/m}^2 < 12,2 \text{ kN/m}^2 = q_{u,T}(\Theta)$$

Die Platte kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse REI 120 eingestuft werden.

3.3.4.4 Vergleich der Ergebnisse

Zum Vergleich werden in folgender Tabelle die nach der brandschutztechnischen Bemessung ermittelten Feuerwiderstandsdauern der drei Verfahren aufgelistet.

Berechnungsvorschrift/-verfahren	Ermittelte Feuerwiderstandsdauer
DIN 4102 Teil 4 Tabellen-Verfahren	120 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellen-Verfahren	120 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 Vereinfachtes Rechenverfahren	120 Minuten

3.3.5 Punktförmig gestützte Platte

3.3.5.1 Nachweis nach DIN 4102 Teil 4

Aufgabenstellung

Zu bemessen ist das Innenfeld einer über mehrere Felder durchlaufenden Flachdecke mit rechteckigem, regelmäßigem Stützenraster im Innern eines Bürohauses. Die Stützen sind ohne Stützenkopfverstärkung mit der Platte biegefest verbunden. Die Decke befindet sich in einem geschlossenen Raum. Die Belastung ist vorwiegend ruhend. Es wird eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten verlangt.

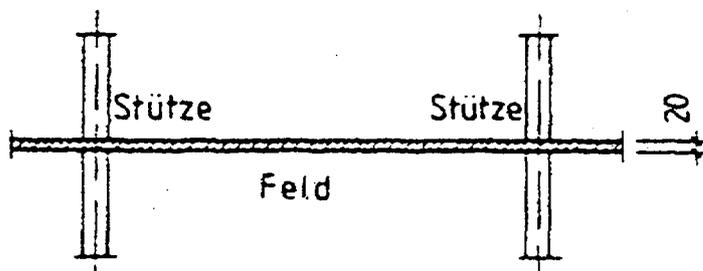
[3-4] S. 163 ff.

Baustoffe

Beton B 25

Betonstahl BSt 500

Querschnitt



Grundriß

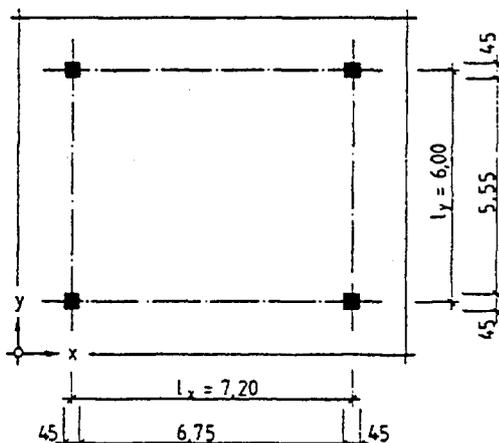


Bild 3-29 Querschnitt und System der punktförmig gestützten Platte

Ergebnis der Kaltbemessung

Tabelle 3-2 Kaltbemessung

Richtung	Streifen	Ort	m (kNm/m)	h (cm)	k_n -	k_s -	erf a_s (cm ² /m)	gewählt: BSt 500 M	vorh a_s (cm ² /m)
x	innerer Gurtstreifen	Stütze	- 96,8	17,9	1,82	4,35	23,52	100 · 12,0 d + 2 Ø 10	23,93 ¹⁾
		Feld	+ 34,5	17,9	3,05	3,80	7,32	150 · 8,5 d	7,57
x	äußerer Gurtstreifen	Stütze	- 64,5	17,9	2,23	4,00	14,41	150 · 12,0 d	15,08
		Feld	+ 34,5	17,9	3,05	3,80	7,32	150 · 8,5 d	7,57
x	Feldstreifen	Stütze	- 23,1	17,9	3,72	3,75	4,84	150 · 7,0 d	5,13
		Feld	+ 23,2	17,9	3,72	3,75	4,86	150 · 7,0 d	5,13
y	innerer Gurtstreifen	Stütze	- 67,2	16,5	2,01	4,20	17,11	100 · 10,5 d	17,32
		Feld	+ 24,0	16,5	3,37	3,80	5,53	150 · 7,5 d	5,89
y	äußerer Gurtstreifen	Stütze	- 44,8	16,5	2,47	3,95	10,72	150 · 10,5 d	11,55
		Feld	+ 24,0	16,5	3,37	3,80	5,53	150 · 7,5 d	5,89
y	Feldstreifen	Stütze	- 16,0	16,5	4,12	3,75	3,64	150 · 8,5	3,78
		Feld	+ 16,1	16,5	4,12	3,75	3,66	150 · 8,5	3,78

$$1) 22,62 \text{ cm}^2/\text{m} + \text{Zulage } 2 \text{ } \varnothing 10 = 22,62 + \frac{1,57}{1,20} = 23,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Brandschutztechnische Bemessung

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 60

einseitige Brandbeanspruchung

$$\Theta_{cr} = 500^\circ\text{C}$$

[3-1] Tab. 1, 3.1.4.3

Die Angaben von [3-1] 3.4 gelten auch für punktförmig gestützte Platten.

[3-1] 3.4.1.1

Bei punktförmig gestützten Platten müssen die Mindestwerte nach [3-1] Tab. 9, Z 2 eingehalten werden.

[3-1] 3.4.2.1

Durchlaufende oder eingespannte sowie punktförmig gestützte Stahlbeton- und Spannbetonplatten aus Normalbeton müssen unter Beachtung der Angaben von [3-1] 3.4.5 die in [3-1] Tab. 12 angegebenen Mindestachsabstände besitzen.

[3-1] 3.4.5.1

Bei punktförmig gestützten Platten ist über die Breite der Stützstreifen beider Richtungen eine durchgehende, oben liegende Mindestbewehrung von 20% der über den Stützpunkten erforderlichen Bewehrung anzuordnen.

[3-1] 3.4.5.4

Nachweis der erforderlichen oben liegenden Mindestbewehrung

[3-1] 3.4.5.4

x-Richtung: inn. Gurtstr.: erf. $a_s = 23,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ äuß. Gurtstr.: erf. $a_s = 14,41 \text{ cm}^2/\text{m}$ ⇒ erf. $a_{s,m} = 0,5 \cdot (23,52 + 14,41) = 18,97 \text{ cm}^2/\text{m}$ ⇒ **zusätzliche Mindestbewehrung im Stützstreifen in x-Richtung**von $a_s = 0,2 \cdot 18,97 = 3,80 \text{ cm}^2/\text{m}$ y-Richtung: inn. Gurtstr.: erf. $a_s = 17,11 \text{ cm}^2/\text{m}$ äuß. Gurtstr.: erf. $a_s = 10,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ ⇒ erf. $a_{s,m} = 0,5 \cdot (17,11 + 10,72) = 13,92 \text{ cm}^2/\text{m}$ ⇒ **zusätzliche Mindestbewehrung im Stützstreifen in y-Richtung**von $a_s = 0,2 \cdot 13,92 = 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}$ **Querschnittsbreite**mit vorh. $d = 200 \text{ mm}$ erf. $d = 200 \text{ mm} \leq$ vorh. $d = 200 \text{ mm}$

[3-4] S. 163

[3-1] Tab. 9, Z 2.2

Achsabständevorh. $u = \text{nom } c + \min d_{sx} / 2 = 15 + 7/2 = 18,5 \text{ mm}$ erf. $u = 15 \text{ mm} \leq$ vorh. $u = 18,5 \text{ mm}$

[3-4] S. 166

[3-1] Tab. 12, Z 3.3

Die Platte kann bei Einlegen der Zusatzbewehrung in die Feuerwiderstandsklasse F 60 eingestuft werden

3.3.5.2 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellenverfahren

Aufgabenstellung

vgl. 3.3.5.1 und [3-5] S. 4-1 ff.

Baustoffe

Beton C 25/30

Betonstahl BSt 500

Systemskizze

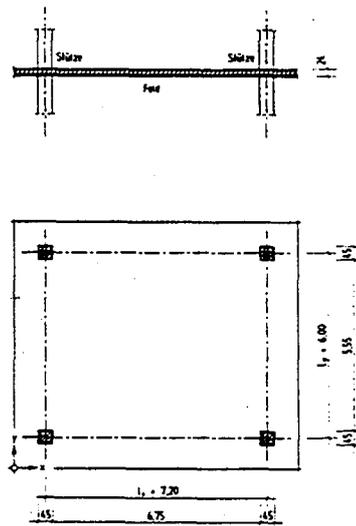


Bild 3-30 Querschnitt und System der punktförmig gestützten Platte

Ergebnis der Kaltbemessung

[3-5] S. 4-10

Tabelle 3-3 Kaltbemessung

Zeile	Richtung	Streifen	Ort	$ m_{sd} $ (kNm/m)	d (cm)	μ_{sds} (1)	ω (1)	ξ (1)	erf a_s (cm ² /m)	gewählt BSt 500 M	vorh a_s (cm ² /m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	x	innerer Gurtstreifen	Stütze	149,02	21,4	0,195	0,226	0,328	18,52	100 · 11,5 d	20,77
			Feld	52,89		0,069	0,073	0,115	5,98	100 · 6,5 d	6,64
äußerer Gurtstreifen		Stütze	99,34	0,130		0,142	0,207	11,64	100 · 9,0 d	12,72	
		Feld	52,89	0,069		0,073	0,115	5,98	100 · 6,5 d	6,64	
3		Feldstreifen	Stütze	35,48		0,047	0,049	0,088	4,02	150 · 6,5 d	4,43
			Feld	35,54		0,047	0,049	0,088	4,02	150 · 6,5 d	4,43
4	y	innerer Gurtstreifen	Stütze	103,49	20,3	0,151	0,168	0,244	13,06	100 · 9,5 d	14,17
			Feld	36,73		0,054	0,056	0,096	4,36	150 · 6,5 d	4,43
äußerer Gurtstreifen		Stütze	69,00	0,100		0,107	0,155	8,32	100 · 8,0 d	10,05	
		Feld	36,73	0,054		0,056	0,096	4,36	150 · 6,5 d	4,43	
6		Feldstreifen	Stütze	24,64		0,036	0,037	0,074	2,88	150 · 5,5 d	3,17
			Feld	24,68		0,036	0,037	0,074	2,88	150 · 5,5 d	3,17

Brandschutztechnische Bemessung

gefordert Feuerwiderstandsklasse REI 60

einseitige Brandbeanspruchung

$$\Theta_{cr} = 500^\circ\text{C}$$

[3-3] 4.2.2 (3)

Die Regeln in [3-3] 4.2.7.4 gelten für Flachdecken, bei denen die Momentenumlagerung nach [3-2] 2.5.3.5.4 15% nicht überschreitet.

[3-3] 4.2.7.4 (1)

Andernfalls sollten der Achsabstand wie für einachsig gespannte Platten und die Minstdicke nach [3-3] Tab. 4.9 gewählt werden. Bei Feuerwiderstandsklasse REI 90 und höher sollten in jeder Richtung mindestens 20% der nach [3-2] erforderlichen oberen Bewehrung über den Zwischenauflegern über die ganze Spannweite durchgeführt werden. Diese Bewehrung sollte in den Stützstreifen angeordnet werden.

[3-3] 4.2.7.4 (2)

Als Achsabstand a gilt der Achsabstand der unteren Bewehrungslage.

[3-3] 4.2.7.4 (4)

Querschnittsbreite

$$\min. h_s = 200 \text{ mm} < \text{vorh. } h = 240 \text{ mm}$$

[3-5] S. 4-4

[3-3] Tab. 4.9

Achsabstände

vorh. $a = \text{nom } c + \varnothing_{Le} / 2 = 20 + 6,5 / 2 = 23,25 \text{ mm}$

min. $a = 15 \text{ mm} < \text{vorh. } a_x = 23,25 \text{ mm}$

[3-5] S. 4-4 und 4-10

[3-3] Tab. 4.9

Die Platte kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse REI 60 eingestuft werden.

3.2.5.3 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 vereinfachtes Rechenverfahren

Aufgabenstellung

vgl. 3.3.5.1 und [3-5] S. 4-1 ff.

Baustoffe

Beton C 25/30

Betonstahl BSt 500

Systemskizze

s. 3.3.5.2

Ergebnis der Kaltbemessung

s. 3.3.5.2

Brandschutztechnische Bemessung

gefordert Feuerwiderstandsklasse REI 60

einseitige Brandbeanspruchung von unten

$$\Theta_{cr} = 500^{\circ}\text{C}$$

[3-3] 4.2.2 (3)

Anmerkung

Das betrachtete Innenfeld der punktgestützten Platte bildet nur einen Teil eines sich nach beiden Achsrichtungen ausdehnenden Plattenfeldes. Bei mehrfeldrigen Systemen kommt es bei Temperatureinwirkung aufgrund behinderter Ausdehnungen zur Ausbildung von Zwangmomenten, die mit den Momenten aus Gebrauchslast überlagert werden müssen.

s. Abschnitt 3.1.4.4

Die brandschutztechnische Bemessung der Nachweisstufe 2 (Vereinfachtes Rechenverfahren) wird daher recht aufwendig.

In diesem Beispiel wird exemplarisch nur der Nachweis für das betrachtete Innenfeld im **Gurtstreifen in y-Richtung** geführt. Selbstver-

ständig muß ein vollständiger Nachweis auch in den Feldstreifen und in x-Richtung geführt werden. Maßgebend wird dabei die obere Bewehrung, da das negative Zwangsmoment die positiven Feldmomente aus Gebrauchslasten übersteigt.

s. Abschnitt 3.1.4.4

Nachweis für Gurtstreifen in y-Richtung

$$\text{Zwangsmoment: } m_T = -\alpha_T \cdot \beta_T \cdot \Delta T \cdot E_c \cdot \frac{h^2}{12}$$

[3-20] S. 50

$$\text{Annahme: } \Delta T \cdot \beta_T = 60 \text{ K}$$

[3-20] S. 11

$$\Rightarrow m_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \cdot 60 \cdot 3050 \cdot 24^2 / 12 = -87,0 \text{ kNm/m}$$

$$\text{mit } E_c = 3050 \text{ kN/cm}^2 \text{ (C25/30); } h = 24,0 \text{ cm; } \alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d; \text{ mit } \eta_{fi} = 0,7 \text{ angenommen}$$

[3-3] 2.4.3 (4), [3-21]

Moment aus Gebrauchslast Stütze ((inn. Gurtstr.+äuß. Gurtstr.)/2):

$$m_{g+p} = 0,7 \cdot (-103,49 - 69,0) / 2 = -60,4 \text{ kNm/m}$$

[3-5] S. 4-10 Tab. 4.4

$$\text{Zwangsmoment } m_T = -87,0 \text{ kNm/m}$$

$$\Rightarrow m_{ges} = -147,4 \text{ kNm/m}$$

Moment aus Gebrauchslast Feld:

$$m_{g+p} = 0,7 \cdot 36,73 = 25,7 \text{ kNm/m}$$

[3-5] S. 4-10 Tab. 4.4

$$\text{Zwangsmoment } m_T = -87,0 \text{ kNm/m}$$

$$\Rightarrow m_{ges} = -61,3 \text{ kNm/m}$$

Ermittlung der Tragfähigkeit im Brandfall

innerer und äußerer Gurtstreifen in y-Richtung:

- Stützmoment:

$$\begin{aligned} \Rightarrow m_{rd,y}(\Theta) &= k_{s,y}(\Theta) \cdot f_{yk} \cdot a_{s,y} \cdot d_y \\ &= 1,0 \cdot 50 \cdot (14,17 + 10,05) / 2 \cdot 0,203 = 122,9 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

[3-5] S. 4-10 Tab. 4.4

$k_{s,y}(\Theta) = 1,0$; Temperaturanstieg an Plattenoberseite gering

- Feldmoment der oberen Bewehrung

$$\begin{aligned} \Rightarrow m_{rd,y}(\Theta) &= k_{s,y}(\Theta) \cdot f_{yk} \cdot a_{s,y} \cdot d_y \\ &= 1,0 \cdot 50 \cdot 6,64 \cdot 0,203 = 67,4 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

[3-19] S. 84

$$\text{obere Bewehrung: vorh. } a_s = 20 \cdot \pi \cdot 0,65^2 / 4 = 6,64 \text{ cm}^2$$

[3-5] S. 4-22, 4-23 (Pos. 8)

Nachweis

innerer und äußerer Gurtstreifen in y-Richtung:

- Stützmoment:

$$m_{d,fi} = | 147,4 | \text{ kNm/m} > 122,9 \text{ kNm/m} = m_{rd,y}(\Theta)$$

- Feldmoment:

$$m_{d,fi} = | 62,1 | \text{ kNm/m} < 67,4 \text{ kNm/m} = m_{rd,y}(\Theta)$$

Das Bemessungsmoment übersteigt beim Tragfähigkeitsnachweis das Grenztragmoment. Die Tragfähigkeit der punktförmig gestützten Platte kann durch Ausnutzen plastischer Reserven sichergestellt werden. Über den Stützpunkten würde sich bei Erreichen des Grenztragmoments ein plastisches Gelenk ausbilden. Bei weiter ansteigender Belastung aus der Temperatureinwirkung muß dann das negative Feldmoment anwachsen. Wird auch hier das Grenztragmoment erreicht, indem ein Fließgelenk sich ausbildet, würde eine kinematische Kette entstehen, die Traglast wäre erreicht.

In diesem Beispiel wird durch eine obere Zulagebewehrung von 20% der Bewehrungsmenge aus der „Kaltbemessung“ im Stützbereich das Grenztragmoment erhöht, so daß kein Fließgelenk entsteht und eine Bemessung nach der Plastizitätstheorie nicht erforderlich wird.

innerer und äußerer Gurtstreifen in y-Richtung:

- Stützmoment 20% Zulagebewehrung:

$$\begin{aligned} \Rightarrow m_{rd,y}(\Theta) &= 0,2 \cdot k_{s,y}(\Theta) \cdot f_{yk} \cdot a_{s,y} \cdot d_y \\ &= 0,2 \cdot 1,0 \cdot 50 \cdot (14,17 + 10,05) / 2 \cdot 0,203 = 24,6 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis mit Zulagebewehrung

innerer und äußerer Gurtstreifen in y-Richtung:

- Stützmoment:

$$m_{d,fi} = | 147,4 | \text{ kNm/m} < (122,9 + 24,6) = 147,5 \text{ kNm/m} = m_{rd,y}(\Theta)$$

Die Platte kann bei Einlegen der Zusatzbewehrung in Feuerwiderstandsklasse REI 60 eingestuft werden.

(Der Nachweis wurde hier nur für den Gurtstreifen in y-Richtung geführt!)

3.3.5.4 Vergleich der Ergebnisse

Zum Vergleich werden in folgender Tabelle die nach der brandschutztechnischen Bemessung ermittelten Feuerwiderstandsdauern der drei Verfahren aufgelistet.

Berechnungsvorschrift/-verfahren	Ermittelte Feuerwiderstandsdauer
DIN 4102 Teil 4 Tabellen-Verfahren	60 Minuten*)
Eurocode 2 Teil1-2 Tabellen-Verfahren	60 Minuten
Eurocode 2 Teil1-2 Vereinfachtes Rechenverfahren	60 Minuten*)

*) Zusatzmaßnahmen erforderlich

3.3.6 Innenstütze (Eulerfall II)

3.3.6.1 Nachweis nach DIN 4102 Teil 4

Aufgabenstellung

Zu bemessen ist eine Innenstütze eines dreigeschossigen Hochbaus. Das Gebäude ist zur Aufnahme von Horizontalkräften hinreichend ausgesteift. Die Belastung ist vorwiegend ruhend. Es wird eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten verlangt.

[3-4] S. 91 ff.

Baustoffe

Beton B 45

Betonstahl BSt 420 S

Querschnitt und Systemskizze

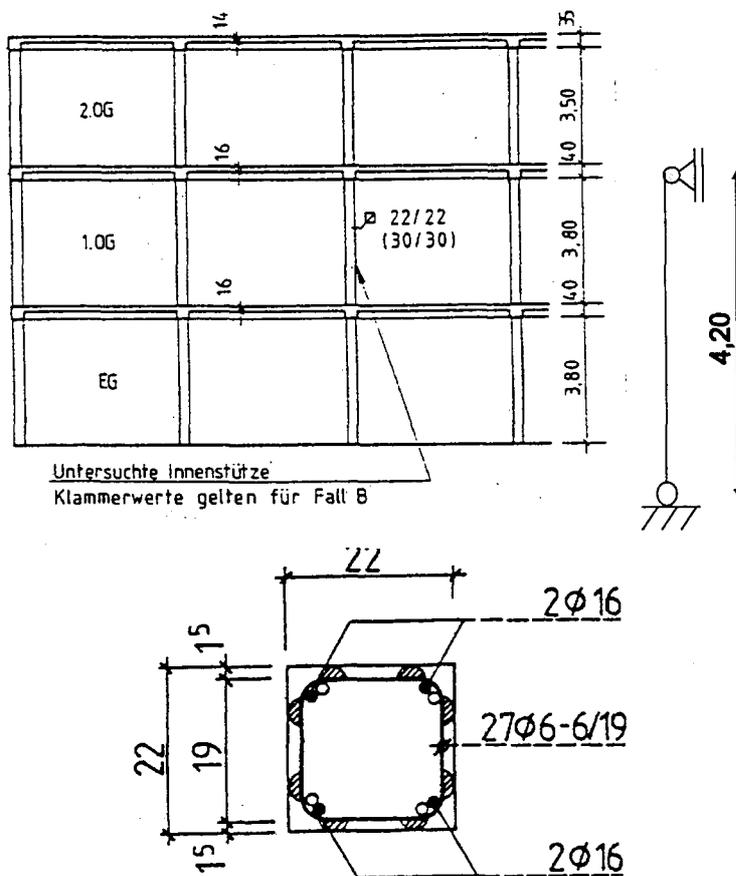


Bild 3-31 System Innenstütze (Eulerfall 2)

Ergebnis der Kaltbemessung

Belastung $N = -534 \text{ kN}$

[3-4] S.94

gew. $4\text{Ø}16$ mit vorh. $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

Brandschutztechnische Bemessung

Da das Tragsystem hinreichend ausgesteift ist und die Biegemomente aus Rahmenwirkung vernachlässigt werden, darf die Stütze als unverschieblich sowie oben und unten gelenkig gelagert angesehen werden. Damit kann die Knicklänge gleich der Systemlänge (Geschoßhöhe) angesetzt werden.

[3-4] S. 92 unten

Stahlbetonstützen aus Normalbeton müssen unter Beachtung der Bedingungen von [3-1] 3.13.2 die dort in Tab. 31 angegebenen Mindestdicken und Mindestachsabstände besitzen.

[3-1] 3.13.2.1

Der Ausnutzungsfaktor α_1 ist das Verhältnis der vorhandenen zu der zulässigen Beanspruchung ($1/\gamma$ - fache rechnerische Bruchlast) nach [3-11]. Bei planmäßig ausmittiger Beanspruchung ist für die Ermittlung von α_1 von einer konstanten Ausmitte auszugehen.

[3-1] 3.13.2.2

$$\text{Es gilt: } \alpha_1 = \frac{P_{\text{vorh}}}{P_{\text{zul}}}$$

*[3-1] Tab. 31 ist bei ausgesteiften Gebäuden anwendbar, sofern die Stützenenden, wie in der Praxis üblich, **rotationsbehindert** gelagert sind. [3-1] Tab. 31 darf **nicht** angewendet werden, wenn die Stützen **konstruktiv als Gelenk** (z.B. Auflagerung auf einer Zentrierleiste) ausgebildet sind.*

[3-1] 3.13.2.4

*Die Knicklänge der Stützen zur Bestimmung der zulässigen Beanspruchung nach [3-1] 3.13.2.3 entspricht der Knicklänge bei Raumtemperatur, ist jedoch **mindest** gleich der Stützenlänge.*

[3-1] 3.13.2.5

Die Mindestdicke d ist die Länge der kleinsten Seite, bei Stützen mit Kreisquerschnitt der Durchmesser.

[3-1] 3.13.2.6

a) Nachweis für statisch voll ausgenutzte Stütze
($\alpha_1 = 1,0$)

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 60

vierseitige Brandbeanspruchung

erf. tot. $A_s = 7,5 \text{ cm}^2$

vorh. tot. $A_s = 8,0 \text{ cm}^2$

[3-4] S. 94

$\Rightarrow (\text{erf. tot. } A_s) / (\text{vorh. tot. } A_s) = 7,5/8,0 = 0,94 \approx 1,0$

$\Rightarrow \alpha_1 = 1,0$

Querschnittsbreite und Achsabstände

erf. $d = 200 \text{ mm} < \text{vorh. } d = 220 \text{ mm}$

erf. $u = \text{nom } c$

[3-1] Tab. 31 Z. 1.3

Die Stütze kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse F 60 eingestuft werden

b) Nachweis für statisch nicht voll ausgenutzte Stütze ($\alpha_1 < 1,0$)

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 120

vierseitige Brandbeanspruchung

Die gleiche Stütze (gleiche Abmessungen, gleiche Bewehrung) soll aus produktionstechnischen Gründen auch im 2. Obergeschoß eingesetzt werden. Wegen der geringeren Belastung ergibt sich eine Längsdruckkraft von

$N = -185 \text{ kN}$.

Knicklänge $s_k = 3,50 + (0,40 + 0,35)/2 = 3,88 \text{ m}$

Schlankheit λ : mit $b/d = 22 \text{ cm}/22 \text{ cm}$

$$i = d/\sqrt{12} = 6,35 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \lambda = 388/6,35 = 61,1 < 70$ mäßige Schlankheit

vgl. [3-4] S. 92, Bild S. 91

[3-11] 17.4.1 (2)

planmäßige Ausmitte: $e = 0$ (mittig angreifende Längsdruckkraft)

[3-11] 17.4.3

$$\Rightarrow \text{zusätzliche Ausmitte } f = d \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + e/d}$$

$$f = 22 \cdot \frac{61,1 - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + 0} = 2,86 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Zusatzmoment } \Delta M = N \cdot f = 185 \cdot 0,0286 = 5,3 \text{ kNm}$$

Bemessung für symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt bei einachsiger Biegung mit Längskraft:

$$\text{mit B 45: } \beta_R = 27 \text{ MN/m}^2, A_{S1} = A_{S2} = 4,0 \text{ cm}^2 \text{ und } d_1/d = 0,15$$

$$\text{vorh. } \omega_{01} = \frac{A_{S1}}{A_c} \cdot \frac{\beta_S}{\beta_R} = 4,0/22^2 \cdot 420/27 = 0,13$$

$$\Rightarrow n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R} = -0,185/(0,22^2 \cdot 27) = -0,142$$

$$\Rightarrow m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R} = 0,0053/(0,22^3 \cdot 27) = 0,0184$$

Es ergibt sich im m/n Diagramm für symmetrisch bewehrte Querschnitte der Schnittpunkt einer Geraden durch den Nullpunkt ($e/d = \text{konst.}$) und durch (vorh.n / vorh.m) bei vorh. $\omega_{01} = 0,13$:

$$\text{zul. } n = -0,47 \text{ und zul. } m = 0,06$$

$$\text{Es gilt: } \alpha_1 = \frac{\text{vorh.n}}{\text{zul.n}} = \frac{-0,142}{-0,47} = 0,302 \approx 0,3$$

Querschnittsbreite und Achsabstände

$$\text{erf. } d = 200 \text{ mm} < \text{vorh. } d = 220 \text{ mm}$$

$$\text{erf. } a = 40 \text{ mm} = \text{vorh. } a = 40 \text{ mm}$$

Die Stütze kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse F 120 eingestuft werden.

[3-11] Tab. 12
vgl. [3-4] S. 94

[3-12] S. 32 Tafel 1.11 c)

[3-1] Tab. 31 Z. 1.1

3.3.6.2 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellenverfahren

Aufgabenstellung

vgl. 3.3.6.1 und [3-5] S. 8-3 ff.

Baustoffe

Beton C 30/37

Betonstahl BSt 500 S

Querschnitt und Systemskizze

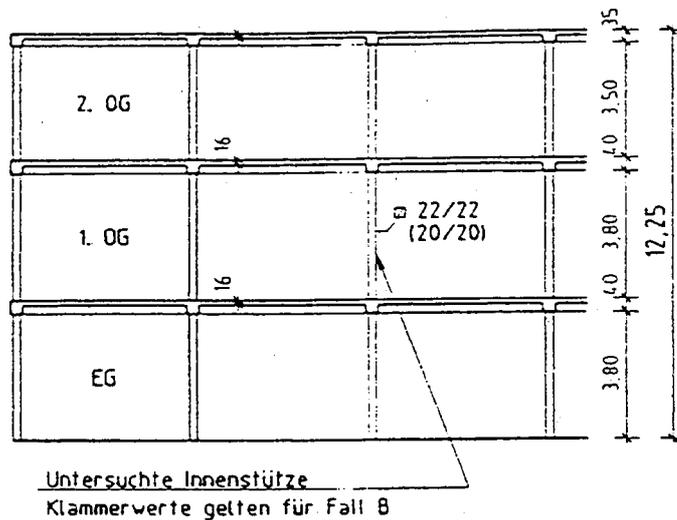


Bild 3-32 System Innenstütze (Eulerfall 2)

Ergebnis der Kaltbemessung

gew. $4\text{Ø}20$ mit vorh. $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$

Belastung $N_{Sd} = -737,0 \text{ kN}$

[3-5] S. 8-13

Brandschutztechnische Bemessung

Da das Tragsystem hinreichend ausgesteift ist und die Biegemomente aus Rahmenwirkung vernachlässigt werden, darf die Stütze als unverschieblich sowie oben und unten gelenkig gelagert angesehen werden. Damit kann die Knicklänge gleich der Systemlänge

(Geschoßhöhe) angesetzt werden. Es liegt eine mehrseitige Brandbeanspruchung vor.

Der Feuerwiderstand von Stahlbetonstützen kann mit Hilfe von [3-3] Tab. 4.1 und den folgenden Regeln nachgewiesen werden.

Als wirksame Länge wird die vorhandene Länge l_{col} angesetzt.

Der Ausnutzungsgrad der Stütze im Brand μ_{fi} kann mit folgender Gleichung bestimmt werden, wobei eine Bemessung mit tabellari-schen Daten nur für $\mu_{\text{fi}} \leq 0,4$ möglich ist.

$$\mu_{\text{fi}} = E_{\text{d,fi}} / R_{\text{d,fi}}(0) = \eta_{\text{fi}} \cdot E_{\text{d}} / R_{\text{d,fi}}(0) \leq 0,4$$

mit $R_{\text{d,fi}}(0)$: Bemessungswert der Tragfähigkeit, Brandbeanspruchung bei $t=0$.

In Stützen mit $A_{\text{s}} \geq 0,02 A_{\text{c}}$ müssen für Feuerwiderstandsdauern über 90 Minuten die Längsstäbe über die Querschnittsseiten verteilt werden.

Sofern die vorhandene Breite oder der vorhandene Durchmesser von einer Stütze mindestens dem 1,2-fachen der in [3-3] Tab. 4.1 angegebenen Mindestbreite b_{min} ist, darf der Achsabstand a auf einen Wert, der dem Nennmaß der Betondeckung nach [3-2] entspricht, reduziert werden. [3-3] 4.2.3 (4) gilt dann nicht.

[3-3] 4.2.3 (1)

[3-3] 4.2.3 (2)

[3-2] 4.3.5, [3-21]
s. Abschnitt 3.1.4.5

[3-3] Gl. 4.7, [3-21]

[3-3] 4.2.3 (4)

[3-3] 4.2.3 (6)

a) Stütze statisch voll ausgenutzt

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 60

vierseitige Brandbeanspruchung

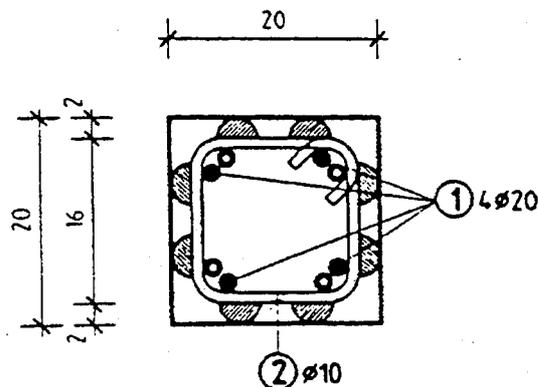


Bild 3-33 Anordnung der Bewehrung

Querschnittsbreite und Achsabstände

vorh. $b = 200 \text{ mm}$

vorh. $a = 40 \text{ mm}$

Nachweis

$$\mu_{fi} = E_{d,fi} / R_{d,fi}(0) \leq 0,4$$

mit $R_{d,fi}(0) = 924 \text{ kN (s.u.)}$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d = 0,7 \cdot 737,0 = 515,9 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \mu_{fi} = 515,9/737,0 = 0,56 > 0,4$$

[3-3] 4.2.3 (2), [3-21]

[3-3] Tab. 4.1 Z. 2, Sp. 4

Die Stütze kann *nicht* in die Feuerwiderstandsklasse R 60 eingestuft werden, die Belastung muß reduziert werden.

b) Stütze statisch nicht voll ausgenutzt

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 60

vierseitige Brandbeanspruchung

Die gleiche Stütze (gleiche Abmessungen, gleiche Bewehrung) soll aus produktionstechnischen Gründen auch im 2. Obergeschoß eingesetzt werden. Wegen der geringeren Belastung ergibt sich eine Stützenlast von

$$N_{Sd} = -173,1 \text{ kN.}$$

Einwirkung im Brandfall

$$E_{d,fi} = N_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Sd} = 0,7 \cdot 173,1 = 121,2 \text{ kN}$$

[3-3] 2.4.3, [3-21]

Knickbemessung

$$\text{Knicklänge } l_0 = 3,50 + (0,40 + 0,35)/2 = 3,88 \text{ m}$$

Schlankheit λ : mit $b/h = 20 \text{ cm}/20 \text{ cm}$

$$i = h / \sqrt{12} = 5,77 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \lambda = 388 / 5,77 = 67,2 < 140 \text{ mäßige Schlankheit}$$

[3-2] 4.3.5.3.5

[3-2] 4.3.5.6.3

Ermittlung der Gesamtausmitte (Modellstützenverfahren)

Zur Bestimmung des Ausnutzungsgrades der Stütze muß zur Ermittlung der Tragfähigkeit mit Hilfe der Interaktionsdiagramme in [3-6] S. 361 ff. die Gesamtausmitte bestimmt werden. Da die Interaktionsdiagramme nur für $\gamma_s = 1,15$ gelten, im Brandfall aber mit $\gamma_s = 1,0$ zu

[3-3] 4.2.3 (2), 3.3 (1)

rechnen ist, kann mit einer um $\sqrt{\frac{1}{1,15}}$ multiplizierten Stützenlänge gerechnet werden.

[3-15], Abschnitt 3.1.4.5

$$\Rightarrow l_0 = \sqrt{\frac{1}{1,15}} l_0 = 0,933 \cdot 3,88 = 3,62 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$$

[3-2] 4.3.5.6.2

planmäßige Ausmitte $e_0 = 0$

$$e_a = \frac{v \cdot l_0}{2} \text{ mit } v = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{I}} = 1 / (100 \cdot \sqrt{12,25}) < 1/200$$

[3-2] Gl. 4.61, Gl. 2.10

$$\Rightarrow e_a = 1/200 \cdot 3,62 / 2 = 0,01 \text{ m}$$

$$e_2 = K_1 \cdot l_0^2 / 10 \cdot \frac{1}{r}$$

[3-2] 4.3.5.6.3, Gl. 4.69

mit $K_1 = 1,0$, für $\lambda > 35$ und

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \epsilon_y}{0,9 \cdot d} = 2 \cdot 10 \cdot 0,0025 / (0,9 \cdot 0,16) = 0,035 \text{ 1/m}$$

[3-2] Gl. 4.72

Annahme: $K_2 = 1,0$

$$\Rightarrow e_2 = 1,0 \cdot 3,62^2 / 10 \cdot 0,035 = 0,046 \text{ m}$$

(sichere Seite)

$$\Rightarrow e_{\text{tot}} = 0 + 0,01 + 0,046 = 0,056 \text{ m}$$

Ermittlung der Tragfähigkeit $R_{d,fi}(0)$:

$$\text{mit } v_{sd,fi} = \frac{N_{sd,fi}}{b \cdot h \cdot f_{c,fi}}; \mu_{sd,fi} = \frac{M_{sd,fi}}{b \cdot h^2 \cdot f_{c,fi}}$$

[3-5] S. 8-12

$$\text{bei } d_1/h = 4,0/20,0 = 0,20$$

aus Bemessungsdiagramm

$$\text{für } N_{sd,fi} = 121,1 \text{ kN} \Rightarrow M_{sd} = N_{sd} \cdot e_{\text{tot}} = 121,1 \cdot 0,056 = 6,8 \text{ kNm}$$

[3-6] S. 364, Tafel 2.7-d

$$v = N_{Sd,fi} / (b \cdot h \cdot f_{cd,fi}) = -0,1211 / (0,20^2 \cdot 30,0) = -0,101$$

$$\mu = M_{Sd,fi} / (b \cdot h^2 \cdot f_{cd,fi}) = 0,0068 / (0,20^3 \cdot 30,0) = 0,028$$

$$\text{vorh. } \omega_{tot,fi} = \frac{A_s \cdot f_{yd,fi}}{A_c \cdot f_{cd,fi}} = 12,57 \cdot 500 / (20^2 \cdot 30) = 0,52$$

Es ergibt sich im μ/v -Interaktionsdiagramm der Schnittpunkt einer Geraden durch den Koordinaten-Nullpunkt (bei $e_{tot}/h = 0,28 = \text{const.}$)

und durch ($\mu = 0,028$; $v = -0,101$) mit $\omega_{tot,fi} = 0,52$:

$$v_{sd,fi} \approx -0,77 \text{ und } \mu_{sd,fi} \approx 0,18$$

$$\Rightarrow R_{d,fi}(0) = v_{sd,fi} \cdot b \cdot h \cdot f_{cd,fi} = -0,77 \cdot 0,20^2 \cdot 30,0 = -0,924 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow R_{d,fi}(0) = 924 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi}(0)} = \frac{\eta_{fi} \cdot E_d}{R_{d,fi}(0)} = \frac{0,7 \cdot 173,1}{924} = 0,13$$

[3-3] Gl. 4.7, [3-21]

[3-3] 2.4.3 (5), [3-21]

Querschnittsbreite und Achsabstände

für $\mu_{fi} = 0,13$ und R 120:

$$b_{min} = 207 \text{ mm} \approx \text{vorh. } b = 200 \text{ mm}$$

$$\text{min. } a = 40 \text{ mm} = \text{vorh. } a$$

$$= \text{nom } c_{Le} + \varnothing_{Le} / 2 = 30 + 20 / 2 = 40 \text{ mm}$$

[3-21]

[3-3] Tab. 4.1 Z. 4, Sp. 2

interpoliert

Die Stütze kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse R 120 eingestuft werden

3.3.6.3 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 vereinfachtes Rechenverfahren

Aufgabenstellung

vgl. 3.3.6.1 und [3-5] S. 8-3 ff.

Baustoffe

Beton C 30/37

Betonstahl BSt 500 S

s. 3.3.6.2

Ergebnis der Kaltbemessung

gew. 4Ø20 mit vorh. $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$

Belastung $N_{Sd} = -737,0 \text{ kN}$

[3-5] S. 8-13

Brandschutztechnische Nachweise

a) Stütze statisch voll ausgenutzt

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 60

vierseitige Brandbeanspruchung

Einwirkung im Brandfall

$$E_{d,fi} = N_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Sd} = 0,7 \cdot 737,0 = 515,9 \text{ kN}$$

[3-3] 2.4.3, [3-21]

Reduzierung des Betonquerschnitts

$$w = b/2 = 100 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow k_c(\Theta_m) = 0,97 \text{ für R 60}$$

$$f_{ck}(\Theta) = k_c(\Theta) \cdot f_{ck}(20^\circ\text{C}) = 0,97 \cdot 30 = 29,1 \text{ MN/m}^2$$

[3-5] S. 8-15

[3-3] Bild 4.9 e)

[3-3] 4.3.3 (3)

[3-3] Anh. B Bild B.3 a)

$$\Rightarrow a_z = 24 \text{ mm}$$

$$b' = b - 2 \cdot a_z = 200 - 2 \cdot 24 = 152 \text{ mm}$$

$$h' = b' = 152 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A'_{c,fi} = b' \cdot h' = 15,2^2 = 231,0 \text{ cm}^2$$

[3-3] Anh. B Bild B.3. c)

Reduzierte Stahlfestigkeit

vorh. Achsabstand $a = 40/40 \text{ mm}$

$$\Rightarrow \Theta_{Bew} = 470^\circ\text{C} \text{ für } t = 60 \text{ Minuten}$$

$$\Rightarrow k_s(470^\circ\text{C}) = (8300 - 12 \cdot 470) / 5000 = 0,532$$

$$f_{sk}(\Theta) = k_s(\Theta) \cdot f_{yk}(20^\circ\text{C}) = 0,532 \cdot 500 = 266 \text{ MN/m}^2$$

[3-3] Anh. B Bild B.1

[3-3] 3.3 (4)

Bewehrungsgrad:

$$\omega_{tot,fi} = \frac{A_s \cdot f_{sk}(\Theta)}{A'_{c,fi} \cdot f_{ck}(\Theta)} = 12,57 \cdot 266 / (231 \cdot 29,1) = 0,50$$

Knickbemessung

Beim brandschutztechnischen Nachweis wird davon ausgegangen, daß die Stützen sich während des Brandes in die Deckenkonstruktion einspannen (Eulerfall IV). Bei Raumtemperatur ist die Stütze gelenkig gelagert (Eulerfall II).

[3-16] S.65, Erläuterung in Abschnitt 3.1.4.5

\Rightarrow für Lagerung nach Eulerfall IV im Brandfall gilt:

$$\Rightarrow l_0 = \beta \cdot l_{col} = 0,5 \cdot 4,20 = 2,10 \text{ m}$$

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit mit Hilfe der Interaktionsdiagramme in [3-6] S. 361 ff. muß die Gesamtausmitte bestimmt werden. Da die Interaktionsdiagramme nur für S 500 mit $\gamma_s = 1,15$ gelten, der Bewehrungsstahl nach 60 Minuten aber nur noch eine rechnerische Festigkeit von $f_{sk}(\Theta) = 266 \text{ MN/m}^2$ besitzt, muß die Stützenlänge mit

[3-15], Erläuterung in Abschnitt 3.1.4.5

$\sqrt{\frac{500 / 1,15}{266 / 1,0}}$ multipliziert werden.

$$\Rightarrow l_0 = \sqrt{\frac{500 / 1,15}{266 / 1,0}} \cdot l_0 = 1,28 \cdot 2,10 = 2,69 \text{ m}$$

Bestimmung der Gesamtausmitte (Modellstützenverfahren)

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$$

planmäßige Ausmitte $e_0 = 0$

$$e_a = \frac{v \cdot l_0}{2} \quad \text{mit } v = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l}} = 1/(100 \cdot \sqrt{12,25}) < 1/200$$

$$\Rightarrow e_a = 1/200 \cdot 2,69/2 = 0,007 \text{ m}$$

$$e_2 = K_1 \cdot l_0^2 / 10 \cdot \frac{1}{r}$$

mit $K_1 = 1,0$ für $\lambda > 35$ und $d' = h' - a_z - a = 136 \text{ mm}$

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \varepsilon_y}{0,9 \cdot d} = 2 \cdot 1,0 \cdot 0,0025 / (0,9 \cdot 0,136) = 0,040 \text{ 1/m,}$$

$$\Rightarrow e_2 = 1,0 \cdot 2,69^2 / 10 \cdot 0,040 = 0,029 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_{\text{tot}} = 0 + 0,007 + 0,029 = 0,036 \text{ m}$$

[3-2] 4.3.5.6.3

Annahme $K_2 = 1,0$

(sichere Seite)

Ermittlung der Tragfähigkeit im Brandfall

mit $d'_1 = a - a_z = 40 - 24 = 16 \text{ mm}$

$$\Rightarrow d'_1 / h' = 16 / 152 \approx 0,10$$

aus Bemessungsdiagramm mit $\omega_{\text{tot,fi}} = 0,50$; $e_{\text{tot}} / h' = 0,237$

für $N_{\text{sd}}(\Theta) = 515,9 \text{ kN}$

$$\Rightarrow M_{\text{sd}}(\Theta) = N_{\text{sd}}(\Theta) \cdot e_{\text{tot}} = 515,9 \cdot 0,036 = 18,6 \text{ kNm}$$

$$v = N_{\text{sd}}(\Theta) / (b \cdot h \cdot f_{\text{cd}}(\Theta)) = -0,5159 / (0,152^2 \cdot 29,1) = -0,767$$

$$\mu = M_{\text{sd}}(\Theta) / (b \cdot h^2 \cdot f_{\text{cd}}(\Theta)) = 0,0186 / (0,152^3 \cdot 29,1) = 0,182$$

Es ergibt sich im μ / v -Interaktionsdiagramm der Schnittpunkt einer Geraden durch den Koordinaten-Nullpunkt (bei $e_{\text{tot}} / h' = 0,237 = \text{const.}$) und durch $(\mu = 0,182; v = -0,767)$ mit $\omega_{\text{tot,fi}} = 0,50$:

$$v_{\text{sd}}(\Theta) \approx -0,81 \quad \text{und} \quad \mu_{\text{sd}}(\Theta) \approx 0,19$$

$$\Rightarrow R_d(\Theta) = v_{\text{sd}}(\Theta) \cdot b \cdot h \cdot f_{\text{cd}}(\Theta) = -0,81 \cdot 0,152^2 \cdot 29,1 = -0,545 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow R_d(\Theta) = 545,0 \text{ kN}$$

[3-6] S. 362, Tafel 2.7-b

Tafel 27-b: Interaktionsdiagramm für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt (Betonstahl S 500; $d_1/h = 0,10$; $\gamma_s = 1,15$)

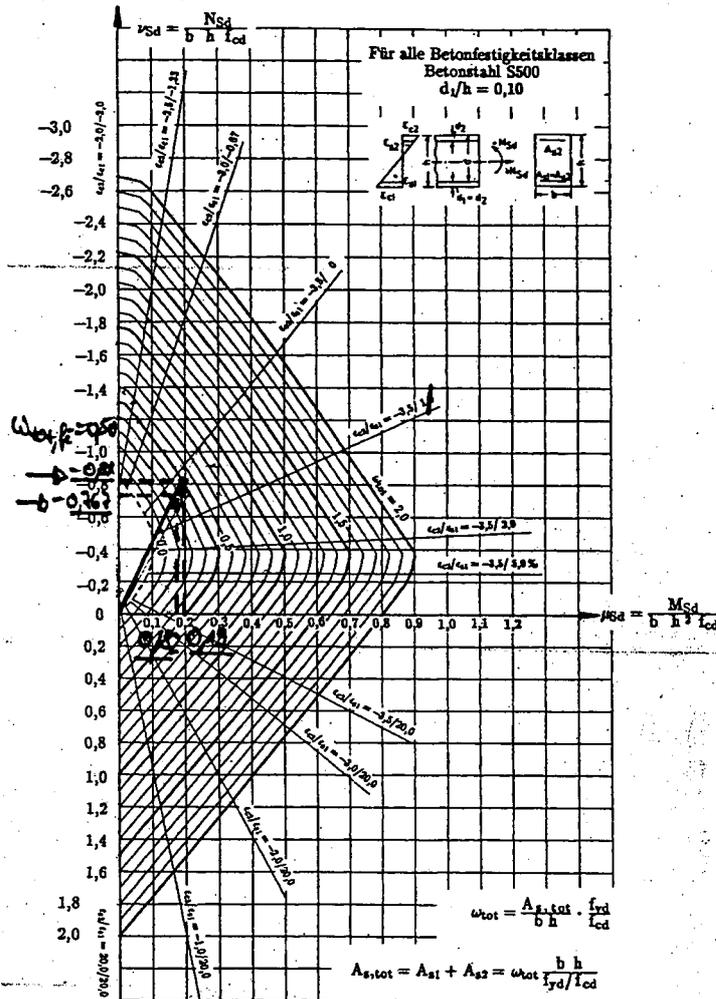


Bild 3-34 Ermittlung der Grenztragschnittgrößen

Nachweis

$$N_{Sd,fi} = 515,9 \text{ kN} < 545,0 \text{ kN} = R_{d,fi}(0)$$

Die Stütze kann ohne Zusatzmaßnahmen in Feuerwiderstandsklasse R 60 eingestuft werden.

b) Stütze statisch nicht voll ausgenutzt

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 120
vierseitige Brandbeanspruchung

Die gleiche Stütze (gleiche Abmessungen, gleiche Bewehrung) soll aus produktionstechnischen Gründen auch im 2. Obergeschoß eingesetzt werden. Wegen der geringeren Belastung ergibt sich eine Stützenlast von

$$N_{Sd} = -173,1 \text{ kN.}$$

$$l_0 = 3,88 \text{ m}$$

S. Abschnitt 3.3.6.2 b)

Einwirkung im Brandfall

$$E_{d,fi} = N_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Sd} = 0,7 \cdot 173,1 = 121,1 \text{ kN}$$

[3-3] 2.4.3, [3-21]

Reduzierung des Betonquerschnitts

$$w = b/2 = 100 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow k_c(\Theta_m) = 0,80 \text{ für R 120}$$

[3-3] Bild 4.9 e)

$$f_{ck}(\Theta) = k_c(\Theta) \cdot f_{ck}(20^\circ\text{C}) = 0,80 \cdot 30 \text{ MN/m}^2 = 24,0 \text{ MN/m}^2$$

[3-3] 4.3.3 (3)

[3-3] Anh. B Bild B.3 a)

$$\Rightarrow a_z = 37 \text{ mm}$$

[3-3] Anh. B Bild B.3. c)

$$b' = b - 2 \cdot a_z = 200 - 2 \cdot 37 = 126 \text{ mm}$$

$$h' = b' = 126 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A'_{c,fi} = b' \cdot h' = 12,6^2 \text{ cm}^2 = 158,8 \text{ cm}^2$$

Reduzierte Stahlfestigkeit

vorh. Achsabstand $a = 40/40 \text{ mm}$

$$\Rightarrow \Theta_{Bew} = 700^\circ\text{C für } t = 120 \text{ Minuten}$$

[3-3] Anh. B Bild B.1

$$\Rightarrow k_s(700^\circ\text{C}) = (1200 - 700)/5500 = 0,09$$

[3-3] 3.3 (4)

$$f_{sk}(\Theta) = k_s(\Theta) \cdot f_{yk}(20^\circ\text{C}) = 0,09 \cdot 500 \text{ MN/m}^2 = 45 \text{ MN/m}^2$$

Bewehrungsgrad:

$$\omega_{tot,fi} = \frac{A_s \cdot f_{sk}(\Theta)}{A'_{c,fi} \cdot f_{ck}(\Theta)} = 12,57 \cdot 45 / (158,8 \cdot 24,0) = 0,148$$

Da die Bewehrung nur noch 9% ihrer Festigkeit bei Raumtemperatur besitzt, wird ihre Tragfähigkeit vernachlässigt.

Bemessung nach Eurocode 2 Teil 1-6 (unbewehrter Beton)

$$N_{Sd} < N_{Rd}$$

für $e < 0,3 \cdot b'$

$$N_{Rd} = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_w \cdot (1 - 2e/h_w)$$

mit $f_{cd}(\Theta) = 24,0 \text{ MN/m}^2$

$$A'_c = 0,0159 \text{ cm}^2$$

$$b' = h' = 12,6 \text{ cm}$$

Bestimmung der Gesamtausmitte e_{tot} (Modellstützenverfahren)

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

planmäßige Ausmitte $e_0 = 0$

$$e_a = \frac{v \cdot l_0}{2} \quad \text{mit } v = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l}} = 1/(100 \cdot \sqrt{12,25}) < 1/200$$

für Lagerung nach Eulerfall IV im Brandfall gilt:

$$\text{mit } l_0 = \beta \cdot l_{col} = 0,5 \cdot 3,88 = 1,94 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_a = 1/200 \cdot 1,94/2 = 0,005 \text{ m}$$

$$e_2 = K_1 \cdot l_0^2 / 10 \cdot \frac{1}{r}$$

mit $K_1 = 1,0$ für $\lambda > 35$ und $d' = h' - a_z - a = 123 \text{ mm}$

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \varepsilon_y}{0,9 \cdot d} = 2 \cdot 1,0 \cdot 0,0025 / (0,9 \cdot 0,123) = 0,045 \text{ 1/m}$$

$$\Rightarrow e_2 = 1,0 \cdot 1,94^2 / 10 \cdot 0,045 = 0,017 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_{tot} = 0 + 0,005 + 0,017 = 0,022 \text{ m}$$

Nachweis

für $e_{tot} = 0,022 \text{ m} < 0,3 \cdot b' = 0,3 \cdot 0,126 = 0,038 \text{ m}$ gilt:

$$N_{Rd,fi} = 24,0 \cdot 0,126^2 \cdot (1 - 2 \cdot 0,022/0,126) = 0,248 \text{ MN}$$

$$N_{Sd,fi} = 0,7 \cdot 173,1 \text{ kN} = 121,2 \text{ kN} < 248 \text{ kN} = N_{Rd,fi}$$

Die Stütze kann ohne Zusatzmaßnahmen in Feuerwiderstandsklasse R 120 eingestuft werden.

[3-17] S. 5.188 f.

[3-3] 4.3.1 (6) $\alpha = 1,0$

[3-3] 2.3 (2) $\gamma_{M,fi} = 1,0$

[3-16] S. 65 Erläuterung in
Abschnitt 3.1.4.5
S. Abschnitt 3.3.6.2 b)

[3-2] 4.3.5.6.3
Annahme $K_2 = 1,0$
(sichere Seite)

[3-17] S. 5.189

[3-3] 2.4.3 (4),(5), [3-21]

3.3.6.4 Vergleich der Ergebnisse

Zum Vergleich werden in folgender Tabelle die nach der brandschutztechnischen Bemessung ermittelten Feuerwiderstandsdauern der drei Verfahren und ergänzend die nach [3-25] exakt berechnete Feuerwiderstandsdauer aufgelistet.

a) Stütze voll ausgenutzt

Berechnungsvorschrift/-verfahren	Ermittelte Feuerwiderstandsdauer
DIN 4102 Teil 4 Tabellen-Verfahren	60 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellen-Verfahren	—
Eurocode 2 Teil 1-2 Vereinfachtes Rechenverfahren	60 Minuten

b) Stütze nicht voll ausgenutzt

Berechnungsvorschrift/-verfahren	Ermittelte Feuerwiderstandsdauer
DIN 4102 Teil 4 Tabellen-Verfahren	120 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellen-Verfahren	120 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 Vereinfachtes Rechenverfahren	120 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 Allgemeines Rechenverfahren	125 Minuten

3.3.7 Innenstütze (Eulerfall III)

3.3.7.1 Nachweis nach DIN 4102 Teil-4

Aufgabenstellung

Eine Stütze gleicher Abmessungen und Belastungen wie in 3.3.6.1, die unten eingespannt und oben gelenkig gelagert ist, soll bemessen werden. Es wird eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten verlangt.

vgl. [3-4] S. 92 ff.

Baustoffe

Beton B 45

Betonstahl BSt 420 S

Querschnitt und Systemskizze

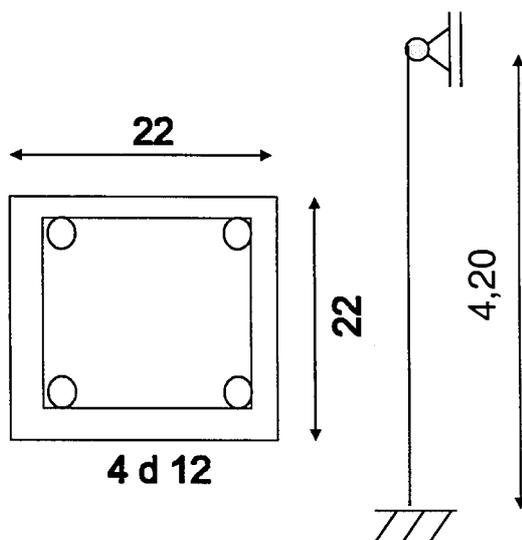


Bild 3-35 System Innenstütze (Eulerfall 3)

Kaltbemessung

Belastung $N = -534 \text{ kN}$

Die Knicklänge verkürzt sich gegenüber 3.3.6.1 auf:

$$s_k = 0,7 \cdot 4,20 = 2,94 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = s_k / i = 294 \cdot \sqrt{12}/22 = 46,3$$

wegen vorh. $\lambda = 46,3 < 70$ ist das Druckglied mäßig schlank

vgl. [3-4] S. 92 ff.

[3-11] 17.4.1 (2)

$$f = d \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + e/d} = 22 \cdot \frac{46,3 - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + 0} = 1,81 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta M = 534 \cdot 0,018 = 9,7 \text{ kNm}$$

Knickbemessung:

$$n = N/(b \cdot d \cdot \beta_R) = -0,534/(0,22^2 \cdot 27) = -0,409$$

$$m = M/(b \cdot d^2 \cdot \beta_R) = 0,0097/(0,22^3 \cdot 27) = 0,033$$

mit $d_1/d \approx 0,15$ abgelesen:

$$\Rightarrow \text{erf. } \omega_{01} = \text{erf. } \omega_{02} = 0,025$$

$$\Rightarrow A_{S1} = A_{S2} = \frac{0,025 \cdot 22^2}{420/27} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{erf. } \mu_{01} = \text{erf. } \mu_{02} = \frac{0,025}{420/27} = 0,0016 = 0,16\%$$

für die Knickbemessung gilt:

$$\text{erf. tot } \mu_0(\text{KB}) = 2 \cdot \text{erf. } \mu_{01} = 0,32\%$$

$$\Rightarrow \text{Mindestbewehrung: min. tot } \mu_0 = 0,8\% > 0,32\% = \text{erf. tot } \mu_0(\text{KB})$$

Der Querschnitt ist für die Knickbemessung statisch nicht voll ausgenutzt. Bei statisch nicht voll ausgenutztem Betonquerschnitt darf die aus dem vorhandenen Betonquerschnitt ermittelte Mindestbewehrung im Verhältnis der vorhandenen zur zulässigen Normalkraft abgemindert werden, für die Ermittlung dieser Normalkräfte sind Lastausmitte und Schlankheit unverändert beizubehalten. Die Bestimmung der Mindestbewehrung für den statisch erforderlichen Querschnitt ist nur für die Regelbemessung - ohne Berücksichtigung einer zusätzlichen Ausmitte nach [3-11] 17.4.3 - erforderlich.

$$\Rightarrow \text{min. } \omega_{02} = 0,008 / 2 \cdot 420 / 27 = 0,062$$

$$\Rightarrow A_{S1} = A_{S2} = \frac{0,062 \cdot 22^2}{420/27} = 1,93 \text{ cm}^2$$

für $\omega_{02} = 0,062$ und $m = 0$ ergibt sich für die Regelbemessung eine zulässige Last von: zul. $n = -0,535$

$$\Rightarrow \text{erf. tot } \mu_0(\text{RB}) = \text{min. tot } \mu_0 \cdot \frac{\text{vorh. } n}{\text{zul. } n} = 0,008 \cdot \frac{-0,409}{-0,535} = 0,61\%$$

$$\Rightarrow \text{erf. tot } \mu_0(\text{RB}) = 0,61\% > 0,32\% = \text{erf. tot } \mu_0(\text{KB})$$

$$\Rightarrow \text{erf. tot } A_s = \text{erf. tot } \mu_0(\text{RB}) \cdot b \cdot d = 0,0061 \cdot 22^2 = 2,95 \text{ cm}^2$$

[3-11] 17.4.3

vgl. [3-4] S. 94

[3-12] S. 32, Tafel 1.11c)

[3-11] 25.2.2.1

[3-11] 25.2.2.

[3-32] S. 517

[3-12] S. 32, Tafel 1.11c)

Für Druckglieder mit einer Querschnittsdicke ≥ 20 cm beträgt der [3-11] Tab. 32

Nenn Durchmesser $d_{s1} = 12$ mm

\Rightarrow gew. 4 \varnothing 12 mit vorh. $A_S = 4,52$ cm²

$\Rightarrow A_{S1} = A_{S2} = 4,52/2 = 2,26$ cm²

\Rightarrow vorh. $\omega_{01} = \text{vorh. } \omega_{02} = \frac{2,26}{22^2} \cdot 420/27 = 0,073$

Es ergibt sich im m/n-Diagramm für symmetrisch bewehrte Querschnitte der Schnittpunkt einer Geraden durch den Nullpunkt ($e/d = \text{konst.}$) und durch (vorh. n / vorh. m = -0,409/0,033) bei vorh. $\omega_{01} = 0,073$:

\Rightarrow zul. n = -0,46 und zul. m = 0,037

Es gilt: $\alpha = \frac{\text{vorh. n}}{\text{zul. n}} = \frac{-0,409}{-0,46} = 0,89$

abgelesen [3-12] S. 32 Tafel
1.11 c)

Brandschutztechnische Bemessung

statische Ausnutzung der Stütze: $\alpha = 0,89$

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 30
vierseitige Brandbeanspruchung

Ermittlung des Ausnutzungsgrades für die brandschutztechnische Bemessung

Beim brandschutztechnischen Nachweis wird davon ausgegangen, daß die Stütze sich während des Brandes in die Deckenkonstruktion einspannt (Eulerfall IV). Bei Raumtemperatur wurde dabei eine gelenkige Lagerung der Stützen (Eulerfall II) angenommen. Ist die Stütze bei Normaltemperatur nach Eulerfall III gelagert, so reduziert sich die Tragreserve für den Brandfall. Daher wird bei der brandschutztechnischen Bemessung mit einer vergrößerten Stützenlänge s_k' gerechnet.

[3-16] S. 65

⇒ für Lagerung nach Eulerfall III bei Raumtemperatur gilt im Brandfall:

$$s_k' = 1/0,7 \cdot l = 1/0,7 \cdot 2,94 = 4,20 \text{ m}$$

s. Erläuterung in
Abschnitt 3.1.4.5

Schlankheit λ : mit $b/d = 22 \text{ cm}/22 \text{ cm}$

$$i = d/\sqrt{12} = 6,35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \lambda = 420/6,35 = 66,1 < 70 \text{ mäßige Schlankheit}$$

[3-11] 17.4.1 (2)

planmäßige Ausmitte: $e = 0$ (mittig angreifende Kraft)

$$\Rightarrow \text{zusätzliche Ausmitte } f = d \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + e/d}$$

[3-11] 17.4.3

$$f = 22 \cdot \frac{66,1 - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + 0} = 3,21 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Zusatzmoment } \Delta M = N \cdot f = 534,0 \cdot 0,0321 = 17,1 \text{ kNm}$$

mit B 45: $\beta_R = 27 \text{ MN/m}^2$ und $d_1/d = 0,15$,

$$\text{vorh. } \omega_{01} = 0,073$$

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R} = -0,534 / (0,22^2 \cdot 27) = -0,409$$

$$m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R} = 0,0171 / (0,22^3 \cdot 27) = 0,059$$

Es ergibt sich im m/n -Diagramm für symmetrisch bewehrte Querschnitte der Schnittpunkt einer Geraden durch den Nullpunkt ($e/d = \text{konst.}$) und durch (vorh. $n = -0,409$ / vorh. $m = 0,059$) bei vorh. $\omega_{01} = 0,073$:

[3-12] S. 32 Tafel 1.11 c)

$$\Rightarrow \text{zul. } n = -0,38 \text{ und zul. } m = 0,055$$

$$\text{Es gilt: } \alpha_1 = \frac{\text{vorh. } n}{\text{zul. } n} = \frac{-0,409}{-0,38} = 1,08 > 1,0$$

Für einen Ausnutzungsgrad $\alpha_1 > 1,0$ läßt sich keine Feuerwiderstandsdauer bestimmen.

[3-1] Tab. 31

Die Stütze kann in keine Feuerwiderstandsklasse eingestuft werden.

3.3.7.2 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellenverfahren

Aufgabenstellung

Eine Stütze gleicher Abmessungen und Belastungen wie in 3.3.6.2, die unten eingespannt ist und oben gelenkig gelagert, soll bemessen werden. Es wird eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten verlangt.

vgl. [3-5] S. 8-3 ff.

Baustoffe

Beton C 30/37

Betonstahl BSt 500 S

Querschnitt und Systemskizze

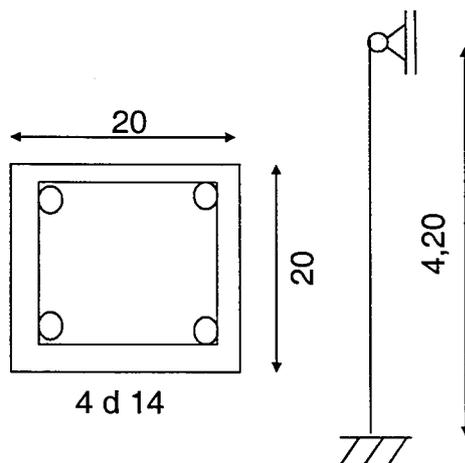


Bild 3-36 System Innenstütze (Eulerfall 3)

Kaltbemessung

Belastung $N_{Sd} = -737$ kN

Die Knicklänge verkürzt sich gegenüber 3.3.6.2 auf:

$$l_0 = \beta \cdot l_{col} = 0,7 \cdot 4,20 = 2,94 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_0}{i} = 294 \cdot \frac{\sqrt{12}}{20} = 50,9$$

Wegen vorh. $\lambda = 50,9 > \text{grenz. } \lambda = 25$

$$> \lambda_{crit} = 50$$

gilt das Druckglied als schlank

vgl. [3-5] S. 8-11 ff.

[3-2] 4.3.5.3.5 (2)

vgl. [3-5] S. 8-7

Knickbemessung

Ermittlung der Gesamtausmitte (Modellstützenverfahren)

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$$

planmäßige Ausmitte $e_0 = 0$

$$e_a = \frac{v \cdot l_0}{2} \quad \text{mit } v = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l}} = 1/(100 \cdot \sqrt{12,25}) < 1/200$$

$$\Rightarrow e_a = 1/200 \cdot 2,94/2 = 0,007 \text{ m}$$

$$e_2 = K_1 \cdot l_0^2 / 10 \cdot \frac{1}{r}$$

mit $K_1 = 1,0$ für $\lambda > 35$ und mit $d = 0,16 \text{ m}$ 1. Iteration Annahme: $K_2 = 1,0$

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \varepsilon_y}{0,9 \cdot d} = 2 \cdot 1,0 \cdot 0,00217 / (0,9 \cdot 0,16) = 0,030 \text{ 1/m}$$

$$\Rightarrow e_2 = 1,0 \cdot 2,94^2 / 10 \cdot 0,030 = 0,026 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_{\text{tot}} = 0 + 0,007 + 0,026 = 0,033 \text{ m}$$

$$\text{mit } v_{\text{sd}} = \frac{N_{\text{Sd}}}{b \cdot h \cdot f_{\text{cd}}} ; \mu_{\text{sd}} = \frac{M_{\text{Sd}}}{b \cdot h^2 \cdot f_{\text{c,d}}}$$

bei $d_1/h = 4,0/20 = 0,20$

aus Bemessungsdiagramm

$$\text{für } N_{\text{Sd}} = 737,0 \text{ kN} \Rightarrow M_{\text{Sd}} = N_{\text{Sd}} \cdot e_{\text{tot}} = 737,0 \cdot 0,033 = 24,3 \text{ kNm}$$

$$v = N_{\text{Sd}} / (b \cdot h \cdot f_{\text{cd}}) = -0,737 / (0,20^2 \cdot 20,0) = -0,92$$

$$\mu = M_{\text{Sd}} / (b \cdot h^2 \cdot f_{\text{c,d}}) = 0,0243 / (0,20^3 \cdot 20,0) = 0,152$$

$$\Rightarrow \text{erf. } \omega_{\text{tot}} = 0,55$$

$$\Rightarrow A_S = 0,55 \cdot 0,20^2 \cdot 20 / 435 \cdot 10^4 = 10,1 \text{ cm}^2$$

2. Iteration $K_2 \neq 1,0$:

$$N_{\text{ud}} = \alpha \cdot f_{\text{cd}} \cdot A_c + f_{\text{yd}} \cdot A_S = 0,85 \cdot 20 \cdot 0,20^2 + 435 \cdot 10,1 \cdot 10^{-4} = 1,12 \text{ MN}$$

$$N_{\text{bal}} = 0,4 \cdot f_{\text{cd}} \cdot A_c = 0,4 \cdot 20 \cdot 0,20^2 = 0,32 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow K_2 = \frac{1,12 - 0,737}{1,12 - 0,32} = 0,479$$

[3-2] 4.3.5.6.3 (6)

vgl. [3-5] S. 8-8

[3-6] S. 364, Tafel 2.7-d

[3-2] 4.3.5.6.3 (6)

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \varepsilon_y}{0,9 \cdot d} = 2 \cdot 0,479 \cdot 0,00217 / (0,9 \cdot 0,16) = 0,0144 \text{ 1/m}$$

$$\Rightarrow e_2 = 1,0 \cdot 2,94^2 / 10 \cdot 0,0144 = 0,0125 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_{\text{tot}} = 0 + 0,007 + 0,0125 = 0,0195 \text{ m}$$

$$\text{mit } \nu_{\text{sd}} = \frac{N_{\text{Sd}}}{b \cdot h \cdot f_{\text{cd}}}; \mu_{\text{sd}} = \frac{M_{\text{Sd}}}{b \cdot h^2 \cdot f_{\text{cd}}}$$

$$\text{bei } d_1/h = 4,0/20 = 0,20$$

aus Bemessungsdiagramm

$$\text{für } N_{\text{Sd}} = 737,0 \text{ kN} \Rightarrow M_{\text{Sd}} = N_{\text{Sd}} \cdot e_{\text{tot}} = 737,0 \cdot 0,0195 = 14,3 \text{ kNm}$$

$$\nu = -0,92 \text{ (s.o.)}$$

$$\mu = M_{\text{Sd}} / (b \cdot h^2 \cdot f_{\text{cd}}) = 0,0143 / (0,20^3 \cdot 20,0) = 0,089$$

$$\Rightarrow \text{erf. } \omega_{\text{tot}} = 0,33$$

$$\Rightarrow A_s = 0,33 \cdot 0,20^2 \cdot 20 / 435 \cdot 10^4 = 6,07 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{gew. } 4\emptyset 14 \text{ mit vorh. } A_s = 6,16 \text{ cm}^2 > 6,07 \text{ cm}^2 = \text{erf. } A_s$$

\Rightarrow Querschnitt bei der Kaltbemessung nahezu voll ausgenutzt

[3-6] S. 364, Tafel 2.7-d

Brandschutztechnische Bemessung

Stütze voll im „Kalten“ ausgenutzt

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 30

vierseitige Brandbeanspruchung

Einwirkung im Brandfall

$$E_{\text{d,fi}} = N_{\text{d,fi}} = \eta_{\text{fi}} \cdot N_{\text{Sd}} = 0,7 \cdot 737,0 = 515,9 \text{ kN}$$

[3-3] 2.4.3, [3-21]

Knickbemessung

\Rightarrow für Lagerung nach Eulerfall III bei Raumtemperatur gilt im Brandfall:

$$l_0 = 1/0,7 \cdot l_0 = 1/0,7 \cdot 2,94 = 4,20 \text{ m}$$

Zur Bestimmung des Ausnutzungsgrades der Stütze muß zur Ermittlung der Tragfähigkeit mit Hilfe der Interaktionsdiagramme in [3-6] S. 361 ff. die Gesamtausmitte bestimmt werden. Da die Interaktionsdiagramme nur für $\gamma_s = 1,15$ gelten, im Brandfall $\gamma_s = 1,0$ ist, kann mit

einer um $\sqrt{\frac{1}{1,15}}$ multiplizierten Stützenlänge gerechnet werden.

$$\Rightarrow l'_{0} = \sqrt{\frac{1}{1,15}} \cdot l_0 = 0,933 \cdot 4,20 = 3,92 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = l_0'' / i = 392 \cdot \sqrt{12} / 30 = 45,3$$

Ermittlung der Gesamtausmitte (Modellstützenverfahren)

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$$

planmäßige Ausmitte $e_0 = 0$

$$\Rightarrow e_a = 1/200 \cdot 3,92/2 = 0,01 \text{ m}$$

$$e_2 = K_1 \cdot l_0^2 / 10 \cdot \frac{1}{r}$$

mit $K_1 = 1,0$ für $\lambda > 35$ und mit $d = 0,16 \text{ m}$

Ermittlung von $K_{2,fi}$

$$N_{\text{ud},fi} = \alpha \cdot f_{\text{cd},fi} \cdot A_c + f_{\text{yd},fi} \cdot A_s = 0,85 \cdot 30 \cdot 0,20^2 + 500 \cdot 6,16 \cdot 10^{-4} \\ = 1,508 \text{ MN}$$

$$N_{\text{bal},fi} = 0,4 \cdot f_{\text{cd},fi} \cdot A_c = 0,4 \cdot 30 \cdot 0,20^2 = 0,48 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow K_{2,fi} = \frac{1,508 - 0,5159}{1,508 - 0,48} = 0,965$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \varepsilon_y}{0,9 \cdot d} = 2 \cdot 0,965 \cdot 0,0025 / (0,9 \cdot 0,16) = 0,0335 \text{ 1/m}$$

$$\Rightarrow e_2 = 1,0 \cdot 3,92^2 / 10 \cdot 0,0335 = 0,051 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_{\text{tot}} = 0 + 0,010 + 0,051 = 0,061 \text{ m}$$

Ermittlung der Tragfähigkeit $R_{d,fi}(0)$

$$\text{mit } \nu_{\text{sd}} = \frac{N_{\text{sd}}}{b \cdot h \cdot f_{\text{cd}}}; \mu_{\text{sd}} = \frac{M_{\text{sd}}}{b \cdot h^2 \cdot f_{\text{cd}}}$$

bei $d_1/h = 4,0/20 = 0,20$

s. Erläuterung in
Abschnitt 3.1.4.5

[3-15]

s. Erläuterung in
Abschnitt 3.1.4.5

[3-2] 4.3.5.6.3 (6)

aus Bemessungsdiagramm

$$\text{für } N_{Sd,fi} = 515,9 \text{ kN} \Rightarrow M_{Sd,fi} = N_{Sd,fi} \cdot e_{tot} = 515,9 \cdot 0,061 = 31,5 \text{ kNm}$$

$$v = N_{Sd,fi} / (b \cdot h \cdot f_{cd,fi}) = -0,5159 / (0,20^2 \cdot 30,0) = -0,43$$

$$\mu = M_{Sd,fi} / (b \cdot h^2 \cdot f_{cd,fi}) = 0,0315 / (0,20^3 \cdot 30,0) = 0,131$$

$$\text{vorh. } \omega_{tot,fi} = A_S / A_C \cdot f_{yd,fi} / f_{cd,fi} = 6,16 / 20^2 \cdot 500 / 30 = 0,257$$

Es ergibt sich im μ/v -Interaktionsdiagramm der Schnittpunkt einer Geraden durch den Koordinaten-Nullpunkt (bei $e_{tot}/h = 0,305 = \text{const.}$)

und durch ($\mu = 0,131$; $v = -0,43$) mit $\omega_{tot,fi} = 0,257$:

$$v_{sd,fi} \approx -0,51 \text{ und } \mu_{sd,fi} \approx 0,15$$

$$\Rightarrow R_{d,fi}(0) = v_{sd,fi} \cdot b \cdot h \cdot f_{cd,fi} = -0,51 \cdot 0,20^2 \cdot 30,0 = -0,612 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow R_{d,fi}(0) = 612 \text{ kN}$$

$$\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi}(0)} = \frac{\eta_{fi} \cdot E_d}{R_{d,fi}(0)} = \frac{0,7 \cdot 737,0}{612,0} = 0,85 > 0,4$$

[3-6] S. 364, Tafel 2.7-d

[3-3] 4.2.3 (2), [3-21]

Für einen Ausnutzungsgrad $\mu_{fi} > 0,4$ läßt sich keine Feuerwiderstandsdauer bestimmen.

[3-3] Tab. 4.1, [3-21]

Die Stütze kann in keine Feuerwiderstandsklasse eingestuft werden.

3.3.7.3 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1- 2 vereinfachtes Rechenverfahren

Aufgabenstellung

S. 3.3.7.2 und vgl. 3.3.7.1

Baustoffe

Beton C 30/37

Betonstahl BSt 500 S

nom $c_{Le} = 30$ mm

nom $c_w = 20$ mm

Querschnitt und Systemskizze

S. 3.3.7.2

Ergebnis der Kaltbemessung

gew. 4Ø14 mit vorh. $A_S = 6,16$ cm²

Belastung $N_{Sd} = -737,0$ kN

vgl. [3-5] S. 8-9 ff.

S. 3.3.7.2

Brandschutztechnische Nachweise

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 30

vierseitige Brandbeanspruchung

Reduzierung des Betonquerschnitts

$w = b/2 = 100$ mm

$\Rightarrow k_c(\Theta_m) = 1,0$ für R 30

$f_{ck}(\Theta) = k_c(\Theta) \cdot f_{ck}(20^\circ\text{C}) = 1,0 \cdot 30 \text{ MN/m}^2 = 30,0 \text{ MN/m}^2$

[3-3] Bild 4.9 e)

[3-3] 4.3.3 (3)

[3-3] Anh. B Bild B.3 a)

$\Rightarrow a_z = 16$ mm

$b' = b - 2 \cdot a_z = 200 - 2 \cdot 16 = 168$ mm

[3-3] Anh. B Bild B.3. c)

$$h' = b' = 168 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A'_{c,fi} = b' \cdot h' = 16,8^2 \text{ cm}^2 = 282 \text{ cm}^2$$

Reduzierte Stahlfestigkeit

vorh. Achsabstand $a = 40/40 \text{ mm}$

$$\Rightarrow \Theta_{Bew} = 250^\circ\text{C} \text{ für } t = 30 \text{ Minuten}$$

$$\Rightarrow k_s(250^\circ\text{C}) = (1100 - 250)/1000 = 0,85$$

$$f_{sk}(\Theta) = k_s(\Theta) \cdot f_{yk}(20^\circ\text{C}) = 0,85 \cdot 500 \text{ MN/m}^2 = 425 \text{ MN/m}^2$$

Bewehrungsgrad:

$$\omega_{tot,fi} = \frac{A_s \cdot f_{sk}(\Theta)}{A'_{c,fi} \cdot f_{ck}(\Theta)} = 6,16 \cdot 425 / (282 \cdot 30) = 0,31$$

Knicknachweis

\Rightarrow für Lagerung nach Eulerfall IV im Brandfall gilt:

$$\Rightarrow l_0 = \beta \cdot l_{col} = 0,5 \cdot 4,20 = 2,10 \text{ m}$$

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit mit Hilfe der Interaktionsdiagramme in [3-6] S. 361 ff. muß die Gesamtausmitte bestimmt werden. Da die Interaktionsdiagramme nur für S 500 mit $\gamma_s = 1,15$ gelten, der Bewehrungsstahl nach 60 Minuten aber nur noch eine rechnerische Festigkeit von $f_{sk}(\Theta) = 425 \text{ MN/m}^2$ besitzt, muß die Stützenlänge mit

$$\sqrt{\frac{500/1,15}{425/1,0}} \text{ multipliziert werden.}$$

$$\Rightarrow l'_0 = \sqrt{\frac{500/1,15}{425/1,0}} \cdot l_0 = 1,01 \cdot 2,10 = 2,12 \text{ m}$$

Bestimmung der Gesamtausmitte e_{tot} (Modellstützenverfahren)

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

planmäßige Ausmitte $e_0 = 0$

$$e_a = \frac{v \cdot l_0}{2} \text{ mit } v = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{1}} = 1/(100 \cdot \sqrt{12,25}) < 1/200$$

$$\Rightarrow e_a = 1/200 \cdot 2,12/2 = 0,005 \text{ m}$$

[3-3] Anh. B Bild B.1

[3-3] 3.3 (4)

S. 3.3.7.2

[3-15], s. Erläuterung in Abschnitt 3.1.4.5

$$e_2 = K_1 \cdot l_0^2 / 10 \cdot \frac{1}{r}$$

mit $K_1 = 1,0$ für $\lambda > 35$ und $d' = h' - a' = 168 - (40 - 16) = 144$ mm

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \varepsilon_y}{0,9 \cdot d} = 2 \cdot 1,0 \cdot 0,0025 / (0,9 \cdot 0,144) = 0,039 \text{ 1/m}$$

$$\Rightarrow e_2 = 1,0 \cdot 2,12^2 / 10 \cdot 0,039 = 0,018 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_{\text{tot}} = 0 + 0,008 + 0,018 = 0,026 \text{ m}$$

Bestimmung der Einwirkung im Brandfall

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d; \text{ mit } \eta_{fi} = 0,7$$

$$\text{für } N_{Sd}(\Theta) = 0,7 \cdot 737,0 = 515,9 \text{ kN}$$

Ermittlung der Tragfähigkeit im Brandfall

$$\text{mit } d'_1 = a - a_z = 40 - 16 = 24 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d'_1 / h' = 24 / 168 \approx 0,15$$

aus Bemessungsdiagramm mit vorh. $\omega_{\text{tot},fi} = 0,31$ und $e_{\text{tot}} / h' = 0,262$

$$\Rightarrow M_{Sd}(\Theta) = N_{Sd}(\Theta) \cdot e_{\text{tot}} = 515,9 \cdot 0,026 = 13,4 \text{ kNm}$$

$$v = N_{Sd}(\Theta) / (b \cdot h \cdot f_{cd}(\Theta)) = -0,5159 / (0,168^2 \cdot 30,0) = -0,609$$

$$\mu = M_{Sd}(\Theta) / (b \cdot h^2 \cdot f_{cd}(\Theta)) = 0,0134 / (0,168^3 \cdot 30,0) = 0,094$$

Es ergibt sich im μ / v -Interaktionsdiagramm der Schnittpunkt einer Geraden durch den Koordinaten-Nullpunkt (bei $e_{\text{tot}} / h' = 0,262 = \text{const.}$) und durch $(\mu = 0,094; v = -0,609)$ mit $\omega_{\text{tot},fi} = 0,31$:

$$v_{sd}(\Theta) \approx -0,80 \text{ und } \mu_{sd}(\Theta) \approx 0,12$$

$$\Rightarrow R_d(\Theta) = v_{sd}(\Theta) \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}(\Theta) = -0,80 \cdot 0,168^2 \cdot 30,0 = -0,6777 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow R_d(\Theta) = 677,7 \text{ kN}$$

Nachweis

$$N_{Sd}(\Theta) = 515,9 \text{ kN} < R_d(\Theta) = 677,7 \text{ kN}$$

Annahme: $K_2 = 1,0$

(sichere Seite)

[3-3] 2.4.3 (4), [3-21]

s. Abschnitt 3.3.7.2

[3-6] S. 363, Tafel 2.7-c

Die Stütze kann ohne Zusatzmaßnahmen in Feuerwiderstandsklasse R 30 eingestuft werden.

3.3.7.4 Vergleich der Ergebnisse

Zum Vergleich werden in folgender Tabelle die nach der brandschutztechnischen Bemessung ermittelten Feuerwiderstandsdauern der drei Verfahren und ergänzend die nach [3-25] exakt berechnete Feuerwiderstandsdauer aufgelistet.

Berechnungsvorschrift/-verfahren	Ermittelte Feuerwiderstandsdauer
DIN 4102 Teil 4 Tabellen-Verfahren	—
Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellen-Verfahren	—
Eurocode 2 Teil 1-2 Vereinfachtes Rechenverfahren	30 Minuten

3.3.8 Tragende Wand

3.3.8.1 Nachweis nach DIN 4102 Teil 4

Aufgabenstellung

Für die tragende raumabschließende Innenwand soll für einseitige Brandbeanspruchung eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten erreicht werden. [3-18] S. 311ff.

Baustoffe

Beton B 25

Betonstahl BSt 500

Querschnitt und Systemskizze

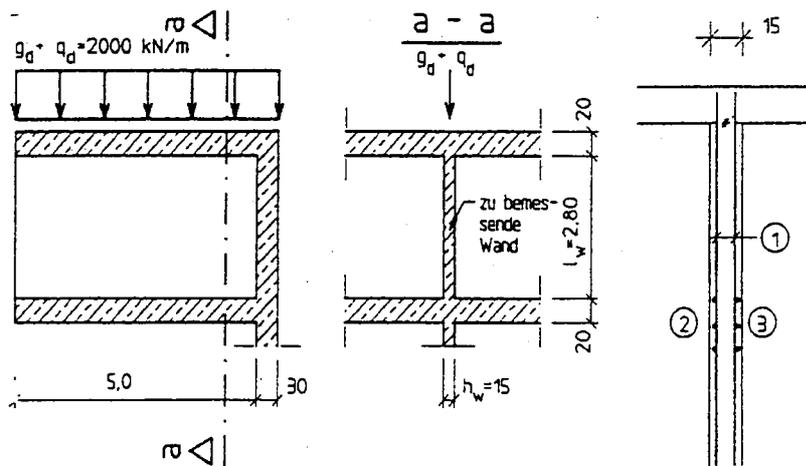


Bild 3-37 Querschnitt und System Tragende Wand

Ergebnis der Kaltbemessung

gew. $\varnothing 20/12^5$ mit vorh. $a_s = 25,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ je Seite

Achsabstand: vorh. $u = 40 \text{ mm}$

Brandschutztechnische Bemessung

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 90

einseitige Brandbeanspruchung

[3-18] S. 312

Tragende Wände sind überwiegend auf Druck beanspruchte scheibenartige Bauteile zur Aufnahme vertikaler Lasten, z. B. Deckenlasten, sowie horizontaler Lasten, z. B. Windlasten. [3-1] 4.1.1.3

Als raumabschließende Wände gelten z. B. Wände in Rettungswegen, Treppenraumwände, Wohnungstrennwände und Brandwände. Sie dienen zur Verhinderung der Brandübertragung von einem Raum zum anderen. Sie werden nur 1seitig vom Brand beansprucht. Als raumabschließende Wände gelten ferner Außenwandscheiben mit einer Breite $> 1,0$ m. Raumabschließende Wände können tragende oder nicht nicht-tragende Wände sein. [3-1] 4.1.1.4

Die im folgenden angegebenen Mindestdicken beziehen sich soweit nicht anderes angegeben ist, immer auf die unbekleidete Wand oder auf eine unbekleidete Wandschale. [3-1] 4.1.2.1

Beton- und Stahlbetonwände aus Normalbeton müssen die Bedingungen in [3-1] 4.2.2, [3-1] Tab.35, Tab.36 erfüllen. Hinsichtlich des Ausnutzungsfaktors α_1 gilt [3-1] 3.13.2.2 sinngemäß. [3-1] 4.2.2.1

$$A_{S,vorh} / A_{S,erf} = 24,4/25,1 = 0,97$$

⇒ **Wand voll ausgenutzt $\alpha \approx 1,0$**

[3-18] S. 312

Querschnittsbreite und Achsabstände

erf. $d = 140$ mm < vorh. $d = 150$ mm

erf. $u = 25$ mm < vorh. $u = 40$ mm

[3-1] Tab. 35 Z. 1.2.2.3

[3-1] Tab. 35 Z. 1.3.2.3

Die Wand kann ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse F 90 eingestuft werden.

3.3.8.2 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellenverfahren

Aufgabenstellung

Für die tragende raumabschließende Innenwand soll für einseitige Brandbeanspruchung eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten erreicht werden.

[3-18] S. 311 ff.

Baustoffe

Beton C 25/30

Betonstahl BSt 500

Querschnitt und Systemskizze

s. 3.3.8.1

Ergebnis der Kaltbemessung

$n_{sd} = 2015 \text{ kN/m}$

gew. $\varnothing 20/12^5$ mit vorh. $a_s = 25,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ je Seite

Achsabstand: vorh. $a = 40 \text{ mm}$

[3-18] S. 311

Brandschutztechnische Bemessung

geforderte Feuerwiderstandsklasse REI 90

einseitige Brandbeanspruchung

Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand tragender Stahlbetonwände kann mit den Zahlenwerten in [3-3] Tab. 4.3 und den folgenden Regeln nachgewiesen werden.

[3-3] 4.2.4.2 (1)

Die Abschnitte in [3-3] 4.2.3 (2), (3) und (6) gelten auch für tragende Betonwände.

[3-3] 4.2.4.2 (3)

Querschnittsbreite und Achsabstände

vorh. $h = 150 \text{ mm}$

vorh. $a = 40 \text{ mm}$

Bestimmung der Gesamtausmitte e_{tot} (Modellstützenverfahren)

$$\Rightarrow l_0 = \beta \cdot l_{\text{col}} = 2,71 \text{ m}$$

[3-18] S. 311

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$$

[3-2] 4.3.5.6.3

planmäßige Ausmitte $e_0 = 0$

$$e_a = \frac{v \cdot l_0}{2} \quad \text{mit } v = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l}} = 1/(100 \cdot \sqrt{2,71}) = 1/167 > 1/200$$

$$\Rightarrow e_a = 1/167 \cdot 2,71/2 = 0,008 \text{ m}$$

$$e_2 = K_1 \cdot l_0^2 / 10 \cdot \frac{1}{r}$$

mit $K_1 = 1,0$ (sichere Seite); $d = h - a = 0,140 - 0,040 = 0,110 \text{ m}$

$$\varepsilon_{y,fi} = f_{\text{skm,fi}} / E_s = 500/200 \cdot 10^5 = 0,0025$$

[3-2] Gl. 4.72

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \varepsilon_y}{0,9 \cdot d} = 2 \cdot 1,0 \cdot 0,0025 / (0,9 \cdot 0,110) = 0,050 \text{ 1/m}, \quad K_2 = 1,0$$

$$\Rightarrow e_2 = 1,0 \cdot 2,71^2 / 10 \cdot 0,050 = 0,036 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_{\text{tot}} = 0 + 0,008 + 0,036 = 0,044 \text{ m}$$

Ermittlung der Tragfähigkeit im Brandfall

Der Tragwiderstand $R_{d,fi}(0)$ kann wie in Abschnitt 3.3.6 beschrieben ermittelt werden. Es ergibt sich: $R_{d,fi}(0) = 2600 \text{ kN/m}$.

Bestimmung der Einwirkung im Brandfall

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d = 0,7$$

[3-3] 2.4.3 (4), [3-3] Gl. 2.5

genaue Ermittlung von η_{fi} :

$$\frac{E_{d,fi}}{E_d} = \eta_{fi} = (1,0 + \psi_{1,1} \cdot \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q \cdot \xi)$$

[3-3] Gl. 2.6

mit $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,5$ und

$\xi = Q_{k1}/G_k = 30/70 = 0,43$ (Annahme des Verhältnisses veränderliche Einwirkung zu ständiger Einwirkung bei Betonbauwerken)

$$\Rightarrow \eta_{fi} = (1,0 + 0,7 \cdot 0,43) / (1,35 + 1,5 \cdot 0,43) = 0,65$$

[3-3] Gl. 2.6

$$\Rightarrow N_{d,fi} = 0,65 \cdot 2015 \text{ kN/m} = 1310 \text{ kN/m}$$

[3-3] Gl. 2.5

Nachweis

$$\mu_{fi} = E_{d,fi} / R_{d,fi}(0) \leq 0,4$$

[3-3] 4.2.4.2 (3), 4.2.3 (2)

mit $R_{d,fi}(0) = 2600 \text{ kN/m}$ und $E_{d,fi} = 1310 \text{ kN/m}$

[3-21]

$$\Rightarrow \mu_{fi} = 1310/2600 = 0,50 > 0,4$$

Die Wand kann *nicht* in die Feuerwiderstandsklasse REI 90 eingestuft werden, die Belastung muß reduziert werden.

3.3.8.3 Nachweis nach Eurocode 2 Teil 1-2 vereinfachtes Rechenverfahren

Aufgabenstellung

Für die tragende raumabschließende Innenwand soll für einseitige Brandbeanspruchung eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten erreicht werden.

[3-18] S. 311 ff.

Baustoffe

Beton C 25/30

Betonstahl BSt 500

Querschnitt und Systemskizze

s. 3.3.8.1

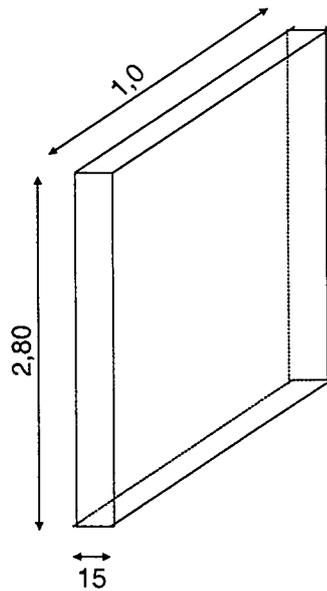


Bild 3-38 Tragende Wand

Ergebnis der Kaltbemessung

$n_{sd} = 2015 \text{ kN/m}$

gew. $\varnothing 20/12^5$ mit vorh. $a_s = 25,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ je Seite

Achsabstand: vorh. $a = 40 \text{ mm}$

[3-18] S. 311

Brandschutztechnische Bemessung

geforderte Feuerwiderstandsklasse REI 90

einseitige Brandbeanspruchung

Reduzierung des Betonquerschnitts

$$w = h = 150 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow k_c(\Theta_m) = 1,0 \text{ für } t = 90 \text{ Minuten}$$

$$f_{ck}(\Theta) = k_c(\Theta) \cdot f_{ck}(20^\circ\text{C}) = 1,0 \cdot 25 \text{ MN/m}^2 = 25,0 \text{ MN/m}^2$$

$$\Rightarrow a_z = 36 \text{ mm}$$

$$h' = h - a_z = 150 - 36 = 114 \text{ mm}$$

$$b = b' = 1000 \text{ mm (pro Meter Wandlänge gerechnet)}$$

$$\Rightarrow A'_{c,fi} = b' \cdot h' = 1,0 \cdot 0,114 \text{ m} = 0,114 \text{ m}^2$$

Reduzierte Stahlfestigkeit

Da im Anhang von Eurocode 2 Teil 1-2 keine Temperaturprofile für einseitig beflamnte Wände zur Verfügung stehen, ist dieses programmgesteuert ermittelt worden. Maßgebend sind die Temperaturen in der Mitte, bei annähernd parallelem Verlauf der Isothermen.

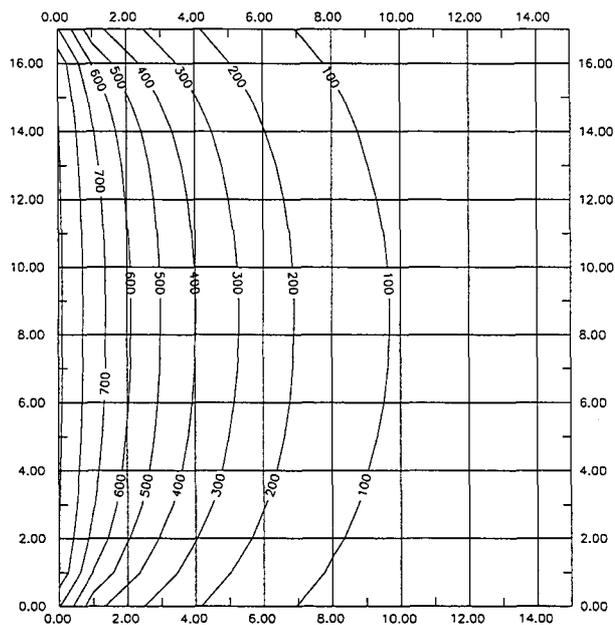


Bild 3-39 Isothermenverlauf einer einseitig ETK- beflamnten Wand nach 90 Minuten

[3-3] 4.3.3 (3)

[3-3] Anh. B Bild B.3 a)

[3-3] Anh. B Bild B.3 b)

[3-3] Anh. B Bild B.1

[3-22]

feuerzugewandte Seite:

vorh. Achsabstand $a = 40 \text{ mm}$

$\Rightarrow \Theta_{\text{Bew1}} = 400^\circ\text{C}$ für $t = 90$ Minuten

für $\varepsilon_s < 2\%$ (gedrückte Wand) gilt:

$\Rightarrow k_s(400^\circ\text{C}) = (1100 - 400)/1000 = 0,7$

$$f_{\text{sk1}}(\Theta) = k_s(\Theta) \cdot f_{\text{yk}}(20^\circ\text{C}) = 0,7 \cdot 500 \text{ MN/m}^2 = 350 \text{ MN/m}^2$$

[3-3] 3.3 (4)

feuerabgewandte Seite:

vorh. Achsabstand 110 mm :

$\Rightarrow \Theta_{\text{Bew2}} < 100^\circ\text{C}$ für $t = 90$ Minuten

für $\varepsilon_s < 2\%$ (gedrückte Wand) gilt:

$\Rightarrow k_s(100^\circ\text{C}) = 1,0$

$$f_{\text{sk2}}(\Theta) = k_s(\Theta) \cdot f_{\text{yk}}(20^\circ\text{C}) = 1,0 \cdot 500 \text{ MN/m}^2 = 500 \text{ MN/m}^2$$

[3-3] 3.3 (4)

$$\begin{aligned} \Rightarrow f_{\text{skm,fi}} &= \frac{A_{s1} \cdot f_{\text{sk1}}(\Theta) + A_{s2} \cdot f_{\text{sk2}}(\Theta)}{A_{s1} + A_{s2}} \\ &= (25,1 \cdot 350 + 25,1 \cdot 500) / (25,1 + 25,1) = 425 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Bewehrungsgrad:

$$\omega_{\text{tot,fi}} = \frac{f_{\text{skm,fi}} \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{A_{c,fi} \cdot f_{\text{ck}}(\Theta)} = 425 \cdot (2 \cdot 25,1 \cdot 10^{-4}) / (0,114 \cdot 25) = 0,75$$

Bestimmung der Gesamtausmitte e_{tot} (Modellstützenverfahren)

Die Verwendung der Interaktionsdiagramme in [3-6] S. 361 ff. zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit ist nicht möglich, da aufgrund der einseitigen Brandbeanspruchung ein reduzierter Querschnitt entsteht, der nicht mehr symmetrisch bewehrt ist.

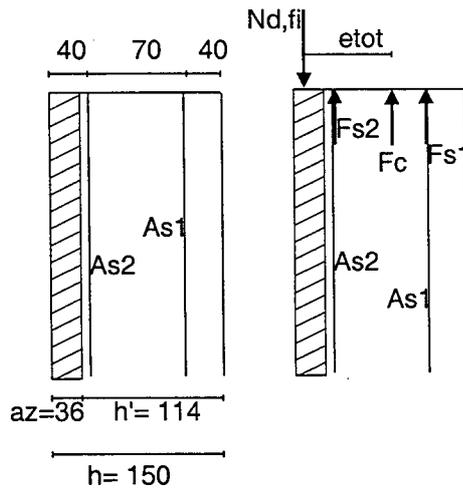


Bild 3-40 Bestimmung der Gesamtausmitte

Wände, deren Dicken im Vergleich zu Breite und Höhe in einem kleinen Verhältnis stehen, spannen sich im Gegensatz zu Stützen im Brandfall nicht in die Deckenkonstruktion ein. Ihre Knicklänge wird bei der brandschutztechnischen Bemessung entsprechend den Lagerungsbedingungen wie bei der „Kaltbemessung“ bestimmt.

⇒ Lagerungsbedingungen bei „Kaltbemessung“ werden auch im Brandfall angenommen:

$$\Rightarrow l_0 = \beta \cdot l_{col} = 2,71 \text{ m}$$

[3-18] S. 311

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

planmäßige Ausmitte e_0 :

$$e_0 = a_z / 2 = 36 / 2 \text{ mm} = 0,018 \text{ m}$$

[3-2] 4.3.5.6.3

$$e_a = \frac{v \cdot l_0}{2} \text{ mit } v = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l}} = 1 / (100 \cdot \sqrt{2,71}) = 1 / 167 > 1 / 200$$

$$\Rightarrow e_a = 1 / 167 \cdot 2,71 / 2 = 0,008 \text{ m}$$

$$e_2 = K_1 \cdot l_0^2 / 10 \cdot \frac{1}{r}$$

mit $K_1 = 1,0$ (sichere Seite); $d' = h' - a = 0,114 - 0,040 = 0,074 \text{ m}$

$$\varepsilon_{y,fi} = f_{skm,fi} / E_s = 425 / 200 \cdot 10^5 = 0,0021$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \varepsilon_y}{0,9 \cdot d} = 2 \cdot 1,0 \cdot 0,0021 / (0,9 \cdot 0,074) = 0,063 \text{ 1/m}, K_2 = 1,0$$

[3-2] Gl. 4.72

[3-3] Anh A, Bild A.6

$$\Rightarrow e_2 = 1,0 \cdot 2,71^2 / 10 \cdot 0,063 = 0,046 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_{tot} = 0,018 + 0,008 + 0,046 = 0,072 \text{ m}$$

Ermittlung der Tragfähigkeit im Brandfall

Wegen der einseitigen Beflammung liegt ein reduzierter Querschnitt vor, der nicht mehr symmetrisch bewehrt ist. Aufgrund der fehlenden Bemessungsdiagramme wird der Tragwiderstand $R_{d,fi}(\Theta)$ programmgesteuert berechnet.

Das Programm liefert: $R_{d,fi}(\Theta) = 1328,4 \text{ kN/m}$

Bestimmung der Einwirkung im Brandfall:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d = 1310 \text{ kN/m}$$

[3-3] 2.4.3 (4), [3-3] Gl. 2.5
s. Abschnitt 3.3.8.2

Nachweis

$$N_{d,fi} = 1310 \text{ kN/m} < 1328,4 \text{ kN/m} = R_{d,fi}(\Theta)$$

Die tragende Wand kann ohne Zusatzmaßnahmen in Feuerwiderstandsklasse REI 90 eingestuft werden.

3.3.8.4 Vergleich der Ergebnisse

Zum Vergleich werden in folgender Tabelle die nach der brandschutztechnischen Bemessung ermittelten Feuerwiderstandsdauern der drei Verfahren aufgelistet.

Berechnungsvorschrift/-verfahren	Ermittelte Feuerwiderstandsdauer
DIN 4102 Teil 4 Tabellen-Verfahren	90 Minuten
Eurocode 2 Teil 1-2 Tabellen-Verfahren	—
Eurocode 2 Teil 1-2 Vereinfachtes Rechenverfahren	90 Minuten

3.4 Literatur

- [3-1] DIN 4102 Teil 4, Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Ausgabe März 1994.
- [3-2] DIN V ENV 1992-1-1, Eurocode 2, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen für den Hochbau, Ausgabe Juni 1992.
- [3-3] DIN V ENV 1992-1-2, Eurocode 2, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Ausgabe Februar 1995.
- [3-4] Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045, 5. Auflage, Deutscher Beton-Verein E.V., Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1991.
- [3-5] Beispiele zur Bemessung von Betontragwerken nach EC 2, Deutscher Beton-Verein E.V., Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1994.
- [3-6] Beton-Kalender 1993, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1993.
- [3-7] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Richtlinie für die Anwendung Europäischer Normen im Betonbau, Beuth-Verlag, Berlin/Köln, 1991.
- [3-8] KLINGSCH, W.: Traglastberechnung instationär belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung, Heft 33 des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1976.
- [3-9] ROSTASY, F. S.: Baustoffe, Kohlhammer, Stuttgart, 1983.
- [3-10] KORDINA, K; MEYER-OTTENS, C.: Betonbrandschutzhandbuch, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1981.
- [3-11] DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ausgabe Juli 1988.
- [3-12] GRASSER, E.; KORDINA, K.; QUAST, U.: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen, Heft 220, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Ernst & Sohn, Berlin, 1979.
- [3-13] DIN V ENV 1991-2-2, Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke – Einwirkungen im Brandfall, Ausgabe Februar 1995.

- [3-14] AVAK, R.: Euro-Stahlbetonbau in Beispielen, Bemessung nach DIN V ENV 1992, Teil 1 Baustoffe Grundlagen Bemessung von Stabtragwerken, Werner-Verlag, Düsseldorf, 1993.
- [3-15] QUAST, U.: persönliche Mitteilung vom 15.10.1993, unveröffentlicht.
- [3-16] HAß, R.: Zur praxismgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton, Heft 69 des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1986.
- [3-17] SCHNEIDER, K. J.: Bautabellen für Ingenieure, 12. Auflage, Werner-Verlag, Düsseldorf, 1996.
- [3-18] AVAK, R.: Euro-Stahlbetonbau in Beispielen, Bemessung nach DIN V ENV 1992, Teil 2 Konstruktion Platten Treppen Fundamente wandartige Träger Wände, Werner-Verlag, Düsseldorf, 1996.
- [3-19] WESCHE, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand, Heft 63 des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1984.
- [3-20] KORDINA, K.: Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonplatten, DAfStb Heft 479, Beuth-Verlag, Berlin, 1997.
- [3-21] Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1992-1-2; Nationales Anwendungsdokument, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin, in Vorbereitung.
- [3-22] FIRES-T: A computer program for the fire response of structures-thermal by J. Becker, H. Bizri and B. Bresler, report no. UBC FRG 74-1 of the University of California in Berkeley, 1974.
- [3-23] RICHTER, E.: PRECON-F: Programm zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Stahl- und Spannbetonbauteile. Sonderforschungsbereich 148, TU Braunschweig, 1987.
- [3-24] KIEL, M.: TUSSI: Programm zur Analyse brandbeanspruchter ebener Rahmentragwerke – Ein Beitrag zum definierten Objektschutz. Sonderforschungsbereich 148, TU Braunschweig, 1987.
- [3-25] QUAST, U.; HAß, R.; RUDOLPH, K.: STABA-F: Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1984.
- [3-26] persönliche Mitteilung an Dr. ir. J.-M.-Franssen vom 25.06.1998, unveröffentlicht.

- [3-27] HERTZ, K.: Simplified Calculation Method For Fire Exposed Concrete Structures, Supporting Document For CEN PR-ENV 1992-1-2, Technical University of Denmark, Lyngby, 1993.
- [3-28] DIN V ENV 1991-1, Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung, Ausgabe Dezember 1995.
- [3-29] RICHTER, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze, Heft 80 des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1987.
- [3-30] DIN EN 206, Beton, Eigenschaften Herstellung und Konformität, Ausgabe August 1997.
- [3-31] DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton, Ergänzung zu DIN 1045/07.88 für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115, August 1995, Beuth Verlag, Berlin und Köln.
- [3-32] Beton-Kalender 1989, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1989.
- [3-33] HOSSER, D.; RICHTER, E.: Hintergrundinformationen zum Eurocode 2 Teil 1-2 aus Forschungs- und Normungsberichten, Forschungsvorhaben im Auftrag des Deutschen Betonvereins E. V., Wiesbaden, in Vorbereitung.
- [3-34] HOSSER, D.; RICHTER, E.; ZEHFUß, J.: Erarbeitung von Nationalen Anwendungsrichtlinien für rechnerische Nachweise nach den Brandschutzteilen der Eurocodes, Forschungsauftrag des Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Referat RS III 4, Az. RS III 4 – 67 41 – 97.120, in Vorbereitung.

4.1 Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 3 Teil 1-2

4.1.1 Allgemeines

4.1.1.1 Nachweis nach DIN 4102 Teil 4

Ungeschützte Stahlbauteile, die einer Beflammung entsprechend der Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) nach DIN 4102 Teil 2 ausgesetzt werden, erwärmen sich wegen der großen Wärmeleitfähigkeit des Stahles so schnell, daß sie bereits nach ca. 10 bis 20 Minuten ihr Tragvermögen verlieren. Werden in den Bauordnungen an Stahlbauteile in brandschutztechnischer Hinsicht Anforderungen gestellt, so müssen sie in feuerhemmender oder sogar in feuerbeständiger Bauweise erstellt werden. Dazu sind sie vor der direkten Flammenbeanspruchung zu schützen, weil nur auf diese Weise die Erwärmung des Stahlbauteiles so weit verzögert werden kann, daß der temperaturbedingte Festigkeitsabfall des Stahles erst nach der 30. bzw. 90. Minute sein kritisches Stadium erreicht.

Als "Schutzmaßnahmen" kommen in erster Linie Bekleidungen oder indirekter Schutz durch Abschirmungen (z.B. Unterdecken) in Frage. Für diese Brandschutzmaßnahmen ist das Brandverhalten nachzuweisen. Es werden im Wesentlichen drei Nachweisverfahren unterschieden:

- Nachweis nach DIN 4102 Teil 4 [4-2]: Der Abschnitt 6 dieser Norm enthält klassifizierte und genormte Brandschutzmaßnahmen in Verbindung mit Stahlbauteilen wie Bekleidungen und Unterdecken (Tabellen 90 - 92 für Stahlträger / Tabellen 93 - 95 für Stahlstützen / Tabellen 96 - 100 Unterdecken für Stahlträgerdecken).
- Nachweis durch ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis: Für nicht genormte Bauprodukte oder Bauarten erfolgt der Nachweis durch ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis einer bauaufsichtlich anerkannten Prüfstelle auf Grundlage von Brandprüfungen nach DIN 4102 Teil 2
- Nachweis durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Für Bauprodukte oder Bauarten, die sich noch nicht bewährt haben und daher noch nicht allgemein gebräuchlich sind, erfolgt der Nachweis durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung.

Alle eben genannten Nachweise basieren auf einer kritischen Stahltemperatur $\text{crit } T = 500 \text{ }^\circ\text{C}^1$.

Unter der kritischen Stahltemperatur versteht man die Stahltemperatur, bei der die aktuelle Streckgrenze des Stahlbauteiles infolge der Erwärmung bis in den Bereich der im Bauteil vorhandenen Stahlspan-

1) die kritische Stahltemperatur wird in DIN 4102 Teil 4 und in Eurocode 3 Teil 1-2 unterschiedlich bezeichnet:

DIN 4102 Teil 4:	crit T
Eurocode 3 Teil 1-2:	$\theta_{a,cr}$

nungen abgesunken ist und der Versagensvorgang beginnt. Nach DIN 4102 Teil 4 beträgt $\text{crit } T = 500$ °C beim maximal zulässigen statischen Ausnutzungsgrad $\mu = 0,58$.

Dabei wird μ folgendermaßen definiert:

$$\mu = \frac{f_{y,k}(T)}{f_{y,k}(20^\circ\text{C}) \cdot \alpha_{pl}} \quad \text{In dieser Gleichung bedeuten:}$$

$f_{y,k}(T)$	temperaturabhängige Streckgrenze des Stahles zum Versagenszeitpunkt bzw. anliegende Stahlspannung
$f_{y,k}(20^\circ\text{C})$	Streckgrenze des Stahles bei 20°C Raumtemperatur
α_{pl}	Formfaktor zur Berücksichtigung der plastischen Reserve des Querschnittes

Der Wert $\text{crit } T = 500$ °C basiert auf Versuchsergebnissen [4-14], [4-15]. Er wurde aus einer Vielzahl von Normbrandprüfungen durch Auswertung der zum Versagenszeitpunkt gemessenen Stahltemperaturen ermittelt.

Werden Stahlbauteile so bemessen, daß der maximal zulässige Ausnutzungsgrad nicht erreicht wird, so ist die kritische Stahltemperatur größer als 500°C und es dauert entsprechend länger bis der Verlust Tragfähigkeit eintritt. In DIN 4102 Teil 4 ist jedoch nicht vorgesehen, die Bemessung der Brandschutzmaßnahmen an die speziellen statischen Anforderungen des Stahlbauteiles hinsichtlich seiner kritischen Stahltemperatur bzw. Versagenstemperatur anzupassen. Alle dort im Abschnitt 6 vorgeschlagenen Bekleidungsmaßnahmen wurden einheitlich auf der Basis der maximal zulässigen statischen Beanspruchung bzw. Ausnutzung des Stahlquerschnittes und der kritischen Stahltemperatur $\text{crit } T = 500$ °C ermittelt. Das bedeutet, daß bei einer geringeren als der zulässigen statischen Querschnittsausnutzung die geforderte Brandschutzmaßnahme überdimensioniert ist.

Lediglich für genormte Putzbekleidungen in Verbindung mit Stahlträgern (vgl. [4-2], Tabelle 90) enthält Tabelle 88 der DIN 4102 Teil 4 für den Fall, daß $\text{crit } T$ um 100 K größer als 500 °C ist, Abminderungsbeträge Δd zu der Mindestbekleidungsdicke d . Dabei wird $\text{crit } T$ in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad μ der Stähle vereinfachend nach der Kurve in Bild 68 der DIN 4102 Teil 4 bestimmt.

Der weitaus größte Teil der für Stahlkonstruktionen verwendeten Brandschutzbekleidungen ist dagegen nicht in DIN 4102 Teil 4 aufgeführt, da es sich dabei um firmengebundene Produkte handelt. Der brandschutztechnische Verwendbarkeitsnachweis erfolgt in all diesen Fällen durch ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis bzw. durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Dabei wird die Klassifizierung in die Feuerwiderstandsklassen F 30, F 60, F 90 usw. wie in DIN 4102 Teil 4 auf der Basis einer kritischen Stahltemperatur von 500 °C vorgenommen. Daher können auch aus den Prüfungszeugnissen oder aus den Zulassungen bestenfalls nur Zeitdauern bis zum Erreichen von Stahltemperaturen $T \leq 500$ °C entnommen werden.

4.1.1.2 Nachweis nach Eurocode 3 Teil 1-2

Ein Brandschutznachweis nach Eurocode 3 Teil 1-2 (DIN V ENV 1993-1-2) [4-3] berücksichtigt dagegen die speziellen statischen und thermischen Randbedingungen des einzelnen Stahlbauteiles. Zur Beschreibung des Steifigkeitsverhaltens des Stahlbauteiles wird dabei nicht nur wie bisher der prozentuale Abfall der Streckgrenze zugrunde gelegt (siehe [4-2], Bild 68), sondern es werden spezielle temperaturabhängige σ - ε Beziehungen verwendet. Auf diese Weise berechnet der konstruierende Ingenieur nach Abschnitt 4.2.3 oder 4.2.4 der Eurocode 3 Teil 1-2 eine der jeweiligen mechanischen und thermischen Beanspruchung angepaßte spezielle kritische Stahltemperatur $\theta_{a,cr}$ ²⁾.

Der Nachweis der erforderlichen Brandschutzmaßnahmen nach Eurocode 3 Teil 1-2 erfolgt im Gegensatz zur bisherigen Vorgehensweise mit Hilfe der beiden thermischen Stoffkennwerte des Brandschutzmaterials $c_p(\theta)$ und $\lambda_p(\theta)$, d.h. der spezifischen Wärme bzw. der Wärmeleitfähigkeit. Damit und mit einer vorgeschätzten Bekleidungsdicke wird nach Abschnitt 4.2.5 (Gleichung 4.22) der Temperaturanstieg im Stahl und daraus die zu erreichende Feuerwiderstandsdauer berechnet. Diese Vorgehensweise ist zumindest z. Zt. problematisch, da die brandschutztechnischen Eigenschaften der Brandschutzmaßnahmen nicht allein durch die beiden o.a. thermischen Baustoffkennwerte des Bekleidungsmaterials beschrieben werden können. Es ist außerdem noch das Wärmedämmverhalten des gesamten Bekleidungs-systems zu berücksichtigen, das sich jedoch während der Brandbeanspruchung ändert. Es ist zwar auch abhängig von den beiden Stoffkennwerten, wird aber außerdem noch von den folgenden Faktoren beeinflusst:

- Haftvermögen, Verformungs- und Risseverhalten des Bekleidungs-systems
- “Abbrand“verhalten und Feuchtigkeitsgehalt des Bekleidungs-materials
- bei Plattenbekleidungen: Dicke der Platten, Anzahl der Lagen sowie Befestigungstechnik der Platten untereinander und der Platten am Stahlprofil, Ausbildung der Plattenfugen und -stöße, Art der Fugenhinterlegungen
- bei Brandschutzputzen: Dicke des Putzes, Applikationsart sowie Art, Lage und Befestigung des Putzträgers am Stahlprofil

Wie diese Faktoren das Brandverhalten eines Bekleidungs-systems beeinflussen, das kann nur durch eine hierfür bauaufsichtlich anerkannte Prüfstelle beurteilt werden, da nur dort die erforderliche Prüferfahrung vorhanden ist.

Die thermischen Stoffkennwerte, die nach Eurocode 3 Teil 1-2 zu verwenden sind, sollen nach Abschnitt 3.3.2 durch Brandversuche nach prENV YYY5-1 [4-8], prENV YYY5-2 [4-7] bzw. prENV YYY5-4 [4-6] bestimmt werden. Zur Zeit ist jedoch noch ungeklärt, ob es sich bei diesen Kennwerten lediglich um die thermischen Stoffkennwerte im rein physikalischen Sinne oder bereits um Rechengrößen handeln soll, die das Wärmedämmverhalten des kompletten Bekleidungs-systems beschreiben. Weiterhin ist noch nicht klar, wie diese Stoffkennwerte aus den Brandversuchsergebnissen abgeleitet werden

²⁾ siehe Fußnote 1

sollen und wer die entsprechenden Auswertungen vorzunehmen hat. Näheres zur Ermittlung der Stoffkennwerte bzw. der Rechengrößen siehe Abschnitt 4.1.2.3

Die im Zusammenhang mit der praktischen Anwendung von Eurocode 3 Teil 1-2 bisher veröffentlichten thermischen Stoffkennwerte, wie z.B. von Fontana in [4-12], können aus diesem Grunde in Deutschland nicht verwendet werden. Zum einen fehlen die detaillierten Angaben zu der Bekleidungskonstruktion und zum anderen fehlt der Nachweis über die brandschutztechnische Wirksamkeit dieses auf rechnerischem Wege ermittelten Bekleidungssystems unter der thermischen und mechanischen Beanspruchung während eines Normbrandversuches nach DIN 4102 Teil 2.

Beim Nachweis einer in Verbindung mit einer Bekleidung feuerbeständigen Stahlstütze entfällt außerdem der Nachweis, daß sie einer Löschwasserbeanspruchung widersteht.

Im folgenden werden beispielhaft Brandschutznachweise nach DIN 4102 Teil 4 und nach Eurocode 3 Teil 1-2 durchgeführt, um deren Unterschiede aber auch deren Gleichwertigkeit aufzuzeigen. Ein direkter Vergleich der auf beiden Wegen ermittelten erforderlichen Brandschutzmaßnahmen ist jedoch nicht möglich, weil es zur Zeit in Deutschland noch keine Bekleidungssysteme gibt, die für Versagenstemperaturen $\theta_{a,cr} \neq 500^{\circ}\text{C}$ verwendet werden dürfen.

Für Bekleidungen in Verbindung mit Stahlbauteilen wird in Abschnitt 4.2.5.2 (7) des Eurocodes 3 Teil 1-2 alternativ zu dem eben erwähnten Berechnungsverfahren auf die Verwendung von Bemessungstabellen verwiesen, die aus Brandversuchen nach prENV YYY5-4 [4-6] abzuleiten sind. Im Anhang wird gezeigt, welche Form ein Verwendbarkeitsnachweis der brandschutztechnischen Wirksamkeit eines Bekleidungssystems haben könnte, wenn nach DIN 4102 Teil 2 durchgeführte Brandversuche im Hinblick auf eine kritische Stahltemperatur $350^{\circ}\text{C} \leq \theta_{a,cr} \leq 750^{\circ}\text{C}$ ausgewertet werden. Um den Forderungen des gegenwärtigen Bauaufsichtsrechts nachzukommen, wird vorgeschlagen, daß derartige Verwendbarkeitsnachweise wie bisher nur durch eine hierfür anerkannte Prüfstelle erstellt werden.

4.1.2 Erläuterungen und Anwendungshilfen

4.1.2.1 zu Eurocode 3 Teil 1-2, Tabelle 3.1

Die Unterschiede einer Brandschutzbemessung nach DIN 4102 Teil 4, Abschnitt 6 und Eurocode 3 Teil 1-2 bestehen nicht nur darin, daß bei einer Eurocode - Bemessung die kritische Stahltemperatur auf der Basis der speziellen statischen Randbedingungen des jeweiligen Stahlbauteiles errechnet wird.

Darüber hinaus werden in Eurocode 3 Teil 1-2 temperaturabhängige σ - ϵ Beziehungen verwendet (siehe Eurocode 3 Teil 1-2, Tabelle 3.1) während in einen Nachweis nach DIN 4102 Teil 4 bestenfalls der temperaturabhängige Abfall der Streckgrenze (siehe DIN 4102 Teil 4, Bild 68) eingeht. In dieser Hinsicht ist also ein Vergleich beider Nachweisverfahren nur über die temperaturabhängige Streckgrenze

$f_{y,k}(T)$ bzw. $f_{y,\theta}$ möglich. In Bild 4-1 ist jeweils das Verhältnis $\mu = \frac{f_{y,k}(T)}{f_{y,k}(20^\circ\text{C}) \cdot \alpha_{pl}}$ in Abhängigkeit von

der Temperatur eingetragen. Daraus läßt sich ablesen, daß die Streckgrenze $f_{y,\theta}$ nach Eurocode 3 Teil 1-2 langsamer absinkt als $f_{y,k}(T)$ nach DIN 4102. Dies hat zur Folge, daß sich für einen Stahlbiegeträger bei einem Eurocode-Nachweis um ca. 10 % höhere Versagenstemperaturen einstellen als bei einem Nachweis nach DIN 4102 Teil 4.

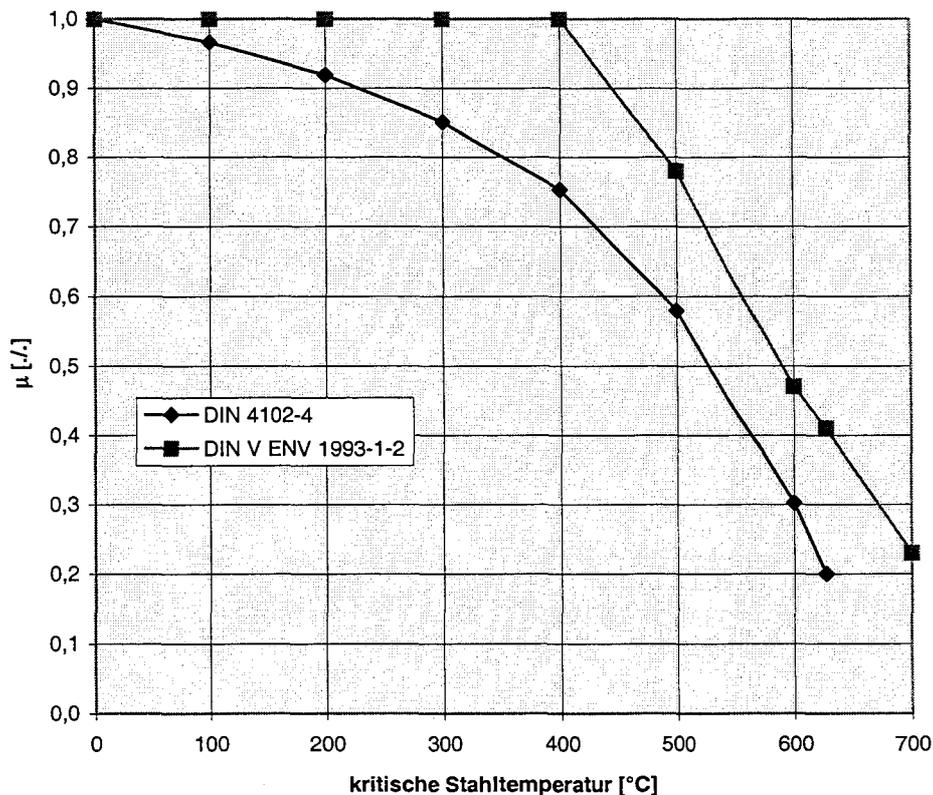


Bild 4-1: Abfall der Streckgrenze in Abhängigkeit von der Temperatur nach DIN 4102 Teil 4 und Eurocode 3 Teil 1-2

Beispiel:

Biegeträger mit vorh $M_B = \text{vorh } \sigma_{\max} \cdot W = 16 W$, und $W = W \cdot \alpha_{pl}$

Bemessung nach **DIN 4102 Teil4:**

$$\mu = \frac{\text{vorh } M_B}{M_{pl}} = \frac{16 \cdot W}{W_{pl} \cdot f_y} = \frac{f_{y,k}(T)}{f_{y,k}(20^\circ\text{C}) \cdot \alpha_{pl}} = \frac{16,00}{24 \cdot 1,14} = 0,58 \quad \Rightarrow \quad T_{\text{krit}} = 500 \text{ }^\circ\text{C}$$

Bemessung nach **Eurocode 3 Teil 1-2:**

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} = \frac{M_{fi,d}}{M_{fi,Rd,0}} = \frac{16 \cdot W}{W_{pl} \cdot f_y \cdot \frac{1}{\gamma_{M,fi}}} = \frac{16 \cdot W}{W \cdot \alpha_{pl} \cdot f_y \cdot \frac{1}{1}} = \frac{16}{1,14 \cdot 23,5 \cdot \frac{1}{1}} = 0,6 \quad \Rightarrow \quad \theta_{a,crit} = 555 \text{ }^\circ\text{C}$$

Das Ergebnis nach DIN 4102 Teil 4 stimmt mit der Versuchserfahrung überein. Dies liegt daran, daß die Funktion in Bild 1 aus den in Normbrandversuchen an Stahlträgern gemessenen Versagenstemperaturen abgeleitet wurde. Als Versagenskriterium gilt dabei die in DIN 4102 Teil 2, Abschnitt 5.2.6 definierte kritische Durchbiegungsgeschwindigkeit:

$$\frac{\Delta f}{\Delta t} = \frac{l^2}{9000 \cdot h} \text{ [cm/min]} \quad \text{mit: } l = \text{Stützweite} \quad \text{und } h = \text{statische Höhe des Trägers}$$

Die effektive Streckgrenze $f_{y,\theta}$ (Eurocode 3 Teil 1-2, Tabelle 3.1) wurde auf ein anderes Versagenskriterium bezogen. Nach dem Entwurf für eine harmonisierte Brandschutzprüfnorm ENV 1363-1 [4-13] wird zusätzlich zu der kritischen Durchbiegungsgeschwindigkeit die maximale Mittendurchbiegung des Probekörpers f_{\max} als ein weiteres Versagenskriterium festgelegt:

$$f_{\text{MAX}} = \frac{l^2}{400 \cdot h} \text{ [cm]}$$

In [4-10], Tabelle 3.9 ist gezeigt, daß sich bei der Wahl dieses Versagenskriteriums um ca. 10 % höhere Versagenstemperaturen einstellen. Damit wird sichergestellt, daß das von den harmonisierten europäischen Prüfnormen auf dem Gebiet des vorbeugenden Brandschutzes vorgegebene Sicherheitsniveau auch bei den rechnerischen Nachweisen erreicht wird.

4.1.2.2 zu Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.3.3 (8): Anpassungsfaktor κ_1

Da nach Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.5.2, Gleichung (4.22) nur konstante Temperaturverläufe über die Trägerlänge und im Querschnitt berechnet werden können, wird in Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.3.3 ein Anpassungsfaktor κ_1 definiert, mit dem der Einfluß des durch eine obere Betonabdeckung des Stahlträgers auftretenden Temperaturgradienten (Obergurt kälter als der Untergurt) auf die mittlere Versagenstemperatur erfaßt werden soll. Parameterstudien in [4-10] und [4-11] haben gezeigt, daß sich die mittlere Versagenstemperatur eines Stahlträgers auf Grund eines Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe nicht vergrößert, sondern sich, wenn auch nur unwesentlich, verringert, wie es die nachfolgende Tabelle zeigt.

Temperaturgradient in [%] der Schwerpunktstemperatur	Versagenstemperatur im Schwerpunkt [°C]	Änderung in [%] bezogen auf $T_{crit} = 500 \text{ °C}$
0	500	0
16	498	-0,4
32	484	-3,2
48	446	-10,8

Tabelle 4.1: Änderung der Versagenstemperatur eines Stahlbiegeträgers in
Abhängigkeit vom Temperaturgradienten - nach [4-10]

Es wird daher empfohlen, bei Nachweisen nach Abschnitt 4.2.3.3 (3) u. (7) sowie 4.2.3.4 (1) den Abminderungsfaktor für veränderliche Temperaturen $\kappa_1 = 1,0$ zu setzen statt $\kappa_1 = 0,7$, wie in Eurocode 3 Teil 1-2 vorgeschlagen.

Als kritische Stahltemperatur erhält man dann für das Beispiel 1 "Stahlbiegeträger" beim Tragfähigkeitsnachweis auf der Tragfähigkeitsebene $\theta_{a,cr} = 577 \text{ °C}$ statt 639 °C .

Führt man mit dieser neuen Versagenstemperatur die Bemessung der erforderlichen Brandschutzplatten nach Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.5.2 durch, so erhält man für die Brandschutzplatten:

<p>$U/A = 98 \text{ m}^{-1}$: und $\theta_{a,cr} = 577 \text{ °C}$</p> <p>Feuerwiderstandsdauer 30 Minuten:</p> <p>Diagramm 1 ($d_p = 10 \text{ mm}$): zu $U/A = 100 \text{ m}^{-1} > 98 \text{ m}^{-1}$ gehört vorh $t_F = 62 \text{ min}$ \Rightarrow erf $d_p = 10 \text{ mm}$ mit vorh $t_F > \text{erf } t_F$</p> <p>Feuerwiderstandsdauer 90 Minuten:</p> <p>Diagramm 3 ($d_p = 30 \text{ mm}$): zu $U/A = 100 \text{ m}^{-1} > 98 \text{ m}^{-1}$ gehört vorh $t_F = 106 \text{ min}$ \Rightarrow erf $d_p = 30 \text{ mm}$ mit vorh $t_F > \text{erf } t_F$</p>	<p>Eurocode 3 Teil 1-2 Abschnitt 4.2.5.2 (7): siehe die Bemessungsdiagramme in 4.1.3</p>
---	--

4.1.2.3 zu Eurocode 3 Teil 1-2 Abschnitt 4.2.5.2: Isolierte innenliegende Stahlkonstruktionen

Das zur Auswertung der Versuchsergebnisse herangezogene Rechenverfahren basiert auf der Gleichung (4.22) und ist nicht auf die weitgehend unbekanntenen temperaturabhängigen Kennwerte λ_p , c_p und ρ_p des Bekleidungsmaterials im interessierenden Temperaturbereich sowie die Kennwerte des Brandraumes und der Beflammung angewiesen. Es berechnet vielmehr eine Rechengröße λ' , die hier als Wärmeleitfähigkeit λ_p des Brandschutzmaterials bezeichnet wird, in einer sogenannten Hinrechnung aus einem oder mehreren vorliegenden Brandversuchsergebnissen. Definitionsgleichung für die Rechengröße λ' ist die lineare Differentialgleichung (4.22) für die Stahltemperatur Θ_a , in der jedoch die Wärmekapazität und Rohdichte des Brandschutzmaterials $c_p = 1.0$ bzw. $\rho_p = 1.0$ gesetzt werden. Die Rechengröße $\lambda' = \lambda_p$ enthält alle für die Erwärmung des Stahl charakteristischen Größen wie Wärmeleitfähigkeit, Wärmekapazität, Wassergehalt, mechanisches Verhalten (Rißbildung) des Brandschutzmaterials sowie die charakteristischen Größen des Brandraumes und der Beflammung. Mit Hilfe einer so ermittelten Rechengröße, genauer gesagt temperaturabhängigen Rechenfunktion, können die Erwärmung nach Gleichung (4.22) und damit die gesuchten Zeitdauern bis zum Erreichen bestimmter Stahltemperaturen bekleideter Stahlbauteile in Abhängigkeit vom Profilmfaktor A_p/V berechnet werden.

Näheres sowie weitere Literaturhinweise siehe: Bock/Schickert [4-9]

4.1.3 Vorschlag für Bemessungsdiagramme

In diesem Abschnitt ist dargestellt, wie eine praxisgerechte und anwendungsorientierte Aufbereitung der Brandversuchsergebnisse in Form von Diagrammen erfolgen könnte. Es handelt sich dabei um **fiktive** Diagramme, aus denen man für eine bestimmte Plattendicke d_p jeweils für Stützen bzw. für Träger in Abhängigkeit von der kritischen Stahltemperatur $350 \text{ °C} \leq \theta_{a,cr} \leq 750 \text{ °C}$ und dem Profilkfaktor U/A des Stahlprofils die erreichbare Feuerwiderstandsdauer t_F ablesen kann. Die Diagramme gelten im vorliegenden Fall nur für ein einlagiges Bekleidungssystem, das aus drei unterschiedlich dicken Brandschutzplatten hergestellt wird. Es wurde vorausgesetzt, daß die Bekleidungen in Verbindung mit den Stahlstützen bei Feuerwiderstandsdauern von 90 Minuten und länger unmittelbar nach der 90. Versuchsminute einer Löschwasserbeanspruchung nach DIN 4102 Teil 2, Abschnitt 6.2.10 standgehalten hatten.

Mit diesen Diagrammen soll gezeigt werden, wie ein von einer bauaufsichtlich anerkannten Prüfstelle erstellter Verwendbarkeitsnachweis zum Brandverhalten eines firmengebundenen Brandschutzbekleidungssystems in Verbindung mit Stahlbauteilen aussehen könnte, damit man ihn für einen Brandschutznachweis nach Eurocode 3 Teil 1-2 heranziehen kann. Darüber hinaus muß ein auf der Grundlage von Normbrandprüfungen erteilter bauaufsichtlicher Verwendbarkeitsnachweis auch Angaben zu den weiteren Konstruktionsdetails des Bekleidungssystems, wie z. B. zu der Befestigungstechnik der Platten untereinander und der Platten am Stahlprofil oder der Ausbildung der Plattenfugen und -stöße, zu der Art der Fugenhinterlegungen usw. enthalten.

Die Abstufung der Profilkfaktoren U/A sollte in einem Abstand von $\Delta(U/A) = 10 \text{ m}^{-1}$ erfolgen und sich über einen Bereich von $50 \text{ m}^{-1} \leq U/A \leq 300 \text{ m}^{-1}$ erstrecken, damit die in der Baupraxis relevanten Profilkfaktoren des Stahlhochbaues eng genug abgedeckt werden. In den vorliegenden Diagrammen wurde die feinere Profilkfaktorabstufung jedoch nur dort vorgenommen, wo sie für die gerechneten Beispiele benötigt wurde, d.h. bei den Stützen im Bereich von 70 m^{-1} bis 90 m^{-1} bzw. bei den Trägern von 90 m^{-1} bis 110 m^{-1} .

Hinweis zur Anwendung der Diagramme:

Mit der kritischen Stahltemperatur als Eingangswert und dem Profilkfaktor U/A des Stahlprofils wird aus einem für eine vorgegebene Plattendicke d_p gültigen Diagramm die erreichbare Feuerwiderstandsdauer t_F als Ergebniswert abgelesen. Ist die erreichbare Feuerwiderstandsdauer kleiner als die erforderliche Feuerwiderstandsdauer, so muß die Bemessung mit einem für die nächstgrößere Plattendicke d_p gültigen Diagramm solange wiederholt werden, bis gilt:
erreichbare Feuerwiderstandsdauer größer / gleich erforderliche Feuerwiderstandsdauer.

Träger:

Diagramm 1: $d_p = 10 \text{ mm}$ (einlagig)

Diagramm 2: $d_p = 15 \text{ mm}$ (einlagig)

Diagramm 3: $d_p = 20 \text{ mm}$ (einlagig)

Diagramm 4: $d_p = 30 \text{ mm}$ (einlagig)

Stütze:

Diagramm 5: $d_p = 10 \text{ mm}$ (einlagig)

Diagramm 6: $d_p = 15 \text{ mm}$ (einlagig)

Diagramm 7: $d_p = 20 \text{ mm}$ (einlagig)

Diagramm 8: $d_p = 30 \text{ mm}$ (einlagig)

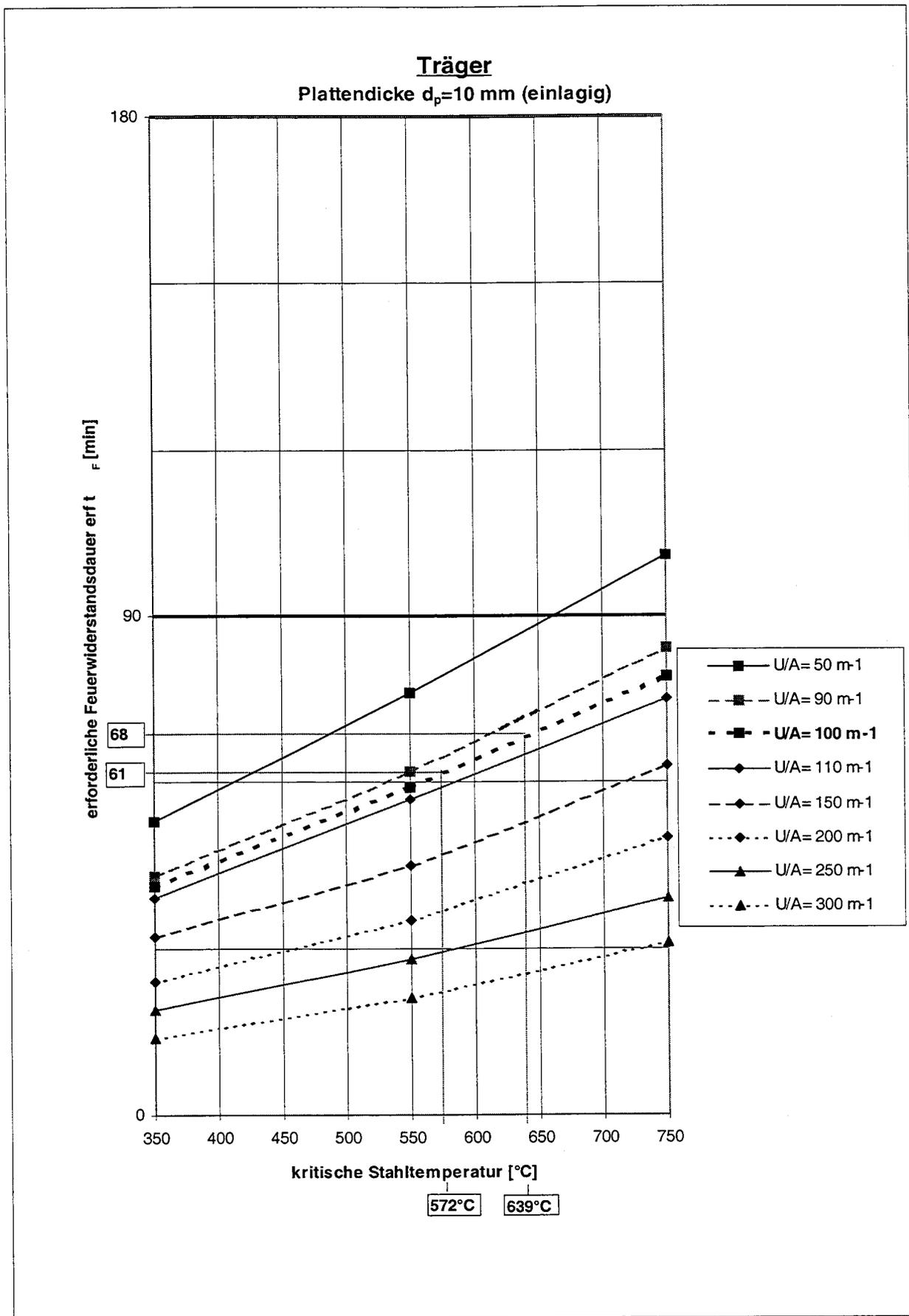


Diagramm 1

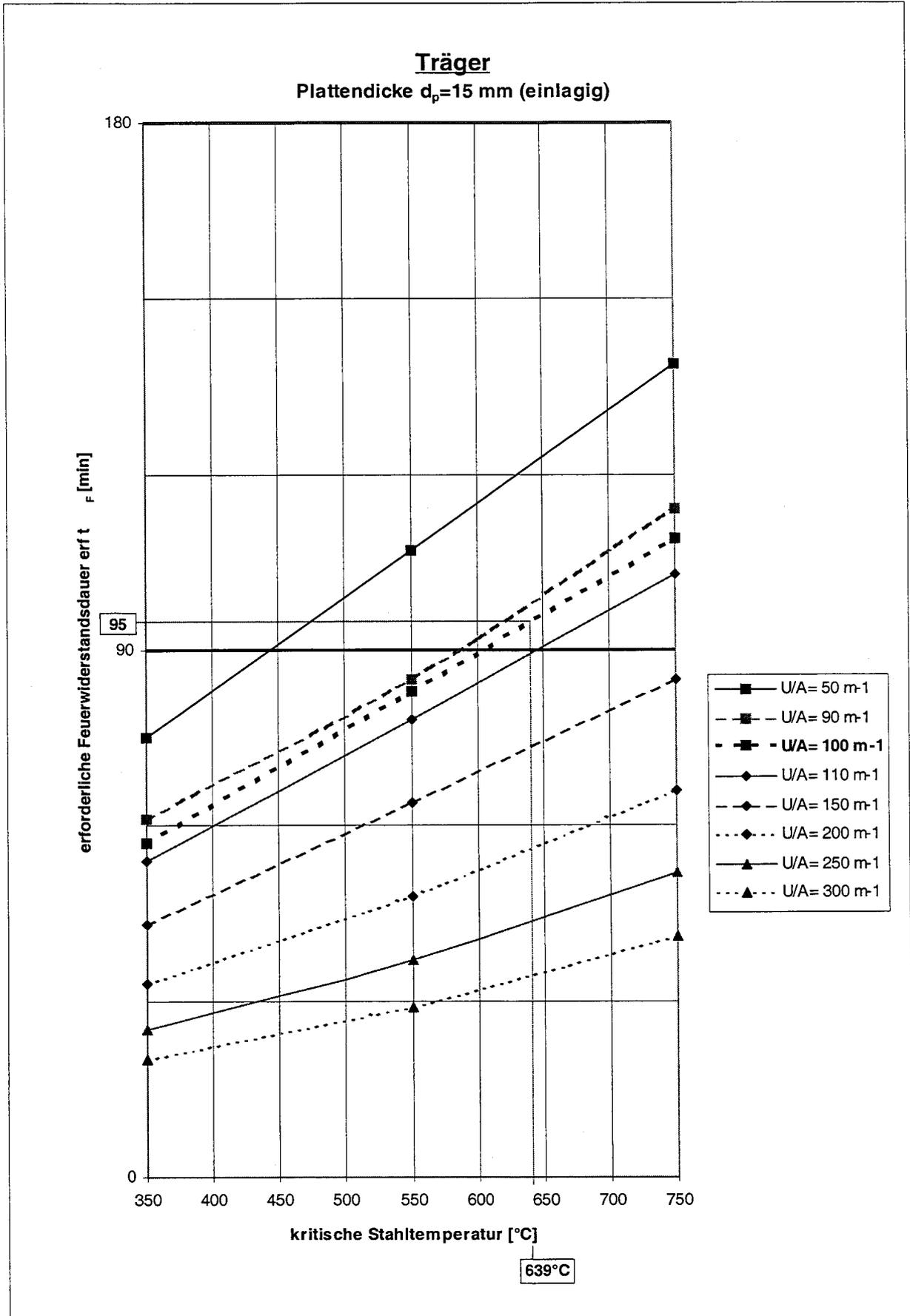


Diagramm 2

Träger
Plattendicke $d_p=20$ mm (einlagig)

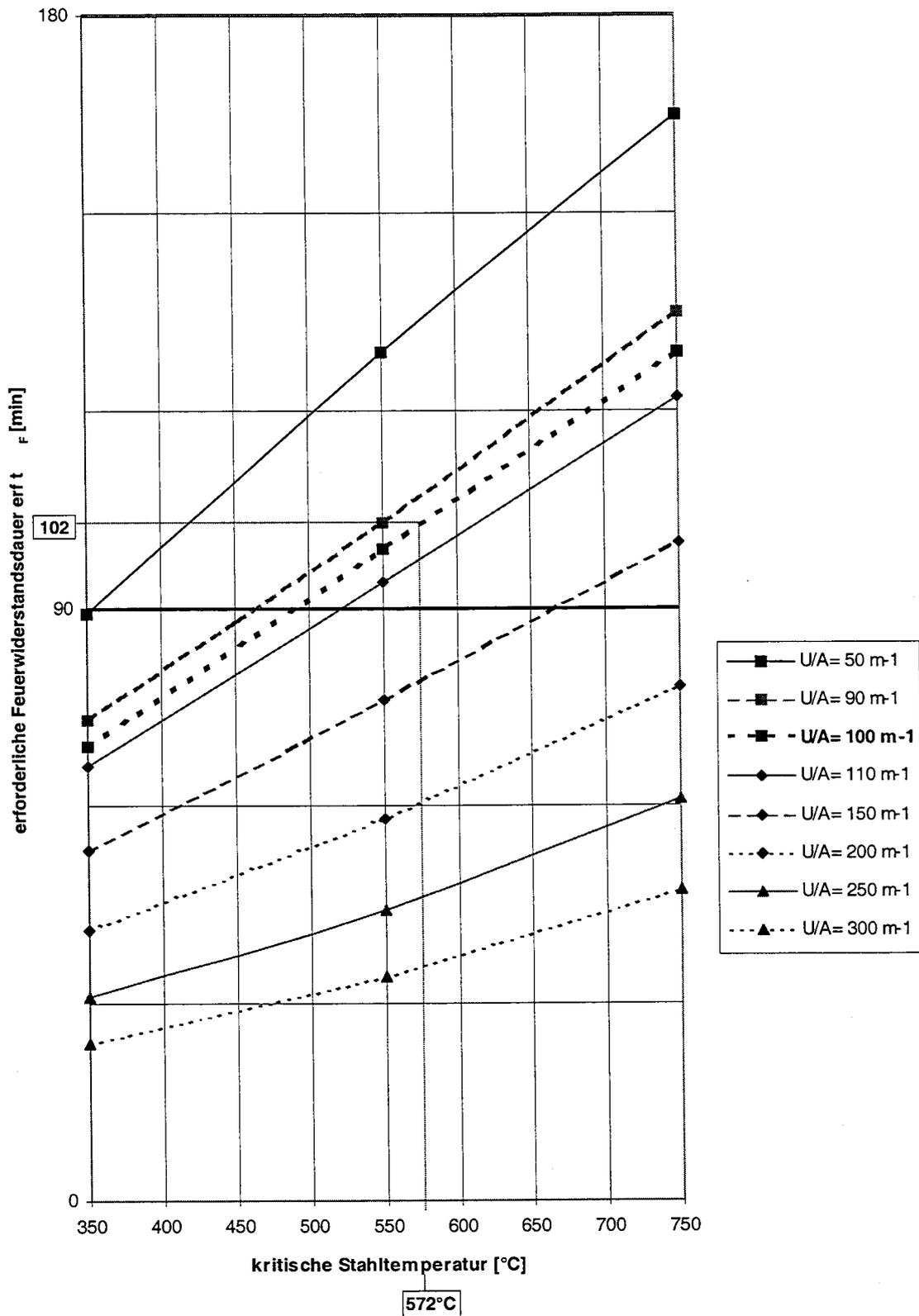


Diagramm 3

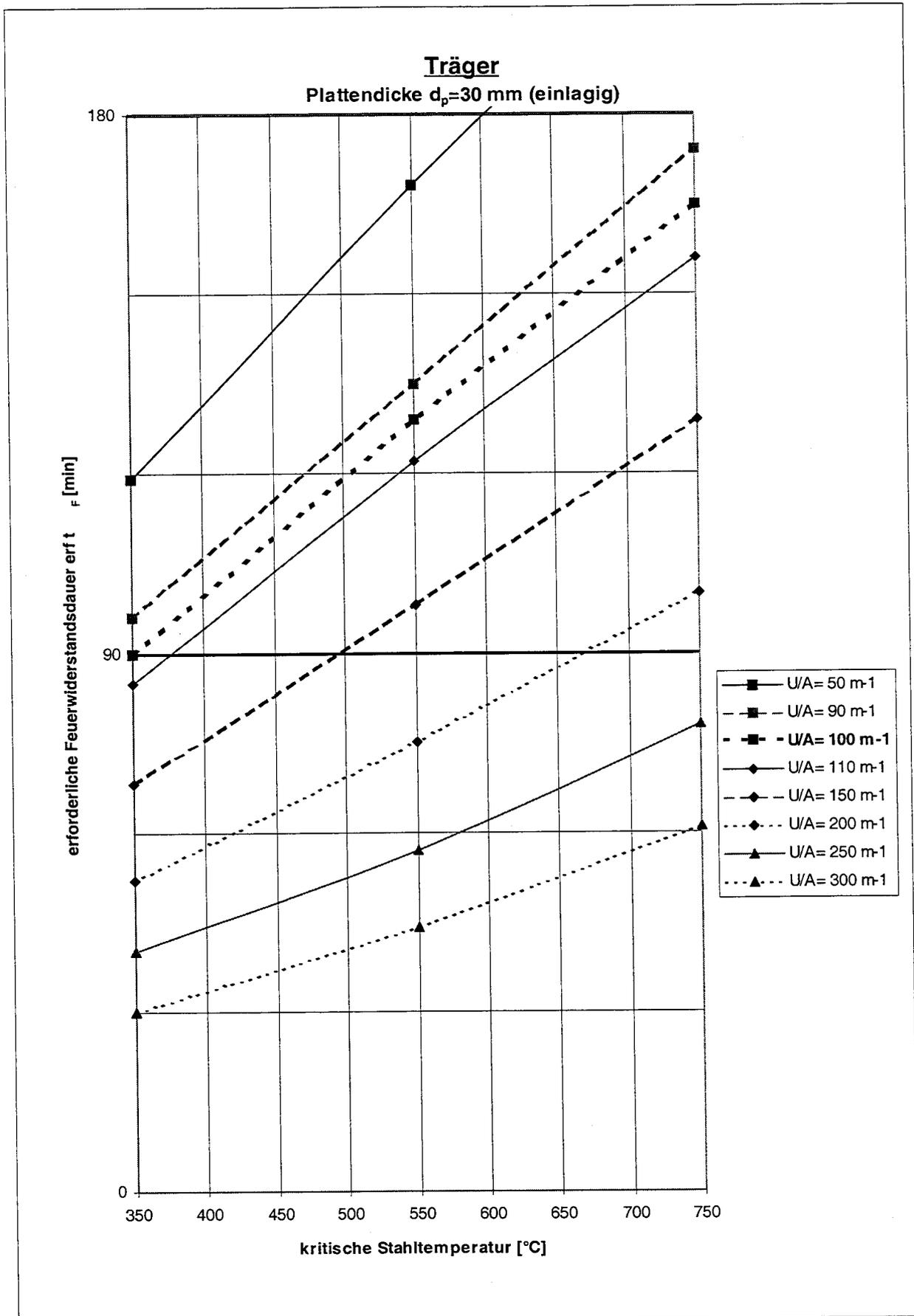


Diagramm 4

Stütze
Plattendicke: 10 mm

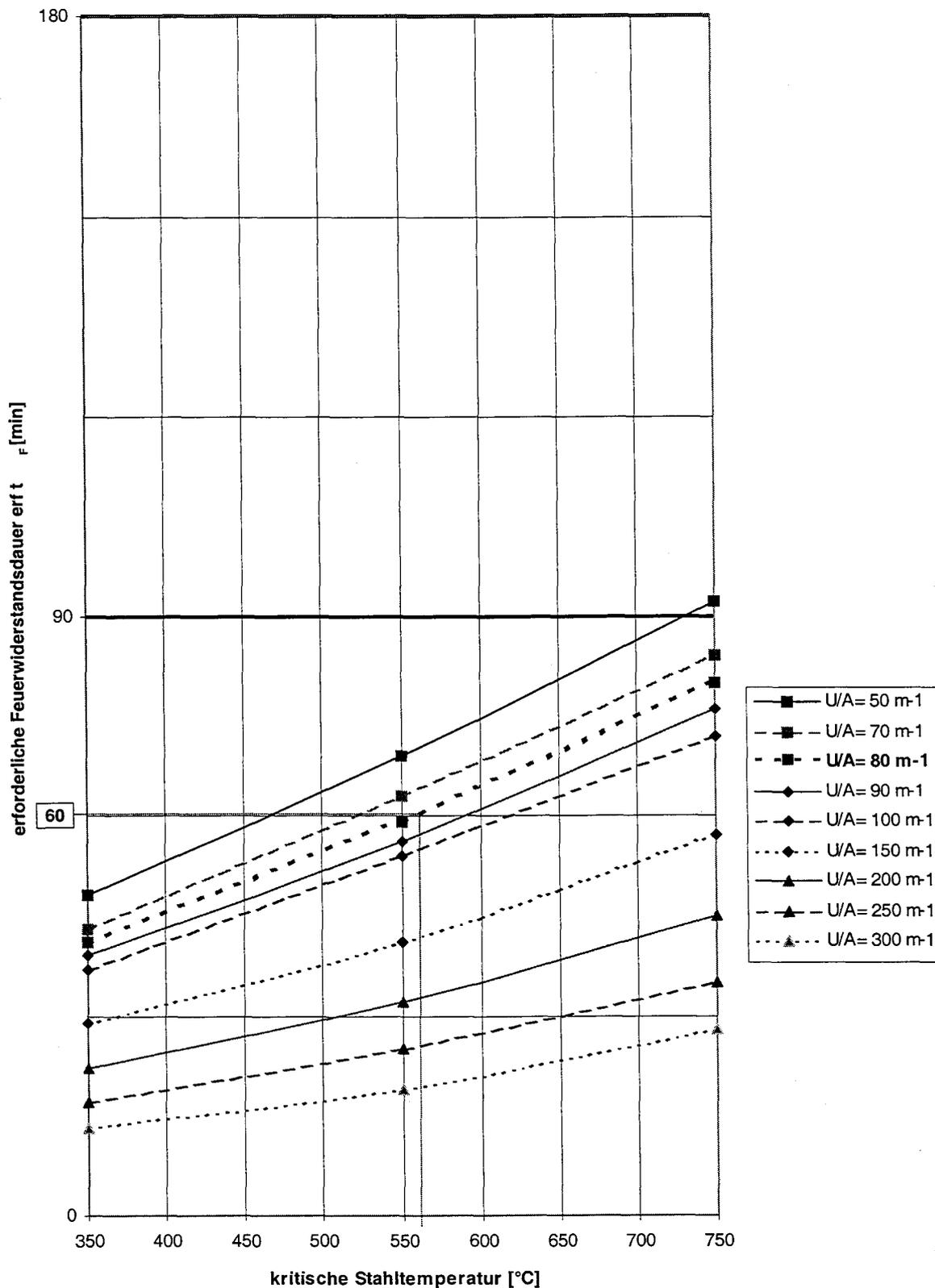


Diagramm 5

D

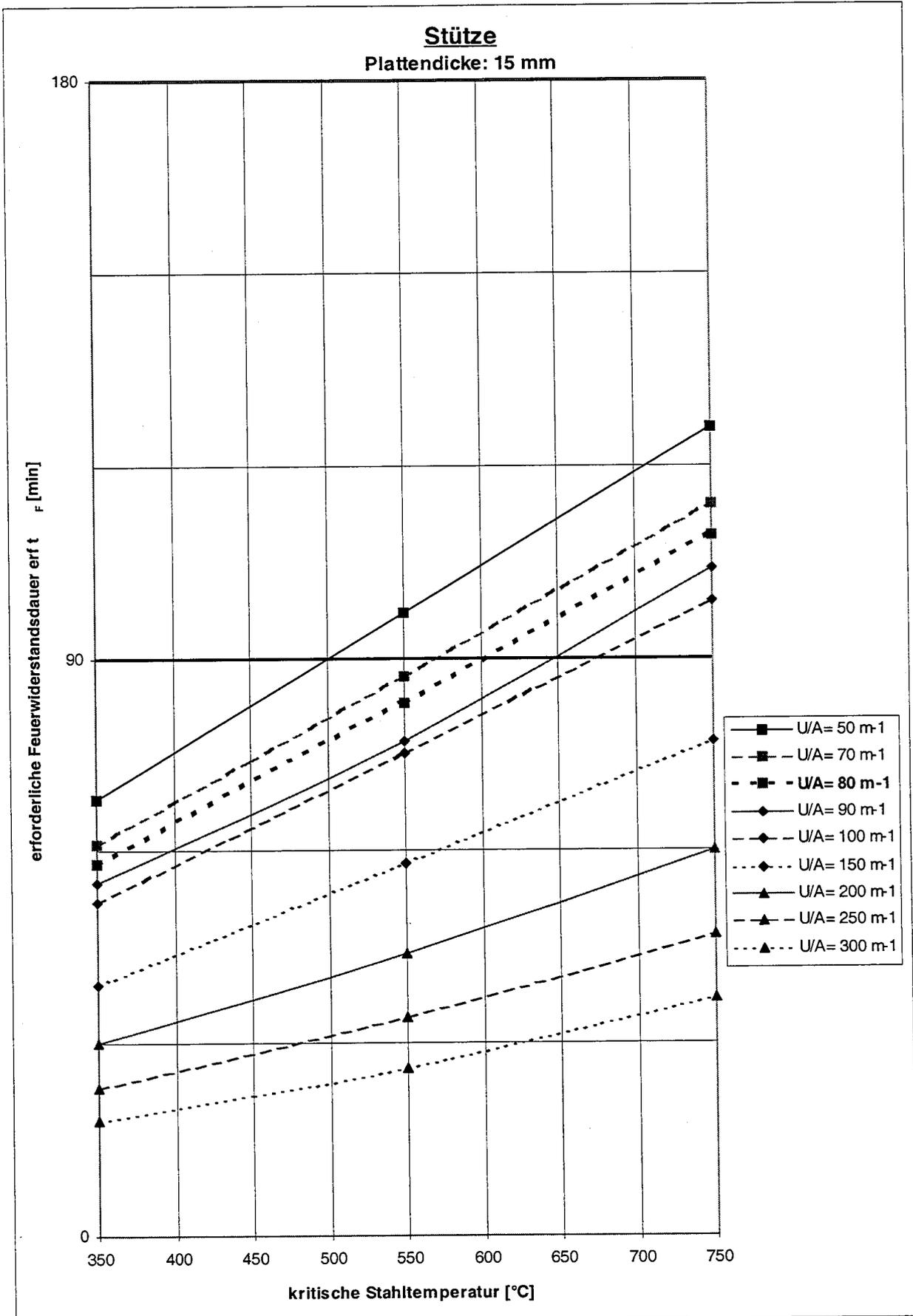


Diagramm 6

Stütze
Plattendicke: 20 mm

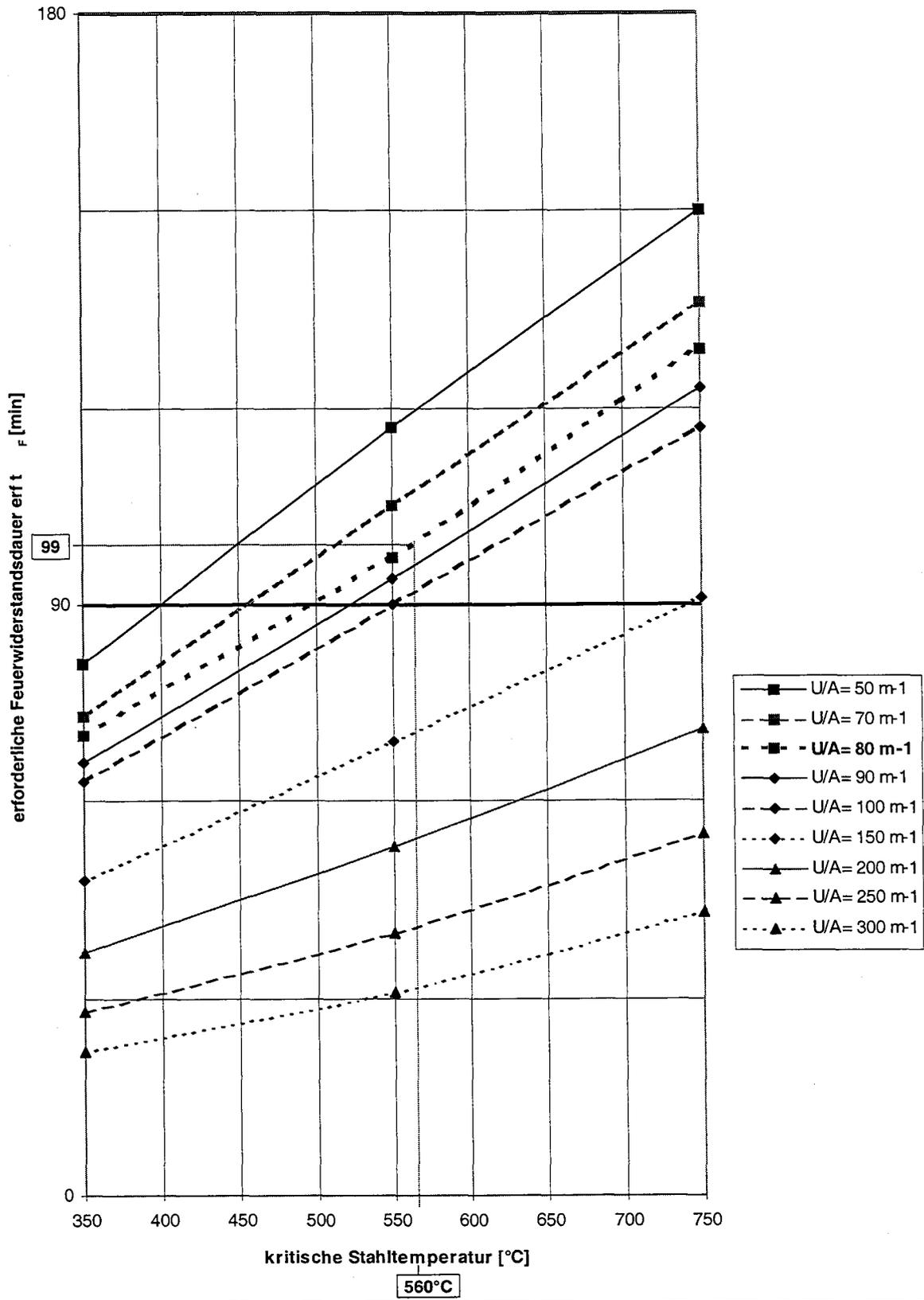


Diagramm 7

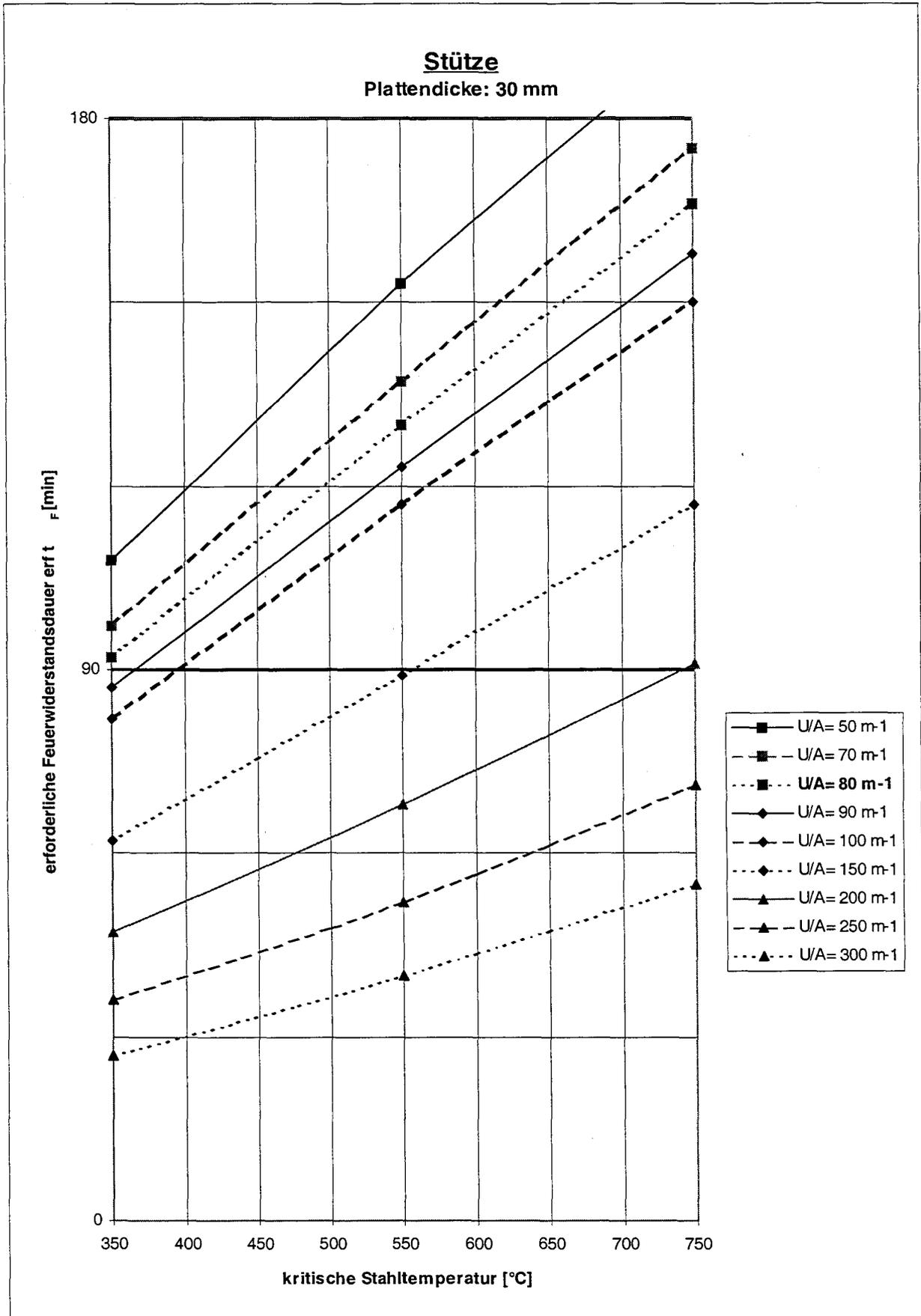


Diagramm 8

4.1.4 Thermische Materialeigenschaften für in DIN 4102 Teil 4 geregelte Brandschutzmaterialien

4.1.4.1 Problemstellung

Eurocode 3 Teil 1-2 enthält im Gegensatz zu DIN 4102 Teil 4 keine Bemessungstabellen, sondern nur rechnerische Nachweisverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Stahlkonstruktionen. Um bekleidete Konstruktionen berechnen zu können, werden u. a. Werte für die thermischen Materialeigenschaften der Bekleidungen c_p , λ_p , ρ_p benötigt (s. Gl. 4.22 in Eurocode 3 Teil 1-2). Die Größen sollen entsprechend Abschnitt 3.3.2 des Eurocodes 3 Teil 1-2 durch Versuche nach den europäischen Vornormen prENV yyy5-1, -2 und -4 bestimmt werden. Dies gilt unter der Annahme, daß diese Vornormen fordern, daß das Brandschutzmaterial im Laufe der Brandbeanspruchung an den Haltepunkten haften bleibt.

Zur Zeit existieren diese europäischen Vornormen nicht, so daß auf ihrer Grundlage bisher keine Werte für die thermischen Materialeigenschaften der Bekleidungen ermittelt werden konnten. Kurzfristig werden hierzu auch keine Ergebnisse aus der RILEM-Arbeitsgruppe 129 zu erwarten sein, da sie sich zur Zeit nicht mit der Entwicklung von Methoden zur Bestimmung thermischer Materialkennwerte befaßt. In [4-12] hat Fontana im Rahmen eines von der ECCS geförderten Forschungsvorhabens in der Literatur vorhandene temperaturunabhängige Werte für Spritzputze, Spezialputze, Platten und Matten veröffentlicht.

Die Bemessungstabellen 90 bis 95 der DIN 4102 Teil 4 gelten für geschützte Stahlkonstruktionen der Feuerwiderstandsklassen F 30 bis F 180, die durch Putze, Platten, Mauerung und Beton bekleidet sind. Diese Bekleidungen werden bei ca. 5% der brandschutzmäßig geschützten Stahlstützen eingesetzt (s. Bild 4-2).

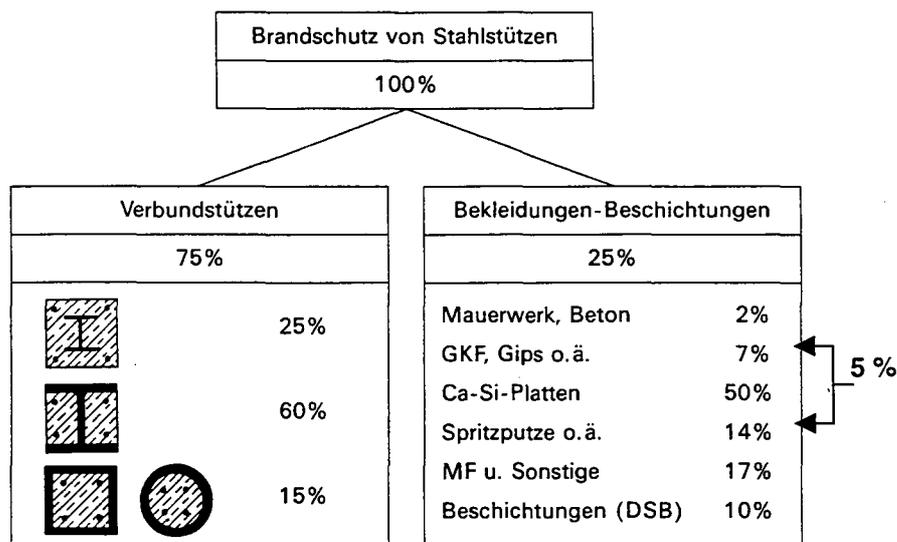


Bild 4-2 Nur bei ca. 5% der Stahlstützen wird der Brandschutz durch Bekleidungen nach DIN 4102 Teil 4 sichergestellt [4-16]

Die Stahl-Konstruktionen nach Tab. 90 bis 95 der DIN 4102 Teil 4 können nach Eurocode 3 Teil 1-2 brandschutztechnisch nicht beurteilt werden, da keine thermischen Materialkennwerte für die Bekleidungen vorhanden sind. Damit ist die Gleichwertigkeit der Brandschutznachweise nach DIN 4102 Teil 4 und Eurocode 3 Teil 1-2 nicht gegeben. Um die Gleichwertigkeit zu gewährleisten, sollen in einer Untersuchung mit Hilfe von Versuchsergebnissen, bei denen Temperaturen in den Konstruktionen gemessen worden sind, thermische Materialkennwerte für die entsprechenden Bekleidungen errechnet werden.

Die Untersuchung umfaßt

- Bekleidungen aus Gipskarton-Feuerschutzplatten wie sie in DIN 4102 Teil 4 Tab. 92 für Stahlträger und in Tab. 95 für Stahlstützen zusammengestellt sind
- Bekleidungen aus Putzen und Vermiculite- oder Perlitmörtel, wie sie in DIN 4102 Teil 4 Tab. 90 für Stahlträger und in Tab. 94 für Stahlstützen in Mindestdicken für Bekleidungen in Abhängigkeit vom Profillfaktor U/A (nach Eurocode 3 Teil 1-2: A_p/V) für die Feuerwiderstandsklassen F 30 bis F 180 zusammengestellt sind

Bekleidungen aus Mauerwerk bzw. Beton nach Tab. 91 bzw. Tab. 93 der DIN 4102 Teil 4 sind nicht Gegenstand der Untersuchung, da die thermischen Materialkennwerte dieser Bekleidungen den entsprechenden baustoffbezogenen Eurocodes zu entnommen werden können.

4.1.4.2 Thermische Materialeigenschaften für Brandschutzmaterialien aus Gipskarton-Feuerschutzplatten (GKF) für Träger und Stützen

Für die nach Abschn. 6.1 bis 6.3 der DIN 4102-4: 1994 geregelten Brandschutzbekleidungen aus Gipskarton-Feuerschutzplatten (GFK nach DIN 18180) dürfen für die thermischen Eigenschaften folgende Werte angesetzt werden:

Dichte	$\rho_p = 945 \text{ kg/m}^3$
Wärmeleitfähigkeit	$\lambda_p = 0,20 \text{ W/(mK)}$
Spezifische Wärme	$c_p = 1700 \text{ J/(kgK)}$
Wassergehalt	$p = 0 \%$

Die Werte sollten nur in dieser Kombination verwendet werden, da sie auf rechnerischem Wege ermittelt wurden.

Es ergeben sich aus dem vereinfachten Nachweis nach Eurocode 3 Teil 1-2 die gleichen Bekleidungs-dicken wie in der DIN 4102 Teil 4.

Um zu zeigen, daß die kritischen Stahltemperaturen von $\theta_a = 500^\circ\text{C}$ bei einer Berechnung mit diesem Parametersatz unter Verwendung der Bekleidungs-dicken nach DIN 4102 Teil 4 nicht überschritten werden, sind in Bild 4-3 für die Feuerwiderstandsklassen F30 bis F120 die Temperatur-Zeitkurven dargestellt.

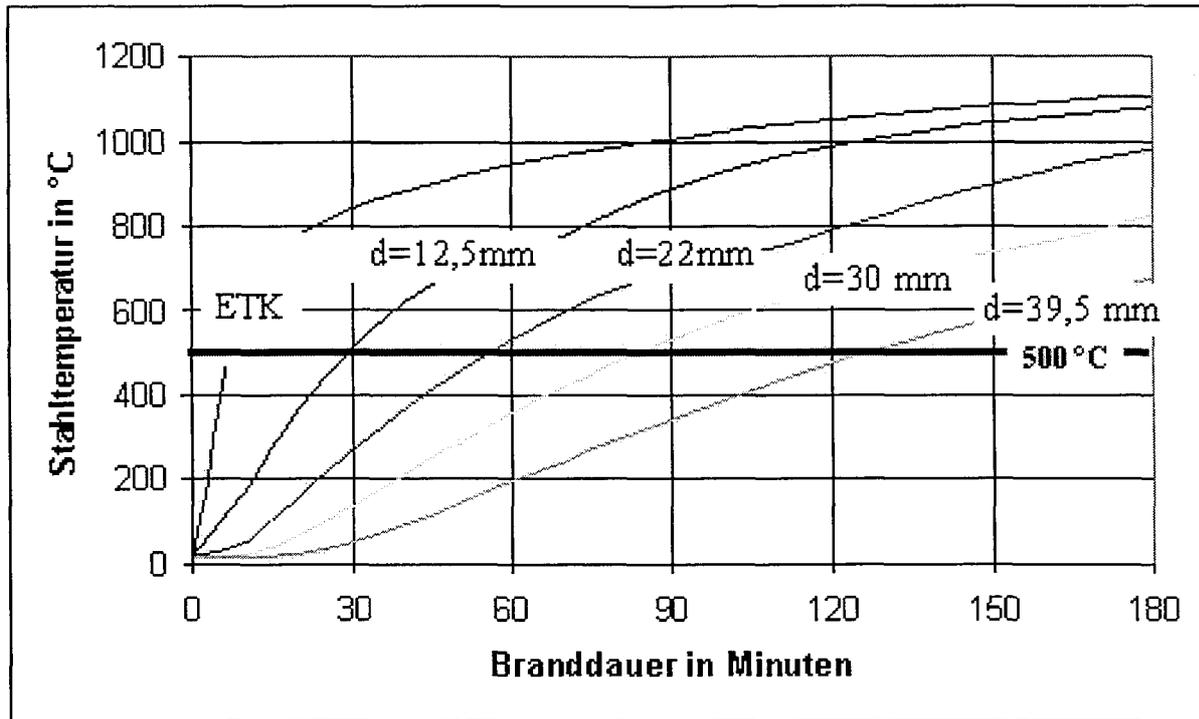


Bild 4-3: Stahltemperaturentwicklung in Abhängigkeit der Plattendicke für $U/A \leq 300 \text{ m}^{-1}$

Der rechnerische Nachweis für ein bekleidetes Stahlbauteil nach Eurocode 3 Teil 1-2 unter Einheitstemperatur-Zeitkurve ist somit gleichwertig zu dem Nachweis der DIN 4102 Teil 4.

Für Stützen enthalten die Festlegungen nach DIN 4102 Teil 4 Tabelle 95 ab einer Feuerwiderstandsklasse F 90 die Bedingungen des Löschwasserversuchs. Der rechnerische Nachweis nach Eurocode 3 Teil 1-2 berücksichtigt diesen Einfluß nicht.

4.1.4.3 Thermische Materialeigenschaften für Brandschutzmaterialien putz- bekleideter Träger und Stützen

4.1.4.3.1 Randbedingungen

Konstruktive Randbedingungen in Tab. 90 und 94 der DIN 4102 Teil 4 wie Einhalten von Mindestputzdicken ($D \geq d+10$) und Anordnen von Abstandhaltern für die Putzträger aus Rippenstreckmetallen oder Drahtgeweben können rechnerisch nicht berücksichtigt werden, sie müssen aber konstruktiv gefordert werden. Das bedeutet, daß die bei dieser Untersuchung, unter Zugrundelegung der o. g. Tabellen der DIN 4102 Teil 4, bestimmten thermischen Materialkennwerte der Putzbekleidungen nur für Konstruktionen angewendet werden können, die die Randbedingungen der Tab. 90 und 94 einhalten, da es sich nicht um „physikalische“ Größen handelt. Die unter Zugrundelegung der Tabellen bestimmten thermischen Materialkennwerte der Putzbekleidungen sollten daher zur Unterscheidung gegenüber experimentell ermittelten thermischen Materialkennwerten als c_p' , λ_p' , ρ_p' bezeichnet werden.

Für die rechnerische Ermittlung von c_p' , λ_p' , ρ_p' ist die Kenntnis der Temperaturverteilung in den Konstruktionen erforderlich. Bei den experimentell bestimmten Feuerwiderstandsdauern der bekleideten Konstruktionen ist davon auszugehen, daß zumindest bei den Trägern als Versagenskriterium das Erreichen der kritischen Temperatur des Stahls im Bereich von 500°C bis 530°C zugrundegelegt wurde. Unklar bleibt jedoch, ob die kritische Temperatur im gesamten oder nur in Teilen des Stahlprofils erreicht worden ist (z. B. Untergurt eines Biegeträgers).

Die Bemessungstabellen liefern in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer und dem Profilkfaktor U/A Mindestdicken, die praxisorientiert in 5 mm- Schritten abgestuft sind.

Selbst wenn nicht-gerundete Mindestdicken aus Gutachten und Prüfzeugnissen vorliegen, so fehlen für die rechnerische Ermittlung der thermischen Materialkennwerte wichtige Eingangsparameter. Die Einstufung einer Konstruktion in eine Feuerwiderstandsklasse (z. B. F 60) kann bedeuten, daß diese Konstruktion im Versuch 61 oder auch 89 Minuten standhielt. Damit kann die Differenz zwischen Brandraum- und Stahltemperatur erheblich schwanken. In Ausnahmefällen muß angenommen werden, daß die Tabellen „optisch angepaßt“ wurden, also z. B. eine Konstruktion, die nach 118 Minuten im Versuch versagte, in F 120 klassifiziert wurde.

Die kleinste erforderliche Mindestputzdicke beträgt nach Tab. 90 der DIN 4102 Teil 4 $d_{\text{ert}} = 5 \text{ mm}$, die aus konstruktiven Gründen erforderlich ist. Das bedeutet, daß eine Bestimmung der thermischen Materialkennwerte der Putze für F 30 nicht möglich ist, da für alle U/A-Faktoren die gleiche Mindestdicke gefordert wird.

Eine Vergleichsrechnung zur Bestimmung der thermischen Materialkennwerte der Bekleidung, in der der gesamte Konstruktionsaufbau mit Putzbekleidungen, Drahtgeweben, Stahlträger, Betondecken und Luftzwischenraum diskretisiert wird, wäre sehr aufwendig. Mit dem im iBMB vorhandenen Programm FIRES-T kann die Wärmeübertragung durch einen Luftzwischenraum nur näherungsweise berücksichtigt werden.

Die thermischen Materialkennwerte c_p' , λ_p' , ρ_p' für die Konstruktionen müssen i. d. R. auf der sicheren Seite liegen, da mit den gleichen Werten für alle Feuerwiderstandsklassen und U/A-Faktoren aus konstruktiven Gründen Mindestputzdicken einzuhalten sind. Einige Werte werden daher unwirtschaftlich sein und sehr große Reserven aufweisen.

Für die bekleideten Stahlstützen gibt es noch weitere Randbedingungen, die in die Beurteilung einfließen. Die Versagenstemperatur beträgt nicht 500°C, sie hängt von den Parametern Stützenlänge, statische Lagerungsbedingungen, Lastausnutzung, Biegeachse des Querschnitts (schwache/starke Achse), Profilquerschnitt und Exzentrizität (Theorie II. Ordnung) ab. Es können sich daher Versagenstemperaturen im Bereich zwischen 380°C und 620°C ergeben [4-16].

Die Mindestdicken der Bekleidungen von Stahlstützen (\geq F 90) wurden in Versuchen ermittelt, bei denen ein Löschwasserversuch nach DIN 4102 Teil 2 durchgeführt wurde. Daher steigen die Mindestputzdicken in der Bemessungstabelle 94 in DIN 4102-4 ab der Feuerwiderstandsklasse F 90 stark an. Eine Berücksichtigung der Widerstandsfähigkeit gegen Löschwasserbeanspruchung, die nach den europäischen Prüfnormen EN 1363-1 [4-13] nicht mehr erforderlich ist, kann bei der rechnerischen Ermittlung von c_p' , λ_p' , ρ_p' nur durch konstruktive Zuschläge erfolgen.

4.1.4.3.2 Rechenmodell

Aufgrund der dargestellten Randbedingungen wird folgende Vorgehensweise vorgeschlagen. Es werden auf der Grundlage vorliegender Versuchsergebnisse (bisher nur Minstdicken bekannt, keine Temperaturen) rechnerisch thermische Materialkennwerte c_p' , λ_p' , ρ_p' für Putzbekleidungen bestimmt, die sich an den in [4-12] und [4-17] veröffentlichten Werten orientieren. Diese Werte können nur für die Konstruktionen der Tab. 90 und 94 nach DIN 4102 Teil 4 gelten, es sind keine physikalischen Materialeigenschaften. Aufgrund der geringen zur Verfügung stehenden Datenmenge wird in erster Näherung davon auszugehen sein, daß c_p' , λ_p' , ρ_p' *temperaturunabhängig* sind.

Der Feuchtigkeitsgehalt der Bekleidung muß bei der Rechnung weitgehend unberücksichtigt bleiben. Es ist davon auszugehen, daß der Putz schon nach verhältnismäßig kurzer Zeit nach dem Einbau eine relativ geringe Feuchte aufweist.

Da die Tabellen in DIN 4102 Teil 4 nur eine brandschutztechnische Bemessung bis maximal 180 Minuten Feuerwiderstand zu lassen, können auch die Werte c_p' , λ_p' , ρ_p' nur bis R 180 gültig sein. Eine Extrapolation für R 240 ist wegen der vorgenommenen rechnerischen Vereinfachungen und der Unkenntnis des thermischen Verhaltens der Befestigungsmaterialien in diesem Bereich nicht möglich, zudem liegen keine Versuchserfahrungen vor.

Die Berechnung mit dem vereinfachten Verfahren nach Abschnitt 4.2.5.2 des Eurocodes 3 Teil 1-2 unter Zugrundelegung der bestimmten thermischen Materialkennwerte wird durch eine Vergleichsrechnung nach dem allgemeinen Verfahren mit dem Programm FIRES-T [4-18] überprüft (s. Bild 4-4).

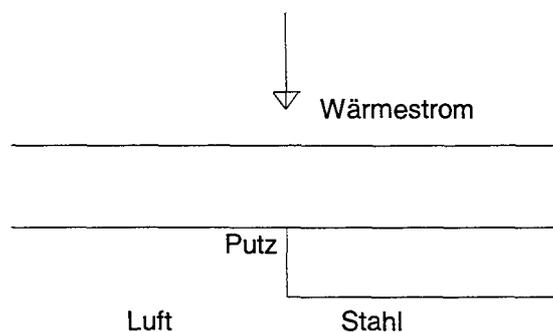


Bild 4-4 System für Vergleichsrechnungen mit FIRES-T [4-18]

Da keine Klarheit über die Randbedingungen der Bemessungstabellen in DIN 4102 Teil 4 herrscht, wird vorgeschlagen, daß *Beurteilungskriterium* so zu definieren, daß auf der *Rückseite der Putzbekleidung* 500°C nicht überschritten werden darf. Das hat den Vorteil, daß identische Werte c_p' , λ_p' , ρ_p' für die

Träger- und Stützenkonstruktionen entwickelt werden können. Der rechnerische Aufwand der Vergleichsrechnung nach dem allgemeinen Verfahren wird begrenzt, da eine aufwendige Diskretisierung der Konstruktionen (z. B. mit Betondecke, Luftzwischenräumen, etc.) entfällt. Mit einem einfachen Modell kann unter eindimensionaler Wärmeströmung unter Einbeziehung des Parameters U/A-Faktor eine thermische Analyse der Putzbekleidungen verschiedener Dicken durchgeführt werden.

Bei den in den Bemessungstabellen angegebenen Minstdicken der Putze muß das Versagenskriterium (500°C Putzrückseite) nach der entsprechenden Feuerwiderstandsdauer der Konstruktion in DIN 4102 Teil 4 erreicht werden. Aufgrund der Anpassung der Bemessungstabellen (5 mm-Abstufung) kann zu Abweichungen der mit Hilfe von c_p' , λ_p' , ρ_p' auf rechnerischem Wege ermittelten Mindestputzdicke kommen.

4.1.4.3.3 Vorgehensweise

Sowohl bei den vereinfachten als auch bei den allgemeinen Berechnungen dieser Untersuchung wurde mit den temperaturunabhängigen thermischen Materialkennwerten c_p' , λ_p' , ρ_p' der Putzbekleidungen entsprechend Tab. 1 gearbeitet. Diese Werte stimmen für die Spezialputze Vermiculite+Zement sowie Perlite+Zement mit den Angaben aus [4-12] und [4-17] überein. Bei den Vergleichsrechnungen stellte sich heraus, daß mit den gleichen Werten auch für die Putze der Mörtelgruppe P II oder P IVc bzw. P IVa oder P IVb nach DIN 18550 Teil 2 zufriedenstellende Ergebnisse erreicht werden. Die berechneten Gesamtputzdicken, die mit dem vereinfachten Verfahren entsprechend Abschnitt 4.2.5.2 des Eurocodes 3 Teil 1-2 ermittelt wurden, deckten sich mit den Dicken nach dem allgemeinen Verfahren mit dem Programm FIRES-T [4-18] recht gut (s. Bild 4-5).

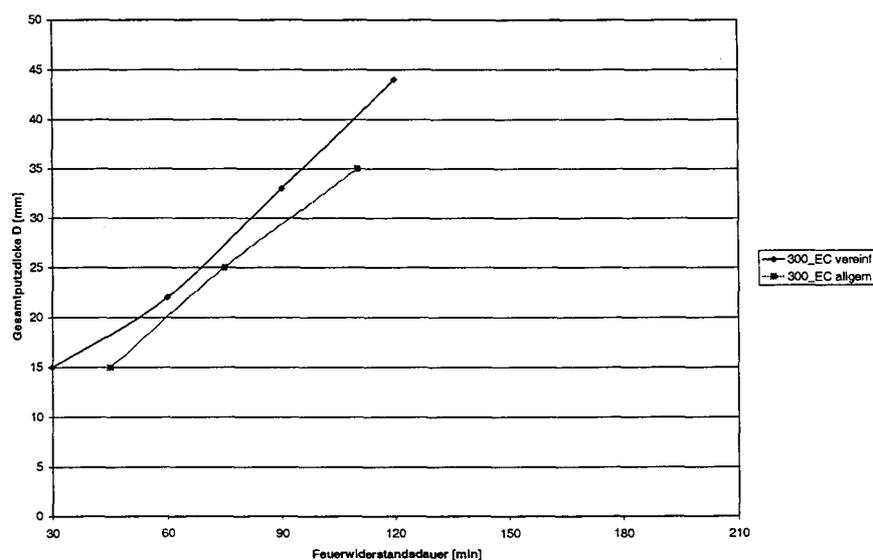


Bild 4-5 Vergleich der berechneten Gesamtputzdicke nach dem vereinfachten und allgemeinen Verfahren am Beispiel U/A= 300 1/m

In Bild 4-6 und Bild 4-7 sind exemplarisch für zwei unterschiedliche Profilkoeffizienten U/A die Gesamtputzdicken D , die sich aus der Berechnung ergeben den Gesamtputzdicken entsprechend DIN 4102 Teil 4, gegenübergestellt. Die Abweichungen, die sich insbesondere für kleine Profilkoeffizienten U/A und niedrige Feuerwiderstandsdauern (F 30 und F 60) ergeben, haben konstruktive Gründe. Um eine Haftung des Putzes zu gewährleisten und die konstruktive Ausführung mit Rippenstreckmetall oder Drahtgewebe gemäß der Skizze in DIN 4102 Teil 4 Tab. 90 und 94 sicherzustellen, ist eine Mindestgesamtputzdicke von 15 mm erforderlich. Da die Berechnung als Beurteilungskriterium nur eine Temperatur von unter 500°C auf der Putzrückseite zugrundelegt, müssen die mit den thermischen Materialkennwerten c_p' , λ_p' , ρ_p' nach Tab. 1 berechneten Gesamtputzdicken entsprechend der Hinweise in Abschnitt 5 vergrößert werden, um eine Gleichwertigkeit mit den in DIN 4102 Teil 4 geforderten Mindestputzdicken zu erreichen. Für Stützenkonstruktionen (\geq F 90) können durch konstruktive Zuschläge die Einwirkungen des Löschwasserversuches nach DIN 4102 Teil 2 berücksichtigt werden.

Mit dieser Vorgehensweise ist die Gleichwertigkeit der tabellarischen Nachweise putzbekleideter Stahlkonstruktionen der DIN 4102 Teil 4 mit dem vereinfachten Rechenverfahren des Eurocodes 3 Teil 1-2 Abschnitt 4.2.5.2 im Mittel gegeben, wenn die konstruktiven Randbedingungen, die sich aus den Skizzen der Tabellen 90 und 94 in DIN 4102 Teil 4 ergeben, beachtet werden. Für Stahlstützen mit kleinen U/A -Profilkoeffizienten können bei dieser Vorgehensweise im Einzelfall Mindestputzdicken bestimmt werden, die geringfügig unter den in DIN 4102 Teil 4 angegebenen Werten liegen. Für große U/A -Profilkoeffizienten liegen die ermittelten Mindestputzdicken i. d. R. deutlich auf der sicheren Seite.

Die hier beschriebene Methode läßt sich ohne weiteres nicht auf andere Konstruktionen als den o. g. übertragen. Deshalb muß die Bestimmung temperaturunabhängiger „physikalischer“ Materialkennwerte für Bekleidungen (nicht nur für Putze), die unabhängig vom konstruktiven Aufbau sind, Ziel künftiger Forschungen sein.

4.1.4.3.4 Ermittlung der Gesamtputzdicke bekleideter Stahlträger und -stützen

Tab.1 Thermische Materialkennwerte von Putzbekleidungen [4-16]

Putze	Wärmeleitfähigkeit λ_p' [W/(m*K)]	Spezifische Wärme c_p' [J/(kg*K)]	Dichte ρ_p' [kg/m ³]
Mörtelgruppe P II, PIVa,b,c nach DIN 18550 Teil 2	0,12	1100	550
Vermiculite- und Perlitemörtel nach DIN 4102 Teil 4 3.1.6.5	0,12	1100	550

Die Gesamtputzdicke D bekleideter Stahlträger und -stützen, deren konstruktive Ausbildung gemäß Tabelle 90 bzw. Tabelle 94 der DIN 4102 Teil 4 erfolgt, ergibt sich - unter Zugrundelegung der in Tab. 1 angegebenen temperaturunabhängigen thermischen Materialkennwerte für Putzbekleidung - aus der

nach Abschnitt 4.2.5.2 des Eurocodes 3 Teil 1-2 berechneten Putzdicke $cal. d$ unter Berücksichtigung folgender Hinweise:

Mindest-Gesamtputzdicke $min. D$:

- Es ist eine Mindest-Gesamtputzdicke von 15 mm einzuhalten mit Ausnahme von Stahlstützen mit einer Bekleidung aus Putzen der Mörtelgruppe P II oder P IVc nach DIN 18550 Teil 2, bei denen die Mindest-Gesamtputzdicke 20 mm beträgt.

Konstruktive Zuschläge Δd :

Putzbekleidung der Mörtelgruppe P II oder P IVc nach DIN 18550 Teil 2

- Die rechnerisch ermittelte Putzdicke $cal. d$ ist für die Feuerwiderstandsklasse R 60 um 15 mm zu vergrößern. Für eine Feuerwiderstandsdauer von größer oder gleich 90 Minuten ist die rechnerisch ermittelte Putzdicke $cal. d$ von Stützen um 30 mm zu vergrößern. Eine brandschutztechnische Bemessung von Trägern entsprechend der konstruktiven Ausführung nach DIN 4102 Teil 4 Tabelle 90 ist für eine Feuerwiderstandsdauer von größer oder gleich 90 Minuten nicht möglich.

Putzbekleidung der Mörtelgruppe P IVa oder P IVb nach DIN 18550 Teil 2 und Putzbekleidung aus Vermiculite- oder Perlitmörtel nach DIN 4102 Teil 4 3.1.6.5

- Die rechnerisch ermittelte Putzdicke $cal. d$ ist für eine Feuerwiderstandsdauer von größer oder gleich 60 Minuten um 10 mm zu vergrößern. Für Stützen einer Feuerwiderstandsdauer von größer oder gleich 90 Minuten ist die rechnerisch ermittelte Putzdicke $cal. d$ um 20 mm zu vergrößern. Für die Feuerwiderstandsklasse R 180 ist eine brandschutztechnische Bemessung von Trägern entsprechend der konstruktiven Ausführung nach DIN 4102 Teil 4 Tabelle 90 bei einem A_p/V -Profilkoeffizient ≥ 90 nicht möglich.

In Tab. 2 (Träger) und Tab. 3 (Stützen) sind die oben beschriebenen Hinweise zur besseren Übersicht in Tabellenform zusammengefaßt.

Es gilt: $D_{ges} = cal. d + \Delta d \geq min. D$

- mit
- $cal. d$: berechnete Putzdicke mit temperaturunabhängigen Materialkennwerten nach Tab. 1
 - Δd : konstruktiver Zuschlag in Abhängigkeit von der Putzart und Stahlkonstruktion nach Tab. 2 bzw. Tab. 3
 - $min. D$: Mindest-Gesamtputzdicke: $min. D = 15$ mm, bei Stahlstützen mit einer Bekleidung aus Putzen der Mörtelgruppe P II oder P IVc nach DIN 18550 Teil 2: $min. D = 20$ mm

Tab.2 Konstruktive Zuschläge für Putze bekleideter Stahlträger [mm]

Zur konstruktiven Ausbildung s. DIN 4102 Teil 4 Tab. 90

A_p / V [1/m]	Mörtelgruppe P II, PIVc nach DIN 18550 Teil 2					Mörtelgruppe P IVa, PIVb nach DIN 18550 Teil 2 und Vermiculite- oder Perlitmörtel				
	R30	R60	R90	R120	R180	R30	R60	R90	R120	R180
≤ 300	*)	15	**)	**)	**)	*)	10	10	10	10***)

*): Es ist eine Mindest-Gesamtputzdicke von 15 mm einzuhalten

**): Für diese Feuerwiderstandsdauer ist eine brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 nicht möglich

***): Für $A_p / V \geq 90$ ist eine brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 nicht möglich

Tab.3 Konstruktive Zuschläge für Putze bekleideter Stahlstützen [mm]

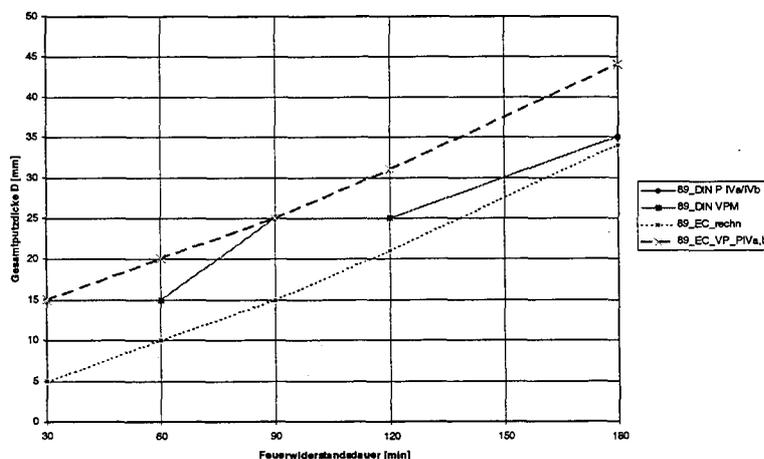
Zur konstruktiven Ausbildung s. DIN 4102 Teil 4 Tab. 90

A_p / V [1/m]	Mörtelgruppe P II, PIVc nach DIN 18550 Teil 2					Mörtelgruppe P IVa, PIVb nach DIN 18550 Teil 2 und Vermiculite- oder Perlitmörtel				
	R30	R60	R90	R120	R180	R30	R60	R90	R120	R180
≤ 300	**)	15	30	30	30	*)	10	20	20	20

*): Es ist eine Mindest-Gesamtputzdicke von 15 mm einzuhalten

**): Es ist eine Mindest-Gesamtputzdicke von 20 mm einzuhalten

In Bild 4-6 und Bild 4-7 ist beispielhaft dargestellt, daß die nach Abschnitt 4.2.5.2 des Eurocodes 3 Teil 1-2 rechnerisch ermittelten Gesamtputzdicken entsprechend der Hinweise in Abschnitt 5 vergrößert werden müssen, um im Mittel eine Gleichwertigkeit mit den Mindestputzdicken nach DIN 4102 Teil 4 zu erreichen.

Bild 4-6 Vergleich der nach Eurocode 3 rechnerisch ermittelten Gesamtputzdicke mit der Mindestputzdicke nach DIN 4102 Teil 4 Tab. 90 am Beispiel eines Trägers mit $U/A = 89$ 1/m

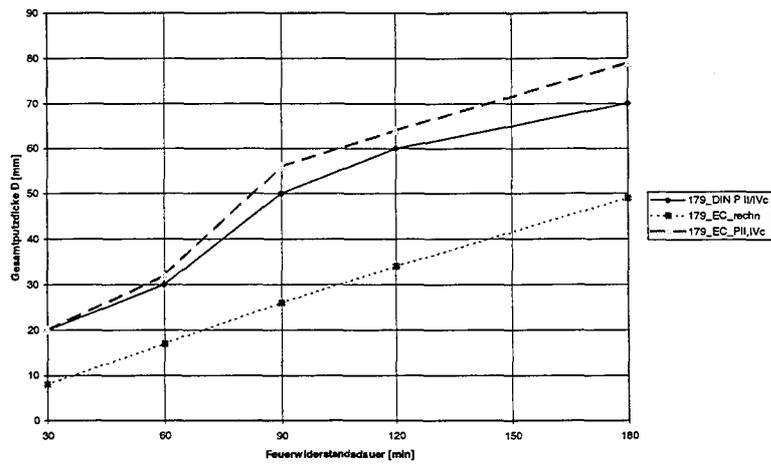


Bild 4-7 Vergleich der nach Eurocode 3 rechnerisch ermittelten Gesamtputzdicke mit der Mindestputzdicke nach DIN 4102 Teil 4 Tab. 94 am Beispiel einer Stütze mit $U/A = 179 \text{ 1/m}$

4.2 Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 3 Teil 1-2

- 1.3 Normative Verweisungen *Der Absatz wird ersetzt durch:*
- prEN ISO 834 und prENV yyy5-1, -2 und -4 durch: DIN 4102 Teil 2: 1977-09 "Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Bauteile; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen"
- Ergänzung*
- DAST-Ri 103 "Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1993 Teil 1-1: Eurocode 3"
- 1.4.23 *Ergänzung*
- Diese Temperaturzeitkurve entspricht der Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) nach Abschnitt 6.2.4 der DIN 4102 Teil 2: 1977-09
- 2.4.3 (4) Berechnung von Teiltragwerken *Ergänzung*
- der Kombinationsbeiwert für häufige Einwirkungen nach Tabelle 9.3 der DIN V ENV 1991-1 *und nach Tabelle RF1 des NAD zur DIN V ENV 1991-2-2.*
- 3.2.1 (5)P Festigkeits- und Verformungseigenschaften *Ergänzung*
- Die Nachweise für das lokale Beulen und das Biegedrillknicken sind nicht nur nach den Regeln der Kaltbemessung (DIN V ENV 1993-1-1), sondern auch für den Brandfall zu führen.
- Die in Anhang B beschriebene Verfestigung darf nur bei Verwendung der Stähle S 235 und S 355 berücksichtigt werden

3.3.2 (1)P

Der Absatz wird ersetzt durch:

Für die thermischen Eigenschaften der in Tab. 1 angegebenen Brandschutzmaterialien nach Abschnitt 6.1 bis 6.3 von DIN 4102 Teil 4 können folgende Werte angesetzt werden:

Tab.1 Thermische Materialkennwerte von Brandschutzbekleidungen

Brandschutzmaterial	Wärmeleitfähigkeit λ_p [W/(m*K)]	Spezifische Wärme c_p [J/(kg*K)]	Dichte ρ_p [kg/m ³]
Putze			
Mörtelgruppe P II, PIVa,b,c nach DIN 18550 Teil 2	0,12	1100	550
Vermiculite- und Perlitemörtel nach DIN 4102 Teil 4 3.1.6.5	0,12	1100	550
Platten			
Gipskarton-Feuerschutzplatten (GKF) nach DIN 18180	0,20	1700	945

Diese Werte gelten nur für das Berechnungsverfahren nach DIN V ENV 1993-1-2 Abschnitt 4.2.5.2 bis zu Stahltemperaturen von 700°C unter Beachtung folgender Hinweise:

Bei Verwendung von Brandschutzmaterialien nach Tab. 1 sind zusätzlich die konstruktiven Regeln nach Abschnitt 6.1 bis 6.3 von DIN 4102 Teil 4 einzuhalten.

Die Gesamtputzdicke D putzbekleideter Stahlträger und -stützen, deren konstruktive Ausbildung gemäß Tabelle 90 bzw. Tabelle 94 der DIN 4102 Teil 4 erfolgt, ergibt sich wie folgt:

$$D_{\text{ges}} = \text{cal. } d + \Delta d \geq \text{min. } D$$

cal. d: berechnete Putzdicke mit temperaturunabhängigen Materialkennwerten der Putzbekleidung nach Tab. 1

Δd : konstruktiver Zuschlag in Abhängigkeit von der Putzart und Stahlkonstruktion nach Tab. 2 bzw. Tab. 3

min. D: Mindest-Gesamtputzdicke min. D= 15 mm, bei Stahlstützen mit einer Bekleidung aus Putzen der Mörtelgruppe P II oder P IVc nach DIN 18550 Teil 2
min. D= 20 mm

Tab.2 Konstruktive Zuschläge für Putze bekleideter Stahlträger [mm]

Zur konstruktiven Ausbildung s. DIN 4102 Teil 4 Tab. 90

A_p / V [1/m]	Mörtelgruppe P II, PIVc nach DIN 18550 Teil 2					Mörtelgruppe P IVa, PIVb nach DIN 18550 Teil 2 und Vermiculite- oder Perlitemörtel				
	R30	R60	R90	R120	R180	R30	R60	R90	R120	R180
≤ 300	*)	15	**)	**)	**)	*)	10	10	10	10****)

*): Es ist eine Mindest-Gesamtputzdicke von 15 mm einzuhalten

**): Für diese Feuerwiderstandsdauer ist eine brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 nicht möglich

****): Für $A_p / V \geq 90$ ist eine brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 nicht möglich

Tab.3 Konstruktive Zuschläge für Putze bekleideter Stahlstützen [mm]

Zur konstruktiven Ausbildung s. DIN 4102 Teil 4 Tab. 90

A_p / V [1/m]	Mörtelgruppe P II, PIVc nach DIN 18550 Teil 2					Mörtelgruppe P IVa, PIVb nach DIN 18550 Teil 2 und Vermiculite- oder Perlitemörtel				
	R30	R60	R90	R120	R180	R30	R60	R90	R120	R180
≤ 300	**)	15	30	30	30	*)	10	20	20	20

*): Es ist eine Mindest-Gesamtputzdicke von 15 mm einzuhalten

**): Es ist eine Mindest-Gesamtputzdicke von 20 mm einzuhalten

Die thermischen Eigenschaften und das Brandschutzverhalten anderer Brandschutzmaterialien sind durch einen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis auf der Grundlage von Brandprüfungen nach Abschnitt 7.3 und 7.6 von DIN 4102 Teil 2: 1977-09 nachzuweisen.

4.2.1 (3)P Allgemeines

Der Absatz wird ersetzt durch:

Bei den vereinfachten Berechnungsverfahren ist die Bemessung unter Annahme einer gleichförmigen Temperaturverteilung über den Querschnitt durchzuführen.

4.2.1 (6)

Dieser Absatz ist nicht anzuwenden

- 4.2.2 (1)-(4) Querschnittsklassifizierung *Diese Absätze werden ersetzt durch:*
- Bei den vereinfachten Berechnungsverfahren soll die Querschnittsklassifikation eines Stahlprofils im Brandfall wie unter Normaltemperatur vorgenommen werden.
- 4.2.3.2 (2) Druckbeanspruchte Bauteile mit Querschnitten der Klassen 1, 2 oder 3 *Die Gleichung 4.6 wird ersetzt durch:*
- $$\bar{\lambda}_{\theta, \max} = 1,2 \cdot \lambda \quad (4.6)$$
- Die Erläuterungen zu $k_{y, \theta, \max}$ und $k_{E, \theta, \max}$ entfallen.
- 4.2.3.3 (6) Träger mit Querschnitten der Klassen 1 und 2 *Die Gleichung 4.12 wird ersetzt durch:*
- $$\bar{\lambda}_{\theta, \max} = 1,2 \cdot \lambda \quad (4.12)$$
- Die Erläuterung zu $k_{E, \theta, \text{com}}$ entfällt.
- 4.2.3.3 (8) *Es gilt in beiden Fällen:*
- $$\kappa_1 = 1.0$$
- 4.2.5.2 (2),(6),(7) Bekleidete Stahlkonstruktionen im Gebäudeinneren *Diese Absätze sind nicht anzuwenden.*
- 4.2.5.3 (1)P Abgeschirmte Stahlkonstruktionen im Gebäudeinneren *Der Absatz wird ersetzt durch:*
- Die unten angegebenen Regeln gelten für Unterdecken in Verbindung mit Stahlträgerdecken.
- 4.2.5.3 (2)P *Dieser Absatz wird ersetzt durch:*
- Die brandschutztechnischen Eigenschaften und das thermische Verhalten der Unterdecke in Verbindung mit einer Stahlträgerdecke ist durch einen Verwendbarkeitsnachweis auf der Grundlage von Abschnitt 7.2 der DIN 4102 Teil 2:1977-09 zu erbringen.
- 4.2.5.3 (3)P *Dieser Absatz wird ersetzt durch:*
- Die Temperaturentwicklung im Hohlraum der Unterdecke ist durch Normbrandversuche nach Abschnitt 7.2 der DIN 4102 Teil 2:1977-09 zu erbringen.
- 4.2.5.3 (4) *Dieser Absatz wird ersetzt durch:*

Die Temperaturentwicklung in dem durch die Unterdecken geschützten Stahlträger ist durch einen Verwendbarkeitsnachweis auf der Grundlage von Abschnitt 7.2 der DIN 4102 Teil 2:1977-09 zu erbringen.

4.2.5.3 (5) *Dieser Absatz ist nicht anzuwenden.*

4.2.5.4 (1)P-(7) Stahlkonstruktionen an der Gebäudeaußen-
seite *Diese Absätze sind nicht anzuwenden*

4.3.1 (1) Allgemeine Berechnungsverfahren *Der Absatz wird ersetzt durch:*

Allgemeine Berechnungsverfahren dürfen nur nach Abstimmung mit der Bauaufsichtsbehörde für brandschutztechnische Nachweise von Einzelbauteilen, Teiltragwerken und Gesamttragwerken angewendet werden. Die Nachweise sind von hierfür qualifizierten Prüfsachverständigen zu prüfen.

Anhänge B bis
D:

Einschränkung:

Eine Anwendung der Anhänge B bis D darf nur in Abstimmung mit der Bauaufsichtsbehörde erfolgen.

4.3 Berechnung von repräsentativen Anwendungsbeispielen

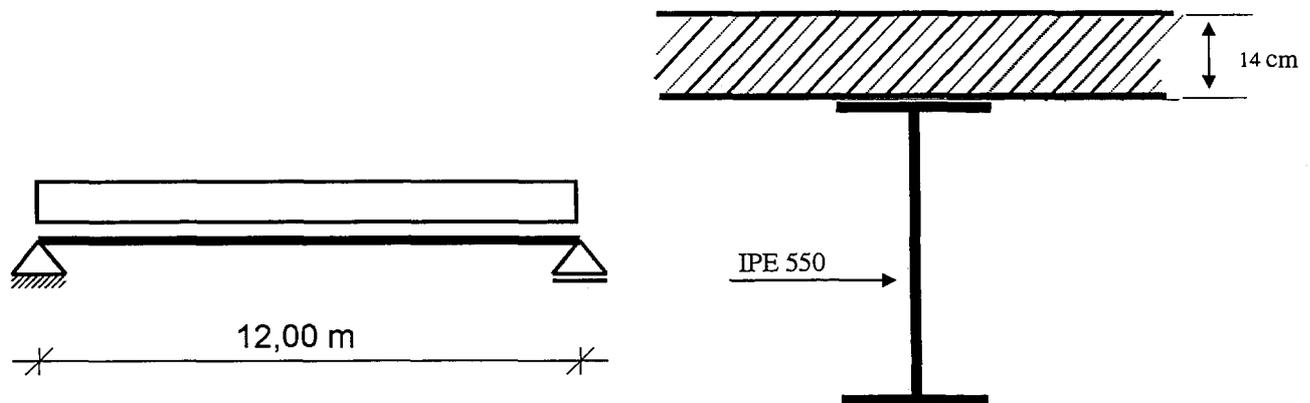
4.3.1 Stahlbiegeträger

4.3.1.1 Angaben zur Konstruktion

Für einen einfeldrigen Deckenträger eines Geschäfts- und Warenhauses mit einer Stützweite von 12 m ist der brandschutztechnische Nachweis zu führen. Die Brandbeanspruchung des Trägers erfolgt von drei Seiten, während die vierte Seite, d.h. die Oberseite an eine Stahlbetondecke grenzt. Biegedrillknicken wird nicht maßgebend, denn der Träger ist durch diese Stahlbetondecke gegen Kippen gesichert. Die brandschutztechnische Anforderung ist die Feuerwiderstandsklasse R 30 bzw. R 90⁴⁾.

Als Brandschutzmaßnahmen werden drei Möglichkeiten durchgespielt:

- Der Träger wird dreiseitig mit einer kastenförmigen Bekleidung versehen.
- Der Träger wird dreiseitig mit einer profilfolgenden Putzbekleidung versehen.
- Der Träger wird unterseitig durch eine Unterdecke geschützt.



Trägerquerschnitt: Walzprofil, IPE 550, S 235

Trägerabstand: a = 2.50 m

System: L = 12,0 m

Stahlbetondecke: d = 14 cm

4) Die "europäische" Feuerwiderstandsklasse R 30 bzw. R 90 fordert, daß bei einem tragenden Bauteil der Tragkraftverlust im Brandfall erst nach einer Brandbeanspruchung von 30 bzw. 90 Minuten eintritt. R 30 und R 90 entsprechen der in Deutschland für tragende, nicht raumtrennende Bauteile bauaufsichtlich eingeführten Feuerwiderstandsklassen F 30 bzw. F 90.

Mechanische Einwirkungen:

ständig:	Stahlträger	= 1,10 kN/m
	Stahlbetonplatte	= 8,75 kN/m
	Ausbaulasten	<u>= 3,75 kN/m</u>
		$g_k = 13,60 \text{ kN/m}$
veränderlich:		$p_k = 7,50 \text{ kN/m}$

4.3.1.2 Tragfähigkeitsnachweis bei Raumtemperatur nach Eurocode 3 Teil 1-1

Mechanische Einwirkungen: $g_k = 13,60 \text{ kN/m}$ $p_k = 7,50 \text{ kN/m}$

Für den üblichen Hochbau gilt bei nur einer veränderlichen Einwirkung unter Normaltemperatur folgende Kombinationsregel:

$$S_d = S \cdot \left[\sum (\gamma_G \cdot G_k) + 1,50 \cdot Q_{k,1} \right]$$

Mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G = 1,35$ ergeben sich folgende Schnittgrößen

in Feldmitte:

$$M_{Sd} = [1,35 \cdot 13,60 + 1,50 \cdot 7,50] \cdot \frac{12,00^2}{8} = 533,0 \text{ kNm}$$

am Auflager:

$$V_{Sd} = [1,35 \cdot 13,60 + 1,50 \cdot 7,50] \cdot \frac{12,00}{2} = 177,7 \text{ kN}$$

Materialkennwerte:

$$f_{yd} = 23,5 / 1,1 = 21,36 \text{ kN/cm}^2 \quad E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

Querschnittswerte: Querschnittsfläche:

$$A_a = 134 \text{ cm}^2$$

plastisches Widerstandsmoment:

$$W_{pl} = 2 \cdot S_y = 2 \cdot 1390 = 2780 \text{ cm}^3$$

Querschnittsklasse:

$$S 235 \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1,0$$

Flansch: $c/t_f = 105 / 17,2 = 6,1 < 10 \text{ e} = 10$

Steg: $d/t_w = 467 / 11,1 = 42,1 < 72 \text{ e} = 72$

Der Träger ist in die Querschnittsklasse 1 einzustufen. Ein genauer Beulsicherheitsnachweis ist nicht erforderlich.

Biegemomententragfähigkeit - Nachweis in Feldmitte:

Grenzmoment:
$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2780 \cdot 235 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 594,0 \text{ kNm}$$

Nachweis: $M_{Sd} = 533,0 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 594,0 \text{ kNm}$

Querkrafttragfähigkeit - Nachweis am Auflager:

Wirksame Schubfläche:

$$A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w = 1,04 \cdot 550 \cdot 11,1 = 6349 \text{ mm}^2$$

Grenzquerkraft:
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{6349 \cdot 235}{1,1 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 783,1 \text{ kN}$$

Nachweis: $V_{Sd} = 177,7 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 783,1 \text{ kN}$

Interaktion von Biegung und Querkraft:

Für einen Einfeldträger unter Gleichstreckenlast wird eine M-V-Interaktion nicht maßgebend.

4.3.1.3 Anforderungen an den Brandschutz

Allgemeines

Die Angaben in DIN 4102 Teil 4, Abschnitt 6 basieren auf der maximal zulässigen Gebrauchslast des Stahlträgers im Brandfall und auf einer kritischen Stahitemperatur von $T_{\text{crit}} = 500^\circ\text{C}$. In der zur Zeit für Stahlbauten gültigen Bemessungsnorm DIN 18800 [4-5] wird bei der Ermittlung der auftretenden Belastungen / Einwirkungen nicht auf die besondere Situation im Brandfall eingegangen.

Im Eurocode 3 Teil 1-2 werden dagegen für Träger zwei unterschiedliche Nachweisverfahren angegeben. Alternativ zum Nachweis auf der Ebene Beanspruchung/Tragfähigkeit darf der brandschutztechnische Nachweis bei konstanter Querschnittstemperatur auch über die kritische Stahitemperatur geführt werden. Dabei ist nachzuweisen, daß die maximale Querschnittstemperatur innerhalb der geforderten Feuerwiderstandsdauer die kritische Stahitemperatur nicht überschreitet.

Mechanische Einwirkungen im Brandfall

Nach dem Bemessungskonzept der Eurocodes auf der Grundlage von Grenzzuständen wird im Brandfall der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit gefordert:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \text{ mit}$$

$E_{fi,d,t}$ Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall

$R_{fi,d,t}$ Bemessungswert der Beanspruchbarkeit im Brandfall

(Indizes: fi für fire; d für design; t für time)

Für den Brandfall gelten im Sinne des Eurocodes 1 Teil 2-2 die Kombinationsregeln für außergewöhnliche Einwirkungen:

$$S_{dA} = S \cdot \left[\sum \gamma_{GA} \cdot G_k + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

Dabei ist für den Teil Sicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen in der außergewöhnlichen Situation $\gamma_{GA} = 1,0$ zu setzen. Der Kombinationsbeiwert $\psi_{1,1}$ für die führende veränderliche Last ergibt sich für Geschäfts- und Warenhäuser zu 0,8.

Biegemoment in Feldmitte: $M_{fi,d} = [1,0 \cdot 13,6 + 0,8 \cdot 7,5] \frac{12,0^2}{8} = 352,8 \text{ kNm}$

Querkraft am Auflager: $V_{fi,d} = [1,0 \cdot 13,60 + 0,8 \cdot 7,50] \frac{12,00}{2} = 117,6 \text{ kN}$

$$\max M_B = 0,211 \cdot \frac{1200^2}{8} = 37980$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{vorh}} = \frac{\max M}{W} = \frac{37980}{2440} = 15,57 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{f_{y,k}(T)}{f_{y,k}(20^\circ\text{C}) \cdot \alpha_{pl}} = \frac{15,57}{24 \cdot 1,14} = 0,57$$

mit $f_{y,k}(T) = \sigma_{\text{vorh}} = 15,57 \text{ kN/cm}^2$
 $f_{y,k}(20^\circ\text{C}) = 24,00 \text{ kN/cm}^2$ für St 37 und
 $\alpha_{pl} = 1,14$

DIN 4102 Teil 4 /
Gleichung (26)

DIN4102 Teil 4 / Tab. 87

Bemessung der Brandschutzbekleidung:

GKF-Platte nach DIN 18180:

$U/A = 98 \text{ m}^{-1}$: F 30-A:

$$\Rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

F 90-A:

$$\Rightarrow d = 2 \cdot 15 \text{ mm}$$

DIN 4102 Teil 4 / Tab.
92

Putz IVa/IVb nach DIN 18550-2:

$U/A = 124 \text{ m}^{-1}$ F 30-A: $d = 5 \text{ mm}$

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d+10 = 5 + 10 = 15 \text{ mm}$$

F 90-A: $d = 15 \text{ mm}$

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d+10 = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

DIN 4102 Teil 4 / Tab.
90

Unterdecke aus Drahtputz nach DIN 4121:

F 30-A: $d_1 = 5 \text{ mm}$

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d_1+10 = 5 + 10 = 15 \text{ mm Putz IVa/IVb}$$

F 90-A: $d_1 = 15 \text{ mm}$

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d_1+10 = 15 + 10 = 25 \text{ mm Putz IVa/IVb}$$

DIN 4102 Teil 4 / Tab.
96

4.3.1.3.2 Bemessung auf der Basis des vereinfachten Tragfähigkeitsnachweises auf der Temperaturebene nach Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.4 und:

- tabellarischer Daten nach DIN 4102 Teil 4, Abschnitt 6 bzw.
- einer Temperaturberechnung nach DIN V Eurocode 3 Teil 1-2 Abschnitt 4.2.5

Tragfähigkeitsnachweis auf Temperaturebene: Ermittlung der kritischen Stahltemperatur

Der Grenzwert gegen die Querschnittstragfähigkeit für biegebeanspruchte Bauteile (zum Zeitpunkt $t=0$ der Brandbeanspruchung) mit Querschnitten der Klassen 1, 2 oder 3 ergibt sich in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrads μ_0 . Der Ausnutzungsgrad μ_0 kann ermittelt werden:

über Einwirkungen und Widerstände:
$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}}$$

oder

über den Abminderungsfaktor η_{fi} :
$$\mu_0 = \eta_{fi} \cdot \frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_M} = \eta_{fi} \frac{1,0}{1,1}$$

wobei der Material Sicherheitsbeiwert für die entsprechende Materialeigenschaft $\gamma_{M,fi} = 1,0$ gesetzt wird.

Biegemomententragfähigkeit des Riegels im Brandfall zum Zeitpunkt $t=0$:

$$M_{fi,Rd,0} = W_{pl,y} \cdot f_y \cdot \frac{1}{\gamma_{M,fi}} = 2780 \cdot 23,5 \cdot \frac{1}{1,0 \cdot 100} = 653,3 \text{ kNm}$$

Ausnutzungsgrad:

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} = \frac{352,8}{653,3} = 0,540$$

Die kritische Temperatur $\theta_{a,cr}$ ergibt sich zu:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0,9674 \cdot 0,540^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 572,1^\circ\text{C}$$

Die maximale aufnehmbare Bauteiltemperatur, d.h. die kritische Stahltemperatur dieses Stahlträgers beträgt 572°C .

$$\theta_{a,cr} = 572^\circ\text{C}$$

[4-3]

Abschnitt 4.2.4

Abschnitt 4.2.4 (4),
Gleichung (4.19)

Abschnitt 4.2.4 (2),
Gleichung (4.20)

$M_{fi,Rd,0} = M_{pl,Rd}$ plastisches
Biegemoment des
Querschnitts bei
Raumtemperatur

Abschnitt 4.2.4 (4),
Gleichung (4.19)

Abschnitt 4.2.4 (2),
Gleichung (4.18)

Der Brandschutznachweis ist erfüllt, wenn es gelingt, die Brandschutzbekleidung so zu bemessen, daß die kritische Stahltemperatur $\theta_{a,cr} = 572$ °C erst nach der angestrebten Feuerwiderstandsdauer überschritten wird.

Hinweis: Für Träger der Querschnittsklasse 4 ist der Brandschutznachweis auf Temperaturebene nach [4-3] 4.2.4 (6) erfüllt, wenn bis zum Erreichen der angestrebten Feuerwiderstandsdauer an keinem Punkt des Querschnitts die Stahltemperatur θ_a größer als 350°C ist.

Die Verformungskriterien im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gelten im Brandfall nicht.

Querkrafttragfähigkeit des Riegels im Brandfall zum Zeitpunkt $t=0$:

$$V_{fi,Rd,0} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M,fi} \cdot \sqrt{3}} = \frac{6349 \cdot 235}{1,0 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 861,4 \text{ kN}$$

Ausnutzungsgrad μ_0 :

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} = \frac{117,6}{861} = 0,137 < 0,540$$

Die kritische Temperatur für den Stahlträger für die Grenztragfähigkeit gegen Querkraftversagen liegt über der kritischen Temperatur von 572 °C für die Biegetragfähigkeit.

Interaktion von Biegung und Querkraft:

Eine M-V-Interaktion wurde für den Einfeldträger unter Gleichstreckenlast unter Raumtemperatur nicht maßgebend. Dies gilt auch für den Brandfall.

Bemessung der Brandschutzbekleidung**nach DIN 4102 Teil 4, Abschnitt 6**GKF-Platte nach DIN 18180:U/A = 98 m⁻¹: F 30-A:

$$\Rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

F 90-A:

$$\Rightarrow d = 2 \cdot 15 \text{ mm}$$

Bekleidungsdicke ist überbemessen, da crit T = 572 °C > 500 °C

Eine Abminderung ist nicht möglich!

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

92

Putz IVa/IVb nach DIN 18550-2:U/A = 124 m⁻¹ F 30-A: d = 5 - Δd = 5 - 3 = 2 mm

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d + 10 = 2 + 10 = 12 \text{ mm}$$

F 90-A: d = 15 - Δd = 15 - 3 = 12 mm

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d + 10 = 12 + 10 = 22 \text{ mm}$$

Eine Abminderung nach DIN 4102 Teil 4, Tab. 88 ist möglich,

da crit T = 572 °C > 500 °C: $\Rightarrow \Delta d = (72/100) \cdot 5 \cong 3 \text{ mm}$

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

90

und Tab. 88

Unterdecke aus Drahtputz nach DIN 4121:F 30-A: d₁ = 5 mm

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d_1 + 10 = 5 + 10 = 15 \text{ mm Putz IVa/IVb}$$

F 90-A: d₁ = 15 mm

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d_1 + 10 = 15 + 10 = 25 \text{ mm Putz IVa/IVb}$$

Putzdicke ist überbemessen, da sie für alle U/A ≤ 300 m⁻¹ und crit T = 572 °C > 500 °C gültig ist.

Eine Abminderung der Putzdicke ist nicht möglich!

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

96

nach Eurocode 3 Teil 1-2 Abschnitt 4.2.5.2Brandschutzplatten:U/A = 98 m⁻¹: und θ_{a,cr} = 572 °CF 30-A: siehe Diagramm 1 (d_p = 10 mm) bei 4.1.3zu U/A = 100 m⁻¹ > 98 m⁻¹ gehört vorh t_F = 61 min

$$\Rightarrow \text{erf } d_p = 10 \text{ mm mit vorh } t_F > \text{erf } t_F^{5)}$$

F 90-A: siehe Diagramm 3 (d_p = 20 mm) bei 4.1.3

[4-3]

Abschnitt 4.2.5.2 (7):

siehe die

Bemessungsdiagramme

in 4.1.3

5) t_F = Feuerwiderstandsdauer in Minuten

zu $U/A = 100 \text{ m}^{-1} > 98 \text{ m}^{-1}$ gehört vorh $t_F = 102 \text{ min}$
 \Rightarrow erf $d_p = 30 \text{ mm}$ mit vorh $t_F > \text{erf } t_F$

nach Eurocode 3 Teil 1-2 Abschnitt 4.2.5.3

Horizontale Wärmeschilde:

Eine brandschutztechnische Bemessung von horizontalen Wärmeschildern, d.h. von Unterdecken, kann z.Zt. nur nach Abschnitt 6 der DIN 4102 Teil 4 vorgenommen werden, da die Angaben in Abschnitt 4.2.5.3 des Eurocodes 3 Teil 1-2 für eine Bemessung nicht ausreichen.⁶⁾

[4-3]

Gleichung (4.22)

6)

Nach Abschnitt 4.2.5.3 des Eurocodes 3 Teil 1-2 soll durch Lösung der Differentialgleichung (4.22) für die angestrebte Feuerwiderstandsklasse bzw. -dauer die erforderliche Abhängöhe sowie die erforderliche Dicke d_p des horizontalen Wärmeschildes (Unterdecke) für den Stahlträger berechnet werden. Die dafür benötigten Angaben zur temperaturabhängigen spezifischen Wärme $c_p(\theta_p)$ und zur temperaturabhängigen Wärmeleitfähigkeit $\lambda_p(\theta_p)$ der Unterdeckenkonstruktion sind nach Abschnitt 3.3.2 des Eurocodes 3 Teil 1-2 aus den Ergebnissen von Normbrandprüfungen nach prENV YYY5-1 "Test method for determining the contribution to the fire resistance of structural members part 1: Horizontal protective membranes" [4-8] abzuleiten. Diese Prüfnorm ist bauaufsichtlich aber bisher noch nicht eingeführt.

Zur Zeit werden Unterdecken nach DIN 4102 Teil 2 Abschnitt 7.2 geprüft. Aus den Ergebnissen derartiger Normprüfungen können die thermischen Kennwerte $c_p(\theta_p)$ und $\lambda_p(\theta_p)$ jedoch nicht abgeleitet werden.

4.3.1.3.3 Bemessung mit Hilfe des Nachweisverfahrens auf der Tragfähigkeitsebene nach Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.3 und:

- tabellarischer Daten nach DIN 4102 Teil 4, Abschnitt 6 bzw.
- einer Temperaturberechnung nach Eurocode 3 Teil 1-2 Abschnitt 4.2.5

Tragfähigkeitsnachweis auf Tragfähigkeitsebene: Ermittlung der kritischen Stahltemperatur

Die für die Bemessung maßgebende Stahltemperatur ist die maximale BauTeiltemperatur, die im Brandfall auftritt. Ihre Bestimmung erfolgt unter Zugrundelegen des Bemessungsmoments $M_{fi,d}$, das der temperaturabhängigen Querschnittstragfähigkeit $M_{fi,t,Rd}$ gegenübergestellt wird. Im Versagensfall muß gelten:

$$M_{fi,d} > M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta_{a,cr}} M_{rd} \cdot \frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,fi}} \cdot \frac{1}{\kappa_1 \cdot \kappa_2}$$

Durch Auflösen dieser Gleichung nach $k_{y,\theta_{a,cr}}$ erhält man die kritische Stahltemperatur $\theta_{a,cr}$:

Beispiel: Es handelt sich um einen Querschnitt der Klasse 1.

Der Nachweis in der Querschnittsebene auf Biegemomententragfähigkeit wird daher für Träger der Querschnittsklasse 1 und 2 nach [4-3] Abschnitt 4.2.3.3 (3) geführt.

Der Querschnitt ist 3-seitig beflammt. Die vierte Seite ist durch die Betonplatte geschützt. Der Anpassungsfaktor für veränderliche Temperatur über den Querschnitt wird zu $\kappa_1 = 0,7$ gewählt, wie in Eurocode 3 Teil 1-2 vorgeschlagen⁷⁾.

Der Träger ist statisch bestimmt gelagert. Der Anpassungsfaktor für veränderliche Temperatur über die Balkenlänge wird damit zu: $\kappa_2 = 1,0$

[4-3]
Abschnitt 4.2.3

Gleichung (4.9) und
(4.10)

Abschnitt 4.2.3 (8)

Abschnitt 4.2.3 (9)

⁷⁾ siehe Bemerkung zum Anpassungsfaktor κ_1 in Abschnitt 6 "Schlußbemerkung". Weiteres siehe auch [4-10], [4-11].

$$M_{fi,d} = M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta_{a,cr}} \cdot M_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,fi}} \cdot \frac{1}{\kappa_1 \cdot \kappa_2}$$

mit $M_{fi,d} = 352,8 \text{ kNm}$, $M_{Rd} = 594,0$, $\gamma_{M,1} = 1,1$, $\gamma_{M,fi} = 1,0$

$\kappa_1 = 0,7$ und $\kappa_2 = 1,0$ folgt:

$$352,8 = k_{y,\theta_{a,cr}} \cdot 594,0 \cdot \frac{1,1}{1,0} \cdot \frac{1}{0,7 \cdot 1,0} \quad \text{und man erhält: } k_{y,\theta_{a,cr}} = 0,378$$

Durch lineare Interpolation ergibt sich mit Tabelle 3.1 die kritische Stahltemperatur zu: $\theta_{a,cr} = 639 \text{ }^\circ\text{C}$

Nachweis der Querschnittsklasse:

Für $\theta_{a,cr} = 639^\circ\text{C}$ wird der Abminderungsfaktor für den Elastizitätsmodul $k_{E,\theta}$ aus Tabelle 3.1 in [4-3] ermittelt.

$$k_{E,639^\circ\text{C}} = 0,240$$

Es ergeben sich für $\theta_{a,cr} = 639^\circ\text{C}$ und $k_{E,639^\circ\text{C}} = 0,240$ folgende

Materialkennwerte:

$$f_{y,639^\circ\text{C}} = k_{y,639^\circ\text{C}} \cdot f_y = 0,378 \cdot 235 = 89,3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{639^\circ\text{C}} = k_{E,639^\circ\text{C}} \cdot E = 0,240 \cdot 210000 = 50400 \text{ N/mm}^2$$

Die Querschnittsklassifizierung erfolgt nach [4-3], Abschnitt 4.2.2 (4), unter Berücksichtigung der abgeminderten Streckgrenze und des abgeminderten E-Moduls.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y} \cdot \frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = \sqrt{1 \cdot \frac{0,240}{0,378}} = 0,795$$

Flansch: $c/t_f = 105 / 17,2 = 6,1 < 10 \cdot \varepsilon = 7,95$

Steg: $d/t_w = 467 / 11,1 = 42,1 < 78 \cdot \varepsilon = 62$

Der Träger ist in die Querschnittsklasse 1 einzuordnen. Ein genauer Beulsicherheitsnachweis ist nicht erforderlich.

Der Nachweis der Tragfähigkeit im Brandfall ist erbracht!

Abschnitt 3.2.1(3),
Tabelle 3.1

Bemessung der Brandschutzbekleidung

nach DIN 4102 Teil 4, Abschnitt 6

GKF-Platte nach DIN 18180:U/A = 98 m⁻¹: F 30-A:

$$\Rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

F 90-A:

$$\Rightarrow d = 2 \cdot 15 \text{ mm}$$

Bekleidungsdicke ist überbemessen, da crit T = 577 °C > 500 °C.

Eine Abminderung ist nicht möglich!

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

92

Putz IVa/IVb nach DIN 18550-2:U/A = 124 m⁻¹ F 30-A: $d = 5 - \Delta d = 5 - 3 = 2 \text{ mm}$

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d + 10 = 2 + 10 = 12 \text{ mm}$$

F 90-A: $d = 15 - \Delta d = 15 - 3 = 12 \text{ mm}$

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d + 10 = 12 + 10 = 22 \text{ mm}$$

Eine Abminderung nach DIN 4102 Teil 4, Tab. 88 ist möglich,

da crit T = 577 °C > 500 °C: $\Rightarrow \Delta d = (77/100) \cdot 5 \approx 3 \text{ mm}$

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

90

und Tab. 88

Unterdecke aus Drahtputz nach DIN 4121:F 30-A: $d_1 = 5 \text{ mm}$

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d_1 + 10 = 5 + 10 = 15 \text{ mm Putz IVa/IVb}$$

F 90-A: $d_1 = 15 \text{ mm}$

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = d_1 + 10 = 15 + 10 = 25 \text{ mm Putz IVa/IVb}$$

Putzdicke ist überbemessen, da sie für alle U/A ≤ 300 m⁻¹ und

crit T = 577 °C > 500 °C gültig ist.

Eine Abminderung der Putzdicke ist nicht möglich!

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

96

nach Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.5.2Brandschutzplatten:

$U/A = 98 \text{ m}^{-1}$: und $\theta_{a,cr} = 639 \text{ °C}$

F 30-A: siehe Diagramm 1 ($d_p = 10 \text{ mm}$) im Anhang
zu $U/A = 98 \text{ m}^{-1} \cdot 100 \text{ m}^{-1}$ gehört vorh $t_F = 68 \text{ min}$

⇒ erf $d_p = 10 \text{ mm}$ mit vorh $t_F > \text{erf } t_F$

F 90-A: siehe Diagramm 2 ($d_p = 15 \text{ mm}$) im Anhang
zu $U/A = 98 \text{ m}^{-1} \cdot 100 \text{ m}^{-1}$ gehört vorh $t_F = 95 \text{ min}$

⇒ erf $d_p = 15 \text{ mm}$ mit vorh $t_F > \text{erf } t_F$

nach Eurocode 3 Teil 1-2 Abschnitt 4.2.5.3Horizontale Wärmeschilde:

Eine brandschutztechnische Bemessung von horizontalen Wärmeschilden, d.h. von Unterdecken, kann z.Zt. nur nach Abschnitt 6 der DIN 4102 Teil 4 vorgenommen werden, da die Angaben in Abschnitt 4.2.5.3 des Eurocodes 3 Teil 1-2 für eine Bemessung nicht ausreichen.⁸⁾

[4-3]

Abschnitt 4.2.5.2 (7):

siehe die

Bemessungsdiagramme

in 4.1.3

[4-3],

Abschnitt 4.2.5.3

Gleichung (4.22)

8)

siehe Fußnote 4)

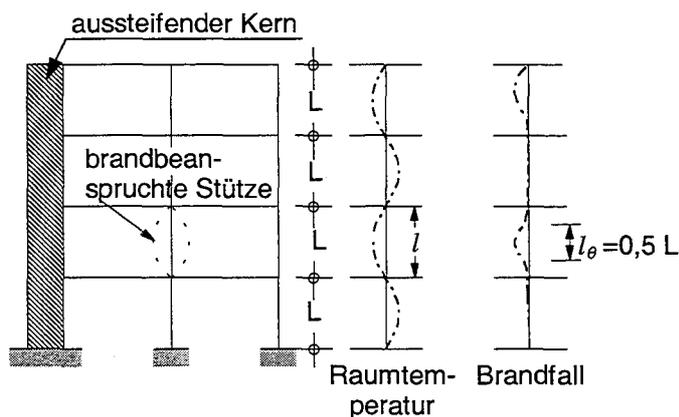
4.3.2 Stahlstütze unter zentrischer Last

4.3.2.1 Angaben zur Konstruktion

In dem folgenden Beispiel wird die brandschutztechnische Bemessung einer Stahlstütze gezeigt. Es handelt sich um eine Stütze in einem ausgesteiften Rahmentragwerk, die biegesteif an die darüber bzw. darunter liegenden Stützen angeschlossen ist und . Die geometrische Länge beträgt 3,0 m. Unter den genannten Bedingungen darf die Knicklänge im Brandfall halbiert werden. Die Stütze ist durch eine zentrische Normalkraft belastet. Die Brandbeanspruchung der Stütze erfolgt von vier Seiten. Als Brandschutzanforderung gilt die Feuerwiderstandsklasse R 30 bzw. R 90⁹⁾.

Als Brandschutzmaßnahmen werden drei Möglichkeiten durchgespielt:

- Die Stütze wird vierseitig mit einer kastenförmigen Bekleidung versehen.
- Die Stütze wird vierseitig mit einer profilfolgenden Putzbekleidung versehen.
- Die Stütze wird durch einen vertikalen Wärmeschirm geschützt.



Stützenquerschnitt: Walzprofil, HE 300 B, S 235

Systemhöhe: $L = 3,0 \text{ m}$

Mechanische Einwirkungen:

ständig: $G_k = 1200 \text{ kN}$
 veränderlich: $P_k = 600 \text{ kN}$

9) siehe Fußnote 3)

4.3.2.2 Tragfähigkeitsnachweis bei Raumtemperatur nach Eurocode 3 Teil 1-1 Abschnitt 5.4.4 und 5.5.1.1

Normalkrafttragfähigkeit bei Raumtemperatur nach [4-4]

Materialkennwerte:

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0} = 23,5 / 1,1 = 21,36 \text{ kN / cm}^2 \quad E_a = 21000 \text{ kN / cm}^2$$

Querschnittswerte:

$$A_a = 149 \text{ cm}^2 \quad I_a = 8560 \text{ cm}^4 \text{ (schwache Achse)}$$

plastischer Normalkraftwiderstand: $N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_{M0} = 149 \cdot 23,5 / 1,1 = 3183 \text{ kN}$

Querschnittsklasse:

$$S 235 \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1,0$$

Flansch: $c/t_f = 150 / 19 = 2,9 < 10 \varepsilon = 10$

Steg: $d/t_w = 208 / 11 = 18,9 < 33 \varepsilon = 33$

Die Stütze ist in die Querschnittsklasse 1 einzuordnen. Ein genauer Beulsicherheitsnachweis ist nicht erforderlich.

Zentrisches Knicken um die schwache Achse:

Knicklänge: $L_{Kz} = \beta \cdot L = 1,0 \cdot 300 = 300 \text{ cm}$

Bezogener Schlankheitsgrad: $\bar{\lambda} = \frac{L_{Kz}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{300}{7,58 \cdot 93,9} = 0,421$

Reduktionsfaktor c nach der Europäischen Knickspannungskurve c (schwache Achse, $\alpha = 0,49$):

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

mit $\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 (0,421 - 0,2) + 0,421^2 \right] = 0,643$

$$= \frac{1}{0,643 + \sqrt{0,643^2 - 0,421^2}} = 0,885$$

Normalkrafttragfähigkeit nach Gleichung (5.45):

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,885 \cdot 1,0 \cdot 149 \cdot 23,5 / 1,1 = 2817,1 \text{ kN}$$

Nachweis: $N_{sd} = 1,35 \cdot 1200 + 1,50 \cdot 600 = 2520 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 2817,1 \text{ kN}$

4.3.2.3 Anforderungen an den Brandschutz

Allgemeines

Die Angaben in Abschnitt 6 der DIN 4102 Teil 4 basieren unabhängig von der Belastung der Stahlstütze im Brandfall auf einer kritischen Stahltemperatur von $T_{crit} = 500^\circ\text{C}$. In der zur Zeit gültigen Bemessungsnorm DIN 18800 wird bei der Ermittlung der auftretenden Belastungen/Einwirkungen nicht auf die besondere Situation im Brandfall eingegangen.

Im Eurocode 3 Teil 1-2 werden dagegen für Stützen zwei unterschiedliche Nachweisverfahren angegeben: Alternativ zum Nachweis auf der Ebene Beanspruchung/Tragfähigkeit darf der brandschutztechnische Nachweis bei konstanter Querschnittstemperatur auch über die kritische Stahltemperatur geführt werden. Dabei ist nachzuweisen, daß die maximale Querschnittstemperatur innerhalb der geforderten Feuerwiderstandsdauer die kritische Stahltemperatur nicht überschreitet.

Mechanische Einwirkungen im Brandfall

Nach dem neuen Bemessungskonzept der Eurocodes auf der Grundlage von Grenzzuständen wird im Brandfall der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit gefordert:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \text{ mit}$$

$E_{fi,d,t}$ Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall

$R_{fi,d,t}$ Bemessungswert der Beanspruchbarkeit im Brandfall

(Indizes: fi für fire; d für design; t für time)

Für den Brandfall gelten im Sinne des Eurocodes 1 Teil 2-2 die Kombinationsregeln für außergewöhnliche Einwirkungen:

$$S_{dA} = S \cdot \left[\sum \gamma_{GA} \cdot G_k + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

Dabei ist für den Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen in der außergewöhnlichen Situation $\gamma_{GA} = 1,0$ zu setzen. Der Kombinationsbeiwert $\psi_{1,1}$ für die führende veränderliche Last ergibt sich für Geschäfts- und Warenhäuser zu 0,8.

Normalkraft: $N_{fi,d} = 1,0 \cdot 1200 + 0,8 \cdot 600 = 1680 \text{ kN}$

Brandschutzbemessung

Die Brandschutzbekleidungen werden beispielhaft ausgelegt für die Feuerwiderstandsklassen F 30 - A (feuerhemmend) und F 90 - A (feuerbeständig) durch

- eine Ummantelung: kastenförmig aus Brandschutzplatten $U/A = A_m/V = 81 \text{ m}^{-1}$ bzw.
 profilfolgend aus Putz $U/A = A_m/V = 116 \text{ m}^{-1}$
- ein vertikales Wärmeschild¹⁰⁾.

4.3.2.3.1 Bemessung mit Hilfe tabellarischer Daten nach DIN 4102 Teil 4, Abschnitt 6

Vorgehensweise

Die Brandschutzbekleidungsmaßnahmen von Stahlstützen nach DIN 4102 Teil 4, Abschnitt 6, Tabellen 93 - 95 basieren darauf, daß der Tragkraftverlust einer nach DIN 18800 bemessenen Stahlstütze frühestens beim Erreichen der kritischen Stahltemperatur von $\text{crit } T = 500 \text{ °C}$ eintritt, und zwar unabhängig von ihrem statischen Ausnutzungsgrad μ und den statischen Randbedingungen. Auf einen Tragfähigkeitsnachweis der Stütze bei Raumtemperatur nach DIN 18800 kann hier verzichtet werden, da er dem Nachweis nach Eurocode 3 Teil 1-1 entspricht.

GKF-Platte nach DIN 18180:

$U/A = 81 \text{ m}^{-1}$: F 30-A:

$$\Rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

F 90-A:

$$\Rightarrow d = 3 \cdot 15 = 45 \text{ mm}$$

Putz IVa/IVb nach DIN 18850-2:

$U/A = 116 \text{ m}^{-1}$: F 30-A: $d = 10 \text{ mm}$

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = 10 + 5 = 25 \text{ mm}$$

F 90-A: $d = 35 \text{ mm}$

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = 35 + 5 = 40 \text{ mm}$$

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

95

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

94

¹⁰⁾

Unter einem vertikalen Wärmeschild werden nach Eurocode 3 Teil 1-2 vertikale Schirme bezeichnet, die direkte Beflammung der Stahlstütze verhindern sollen. Als spezielle Brandschutzmaßnahmen für Stahlstützen werden sie jedoch weder in DIN 4102 Teil 4 noch in der Prüfnorm DIN 4102 Teil 2 aufgeführt. Man könnte darunter jedoch auch leichte, zweischalige nichttragende Innen- oder Außenwände aus Gipskarton-Bauplatten (GKB) nach Abschnitt 4.10 / Tabelle 48 der DIN 4102 Teil 4 verstehen, in deren inneren Zwischenraum die tragende Stahlstütze angeordnet ist.

vertikaler Wärmeschild:

Hierbei handelt es sich nicht um eine Brandschutzmaßnahme, die nach DIN 4102 definiert ist.

- ⇒ Eine Bemessung dieser Brandschutzmaßnahme ist daher nur hilfsweise möglich, indem man sie durch eine leichte, nichttragende Trennwand der entsprechenden Feuerwiderstandsklasse aus Gipskarton-Bauplatten (GKB) nach Abschnitt 4.10 / Tabelle 48 der DIN 4102 Teil 4 ersetzt!¹¹⁾

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

48

(Abschnitt 4.10)

11)

siehe Fußnote 9

4.3.2.3.2 Bemessung auf der Basis des Tragfähigkeitsnachweises auf der Temperaturebene nach Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.4 und

- tabellarischer Daten nach DIN 4102 Teil 4, Abschnitt 6 bzw.
- einer Temperaturberechnung nach Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.5

Tragfähigkeitsnachweis auf Temperaturebene: Ermittlung der kritischen Stahltemperatur

Der Grenzwert gegen Biegeknicken um die schwache Achse druckbeanspruchter Bauteile $N_{fi,Rd,0}$ (zum Zeitpunkt $t=0$ der Brandbeanspruchung) mit Querschnitten der Klassen 1,2 oder 3 ergibt sich in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrads zu:

$$N_{b,fi,Rd} = \frac{\chi_{fi}}{1,2} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}$$

Der Ausnutzungsgrad μ_0 von Bauteilen mit Querschnitten der Klassen 1, 2 oder 3 und allen auf Zug beanspruchten Bauteilen zum Zeitpunkt $t = 0$ darf nach Eurocode 3 Teil 1-2 4.2.4 (4) wie folgt bestimmt werden:

über Einwirkungen und Widerstände:
$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}}$$

oder

über den Abminderungsfaktor η_{fi} :
$$\mu_0 = \eta_{fi} \cdot \frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_M} = \eta_{fi} \cdot \frac{1,0}{1,1}$$

wobei der Material Sicherheitsbeiwert für die entsprechende Materialeigenschaft $\gamma_{M,fi} = 1,0$ gesetzt wird.

Die Knicklänge ergibt sich im Brandfall zu: $L_{fi} = 0,5 \cdot L = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ cm}$

Bezogener Schlankheitsgrad:
$$\bar{\lambda}_{fi,0} = \frac{L_{fi}}{(i_z \cdot \lambda_1)} = \frac{150}{7,58 \cdot 93,9} = 0,211$$

Unabhängig vom Querschnittstyp und der Knickrichtung wird im Brandfall stets die Knickspannungslinie c maßgebend. Reduktionsfaktor χ nach der Europäischen Knickspannungskurve c (schwache Achse, $\alpha = 0,49$):

[4-3]

Abschnitt 4.2.3.2,
Gleichung 4.5

Abschnitt 4.2.4,

Gleichung (4.19)

Gleichung (4.20)

Bild 4.1

Abschnitt 4.2.3.2 (2)

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

mit $\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$

$$= 0,5 \cdot \left[1 + 0,49(0,211 - 0,2) + 0,211^2 \right] = 0,525$$

$$= \frac{1}{0,525 + \sqrt{0,525^2 - 0,211^2}} = 0,994$$

 χ_{fi} nach [4-4] Abschnitt

5.5.1

Gleichung (4.5)

Normalkrafttragfähigkeit: $N_{b,fi,Rd} = \frac{0,994}{1,2} \cdot 149 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 2900,4 \text{ kN}$

Ausnutzungsgrad: $\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} = \frac{1680}{2900,4} = 0,579$

Gleichung (4.19)

Die kritische Temperatur $\theta_{a,cr}$ ergibt sich nach [4-3], Abschnitt 4.2.4 (2) zu:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0,9674 \cdot 0,579^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 560,4^\circ \text{ C}$$

Gleichung (4.18)

Der Brandschutznachweis ist erfüllt, wenn es gelingt, die Brandschutzbekleidung so zu bemessen, daß die kritische Stahltemperatur $\theta_{a,cr} = 560^\circ \text{ C}$ erst nach der angestrebten Feuerwiderstandsdauer überschritten wird.

Hinweis: Für Stützen der Querschnittsklasse 4 ist der Brandschutznachweis auf Temperaturebene nach [4-3] 4.2.4 (6) erfüllt, wenn bis zum Erreichen der angestrebten Feuerwiderstandsdauer an keinem Punkt des Querschnitts die Stahltemperatur θ_a größer als 350° C ist.

nach DIN 4102 Teil 2 Abschnitt 6

GKF-Platte nach DIN 18180:U/A = 81 m⁻¹: F 30-A:

$$\Rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

F 90-A:

$$\Rightarrow d = 3 \cdot 15 = 45 \text{ mm}$$

Bekleidungsdicke ist überbemessen, da crit T = 560 °C > 500 °C

Eine Abminderung ist nicht möglich!

Putz IVa/IVb nach DIN 18850-2:U/A = 116 m⁻¹: F 30-A: d = 10 mm

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = 10 + 5 = 25 \text{ mm}$$

F 90-A: d = 35 mm

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = 35 + 5 = 40 \text{ mm}$$

Die Putzdicke ist überbemessen, da für alle U/A ≤ 300 m⁻¹,

da crit T = 560 °C > 500 °C

Eine Abminderung ist nicht möglich!

vertikaler Wärmeschild:

Hierbei handelt es sich nicht um eine Brandschutzmaßnahme, die nach DIN 4102 definiert ist.

- ⇒ Eine Bemessung dieser Brandschutzmaßnahme ist daher nur hilfswiese möglich, indem man sie durch eine leichte, nichttragende Trennwand der entsprechenden Feuerwiderstandsklasse aus Gipskarton-Bauplatten (GKB) nach Abschnitt 4.10 / Tabelle 48 der DIN 4102 Teil 4 ersetzt!¹²⁾

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

95

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

94

DIN 4102 Teil 4,

Abschnitt 4.10 / Tab. 48

12)

siehe Fußnote 9)

nach Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.5.2

Brandschutzplatten:

$U/A = 81 \text{ m}^{-1}$: und $\theta_{a,cr} = 560 \text{ °C}$

F 30-A: siehe Diagramm 5 ($d_p = 10 \text{ mm}$) im Anhang
zu $U/A = 80 \text{ m}^{-1} \approx 81 \text{ m}^{-1}$ gehört vorh $t_F = 60 \text{ min}$
 \Rightarrow erf $d_p = 10 \text{ mm}$ mit vorh $t_F > \text{erf } t_F$

F 90-A: siehe Diagramm 7 ($d_p = 20 \text{ mm}$) im Anhang
zu $U/A = 80 \text{ m}^{-1} \approx 81 \text{ m}^{-1}$ gehört vorh $t_F = 99 \text{ min}$
 \Rightarrow erf $d_p = 20 \text{ mm}$ mit vorh $t_F > \text{erf } t_F$

nach Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.5.3

Eine brandschutztechnische Bemessung von vertikalen Wärmeschilden kann z.Zt. nur nach Abschnitt 4.10 der DIN 4102 Teil 4 als nichttragende leichte Trennwand vorgenommen werden, da die Angaben in Abschnitt 4.2.5.3 des Eurocodes 3 Teil 1-2 für eine Bemessung nicht ausreichen.¹³⁾

[4-3]

Abschnitt 4.2.5.2 (7):

siehe die Bemessungsdiagramme im Anhang

[4-3],

Abschnitt 4.2.5.3,
Gleichung (4.22)

¹³⁾

Nach Abschnitt 4.2.5.3 des Eurocodes 3 Teil 1-2 soll durch Lösung der Differentialgleichung (4.22) die für die angestrebte Feuerwiderstandsklasse bzw. -dauer erforderliche Dicke d_p des vertikalen Wärmeschildes für die Stahlstütze berechnet werden. Die dafür benötigten Angaben zur temperaturabhängigen spezifischen Wärme $c_p(\theta_p)$ und zur temperaturabhängigen Wärmeleitfähigkeit $\lambda_p(\theta_p)$ des Wärmeschildes sind nach Abschnitt 3.3.2 des Eurocodes 3 Teil 1-2 aus den Ergebnissen von Normbrandprüfungen nach prENV YYY5-2 "Test method for determining the contribution to the fire resistance of structural members part 1: Vertical protective membranes" [4-7] abzuleiten. Diese Prüfnorm ist bauaufsichtlich aber bisher noch nicht eingeführt.

Zur Zeit werden leichte Trennwände nach DIN 4102 Teil 2, Abschnitt 6 geprüft. Aus den Ergebnissen derartiger Normprüfungen können die thermischen Kennwerte $c_p(\theta_p)$ und $\lambda_p(\theta_p)$ jedoch nicht abgeleitet werden.

siehe auch Fußnote 9)

4.3.2.3.3 Bemessung mit Hilfe des Nachweisverfahrens auf der Tragfähigkeitsebene nach Eurocode 3 Teil 1-2 Abschnitt 4.2.3 und

- a) tabellarischer Daten nach DIN 4102 Teil4, Abschnitt 6 bzw.
- b) einer Temperaturberechnung nach Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.5

Tragfähigkeitsnachweis auf Tragfähigkeitsebene: Ermittlung der kritischen Stahltemperatur

Die für die Bemessung maßgebende Stahltemperatur ist die maximal auftretende BauTeiltemperatur im Brandfall. Ihre Bestimmung erfolgt unter Zugrundelegen des Bemessungsmoments $N_{fi,d}$, das der temperaturabhängigen Querschnittstragfähigkeit $N_{fi,t,Rd}$ gegenübergestellt wird. Im Versagensfall muß gelten:

$$N_{fi,d} > N_{fi,\theta_{a,cr},Rd} = \frac{\chi_{fi,\theta}}{1,2} \cdot A \cdot \frac{f_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}}$$

Durch Auflösen dieser Gleichung nach $\chi_{fi,\theta_{a,cr}}$ erhält man die kritische Stahltemperatur $\theta_{a,cr}$:

Annahme: $\theta_{a,cr} = 560^\circ\text{C}$ (siehe 4.3.2.3.2)

Aus der Tabelle 3.1 [4-3] werden die Abminderungsfaktoren $k_{y,\theta}$ und $k_{E,\theta}$ (linear interpoliert) abgelesen.

$$k_{y,560^\circ\text{C}} = 0,593 \qquad k_{E,560^\circ\text{C}} = 0,425$$

Es ergeben sich für $\theta_{a,cr} = 560^\circ\text{C}$ folgende Materialkennwerte:

$$f_{y,560^\circ\text{C}} = k_{y,560^\circ\text{C}} \cdot f_y = 0,593 \cdot 23,5 = 13,94 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{a,560^\circ\text{C}} = k_{E,560^\circ\text{C}} \cdot E = 0,425 \cdot 21000 = 8925 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Die Querschnittsklassifizierung erfolgt nach [4-3] Abschnitt 4.2.2 (4), unter Berücksichtigung der abgeminderten Streckgrenze und des abgeminderten E-Moduls.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y} \cdot \frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = \sqrt{1 \cdot \frac{0,425}{0,593}} = 0,847$$

[4-3]

[4-3] Abschnitt 4.2.3.2,
Gleichung (4.5)

[4-3]

Abschnitt 4.2.2(4),
Gleichung (4.2)

$$\text{Flansch:} \quad c/t_f = 150 / 19 = 2,9 < 10 \varepsilon = 8,47$$

$$\text{Steg:} \quad d/t_w = 208 / 11 = 18,9 < 33 \varepsilon = 27,9$$

→ Querschnittsklasse 1

Zentrisches Knicken um die schwache Achse:

$$\text{Knicklänge:} \quad l_{fi} = 150 \text{ cm}$$

$$\text{Schlankheit:} \quad \bar{\lambda}_{fi,0} = 0,211$$

$$\bar{\lambda}_{fi,\theta} = \bar{\lambda}_{fi,0} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,211 \cdot \sqrt{\frac{0,66}{0,48}} = 0,2474$$

Reduktionsfaktor $\chi_{fi,\theta}$ nach der Europäischen Knickspannungskurve c (schwache Achse, $\alpha = 0,49$):

$$\begin{aligned} \chi_{fi,\theta} &= \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \\ \text{mit } \Phi &= 0,5 \cdot \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = \\ &= 0,5 \cdot \left[1 + 0,49(0,249 - 0,2) + 0,249^2 \right] = 0,543 \\ &= \frac{1}{0,543 + \sqrt{0,543^2 - 0,249^2}} = 0,975 \end{aligned}$$

Abschnitt 4.2.3.2(2)

Normalkrafttragfähigkeit:

$$N_{Rd,fi,\theta} = \frac{\chi_{fi,\theta}}{1,2} \cdot A \cdot \frac{f_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{0,975}{1,2} \cdot 149 \cdot \frac{13,94}{1,0} = 1687,6 \text{ kN}$$

Nachweis:

$$\frac{E_{fi,d}}{R_{fi,\theta}} = \frac{1680}{1687,6} = 0,995 \cong 1,0$$

Abschnitt 4.2.3.2,
Gleichung (4.5)

Die kritische Stahltemperatur beträgt damit: $\theta_{a,cr} = 560^\circ\text{C}$. Der Nachweis der Tragfähigkeit im Brandfall ist erbracht, wenn nachgewiesen wird, daß erst nach dem Erreichen der angestrebten Feuerwiderstandsdauer die Stahltemperatur diesen Wert überschreitet - siehe 4.3.2.3.3.

Bemessung der Brandschutzbekleidung

nach DIN 4102 Teil 2, Abschnitt 6

GKF-Platte nach DIN 18180:U/A = 81 m⁻¹: F 30-A:

$$\Rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

F 90-A:

$$\Rightarrow d = 3 \cdot 15 = 45 \text{ mm}$$

Bekleidungsdicke ist überbemessen, da crit T = 560 °C > 500 °C

Eine Abminderung ist nicht möglich!

Putz IVa/IVb nach DIN 18850-2:U/A = 116 m⁻¹: F 30-A: d = 10 mm

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = 10 + 5 = 25 \text{ mm}$$

F 90-A: d = 35 mm

$$\Rightarrow D_{\text{ges}} = 35 + 5 = 40 \text{ mm}$$

Die Putzdicke ist überbemessen, da für alle U/A ≤ 300 m⁻¹,

da crit T = 560 °C > 500 °C

Eine Abminderung ist nicht möglich!

vertikaler Wärmeschild:Hierbei handelt es sich nicht um eine Brandschutzmaßnahme, die nach DIN 4102 definiert ist.

- ⇒ Eine Bemessung dieser Brandschutzmaßnahme ist daher nur hilfsweise möglich, indem man sie durch eine leichte, nichttragende Trennwand der entsprechenden Feuerwiderstandsklasse aus Gipskarton-Bauplatten (GKB) ersetzt!¹⁴⁾

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

95

DIN 4102 Teil 4 / Tab.

94

DIN 4102 Teil 4,
Abschnitt 4.10 / Tab. 48

¹⁴⁾ siehe Fußnote 9)

nach Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.5.2Brandschutzplatten:

$U/A = 81 \text{ m}^{-1}$: und $\theta_{a,cr} = 560 \text{ °C}$

F 30-A: siehe Diagramm 5 ($d_p = 10 \text{ mm}$) im Anhang
zu $U/A = 80 \text{ m}^{-1} \approx 81 \text{ m}^{-1}$ gehört vorh $t_F = 60 \text{ min}$
 \Rightarrow erf $d_p = 10 \text{ mm}$ mit vorh $t_F > \text{erf } t_F$

F 90-A: siehe Diagramm 7 ($d_p = 20 \text{ mm}$) im Anhang
zu $U/A = 80 \text{ m}^{-1} \approx 81 \text{ m}^{-1}$ gehört vorh $t_F = 99 \text{ min}$
 \Rightarrow erf $d_p = 20 \text{ mm}$ mit vorh $t_F > \text{erf } t_F$

nach Eurocode 3 Teil 1-2 Abschnitt 4.2.5.3Vertikales Wärmeschild:

Eine brandschutztechnische Bemessung von vertikalen Wärmeschilden kann z.Zt. nur nach Abschnitt 4.10 der DIN 4102 Teil 4 als nichttragende leichte Trennwand vorgenommen werden, da die Angaben in Abschnitt 4.2.5.3 des Eurocodes 3 Teil 1-2 für eine Bemessung nicht ausreichen.¹⁵⁾

[4-3]

Abschnitt 4.2.5.2 (7):

siehe die Bemessungsdiagramme in 4.1.3

[4-3],

Abschnitt 4.2.5.3,
Gleichung (4.22)¹⁵⁾

siehe Fußnote 12)

4.4 Literatur

- [4-1] DIN 4102 Teil 2: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Bauteile; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen, 09/77
- [4-2] DIN 4102 Teil 4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, 03/94
- [4-3] DIN V ENV 1993-1-2: Eurocode 3; Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-2: Allgemeine Regeln, - Tragwerksbemessung für den Brandfall, 05/97
- [4-4] DIN V ENV 1993-1-1: Eurocode 3; Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, 04/92
- [4-5] DIN 18800: Stahlbauten; Bemessung und Konstruktion, 11/90
- [4-6] prENV YYY5-4: Test method for determining the contribution to the fire resistance of structural members, part 4: Applied protection to steel members, 1998
- [4-7] prENV YYY5-2: Test method for determining the contribution to the fire resistance of structural members, part 2: Vertical protective membranes, 1998
- [4-8] prENV YYY5-1: Test method for determining the contribution to the fire resistance of structural members, part 1: Horizontal protective membranes, 1998
- [4-9] Bock, H. M. ; Schickert, G.: Vergleichende Betrachtungen zur numerischen Ermittlung der kritischen Temperatur bekleideter Stahlbauteile unter Brandbeanspruchung, Amts- und Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) 17 (1987), S. 251/255
- [4-10] Bock, H. M., S. Erbay u. J. With: Kritische Stahltemperatur als charakteristischer Kennwert für die Feuerwiderstandsdauer von Bauwerkssystemen aus Stahl, Forschungsbericht 191 der Bundesanstalt für Materialforschung und Prüfung (BAM), Berlin, 1993
- [4-11] Bock, H. M. u. S. Erbay: Die kritische Stahltemperatur von Bauteilen und Bauwerkssystemen aus Stahl, Stahlbau 62 (1993), Heft 4, S. 107 - 115
- [4-12] ECCS-Technical Committee 3 - Fire Resistance of Steel Structures: Technical Note No. 89, Sept. 1995
- [4-13] EN 1363-1 (Entwurf): Feuerwiderstandsprüfungen; Teil 1: Allgemeine Anforderungen, 02/98
- [4-14] Bock, H. M.: Brandschutz im Stahlbau, VFDB-Zeitschrift 38 (1989), Heft 1, S. 2 – 11
- [4-15] Knublauch, E. R.; Rudolphi, R. und Stanke, J.: Feuerwiderstandsdauer von Stahlstützen, Der Stahlbau 43 (1974), Heft 6, S. 175 – 182 und Heft 8, S. 249 – 254

- [4-16] Hass, R; Meyer-Ottens, C; Richter, E: Stahlbau Brandschutzhandbuch, Ernst & Sohn, Berlin, 1994
- [4-17] Feuerwiderstand von Bauteilen aus Stahl – Rechnerisches Verfahren zur Klassifizierung – SIA-Dokumentation 82, Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau, Zürich, 1985
- [4-18] Becker, J.; Bizri, H.; Bresler, B.: FIRES-T: A computer program for the fire reponse of structures-thermal, report no. UBC FRG 74-1 of the University of California in Berkely, 1974

5.1 Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brand-schutztechnische Bemessung mit Eurocode 4 Teil 1-2

5.1.1 Allgemeines

In Eurocode 4 Teil 1-2 (DIN V ENV 1994-1-2 [5-1]) sind drei Nachweisstufen für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundbauteilen und -tragwerken vorgesehen:

- Stufe 1 Bemessung von Einzelbauteilen mit tabellarischen Daten; die Bemessungstabellen des Eurocode 4 Teil 1-2 [5-1] basieren auf denen der DIN 4102 Teil 4 (03.94) und liefern somit etwa gleiche Tragfähigkeiten,
- Stufe 2: Bemessung mit vereinfachten Bemessungsverfahren für bestimmte Arten von Einzelbauteilen und Teiltragwerken (Durchlaufträger); es werden festigkeitsreduzierte Querschnitte angesetzt, eine exakte Berechnung der Temperaturverteilung im Bemessungsquerschnitt ist nicht erforderlich,
- Stufe 3 Auslegung durch Simulationsberechnung mit allgemeinen Rechenverfahren; dabei handelt es sich um FE-Methoden mit thermischer Analyse zur Berechnung der Temperaturverteilung im Querschnitt und nachfolgender statischer Analyse zur Tragfähigkeitsberechnung im Brandfall unter Berücksichtigung temperaturabhängiger Materialgesetze; es kann das Tragverhalten einzelner Bauteile, von Teiltragwerken oder Gesamttragwerksstrukturen simuliert werden.

Mit zunehmendem Bemessungsaufwand erhöht sich die Genauigkeit des Nachweises und damit die Wirtschaftlichkeit, bei Stufe 1 liegt der Nachweis im Mittel am weitesten auf der sicheren Seite. Stufe 3 entspricht einer Brandversuchssimulation.

5.1.1.1 Bemessung mit Hilfe tabellarischer Daten (Nachweisstufe 1)

Der Eurocode 4 Teil 1-2 [5-1] enthält Tabellen für die brandschutztechnische Auslegung von

- Verbundträgern aus kammerbetonierten Stahlprofilen der Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 180,
- Verbundträgern aus betonummantelten Stahlprofilen der Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 180, bei denen der Beton nur isolierende und keine tragende Funktion hat,
- Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen der Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 240,
- Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen der Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 180 mit ausschließlich isolierender Funktion des Betons,
- Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen der Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 120,

- Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen der Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 180.

In den Bemessungstabellen sind in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse Mindestquerschnittsabmessungen, Mindestbewehrungsgehalte und -abstände der Bewehrungsstäbe, Mindestbetondeckungen der Stahlprofile und Mindestverhältniswerte wie Steg-/Flanschdicke bzw. Durchmesser/Wandungsdicke angegeben. Bei den Tabellen für kammerbetonierte Verbundträger und für Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen und betongefüllten Hohlprofilen (also für Bauteile mit mittragendem Beton) sind die Angaben zusätzlich abhängig vom Lastausnutzungsfaktor. Bei Einhaltung der vorgegebenen Werte erfüllen die Bauteile ohne weitere Nachweise die Anforderungen der jeweiligen Feuerwiderstandsklasse. Die Anwendung der Bemessungstabellen ist auf Einzelbauteile beschränkt.

Nach dem neuen Bemessungskonzept der Eurocodes auf der Grundlage von Grenzzuständen wird im Brandfall der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit gefordert (s. Kapitel 2):

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \text{ mit}$$

$E_{fi,d,t}$ Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall

$R_{fi,d,t}$ Bemessungswert der Beanspruchbarkeit im Brandfall

(Indices: fi für fire; d für design; t für time)

Der Ausnutzungsfaktor α der DIN 4102 Teil 4 ergab sich mit dem globalen Sicherheitsbeiwert γ aus dem Verhältnis der vorhandenen Bemessungslast (Gebrauchslast) zu der zulässigen Beanspruchung bei Normaltemperatur zu:

$$\alpha = \frac{\text{Last im Brandfall}}{\text{Traglast bei Normaltemperatur} / \gamma} \leq 1,0$$

Die Tabellen im Eurocode 4 Teil 1-2 sollten in etwa zum gleichen Bemessungsergebnis wie die Tabellen der DIN 4102 Teil 4 führen. Dazu mußten die globalen Teilsicherheitsbeiwerte der alten Vorschriften für den Verbundbau ($\gamma_H = 1,7$ für Verbundträger bzw. ($\gamma_{HZ} = 1,5$ für Verbundstützen) sowie die Materialteilsicherheitsbeiwerte nach Eurocode 4 Teil 1-1 ($\gamma_{M,a} = 1,1$ für Baustahl, $\gamma_{M,s} = 1,15$ für Betonstahl und $\gamma_{M,c} = 1,5$ für Beton) berücksichtigt werden:

$$\eta_{fi,t} = \frac{\gamma_M}{\gamma} \cdot \alpha.$$

Danach ergibt sich für Träger:

$$\eta_{fi,t} = \frac{\gamma_M}{\gamma} \cdot \alpha = \frac{1,1 \div 1,5}{1,7} \cdot \alpha = 0,65 \div 0,88 \cdot \alpha$$

und für Stützen

$$\eta_{fi,t} = \frac{\gamma_M}{\gamma} \cdot \alpha = \frac{1,1 \div 1,5}{1,5} \cdot \alpha = 0,73 \div 1,0 \cdot \alpha.$$

Aus Gründen der Vereinheitlichung wurde in den Bemessungstabellen des Eurocode 4 Teil 1-2 $\eta_{fi,t} = 0,7 \cdot \alpha$ gesetzt. Dies ist ein unterer Grenzwert, der sich etwa für den kleinsten Materialsicherheitsbeiwert ($\gamma_{M,a} = 1,1$ für Baustahl) ergibt. Je mehr die Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts von dem Betonanteil bestimmt wird, desto konservativer ist dieses Vorgehen. Daher liegen insbesondere die Bemessungstabellen für Verbundstützen vielfach auf der sicheren Seite.

5.1.1.2 Vereinfachte Rechenverfahren (Nachweisstufe 2)

Diese Verfahren stellen vereinfachte Berechnungsmethoden dar, die dem Tragwerksplaner die Möglichkeit bieten, den Feuerwiderstand seiner Konstruktion rechnerisch nachzuweisen. Gegenüber der Auslegung mit tabellarischen Daten besteht dabei der Vorteil, daß die Tragfähigkeit des Bauteils im Brandfall der vorhandenen Beanspruchung besser angepaßt werden kann. Damit wird eine optimierende brandschutztechnische Bemessung möglich.

Im Eurocode 4 Teil 1-2 [5-2] werden Grundprinzipien für vereinfachte Berechnungsverfahren definiert und Beispiele für Berechnungsverfahren verschiedener Bauteile angegeben. Es gilt jedoch der Grundsatz, daß jedes vereinfachte Berechnungsverfahren angewendet werden darf, wenn es die verbindlichen Regeln des Eurocode 4 Teil 1-2 erfüllt und durch allgemeine Berechnungsverfahren oder durch Brandversuche verifiziert wurde.

Im Eurocode 4 Teil 1-2 sind Beispiele für vereinfachte Berechnungsverfahren von folgenden Bauteilen enthalten:

- Ungeschützte Verbunddecken,
- Verbundträger ohne Betonüberdeckung des Stahlprofils,
- Verbundträger mit kammerbetonierten Stahlträgern,
- Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen,
- Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen.

Bei Anwendung eines vereinfachten Rechenverfahrens erfolgt zunächst eine Berechnung der Querschnittstragfähigkeit des zu bemessenden Bauteils zu dem Zeitpunkt der Brandbeanspruchung, der der angestrebten Feuerwiderstandsdauer des Bauteils entspricht. Die Vereinfachung gegenüber allgemeinen („exakten“) Rechenverfahren besteht darin, daß die Temperaturberechnung zur Bestim-

mung der Querschnittstemperaturen überbrückt wird, in dem die Festigkeitsabminderung für festgelegte Querschnittsbereiche in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer und z. B. der Bauteilmassigkeit (U/A-Wert) direkt angegeben wird [5-6].

Bei Biegebauteilen erfolgt der Tragfähigkeitsnachweis im zweiten Berechnungsschritt dann nach der Plastizitätstheorie [5-11, 5-12]. Bei Stützen muß beim Systemnachweis der Stabilitätsverlust infolge der temperaturbedingten Steifigkeitsabnahme berücksichtigt werden. Dazu wird die Veränderung des E-Moduls ebenfalls durch Vorgabe von Reduktionsfaktoren für festgelegte Querschnittsbereiche erfaßt. Der Schlankheitseinfluß wird durch spezielle, für den Brandbeanspruchungszustand gültige Knickspannungskurven berücksichtigt [5-4].

5.1.1.3 Allgemeine Rechenverfahren (Nachweisstufe 3)

Im Eurocode 4 Teil 1-2 [5-1] werden prinzipielle Hinweise zu den Grundlagen der Berechnung, zur thermischen und mechanischen Analyse und zur Gültigkeitsprüfung von allgemeinen Berechnungsverfahren gegeben. Die Verfahren können auf Einzelbauteile, Teil- und Gesamttragwerke angewendet werden. Sie basieren auf einer exakten Berechnung der Erwärmung der Bauteile im Rahmen der thermischen Analyse [5-7], die die maßgebende Wärmeeinwirkung und die Temperaturabhängigkeit der thermischen Werkstoffkennwerte berücksichtigt. Damit ist es prinzipiell möglich, auch die Temperatur-Zeitverläufe von Naturbränden und damit von der Normbrandeinwirkung abweichenden, realistische Temperaturbeanspruchungen auf Tragwerke zu untersuchen.

In der nachfolgenden mechanischen Analyse wird das Trag- und Verformungsverhalten der untersuchten Struktur im Brandfall berechnet [5-8], [5-9]. Dazu werden im Eurocode 4 Teil 1-2 [5-1] alle erforderlichen Informationen zur temperaturabhängigen Veränderung der mechanischen Baustoffkennwerte von Beton, Betonstahl und Baustahl bereit gestellt.

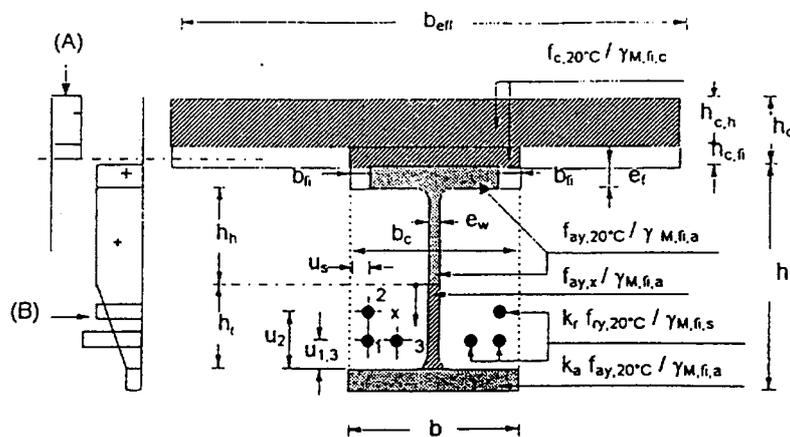
Die allgemeinen Rechenverfahren werden zunächst nicht für die allgemeine Anwendung zugelassen, da Anforderungsprofile und Bewertungsmaßstäbe für entsprechende Rechenprogramme noch fehlen bzw. z. Zt. noch Gegenstand laufender Forschungsvorhaben sind und somit eine Vergleichbarkeit der Rechenergebnisse nicht sichergestellt ist. Die Anwendung der allgemeinen Rechenverfahren wird vorerst auf Nachweise im Einzelfall beschränkt, die von besonders qualifizierten Spezialisten erstellt werden.

5.1.2 Hinweise zur Bemessung von Verbundträgern aus kammerbetonierten Stahlträgern mit Hilfe vereinfachter Rechenverfahren (Nachweisstufe 2)

Das im Eurocode 4 Teil 1-2 Anhang E [5-1] als Beispiel angegebene Verfahren zur Bemessung von kammerbetonierten Verbundträgern unter Brandbeanspruchung wurde von den Autoren Hass, Cajot und Schleich (HCS-Verfahren) [5-5] entwickelt und basiert auf den am iMBM der TU Braunschweig durchgeführten Brandversuchen an Verbundträgern [5-11], [5-13]. Es wurde durch Vergleichsrechnungen mit dem exakten Rechenprogramm STABA-F [5-8] abgeleitet und abgesichert.

Bei diesem vereinfachten Rechenverfahren wird der Temperatureinfluß auf die Festigkeit für die Querschnittsbereiche oberer Stahlprofilflansch, Deckenplatte und Kammerbeton durch Flächenreduzierung berücksichtigt. Für die übrigen Bereiche Stahlprofilsteg (oberer und unterer Teil), unterer Flansch, Bewehrung im Kammerbeton und in der Deckenplatte werden Reduktionsfaktoren für die Festigkeit in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer angegeben. Die Bilder 5.1 und 5.2 zeigen schematisch die reduzierten Querschnitte für positive und negative Biegemomente.

Das Verfahren kann angewendet werden bei Einfeld- und Durchlaufträgern (mit über der Stütze durchlaufendem Stahlprofil und durchlaufender Decke oder unterbrochenem Stahlprofil aber durchlaufend betonierter Deckenplatte). Die Berechnung kann für die Feuerwiderstandsklassen R30, R60, R90, R120 und R180 erfolgen.



Hinweis zu Bild E.1: (A) Beispiel für die Spannungsverteilung im Beton
(B) Beispiel für die Spannungsverteilung im Stahl

Bild 5.1 Reduzierter Querschnitt für positive Biegemomente beim Beispielfverfahren gemäß Eurocode 4 Teil 1-2 Anhang E

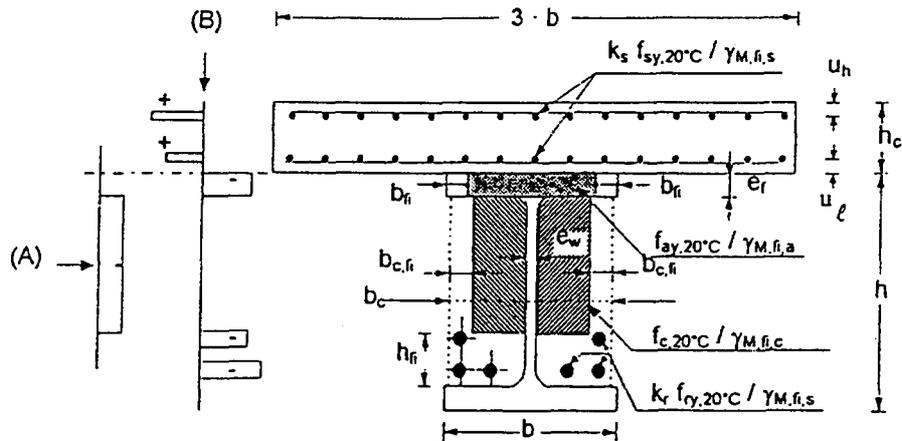


Bild 5.2 Reduzierter Querschnitt für negative Biegemomente beim Beispielverfahren gemäß Eurocode 4 Anhang E

Im NAD zum Eurocode 4 Teil 1-2 wird ein weiteres vereinfachtes Berechnungsverfahren angegeben, das die verbindlichen Regeln des Eurocode 4 Teil 1-2 erfüllt und durch allgemeine Berechnungsverfahren oder durch Brandversuche verifiziert wurde. Dies ist das Verfahren der Autoren Dorn, Hosser, Muess und Schaumann (DHMS-Verfahren) [5-2] mit der Ergänzung von Dorn, Hosser und El-Nesr [5-4], vgl. Zusammenstellung der im NAD zitierten Veröffentlichungen im Abschnitt 5.1.12 dieses Berichts. Dieses vereinfachte Berechnungsverfahren basiert ebenfalls auf den Ergebnissen der am iBMB der TU Braunschweig durchgeführten Brandversuche an Verbundträgern mit Kammerbeton [5-11, 5-13] und wurde ebenso wie das Verfahren HCS [5-5] durch Vergleichsrechnungen mit dem exakten Rechenprogramm STABA-F [5-8] und BOFIRE [5-9] hergeleitet und abgesichert.

Das Verfahren arbeitet nach der Methode der Festigkeitsreduktion in Abhängigkeit definierter querschnittsabhängiger Eingangsparemeter, d.h. für die festgelegten Querschnittsbereiche

- Stahlbeton- oder Verbunddecke,
- Stahlprofil unterteilt in die fünf Bereiche oberer Flansch, unterer Flansch, Steg oben, Steg Mitte und Steg unten,
- Längsbewehrung im Kammerbeton,
- Kammerbeton unterteilt in die drei Bereiche Betonrand außen, Betonrand unten und Beton innen

werden Reduktionsfaktoren zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Festigkeitsreduktion bei der Berechnung des plastischen Moments in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse angegeben.

Das Verfahren wurde für die durch Brandversuche an Verbundträgern belegten Feuerwiderstandsdauern von R30 bis R180 hergeleitet und abgesichert. In der Veröffentlichung von 1990 [5-2] wurde die Anwendung auf Einfeldträger beschrieben. In der Ergänzung von 1994 [5-3] wurde es auf Durchlaufsysteme erweitert. Die Bilder 5.3 und 5.4 zeigen die bei diesem Verfahren gewählte Bereichseinteilung des Verbundträgerquerschnitts. Das vollständige Rechenverfahren ist diesem Bericht in Abschnitt 5.1.12 als Sonderdruck der o.g. Veröffentlichung beigelegt.

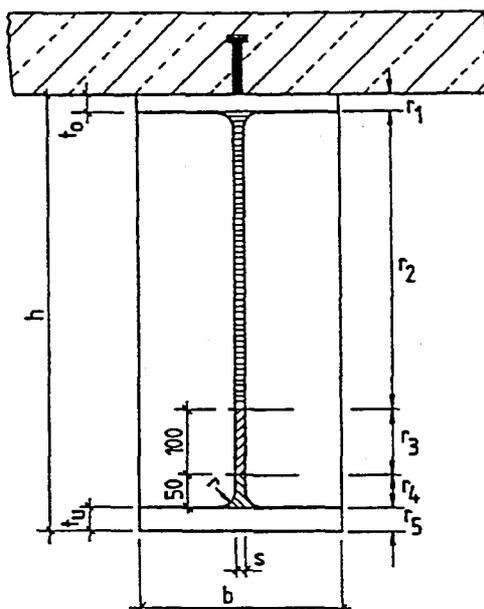


Bild 5.3 Bereichsunterteilung des Stahlquerschnitts beim Verfahren DHMS [5-2]

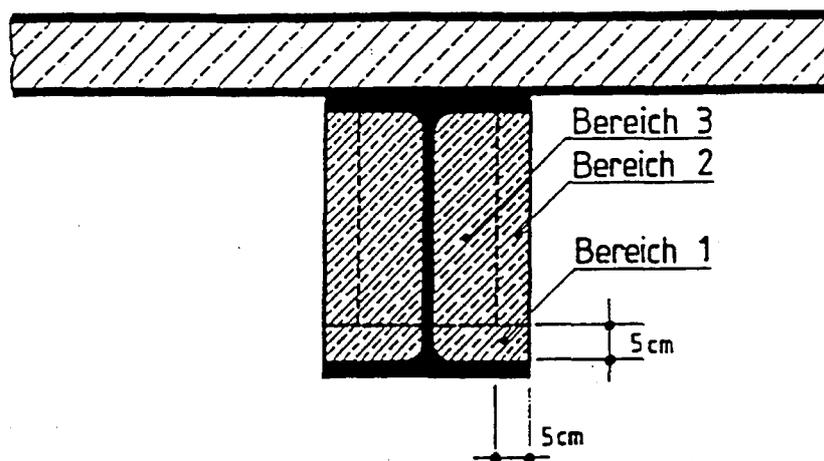


Bild 5.4 Bereichsunterteilung des Kammer- und des Deckenbetons beim Verfahren DHMS [5-2]

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens [5-6] durchgeführte Absicherung des DHMS-Verfahrens weist die sehr gute Übereinstimmung der nach dieser Methode berechneten plastischen Momente mit den Berechnungsergebnissen des exakten Rechenprogramms STABA-F [5-8] aus. Die Bilder 5.5 bis 5.7 belegen dies an drei Beispielen von Variationsrechnungen.

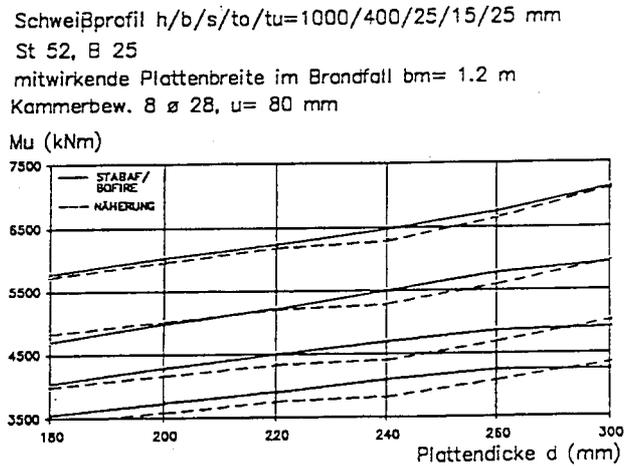


Bild 5.5 Vergleich der plastischen Momente eines Verbundträgers bei Berechnung nach der DHMS-Methode [5-2], [5-3] im Vergleich zur "exakten" Berechnung nach [5-8] bei Variation der Deckendicke

IPE 600, St 52
 $d = 20$ cm, B 25
 mitwirkende Plattenbreite
 $b_m = 3b = 0.66$ m
 Achsabstand $u = 80$ mm
 $A_{fl} = b \cdot t$

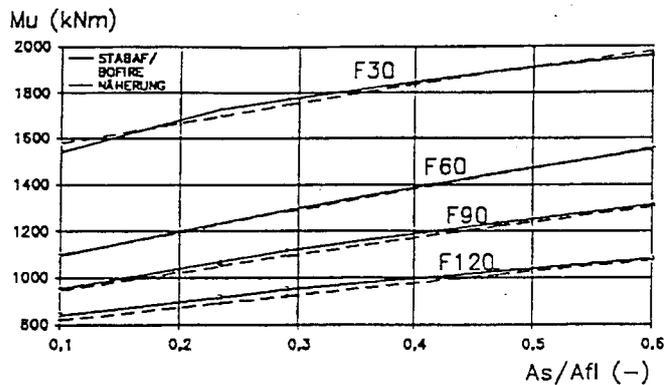


Bild 5.6 Vergleich der plastischen Momente eines Verbundträgers bei Berechnung nach der DHMS-Methode [5-2], [5-3] im Vergleich zur "exakten" Berechnung nach [5-8] bei Variation der Kammerbewehrung A_s

HE AA 300, St 52
 $d = 12 \text{ cm}$, $B = 25$
 mitwirkende Plattenbreite
 $b_m = 3b = 0.9 \text{ m}$
 $A_s = 4 \cdot \varnothing 25$

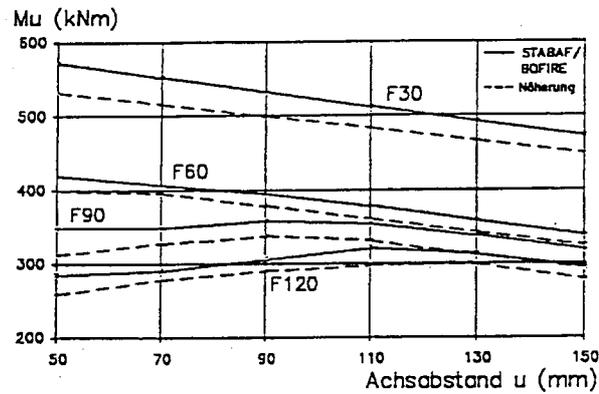


Bild 5.7 Vergleich der plastischen Momente eines Verbundträgers bei Berechnung nach der DHMS-Methode [5-2], [5-3] im Vergleich zur "exakten" Berechnung nach [5-8] bei Variation der Lage der Kammerbewehrung

In [5-12] wurde eine umfangreiche Vergleichsuntersuchung der beschriebenen vereinfachten Rechenverfahren für kammerbetonierte Verbundträger durchgeführt. Dabei zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen dem DHMS- [5-2] und dem HCS-Verfahren [5-5], die beispielhaft in Bild 5.8 anhand eines Bemessungsbeispielen dokumentiert wird, das einen Vergleich mit einem Versuchergebnis ermöglicht.

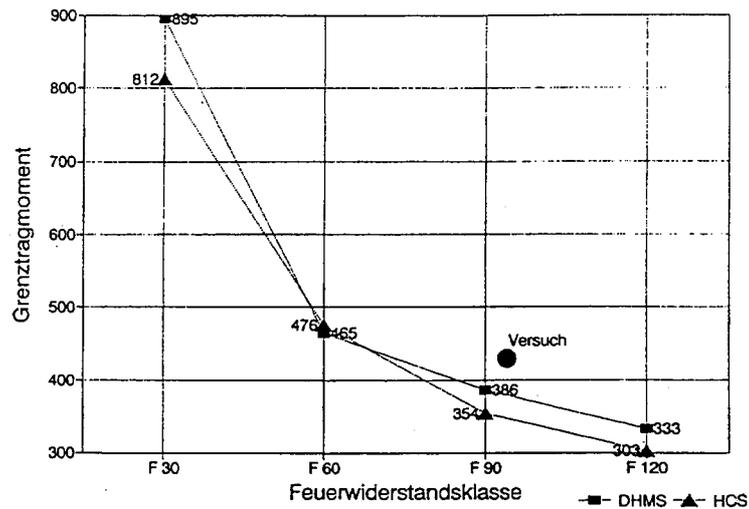


Bild 5.8 Vergleich der berechneten branddauerabhangigen Grenztragmomente nach dem DHMS- [5-2], [5-3] und dem HCS-Verfahren [5-5] mit einem Versuchsergebnis

Als Fazit der vergleichenden Betrachtung dieser Rechenverfahren kann festgestellt werden, daß sie zu nahezu gleichen Ergebnissen führen. Dies ist dadurch begründet, daß diese Verfahren mit dem gleichen exakten Rechenprogramm STABA-F [5-8] hergeleitet und abgesichert wurden. Die bei der Entwicklung der Rechenverfahren durchgeführten Vergleichsrechnungen mit exakten Rechenprogrammen und der Vergleich mit Brandversuchsergebnissen belegen, daß die vereinfacht berechneten Grenztragfähigkeiten im Mittel auf der sicheren Seite liegen.

5.1.3 Hinweise zur Bemessung von Verbundträgern aus Stahlträgern ohne Betonüberdeckung des Stahlquerschnitts

Dieses Verfahren stellt die Anwendung der in Eurocode 3 Teil 1-2 [5-14] angegebenen vereinfachten Rechenverfahrens zur brandschutztechnischen Bemessung ungeschützter bzw. bekleideter Stahlbauteile auf Verbundträger aus Stahlprofilen ohne Kammerbeton dar. Für die Teile des Stahlprofils oberer Flansch, unterer Flansch und Steg wird dabei nach dem EC3-Verfahren [5-14] die mittlere Bauteiltemperatur zum Zeitpunkt der gewünschten Feuerwiderstandsdauer berechnet. Über den funktionalen Zusammenhang zwischen Bauteiltemperatur und Stahlfestigkeit nach Bild A.3 im Anhang A des Eurocode 4 kann die Restfestigkeit des Stahlprofils bestimmt und ein plastisches Biegemoment berechnet werden.

Da das Berechnungsverfahren im Erläuterungsbericht zum Eurocode 3 Teil 1-2 [5-14] ausführlich behandelt wird, konnte im Rahmen der vorliegenden Ausarbeitung auf die Erstellung eines Bemessungsbeispiels verzichtet werden.

Bei der Ausführung von Verbundträgern mit ungeschützten Stahlprofilen kann die Feuerwiderstandsklasse R 30 nur bei niedrigem Lastausnutzungsgrad im Kaltzustand und sehr massivem Querschnitt mit großen Blechdicken erreicht werden, sofern eine Normbrandbeanspruchung zugrunde zu legen ist. Aus diesem Grund kommt diesem Rechenverfahren eine vergleichsweise geringe baupraktische Bedeutung zu.

Bei der Auslegung von Verbundträgern auf bestimmte Feuerwiderstandsklassen mit Brandschutzbekleidungen sind in Deutschland die gültigen allgemein bauaufsichtlichen Prüfzeugnisse für die Bekleidungen zu beachten. Das vereinfachte Rechenverfahren kann daher für Verbundträger mit bekleideten Stahlprofilen nur zu Vorbemessungszwecken eingesetzt werden.

5.1.4 Hinweise zur Bemessung von Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen

Der Feuerwiderstand von Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen ist ausschließlich abhängig von den Querschnittsabmessungen, der Betondeckung des Stahlprofils und des Achsabstandes der Längsbewehrung. Die Bemessungstabellen 4.4 im Eurocode 4 [5-1] und 106 in DIN 4102 Teil 4 für diesen Stützentyp sind in Bezug auf die o. g. Parameter identisch. Die angegebenen Mindestabmessungen und -maße gelten in beiden Fällen unabhängig vom vorhandenen Lastausnutzungsgrad im Kaltzustand, d. h. bei Einhaltung der Tabellenwerte kann die Stütze bei voller Ausnutzung im Kaltzustand in die entsprechende Feuerwiderstandsklasse eingestuft werden.

Bei einer schon aus herstellungstechnischen Gründen zu empfehlenden Betondeckung des Stahlprofils von 50 mm wird somit ohne weitere Maßnahmen eine feuerbeständige Auslegung (R90) der Stütze erreicht [5-11]. Aus diesem Grunde wurden für diesen Stützentyp keine vereinfachten Berechnungsverfahren der Stufe 2 entwickelt. Aufgrund der identischen Tabellenwerte wurde darauf verzichtet, im Rahmen der Ausarbeitung des vorliegenden Berichts Bemessungsbeispiele für diesen Stützentyp auszuarbeiten.

Unterschiede bei der brandschutztechnischen Auslegung dieses Stützentyps nach Eurocode 4 [5-1] oder DIN 4102 Teil 4 in Bezug auf die Größe der im Brandfall aufnehmbaren Beanspruchung sind somit ausschließlich durch die differierenden Bemessungsansätze der Nachweise für den Kaltzustand bedingt, vgl. Abschnitt 5.1.7.2.

5.1.5 Hinweise zur Bemessung von Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen mit Hilfe vereinfachter Rechenverfahren (Nachweisstufe 2)

Beim Nachweis von Verbundstützen mit vereinfachten Rechenverfahren nach Stufe 2 genügt es im Gegensatz zur Vorgehensweise bei Trägern nicht, nur die Querschnittstragfähigkeit zu berechnen, da das Versagen der Stütze auch durch einen Stabilitätsverlust infolge der temperaturbedingten Steifigkeitsabnahme verursacht werden kann [5-6], [5-15] – [5-18]. Neben der Entfestigung der im Querschnitt vorhandenen Baustoffe muß bei einer vereinfachten Berechnung daher auch die Veränderung des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der Temperatureinwirkung berücksichtigt werden. Die vereinfachten Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen lehnen sich in ihrem Berechnungsablauf an den der Bemessung für den Kaltzustand nach DIN 18806 Teil 1 bzw. Eurocode 4 Teil 1-1 [5-28] an. Der Eigenspannungszustand des Bauteils infolge der ungleichmäßigen

thermischen Dehnungen im Querschnitt wird dabei vernachlässigt bzw. fließt durch pauschale Korrekturfaktoren in die Berechnung ein.

Es wird zunächst die zum betrachteten Zeitpunkt noch vorhandene Querschnittstragfähigkeit, d.h die plastische Normalkraft nach einer der folgenden Methoden berechnet:

- Es wird eine Temperaturverteilung im Querschnitt für ein vorgewähltes Elementnetz berechnet und die Spannungen der Elemente im voll überdrückten Zustand unter Berücksichtigung ihrer jeweiligen Temperatur integriert (Methode 1A).
- Die Temperaturberechnung wird überbrückt, in dem die Festigkeitsabminderung für festgelegte Querschnittsbereiche in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer und der Querschnittsmassigkeit, d.h. dem U/A-Wert, direkt angegeben wird (Methode 1B).

In Abhängigkeit von der vorhandenen Schlankheit wird dann ein Reduktionsbeiwert berechnet, mit dem sich durch Multiplikation mit der plastischen Normalkraft die gesuchte Tragfähigkeit ergibt. Der Schlankheitseinfluß im Brandfall wird berücksichtigt, indem

- spezielle, für den Brandbeanspruchungszustand gültige Knickspannungskurven verwendet werden (Methode 2A) oder
- die Knickspannungskurven der Kaltbemessung weiter benutzt werden, aber neben der temperaturbedingten eine weitere schlankheitsabhängige Reduktion des E-Moduls oder pauschal der "effektiven" Steifigkeit des Stützenquerschnitts vorgenommen wird (Methode 2B).

Im Anhang F des Eurocode 4 [5-1] wird als Beispiel für vereinfachte Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Auslegung von kammerbetonierten Verbundstützen eine vereinfachte Bemessungsmethode beschrieben, die als Weiterentwicklung des Verfahrens von Jungbluth und Gradwohl [5-19] anzusehen ist. Die Querschnittsunterteilung zur Berechnung der plastischen Normalkraft der Stütze wurde ebenso wie die Funktionen zur Ermittlung der Reduktionsfaktoren für die Stahlprofilflansche bzw. der Dicke der "Ausfallschichten" von Profilsteg und Kammerbeton beibehalten (Methode 1B). Die anzusetzenden Ausgangsfestigkeiten wurde den Definitionen des Eurocode 4 Teil 1-1, der die Kaltbemessung von Verbundbauteilen regelt, angepaßt.

Die Berechnung der plastischen Querschnittstragfähigkeit und der wirksamen Biegesteifigkeit erfolgt durch Summation der Anteile aus den vier Teilquerschnitten

- Flansche des Stahlprofils
- Steg des Stahlprofils
- Kammerbeton und
- Bewehrungsstäbe

für die in Abhängigkeit von den Feuerwiderstandsklassen abgeminderte Festigkeiten und E-Moduli sowie verringerte Querschnittsflächen zu berücksichtigen sind.

Zur Berücksichtigung des Effekts der thermischen Dehnung auf die Stützentraglast werden die Steifigkeitsanteile der einzelnen Tragkomponenten Stahl, Betonstahl und Beton zum Teil mit Reduktionsfaktoren beaufschlagt, die außerdem von der angestrebten Feuerwiderstandsdauer abhängen.

Der Anwendungsbereich des Verfahrens umfaßt ausschließlich zentrisch druckbeanspruchte Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen der Feuerwiderstandsklassen R30 bis R120 bei Biegung um die schwache Stützenachse. Bei der Berechnung der zentrischen Traglast wird die Knickspannungskurve c nach Eurocode 4 Teil 1-1 für den Kaltzustand verwendet (Methode 2B). Die exzentrisch aufnehmbare Last kann näherungsweise durch Multiplikation der berechneten zentrischen Traglast mit dem Verhältnis aus exzentrischer und zentrischer Traglast im Kaltzustand berechnet werden.

Dem Grundsatz folgend, daß jedes vereinfachte Berechnungsverfahren angewendet werden darf, wenn es die verbindlichen Regeln des Eurocode 4 Teil 1-2 erfüllt und durch allgemeine Berechnungsverfahren oder durch Brandversuche verifiziert wurde, wird im NAD zum Eurocode 4 [5-1] ein weiteres vereinfachte Rechenverfahren für brandbeanspruchte kammerbetonierte Verbundstützen nach Dorn, Hosser und EL-Nesr [5-4], vgl. Abschnitt 5.1.12 angegeben.

Bei diesem Verfahren von der Annahme ausgegangen, daß für geometrisch einfach begrenzte Querschnittsbereiche mittlere, für den Bereich repräsentative Temperaturverläufe bestimmt werden können. Die mittlere Entfestigung und die Abnahme des Elastizitätsmoduls dieser Bereiche kann dann in Abhängigkeit von der Branddauer angegeben werden, ohne daß eine spezielle Temperaturberechnung durchgeführt werden muß. Wesentlicher Einflußparameter ist dabei der U/A -Wert, d.h. der Quotient aus beflamtem Umfang zur Querschnittsfläche des Querschnitts, dem Maß für seine Massigkeit.

Aus der Summation der Produkte aus reduzierter Festigkeit und Fläche der einzelnen Bereiche kann dann die plastische Normalkraft des Querschnitts berechnet werden (Methode 1B). Entsprechend wird die verbliebene Biegesteifigkeit für die untersuchten Zeitpunkte bestimmt, mit der dann unter Zuhilfe-

nahme der für den Brandfall abgeleiteten Knickspannungskurven (Methode 2A) die Traglast berechnet werden kann.

Der Querschnitt der Verbundstütze wird entsprechend der Darstellung in Bild 5.8 in folgende Bereiche unterteilt, denen in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer Reduktionsfaktoren zur Ermittlung des temperaturbedingten Festigkeits- und Steifigkeitsverlusts zugewiesen werden:

- Flansche des Stahlprofils
- Steg des Stahlprofils,
- Steg des Stahlprofils,
- Bewehrung,
- Beton, Bereiche 1 bis 3.

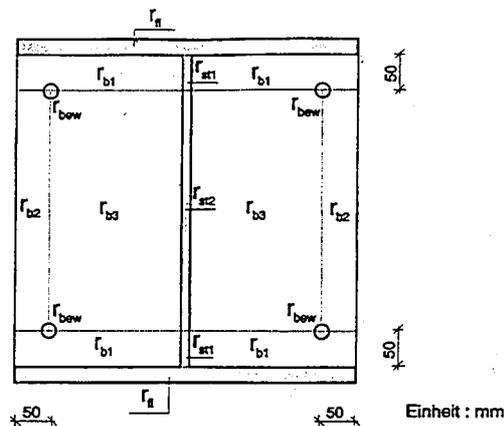


Bild 5.9 Querschnittunterteilung in Bereiche nach Verfahren [5-4]

Im Gegensatz zu den anderen beschriebenen vereinfachten Rechenverfahren für diesen Stützentyp ist dieses Verfahren für alle Feuerwiderstandsklassen R30 bis R180 bei zentrischer und exzentrischer Bealstung sowohl bei Biegung um die starke als auch um die schwache Querschnittsachse gültig. Das Verfahren wurde durch umfangreiche Vergleichsrechnungen mit dem Programm STABA-F [5-8] und Vergleich mit Berechnungsergebnissen des Programms CEFICOSS [5-21] sowie durch Vergleich mit Brandversuchsergebnissen abgesichert. Einige Ergebnisse der vergleichenden Untersuchung sind in der in Abschnitt 5.1.12 enthaltenen Veröffentlichung dieses Verfahrens dokumentiert. Die Übereinstimmung mit exakten Berechnungsergebnissen von Traglasten brandbeanspruchter Stützen ist im Mittel gut. Bei Vergleich berechneter exzentrischer Traglasten mit nach den Bemessungstabellen der Stufe 1 ermittelten Werten liefert das Rechenverfahren auf der sicheren Seite liegende Werte.

5.1.6 Hinweise zur Bemessung von Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen

Die Angaben in den Bemessungstabellen der Stufe 1 für diesen Stützentyp (Tabelle 4.7 im Eurocode 4 Teil 1-2 und Tabelle 105 in DIN 4102 Teil 4) weisen in Bezug auf die in Abhängigkeit von der angestrebten Feuerwiderstandsklasse angegebenen Mindestangaben für die Querschnittsabmessungen, den Bewehrungsgehalt und die Mindestachsabstände der Längsbewehrung nahezu identische Werte auf. Unterschiede, die sich im Vergleich der berechneten aufnehmbaren Beanspruchungen im Brandfall ergeben, resultieren wiederum ausschließlich aus den differierenden Bemessungsansätzen für den Kaltzustand, vgl. Abschnitt 5.1.7.2.

Im normativen Anhang G des Eurocode 4 Teil 1-2 [5-1] wird ein „Vereinfachtes Berechnungsverfahren für betongefüllte Hohlprofile unter Normbrandbedingungen“ angegeben. Mit diesem Verfahren können die Bemessungswerte der Grenznormalkraft betongefüllter Hohlprofilstützen unter zentrischem Druck im Brandfall berechnet werden. Dabei muß im ersten Schritt für die zu untersuchende Branddauer ein Temperaturfeld im Verbundquerschnitt berechnet werden, mit dem im zweiten Schritt die Grenznormalkraft bestimmt werden kann.

Wegen der erforderlichen Berechnung des Temperaturfeldes mit Hilfe des Verfahrens der finiten Differenzen, die nur programmgesteuert erfolgen kann, stellt dieses Verfahren kein „klassisches“ vereinfachtes Berechnungsverfahren der Stufe 2 dar, bei dem die „Vereinfachung“ in der Überbrückung der Temperaturverteilungsberechnung liegt. Das Verfahren erscheint daher für eine breite Anwendung als ungeeignet. Aus diesem Grund wurde darauf verzichtet, im Rahmen des hier bearbeiteten Forschungsvorhabens Vergleichsbeispiele mit diesem Rechenverfahren zu erstellen.

5.1.7 Anmerkungen und Hinweise zur Bemessung von Verbunddecken

In Deutschland dürfen Baustoffe, Bauteile und Bauarten, die noch nicht allgemein gebräuchlich sind, nur verwendet oder angewendet werden, wenn ihre Brauchbarkeit nachgewiesen ist [5-20]. Die Bemessung und Ausführung von Verbunddecken aus Stahlblechtafeln mit Aufbeton bedarf eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung.

Von verschiedenen Herstellern von Profilblechtafeln wurden zur Einstufung der Verbunddecken in die Feuerwiderstandsklassen der DIN 4102 Teil 2 Brandprüfungen durchgeführt. Abgeschlossene Klassifizierungssysteme ließen sich jedoch zum Zeitpunkt der Erarbeitung der DIN 4102 Teil 4 Ausgabe März 1994 nicht darstellen, so daß Verbunddecken in dieser Norm nicht enthalten sind.

Zwischenzeitlich wurden für die meisten der z. Zt. auf dem Markt befindlichen Deckensysteme im Rahmen von gutachtlichen Beurteilungen vereinfachte Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Auslegung entwickelt. Dabei wurden die für das jeweilige Deckensystem spezifischen Randbedin-

gungen, wie z. B. die Querschnittsform der Profilbleche, d. h. der Ausbildung der Sicken und die Art des Verbundes und der Endverankerung berücksichtigt. Im Zuge der Gültigkeitsverlängerung der erteilten allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen werden diese gutachtlich beurteilten Rechenverfahren Bestandteil der Zulassungsbescheide. Die Zulassungen enthalten dann die für das betreffende System notwendigen Angaben zur brandschutztechnischen Bemessung.

Das Berechnungsverfahren für Verbunddecken im Eurocode 4 Teil 1-2 beruht auf sehr konservativen Annahmen. Die Verbunddecke wird im Brandfall wie eine Stahlbetonrippendecke angesehen, d. h. daß das Stahlprofilblech als vollständig ausgefallen betrachtet wird. Selbst die abschirmende Wirkung des Bleches gegen die Wärmestrahlung wird bei der Erwärmung der Decke nicht berücksichtigt. Der fehlende Tragfähigkeitsanteil des Stahlprofilbleches wird durch eine entsprechende Betonstahlbewehrung in der Stahlbetondecke kompensiert. Insbesondere bei Verbunddecken mit hinterschnittenen Stahlprofilblechen ist dieses Berechnungsverfahren unwirtschaftlich.

Aus diesem Grunde wurde im Rahmen der Bearbeitung dieses Forschungsvorhabens auf die Ausarbeitung von Bemessungsbeispielen für Verbunddecken verzichtet. Da die brandschutztechnischen Bemessungsangaben der Zulassung für den Einsatz von Verbunddeckensystemen maßgebend sind, kann das im Abschnitt 4.3 des Eurocodes 4 Teil 1-2 [5-1] beschriebene (auf der sicheren Seite liegende) vereinfachte Berechnungsverfahren zwar zur Vorbemessung o. ä. herangezogen werden, ist jedoch für Nachweise im Zuge des Baugenehmigungsverfahrens nicht relevant.

5.1.8 Hinweise zur brandschutztechnischen Bemessung von Träger-Stützen-Anschlüssen

Im Abschnitt 5.4 des Eurocode 4 Teil 1-2 [5-1] werden konstruktive Grundsätze für die Ausbildung der Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen beschrieben. Die Darstellungen wurden weitgehend aus den Angaben der DIN 4102 Teil 4 übernommen. Dabei handelt es sich ausschließlich um Anschlüsse, bei denen die kraftübertragenden Elemente durch Betonüberdeckung gegen eine direkte Temperaturbeaufschlagung im Brandfall geschützt sind. Diese Lösungen sind inzwischen durch die jüngere technische Weiterentwicklung überholt. Sie sind aus brandschutztechnischer wirksam und daher anwendbar aber unwirtschaftlich. Wegen dem hohen Nachbearbeitungsaufwand beim brandschutztechnisch wirksamen Schließen der Montageaussparungen werden die dargestellten Anschlüsse insbesondere bei größeren Bauvorhaben daher nur selten angewendet.

Im NAD zum Eurocode 4 Teil 1-2 [5-1] wurden daher weitere, praxisüblichere Beispiele für die Ausführung von Anschlußkonstruktionen dargestellt. Gezeigt werden folgende Träger-Stützen- und Träger-Träger-Anschlüsse:

- ein- bzw. zweireihiger Schraubenanschluß mit offen belassener Montageaussparung und unterseitiger „Betonnase“,

- Knaggenanschluß, bei dem das Knaggenblech unterseitig bündig mit dem anzuschließenden Träger abschließt,
- Fahnenblechanschluß, bei dem der Träger über das auf den oberen Flansch geschweißte Anschlußblech auf dem Hauptträger aufgelagert wird.

Der letztgenannte Anschluß erfüllt ohne weiteren Nachweis die Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse R90, da die kraftübertragenden Elemente vollständig im Kammerbeton eingebettet sind. Für die übrigen Anschlüsse kann die Tragfähigkeit im Brandfall rechnerisch nachgewiesen werden. Dazu stehen Angaben der im NAD zum Eurocode 4 Teil 1-2 genannten Literaturstelle [5-3] zur Verfügung (vgl. Literaturzusammenstellung in Abschnitt 5.1.12 dieses Erläuterungsberichts).

Es werden Aufheizgeschwindigkeiten der Verbindungsmittel bei Fahnenblechanschlüssen sowie von Schweißnähten und Kopfbolzendübeln bei Knaggenanschlüssen angegeben, mit denen die Temperatur dieser Kraftübertragenden Elemente zum Zeitpunkt der angestrebten Feuerwiderstandsdauer berechnet werden kann. Weiteren Diagrammen ist die kritische Temperatur von scherbeanspruchten Schrauben und Kehlnähten in Abhängigkeit von der relativen Beanspruchung dargestellt. Die Veröffentlichung [5-3] enthält außerdem Bemessungsbeispiele für einen Fahnenblechanschluß mit offener Montageausparung und einen Knaggenanschluß mit Rückverankerung durch Kopfbolzendübel, so daß im Rahmen des hier vorliegenden Berichts auf die Ausarbeitung von Beispielen zur Bemessung von Anschlüssen verzichtet wurde.

5.1.9 Allgemeine Anmerkungen zur Auswahl der Anwendungsbeispiele

Um die Anwendung insbesondere der vereinfachten Berechnungsverfahren (Nachweisstufe 2) des Eurocode 4 Teil 1-2 [5-1] zu demonstrieren und einen Vergleich mit der brandschutztechnischen Auslegung nach DIN 4102 Teil 4 zu ziehen, wurden vier typische Bemessungsbeispiele ausgewählt und ausgearbeitet (s. 5.3):

- Einfeldriger Verbundträger mit Kammerbeton,
- Durchlaufträger mit unterbrochenem Stahlprofil,
- Kammerbetonierte Verbundstütze mit zentrischer Last,
- Hochbaustütze mit exzentrischer Belastung.

Die getroffene Auswahl orientiert sich vor allem an dem Ziel, eine Vergleichbarkeit mit der brandschutztechnischen Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 herzustellen. Die Möglichkeiten sind dabei jedoch bei Verbundbauteilen sehr begrenzt. Den Hinweisen zur Bemessung in den Abschnitten 5.1.2 bis 5.1.8 dieses Berichts ist zu entnehmen, daß ein sinnvoller Vergleich nur für kammerbetonierte Verbundträger und Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen möglich ist. Bei Trägern ergibt sich eine weitere Einschränkung der Vergleichsmöglichkeiten durch die Tatsache, daß nach DIN 4102 Teil 4 nur Einfeldträger bemessen werden können.

5.1.10 Vergleich und Bewertung der erzielten Bemessungsergebnisse

5.1.10.1 Vergleich der erreichten Feuerwiderstandsklassen

Zur Überprüfung der Gleichwertigkeit der Brandschutznachweise erfolgte zunächst die brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 Teil 4. Dieser Bemessung wurden dann die Nachweise nach Eurocode 4 Teil 1-2 der Stufe 1 (tabellarische Werte) und der Stufe 2 (vereinfachtes Rechenverfahren) gegenübergestellt. In der nachfolgenden Tabelle werden die ermittelten Feuerwiderstandsklassen verglichen.

Tabelle 5.1 Ermittelte Feuerwiderstandsklassen der Anwendungsbeispiele

Beispiel	DIN 4102 Teil 4	Eurocode 4 Teil 1-2	
		Tabellenverfahren	vereinfachtes Rechenverfahren
1 einfeldriger Verbundträger	F 90	R 90	R 90
2 Durchlaufträger	F 90	R 90	R 90
3 Verbundstütze (zentrische Last)	F 90	R 90	R 90
4 Verbundstütze (exzentrische Last)	F 90	R 90	R 90

5.1.10.2 Einfluß des probabilistischen Sicherheitskonzepts der Kaltbemessung

In der DIN 4102 Teil 2 wird im Zusammenhang mit Brandversuchen an Bauteilen die Anforderung formuliert:

Während einer Prüfdauer von mindestens ... Minuten dürfen tragende Bauteile unter ihrer rechnerisch zulässigen Gebrauchslast ... nicht zusammenbrechen.

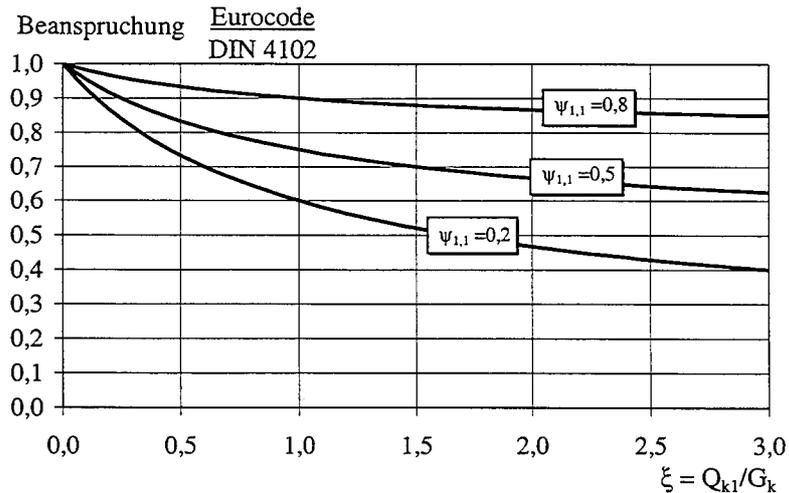
Die rechnerisch zulässige Gebrauchslast ergab sich dabei aus den rechnerischen Traglasten laut zugehöriger Bemessungsnormen dividiert durch den globalen Sicherheitsbeiwert (z.B. für Verbundträger $\gamma=1,7$). Bei einer vollen Ausnutzung der Bauteiltragfähigkeiten bei Raumtemperaturbemessung ($\alpha=1,0$) entspricht die zulässige Gebrauchslast somit der Summe der charakteristischen Werte aller Einwirkungen. Im Hochbau sind dabei häufig lediglich die ständigen Einwirkungen und eine veränderliche Einwirkung (Verkehrs-, Wind- oder Schneelasten) zu berücksichtigen:

$$S_{\text{DIN4102}} = S \left[\sum G_k + Q_{k,1} \right] \quad \text{Beanspruchungen bei Prüfung} \\ \text{nach DIN 4102}$$

Nach dem neuen, probabilistischen Bemessungskonzept der Eurocodes mit Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten ergibt sich im Vergleich dazu im Brandfall nach den Kombinationsregeln für außergewöhnliche Einwirkungen:

$$S_{\text{Eurocode}} = S \left[\sum G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \right] \quad \text{Beanspruchungen nach Eurocodes}$$

Dabei ergibt sich der Kombinationsbeiwert $\psi_{1,1}$ je nach Art der Lasten (Verkehrs-, Wind- oder Schneelast) und nach Gebäudeart aus der Tabelle „Kombinationsbeiwerte“ in Kap. 1.1. Wenn der Quotient zwischen der veränderlichen und den ständigen Einwirkungen mit $\xi = Q_{k,1} / G_k$ bezeichnet wird, ergibt sich die Verhältnis zwischen den Beanspruchungen $S_{\text{Eurocode}} / S_{\text{DIN4102}}$ nach der folgenden Grafik. Es wird deutlich, daß die Einwirkungen nach Eurocode mit zunehmendem Anteil an veränderlichen Einwirkungen kleiner als die nach DIN 4102 werden. Dies wird durch kleine Kombinationsbeiwerte $\psi_{1,1}$ (z.B. $\psi_{1,1}=0,2$ für Schneelasten) verstärkt.



Dies läßt grundsätzlich erwarten, daß Bauteile, die nach DIN 4102 klassifiziert wurden, bei einer Bemessung nach Eurocodes höhere Feuerwiderstandsdauern aufweisen oder bei gleichen Feuerwiderstandsdauern höhere Einwirkungen ertragen.

5.1.10.3 Vergleich der berechneten Tragfähigkeiten

Um den Einfluß des unterschiedlichen Ansatzes der Einwirkungen (s. o.) zu eliminieren, werden die nach den einzelnen Verfahren berechneten Grenztragfähigkeiten der Bauteile im Brandfall zum Zeitpunkt der untersuchten Brandeinwirkungsdauer in den nachfolgenden Tabellen gegenübergestellt. Zusätzlich wird jeweils die mit dem allgemeinen Rechenverfahren STABA-F [5-8], d. h. einem exakten Rechenverfahren der Nachweisstufe 3 ermittelte Tragfähigkeit des Bauteils in den Vergleich mit einbezogen.

Bei dem Durchlaufträger kann nur die Tragfähigkeit des Feldquerschnitts verglichen werden, da eine Auslegung des Stützquerschnitts und damit des Durchlaufträgersystems nach DIN 4102 Teil 4 und nach den Bemessungstabellen im Eurocode 4 nicht möglich ist. Um die Vergleichbarkeit zu wahren, wurde die Querschnittstragfähigkeit nach DIN 4102 Teil 4 mit der gleichen Kammerbetonbewehrung von 2 \varnothing 25 mm bestimmt.

Tabelle 5.2 Berechnete Biegetragfähigkeit grenz M_{90} der Verbundträgerquerschnitte nach 90 Minuten Normbrandbeanspruchung

Beispiel	DIN 4102 Teil 4	EC 4 Teil 1-2 Tabellenverfahren	EC 4 Teil 1-2 vereinfachtes Rechenverf.	EC 4 Teil 1-2 exaktes Rechenverf.
1 einfeldriger Verbundträger	627,2 kNm	666,4 kNm	704,7 kNm	882 kNm
2 Durchlaufträger	686,6 kNm	-	1100,0 kNm (Verf. nach Abschnitt 4.3.4) 1058,9 kNm (Verf. nach [5-4, 5-5])	1015,0 kNm

Der Vergleich der Querschnittstragfähigkeiten der Verbundträger nach 90 Minuten Branddauer zeigt, daß die Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 und nach Eurocode 4 Teil 1-2 (Tabellenverfahren) zu etwa gleichen Grenzmomenten führen, die jedoch gegenüber dem Ergebnis der exakten Berechnung nach Stufe 3 weit auf der sicheren Seite liegen. Die vereinfachten Rechenverfahren liefern Tragfähigkeiten, die näher am exakten Berechnungsergebnis liegen (Einfeldträger mit schmalen Stahlprofil) bzw. eine gute Übereinstimmung mit dem exakten Ergebnis bei geringer Überschätzung des exakten Grenzmoment aufweisen (massigerer Trägerquerschnitt). Insgesamt bestätigen die punktuellen Berechnungsergebnisse, die in der Literatur dokumentierten Tendenzen der umfangreichen zur Absicherung der Verfahren durchgeführten Vergleichsrechnungen.

Tabelle 5.2 Berechnete Grenztragfähigkeiten der Verbundstützen grenz N_{90} nach 90 Minuten Normbrandbeanspruchung

Beispiel	DIN 4102 Teil 4	EC 4 Teil 1-2 Tabellenverfahren	EC 4 Teil 1-2 vereinfachtes Rechenverf.	EC 4 Teil 1-2 exaktes Rechenverf.
3 Verbundstütze (zentrische Last)	1548 kN	1571 kN	1480 kN (Verf. nach Abschn. 4.3.6)	1583 kN
4 Verbundstütze (exzentrische Last)	1097 kN	1031 kN	669 kN (Verf. nach [5-3])	1155 kN

Der Vergleich der Beispielbemessungsergebnisse bei den Stützen zeigt, daß die mit den Tabellen der Nachweisstufe 1 ermittelten Grenztragfähigkeiten nach DIN 4102 Teil 4 und Eurocode 4 Teil 1-2 nur wenig voneinander abweichen, wobei sie nah an der exakt ermittelten Grenztragfähigkeit auf der sicheren Seite liegen. Die vereinfachten Rechenverfahren liefern jeweils Grenzwerte, die noch unter

den Ergebnissen der Tabellenbemessung liegen, wobei die Abweichung zur sicheren Seite bei dem Beispiel mit der großen Exzentrizität besonders deutlich ist. Dies bestätigt den in der Veröffentlichung [5-4], vgl. Abschnitt 5.1.12, anhand von Ergebnissen umfangreicher Vergleichsrechnungen zu erkennenden Trend, der im Mittel weiter auf der sicheren Seite liegenden Grenztragfähigkeiten bei größerer Ausmitte der Beanspruchung.

5.1.11 Zusammenfassung und Fazit

In diesem Forschungsbericht wurde für Verbundträger und -stützen untersucht, ob die brandschutztechnische Bemessung von Bauteilen nach Eurocode 4 Teil 1-2 ein vergleichbares Sicherheitsniveau erreicht wird wie mit den Brandschutznachweisen nach DIN 4102 Teil 4.

Abschnitt 5.1 des Berichts enthält Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 4 und dem Nationalen Anwendungsdokument NAD. Daran anschließend erfolgt eine Betrachtung zur Gleichwertigkeit des bei Anwendung der Bemessungsnormen erreichten Sicherheitsniveaus.

Dazu werden Berechnungsergebnisse herangezogen, die in Abschnitt 5.3 des Forschungsberichts in Form von ausführlich ausgearbeiteten, repräsentativen Anwendungsbeispielen dokumentiert sind. Dabei wird der brandschutztechnische Nachweis nach DIN 4102 Teil 4 jeweils den Nachweisen der Stufe 1 (Tabellenverfahren) und rechnerischen Nachweisen nach Stufe 2 (vereinfachte Rechenverfahren) nach Eurocode 4 Teil 1-2 gegenübergestellt, um die Gleichwertigkeit zu dokumentieren.

Die tabellarischen Nachweise (Stufe 1) der DIN 4102 Teil 4 und der Eurocode 4 Teil 1-2 liefern stets gleichwertige Ergebnisse, da die Eurocode-Tabellen im wesentlichen unverändert aus der DIN in den Eurocode übernommen wurden. Unterschiede ergeben sich allenfalls aus dem Umstand, daß die zugrunde liegenden Bemessungsnormen für den Kaltzustand zu geringfügig unterschiedlichen rechnerischen Traglasten führen.

Das Hauptaspekt der durchgeführten Betrachtung lag daher auf der Untersuchung der vereinfachten Berechnungsverfahren der Stufe 2 und deren Vergleich zur Brandschutztechnischen Bemessung mit den tabellarischen Werten der Stufe 1. Exakte Rechenverfahren, d. h. Simulationsverfahren der Stufe 3 werden für die allgemeine Anwendung nicht zugelassen, da es z. Zt. keine anwendbaren Anforderungsprofile und Bewertungsmaßstäbe gibt, mit denen eine neutrale Überprüfung der Eignung solcher Verfahren möglich wäre.

Im Einzelnen können die zu den verschiedenen Bauteiltypen erarbeiteten Hinweise und Bewertungen wie folgt zusammengefaßt werden:

Bei Stützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen erübrigt sich ein Vergleich, da der Feuerwiderstand allein von der Überdeckung des Stahlprofils abhängt. Vereinfachte Rechenverfahren für diesen Bauteiltyp existieren daher nicht.

Eine vergleichende Betrachtung zu Nachweisverfahren der Stufe 2 für betongefüllte Hohlprofilstützen kann nicht durchgeführt werden, da das im Eurocode 4 Teil 1-2 als Beispiel angegebene Verfahren für eine breite Anwendung ungeeignet ist.

Das vereinfachte Verfahren zur Bemessung von Verbunddecken ist nur für Vorbemessungszwecke einsetzbar, da die Bemessung und Ausführung dieses Deckentyps in Deutschland ausschließlich über allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelt ist.

Dem vereinfachten Bemessungsverfahren für Verbundträgern mit ungeschützten Stahlprofilen kommt

nur eine geringe praktische Bedeutung zu, da die Einstufung in Feuerwiderstandsklassen nur bei unwirtschaftlich geringer Lastausnutzung der Stahlprofile im Kaltzustand möglich ist. Das Verfahren selbst ist dem Eurocode 3 Teil 1-2 entnommen, eine Bewertung erfolgt daher im Abschnitt zum Eurocode 3 Teil 1-2.

Die Berechnung von Anwendungsbeispielen für Verbundträger aus kammerbetonierten Stahlträgern (Einfeld- und Durchlaufträger) und für Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen (zentrische und exzentrische Beanspruchung) und der Vergleich der Bemessungsergebnisse zeigte, daß mit den Bemessungstabellen und den vereinfachten Rechenverfahren der Eurocode 4 Teil 1-2 ein der tabellarischen Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 gleichwertiges Sicherheitsniveau erreicht wird. Die punktuellen Ergebnisse der Anwendungsbeispiele passen zu den Tendenzen der in der Literatur dokumentierten umfangreichen Vergleichsbetrachtungen zur Absicherung vereinfachter Rechenverfahren, wobei im Mittel eine gute Übereinstimmung zu Versuchsergebnissen und exakten Berechnungsergebnissen besteht.

Mit der Anwendbarkeit der vereinfachten Rechenverfahren wird in der Baupraxis eine wirtschaftlich optimierende brandschutztechnische Bemessung möglich. Die starken Einschränkungen bei Anwendung der Tabellen für Verbundträger nach DIN 4102 Teil 4 (keine Nachweismöglichkeit für Durchlaufsysteme, keine Berechnungsangaben für Anschlüsse) werden durch die rechnerischen Bemessungen nach Eurocode 4 Teil 1-2 aufgehoben.

Aus Sicht der Verfasser bestehen gegen die bauaufsichtliche Zulassung der in diesem Bericht beschriebenen Nachweisverfahren der Stufen 1 und 2 der Eurocode 4 Teil 1-2 bei Beachtung der gegebenen Hinweise und Erläuterungen und der Festlegungen im Nationalen Anwendungsdokument keine Bedenken.

5.1.12 Zusammenstellung der im NAD zitierten Veröffentlichungen

Nachfolgend sind die im NAD aufgeführten Veröffentlichungen in Form von Sonderdrucken angefügt.

Th. Dorn
D. Hosser
J. Muess
P. Schaumann

Ein rechnerisches Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von kammerbetonierten Verbundträgern

Teil I: Einfeldträger

Zusammenfassung

Dieser Beitrag stellt ein Rechenverfahren zur Bemessung von Verbunddeckenträgern mit Kammerbeton für die Feuerwiderstandsklasse F 30, F 60, F 90 und F 120 vor. Die Grenztragfähigkeit wird als vollplastisches Moment an einem „brand-reduzierten“ Querschnitt berechnet. Die erforderlichen Reduktionsfaktoren für die Teilquerschnitte werden so angegeben, daß das Rechenverfahren für eine Implementierung in ein Computer-Programm geeignet ist.

Summary

A Simplified Calculation Method for the Structural Fire Design of Composite Beams Concreted Between the Flanges, Part I – Single Span Girders. This contribution introduces a calculation method for the structural fire design of composite beams concreted between the flanges for the fire resistance classes F 30, F 60, F 90 and F 120. The load bearing capacity is evaluated from the plastic moment of a „fire-reduced“ cross-section. All required reduction-factors of different parts of the cross-section are given in such a way that the calculation method can be implemented easily into a computer program.

1 Einleitung

Die Anwendung der Verbundbauweise im Hoch- und Industriebau hat in den letzten Jahren gerade auch deshalb so zugenommen, weil durch die Kombination von Stahl und Beton eine hohe Brandsicherheit der Bauteile erreicht wird. An die Stelle der bei reinen Stahlquerschnitten üblichen Brandschutzbekleidungen tritt die sinnvolle Ergänzung der Stahlquerschnitte mit Beton, die, wie zahlreiche ausgeführte Bauwerke belegen, zu wirtschaftlichen Lösungen führt.

Häufig verwendete Bauteile sind Verbunddeckenträger, bei denen zur Gewährleistung ausreichender Feuerwiderstandsfähigkeit die Bereiche zwischen den Flanschen ausbetoniert werden (Bild 1). Die Stahlträger sind meist durch Kopfbolzendübel mit einer darüberliegenden Stahlbeton- oder Verbunddecke schubfest verbunden. In den ausbetonierten Kammern des Stahlquerschnitts kann zur Erhöhung der Tragfähigkeit für den Brandfall eine Betonstahl-Bewehrung angeordnet werden.

Das hier vorgestellte Rechenverfahren ermöglicht es, mit den Techniken, die dem konstruktiven Ingenieur von der Regelbemessung bekannt sind, eine brandschutztechnische Bemessung für die Feuerwiderstandsklassen F 30, F 60, F 90 und F 120 vorzunehmen.

Die grundsätzlich bei der Berechnung von Bauteilen unter Brandbeanspruchung erforderliche Bestimmung der Querschnittstemperaturen in Abhängigkeit von der Branddauer wird überbrückt, indem die Festigkeitsminderung in den relevanten Querschnittsteilen direkt angegeben wird.

Teil I dieses Beitrages beschreibt im Grundsatz die Herleitung des Verfahrens und widmet sich speziell dem Nachweis für Einfeldträger.

Dipl.-Ing. Thomas Dorn, Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser, iBMB – Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Beethovenstraße 52, 3300 Braunschweig, Dipl.-Ing. Johannes Muess, stahl + verbundbau gmbH, Daimlerstraße 1 h, 6072 Dreieich, Dr.-Ing. Peter Schaumann, Ing.-Büro HRA – Haensel · Roik · Albrecht & Partner, Kohlenstr. 70, 4630 Bochum 1

Teil II erweitert den Anwendungsbereich auf Durchlaufsysteme. Dabei wird insbesondere auf die Berechnung der Tragfähigkeit und auf konstruktive Gestaltungsmöglichkeiten im Stützbereich eingegangen. Teil II wird in einem der nächsten Hefte erscheinen.

2 Bezeichnungen

γ	globaler Sicherheitsbeiwert
d	Dicke der Betonplatte
d_0	Höhe des Gesamtquerschnitts ($d_0 = d + h$)
b_m	mitwirkende Breite der Deckenplatte
h, b	Höhe, Breite des Stahlprofils
s, t_o, t_u	Stegdicke, Obergurt- und Untergurtdicke des Stahlprofils
r	Walzausrundung des Stahlprofils
u	Abstand zwischen O.K. Stahlträgeruntergurt und Schwerachse der Zulagebewehrung
u_s	Abstand zwischen Außenkante Kammerbeton und Schwerachse der Zulagebewehrung
e	Abstand zwischen Steg des Stahlprofils und Oberfläche der Zulagebewehrung
U/A	Profilfaktor $(2 \cdot h + b)/(b \cdot h)$
β_a	Streckgrenze des Baustahls bei Raumtemperatur
β_s	Streckgrenze des Betonstahls bei Raumtemperatur
β_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons bei Raumtemperatur $\beta_c = 0,85 \cdot \beta_{WN}$
β_R	Rechenwert der Druckfestigkeit des Betons
α	Wärmeübergangszahl
ϵ	Emissionszahl
i_1, \dots, i_5	Reduktionsfaktoren für das Stahlprofil
$i_{s, T}$	Reduktionsfaktor für die Zulagebewehrung infolge Temperatur
$i_{s, \epsilon}$	Reduktionsfaktor für die Zulagebewehrung infolge Dehnungszustand
i_{Ka}	Reduktionsfaktor für den Kammerbeton
$i_{D, T}$	Reduktionsfaktor für die Betondecke infolge Temperatur
$i_{D, \epsilon}$	Reduktionsfaktor für die Betondecke infolge Dehnungszustand

3 Tragverhalten im Brandfall

Von den angesprochenen Bauteilen wird gefordert, daß ihre tragende Funktion im Brandfall unter 1,0fachen Gebrauchslasten für eine anforderungsgemäße Branddauer aufrechterhalten bleibt.

Die Tragfähigkeit eines Einfeldträgers mit konstantem Querschnitt über die Trägerlänge und Gleichstreckenlast

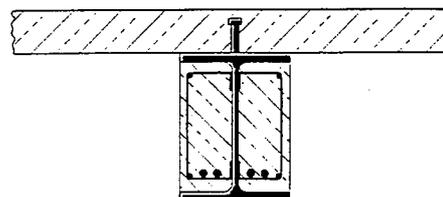


Bild 1. Verbunddeckenträger mit Kammerbeton
Fig. 1. Composite beam concreted between the flanges

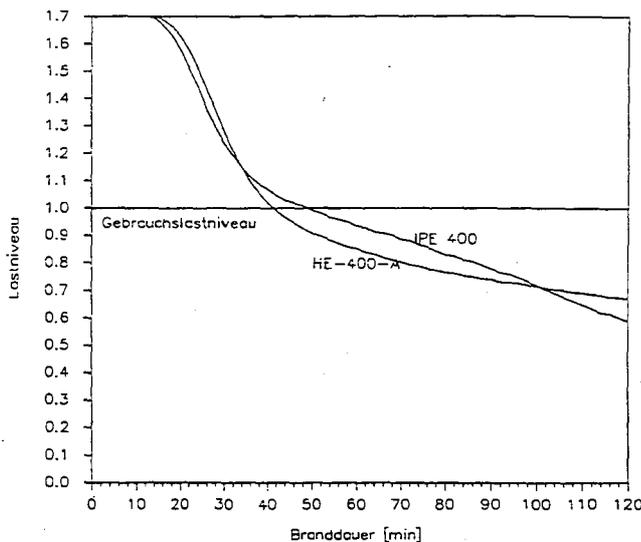


Bild 2. Tragfähigkeit einfeldriger Verbundträger in Abhängigkeit von der Branddauer

Fig. 2. Load bearing capacity of single-span composite beams as function of the fire duration

wird bestimmt durch die Querschnittstragfähigkeit in Feldmitte M_u . Mit zunehmender Branddauer wird die Querschnittstragfähigkeit geringer.

In Bild 2 ist die Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Branddauer für zwei Trägerquerschnitte dargestellt. Die Betonplatte ist in beiden Fällen $d = 16$ cm dick aus Beton B 35; die mitwirkende Plattenbreite wurde mit $b_m = 3,0$ m angenommen. Bei den Stahlquerschnitten handelt es sich einmal um einen schmalen IPE 400 mit einer Breite $b = 18$ cm und zum anderen um einen HE 400 A mit einer Breite $b = 30$ cm; beide Träger in St 52. Der Kammerbeton enthält keine zusätzliche Betonstahlbewehrung.

Die Tragfähigkeiten sind als bezogene Werte dargestellt, wobei der Ausgangswert dem erforderlichen Sicherheitsbeiwert $\gamma = 1,7$ bei der Regelbemessung entspricht. Das maximal zulässige Gebrauchslastniveau liegt bei dieser Darstellung bei 1,0.

Im Brandfall verliert der ungeschützte Stahluntergurt schnell einen Großteil seiner Festigkeit. Die Kurven zeigen einen rapiden Abfall der Tragfähigkeit in dem Zeitbereich zwischen 20 und 30 min Branddauer. In dieser Phase werden die Sicherheitsreserven aus der Regelbemessung aufgezehrt. Die Tragfähigkeit nach 30 min Branddauer ist bei beiden Trägern ausreichend für eine Einstufung in Feuerwiderstandsklasse F 30. Anforderungen für die Feuerwiderstandsklasse F 60 und höher können entweder durch eine Reduzierung des Gebrauchslastniveaus oder durch Erhöhung der Tragfähigkeit im Brandfall mittels Anordnung einer Betonstahlbewehrung im Kammerbeton erfüllt werden.

Die Kurven in Bild 2 weisen zwei Schnittpunkte bei 34 min und bei 102 min auf. Der dünnere Gurt des IPE 400 erwärmt sich schneller und versagt daher früher. Der Träger mit dem HE 400 A hat zwar absolut gesehen die höhere Tragfähigkeit, die bezogene Tragfähigkeit nimmt jedoch im Bereich der Feuerwiderstandsklassen F 60 und F 90 stärker ab als beim IPE 400, weil die Querschnittsfläche mit den breiten Gurten für die Brandbeanspruchung ungünstiger verteilt ist. Erst bei hohen Branddauern macht es sich beim IPE 400 bemerkbar, daß der Querschnitt insgesamt nicht so massig ist. Die Materialentfestigung wandert hier schneller in den Steg hinein als beim breiteren HE 400 A.

4 Stand der Normung

Die Regelbemessung der Verbundträger erfolgt nach den Verbundträgerrichtlinien [1].

Die brandschutztechnische Klassifizierung kann in vielen Fällen mit Hilfe der Tafeln in [2] vorgenommen werden. Diese Veröffentlichung kann aufgrund eines Beschlusses der Obersten Bauaufsichtsbehörden der Länder unmittelbar dem Nachweis der Feuerwiderstandsdauer von Verbundträgern zugrunde gelegt werden. Dabei wird die Einordnung in eine der Feuerwiderstandsklassen F 30, F 60, F 90 oder F 120 in Abhängigkeit vom Lastausnutzungsgrad, von Breite und Höhe des Stahlträgers und von der Fläche der Zulagebewehrung in den ausbetonierten Kammern ermöglicht. Der Anwendungsbereich der Tafeln ist auf Einfeldträger begrenzt.

Die Klassifizierung nach DIN 4102 Teil 4 ist für Verbundträger z. Z. noch nicht möglich, ist jedoch auf der Basis der o. g. Tafeln in Vorbereitung.

Im Gegensatz zu Stahlbetonbauteilen, bei denen die Feuerwiderstandsfähigkeit vor allem durch die Querschnittsabmessungen und die Betondeckung der Bewehrung bestimmt wird, ist die Tragfähigkeit brandbeanspruchter Verbundbauteile von einer größeren Anzahl von Parametern abhängig. Die Aufstellung von Bemessungstafeln wie [2] erfordert daher stets die Festlegung von Randbedingungen, die ein vergleichbares Erwärmungsverhalten der Bauteile sicherstellen. Dies führt zwangsläufig zu Einschränkungen im Anwendungsbereich der Tafeln. Für eine flexiblere Bauteilauslegung von Verbundbauteilen sind daher Rechenverfahren besser geeignet.

Der EUROCODE 4 wird in seinem Teil 10 (Structural Fire Design) ebenso wie die z. Z. in Bearbeitung befindliche DIN 4102 in ihrem Teil 19 neben dem traditionellen Brandschutznachweis mit Hilfe klassifizierter Bauteile auch eine Bemessung mit Hilfe rechnerischer Verfahren regeln [3], so wie es heute im Bereich des Verbundbaus, trotz fehlender normativer Regelungen, bereits Praxis ist. Die Ingenieuraufgabe verändert sich daher weg von der passiven Eingliederung der Bauteile in ein Klassifizierungssystem hin zu einer echten Bemessungsaufgabe.

5 Herleitung des Verfahrens

5.1 Voraussetzungen und Annahmen

Es wird vorausgesetzt, daß der Versagenszustand im Brandfall bei Verbundträgern mit Hilfe der Fließgelenktheorie beschrieben werden kann. Dabei wirken in den Fließgelenken die vollplastischen Momente unter Berücksichtigung der infolge Temperatureinfluß reduzierten Festigkeiten.

Zur Herleitung des Verfahrens wurde zuerst für den stets maßgebenden Fall der Beflammung von unten (dreiseitige Brandbeanspruchung) die Temperaturverteilung im Querschnitt bestimmt, um daraus die Festigkeitsminderung festgelegter Querschnittsbereiche zu ermitteln. Zu diesem Zweck wurden Funktionen zur Beschreibung der temperaturabhängigen Festigkeiten der Baustoffe festgelegt.

Bei der vollständigen physikalischen Analyse in einem Simulationsmodell („exakte“ Verfahren z. B. [4], [5]) werden die in Bild 4 dargestellten temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Linien [6, 7] der Baustoffe verwendet. Daraus läßt sich die Festigkeitsminderung bestimmen, indem die Maxima der σ - ϵ -Linien über der Temperatur aufgetragen werden (s. Bilder 5 und 6).

Die temperaturabhängige Fließgrenze von Bau- und Betonstahl wurde zur Herleitung des hier beschriebenen Rechenverfahrens vereinfacht und durch den ebenfalls in Bild 5 dargestellten linearisierten Verlauf erfaßt. Diese Funktion entspricht der jüngst auf europäischer Ebene in dem

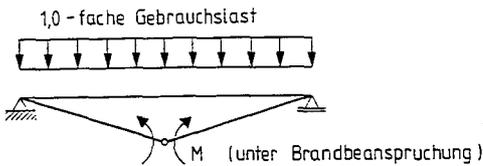


Bild 3. Versagenszustand nach Fließgelenktheorie
Fig. 3. Ultimate limit state following plastic hinge theory

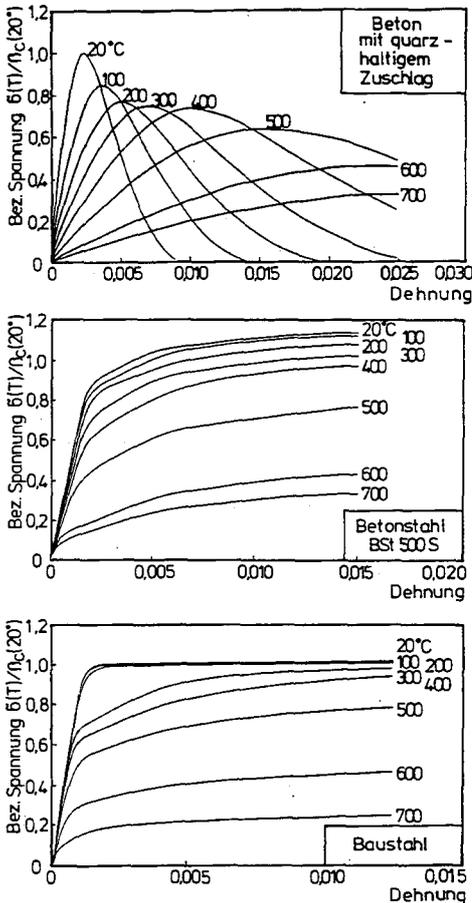


Bild 4. Temperaturabhängige Spannungsdehnungs-Linien nach [6, 7] bei Berechnung mit BOFIRE [4] und STABA-F [5]

Fig. 4. Stress-strain relationship at elevated temperatures [6, 7] for computation with BOFIRE [4] and STABA-F [5]

Entwurf zum EUROCODE 3 Teil 10 festgelegten Form. Auf die Berücksichtigung von Verfestigungseffekten wurde bewußt verzichtet, weil diese erst im Bereich großer Dehnungen, verbunden mit entsprechend großen Trägerdurchbiegungen, aktiviert werden können.

Für den Beton wurde die Funktion nach Bild 6 in linearisierter Form angesetzt.

Zur Ermittlung der Entfestigung wurde der Querschnitt grob in folgende Teile zerlegt, auf die in Abschnitt 5.4 im einzelnen eingegangen wird:

- Baustahlquerschnitt
- Zulagebewehrung aus Betonstahl im Kammerbeton
- Kammerbeton
- Betondecke.

Für die einzelnen Teile des Querschnitts kann jetzt direkt angegeben werden, in welchem Maß die erhöhten Temperaturen die Baustofffestigkeiten reduzieren. Dadurch wird dem Anwender des Rechenverfahrens die Aufgabe erspart, bei

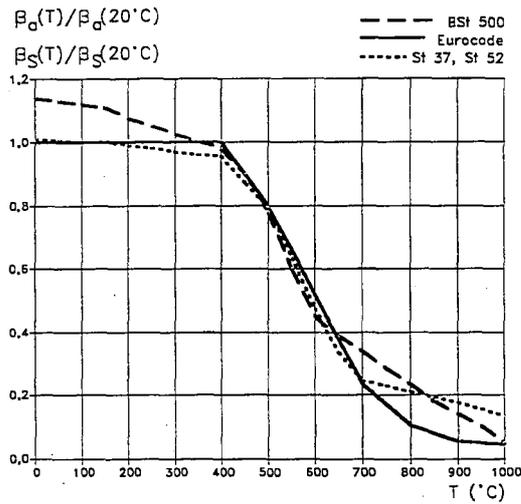


Bild 5. Temperaturabhängige Fließgrenze von Bau- und Betonstahl
Fig. 5. Yield strength of structural and reinforcing steel at elevated temperatures

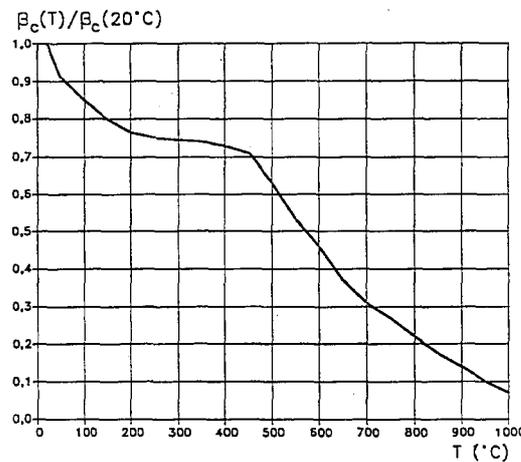


Bild 6. Temperaturabhängige Druckfestigkeit von Normalbeton
Fig. 6. Compressive strength of concrete at elevated temperatures

der brandschutztechnischen Bemessung die Temperaturfelder zu berechnen.

5.2 Eichrechnungen mit „exakten“ Verfahren

Bei der Herleitung und zur Absicherung des vereinfachten Bemessungsverfahrens wurden Berechnungen mit zwei unabhängigen „exakten“ Verfahren, den Programmsystemen BOFIRE [4] und STABA-F [5], durchgeführt. Zunächst wurde durch Berechnung der Temperaturfelder und der aufnehmbaren Beanspruchungen zweier Verbundträgerquerschnitte mit Kammerbeton und aufliegender Stahlbetondecke gezeigt, daß das Programm BOFIRE [4] im vorgesehenen Anwendungsbereich mit dem durch zahlreiche Versuchsergebnisse verifizierten Programmsystem STABA-F [5] vergleichbare Ergebnisse liefert. Als extreme Beispiele wurden zum einen ein IPE 400 mit 14 cm Stahlbetondecke, zum anderen ein HE 600 M mit 20 cm Stahlbetondecke berechnet.

Aufgrund der guten Übereinstimmung wurden die weiteren Parameterstudien für die Herleitung des hier vorgestellten Verfahrens aufgeteilt und parallel in Bochum und Braunschweig durchgeführt.

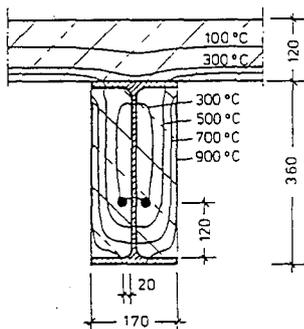


Bild 7. Isothermenbild eines Verbundträgers nach 90 Minuten Brandbeanspruchung

Fig. 7. Temperature field in composite beam cross-section after 90 minutes of fire exposure

5.3 Temperaturen im Verbundträgerquerschnitt – Annahmen für die Temperaturfeldberechnung

Die Temperaturen der Bauteilquerschnitte (Temperaturfelder) wurden in einem vorgegebenen Elementraster mit einem Verfahren nach der Methode der Finiten Elemente in Verbindung mit einem Integrationsverfahren für Zeitschritte ermittelt. Dabei wurde das Elementraster der vorgegebenen Querschnittsgeometrie angepaßt [5].

Die Erwärmung des Verbundträgerquerschnitts wird durch die thermischen Materialkennwerte Wärmeleitzahl, spezifische Wärmekapazität und spezifische Dichte der drei Baustoffkomponenten beeinflusst, die temperaturabhängig sind. Die entsprechenden Ansätze und der Nachweis ihrer Eignung durch Vergleich von berechneten mit gemessenen Bauteiltemperaturen sind in [8, 9] ausführlich dokumentiert.

Weiterhin ist die Querschnittserwärmung von den Wärmeübergangsbedingungen an der Grenzschicht Bauteilumgebung/Bauteiloberfläche und der vorhandenen Betonfeuchte abhängig. Es wurde mit folgenden Werten gerechnet:

Wärmeübergangszahlen α

Beton: 23 W/m²K

Stahl: 25 W/m²K

Emissionszahlen ϵ

Beton: 0,6

Stahl: 0,8

Betonfeuchte: 4%

Die Festlegungen für die Emissionszahl und die Betonfeuchte liegen auf der sicheren Seite und liefern gegenüber Meßwerten höhere Temperaturen. Dieser Ansatz wurde im Sinne eines additiven Sicherheitselements beim rechnerischen Nachweis der Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen gewählt. Dadurch wird das Sicherheitsniveau der DIN 4102 Teil 2 gewahrt, nach der das ungünstigere von zwei Brandprüfungsergebnissen für die Klassifizierung des Bauteils herangezogen wird [9].

Eine mit diesen Annahmen berechnete Temperaturverteilung eines Verbundträgerquerschnitts zeigt Bild 7.

5.4 Resttragfähigkeit des erwärmten Querschnitts

5.4.1 Allgemeines

Im Brandfall stellt sich im Querschnitt des Verbundträgers infolge der einwirkenden instationären Hochtemperaturbeanspruchung ein Temperaturgradient ein, der sich fortlaufend mit der Branddauer ändert. Entsprechend der vorhandenen Temperatur dehnen sich die einzelnen Querschnittsteile thermisch unterschiedlich aus. Es entwickelt sich ein Gradient der thermischen Dehnungen, der zu erheblichen Eigenspannungen im Querschnitt führt, zumal sich der Verbundträger aus mehreren Baustoffkomponenten mit unterschiedlichem thermischen Ausdehnungsverhalten zusammensetzt.

Bei der „exakten“ physikalischen Analyse (BOFIRE [4], STABA-F [5]) wird dieser Zustand durch eine entsprechende Querschnittsdiskretisierung in Elemente mit ggf. hohem Diskretisierungsgrad erfaßt. Bei Variation der Krümmung einer Ausgleichebene können die sogenannten spannungserzeugenden von den thermischen Dehnungen separiert werden. Durch Iteration des Dehnungszustands und Integration über die Querschnittsfläche kann dann die Grenztragfähigkeit des Querschnitts bestimmt werden.

Bei Raumtemperatur darf die Querschnittstragfähigkeit näherungsweise durch die Berechnung des plastischen Moments bestimmt werden [1, 10]. Dabei wird davon ausgegangen, daß der Querschnitt voll plastiziert ist, d. h. daß alle Fasern so weit gedehnt werden, bis ihre Festigkeit voll aktiviert wird. Für die Berechnung unter Brandbeanspruchung kann dieses Prinzip nicht uneingeschränkt übernommen werden, da sich aufgrund der stofflichen Veränderungen infolge Temperatureinwirkung und des thermischen Dehnungsgradienten im kälteren Kernbereich des Querschnitts im Grenzzustand der Tragfähigkeit durchaus geringere spannungserzeugende Dehnungen und damit Spannungen unterhalb des Fließniveaus einstellen können. Die Aktivierung der Festigkeit der Bewehrung im Kammerbeton (Zugzone) kann daher im oberen Bereich der Betonplatte (Druckzone) Stauchungen erfordern, die eine Zerstörung des Materials und damit einen Festigkeitsabfall bewirken.

Eine Auswertung der Dehnungsverteilungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei den genauen Rechnungen ergab, daß sich aufgrund der aktivierten Dehnungen beim Betonstahl im Kammerbeton und in der Betonplatte z. T. erhebliche Abweichungen von der zur jeweiligen Temperatur gehörenden maximalen Festigkeit nach Bild 5 und 6 ergeben, die zusätzlich zur temperaturbedingten Entfestigung bei dem hier vorgestellten Rechenverfahren zu berücksichtigen sind. Dies ist im mechanischen Verhalten dieser Baustoffe begründet. Bei Beton und Betonstahl zeigen die σ - ϵ -Linien (Bild 4) kein ausgeprägtes Fließniveau wie beim Baustahl, bei dem es ausreicht, die Materialfestigkeit entsprechend der vorhandenen Temperatur anzusetzen.

Dennoch gelingt es mit dem hier vorgestellten Verfahren, die Tragfähigkeit im Brandfall als plastische Querschnittstragfähigkeit eines „brandreduzierten“ Querschnitts anzugeben, weil die Reduktionsfaktoren für die einzelnen Querschnittsteile die o. g. Effekte beinhalten.

5.4.2 Baustahlquerschnitt

Für die Herleitung des Bemessungsverfahrens wurden die Temperaturfelder von 95 Trägerquerschnitten mit aufliegender Betonplatte – also dreiseitiger Beflammung – für Brandbeanspruchungen nach der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) gemäß DIN 4102 Teil 2 (09.77) bis 120 min berechnet. Dabei wurden folgende Stahlprofile untersucht:

67 Walzprofile

IPE 300 ... 600

IPE a 300 ... 600

IPE o 300 ... 600

IPE v 450 ... 600

HE 200 AA ... 1000 AA

HE 200 A ... 1000 A

und 28 Schweißprofile mit den Abmessungen h, b, s, t₀, t₁ (s. Bild 8) nach Tabelle 1

Für jeden Querschnitt wurde anhand der Temperaturfelder, die sich nach 30, 60, 90 und 120 min Branddauer ergeben, die Reduktion der Festigkeiten in den Teilquerschnitten nach Bild 9 bestimmt. Dabei erwies sich als zweckmäßig, den Querschnitt nach Bild 9 in fünf verschiedene Regionen zu unterteilen.

Tabelle 1. Parameter der untersuchten Schweißprofile
Table 1. Parameters of welded profiles investigated

h	b	s	t ₀	t _u
mm	mm	mm	mm	mm
500	300/400	15/20	15	20
750	300/400	15/20/25	15	20
1000	300/400/500	15/20/25	15	25
1250	300/400/500	15/20/25	15	25

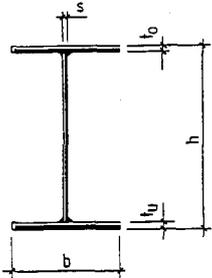


Bild 8. Bezeichnungen des Schweißprofils
Fig. 8. Notations of the welded profile

Für diese Regionen können mittlere Reduktionsfaktoren r_1 angegeben werden, mit denen die Festigkeit des Stahls in Abhängigkeit von der Trägerbreite bzw. Untergurtdicke und der Feuerwiderstandsklasse abzumindern ist:

$$\beta_1 = \beta_a \cdot r_1$$

Dabei gelten

- r_1 für den Stahlberggurt
- r_2 für den Steg incl. obere Walzausrundung (falls vorhanden)
- r_3 für den Steganteil von 100 mm Länge
- r_4 für den Steganteil von 50 mm Länge incl. untere Walzausrundung (falls vorhanden)
- r_5 für den Stahluntergurt.

Die Reduktionsfaktoren r_1 , r_2 und r_3 sind innerhalb einer Feuerwiderstandsklasse abhängig von der Trägerbreite b . Bei von Bild 9 abweichenden Querschnittsformen (z. B. nach Bild 10) sind die Breiten b bei der Ermittlung der Reduktionsfaktoren r_1 , r_2 und r_3 ohne die überstehenden Gurtflächen außerhalb des Kammerbetons anzusetzen.

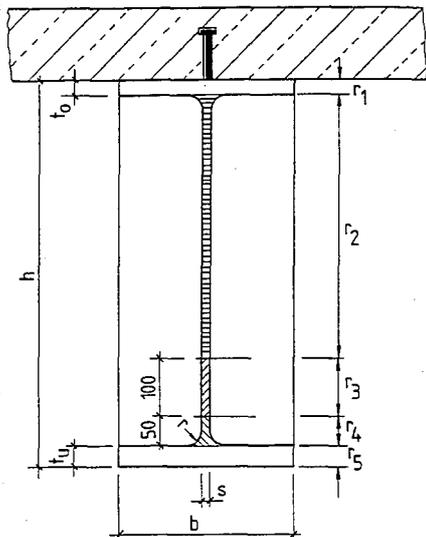


Bild 9. Unterteilung des Stahlquerschnittes in verschiedene Festigkeitsbereiche
Fig. 9. Subdivision of the steel section into different areas of strength

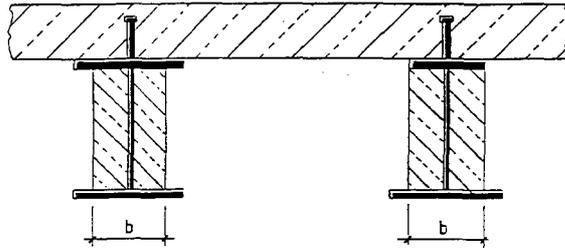


Bild 10. Trägerbreite b bei Sonderquerschnittsformen mit rückspringendem Kammerbeton

Fig. 10. Beam width b for particular cross-sections with recessed concrete between the flanges

Die Reduktionsfaktoren r_4 und r_5 sind innerhalb einer Feuerwiderstandsklasse abhängig von der Dicke des Untergurtes t_u .

Die Bilder 11 bis 15 zeigen die Reduktionsfaktoren r_1 bis r_5 für den Baustahlquerschnitt in ihrem funktionalen Verlauf in Abhängigkeit der maßgebenden Parameter b oder t_u und der Feuerwiderstandsklassen.

Der Gültigkeitsbereich des Berechnungsverfahrens ist auf Stahlquerschnitte mit folgenden Abmessungen beschränkt:

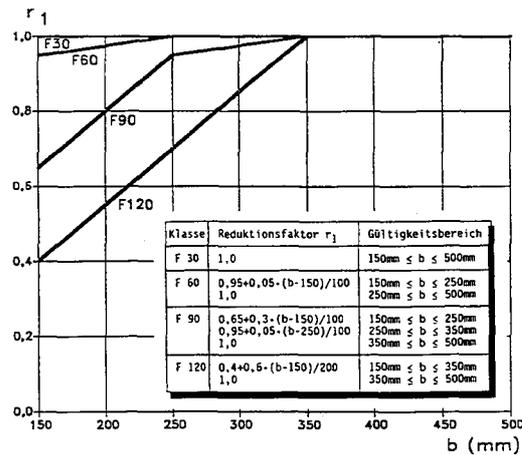


Bild 11. Reduktionsfaktor r_1 in Abhängigkeit von Trägerbreite b und Feuerwiderstandsklasse

Fig. 11. Reduction factor r_1 as function of the beam width b and the fire resistance class

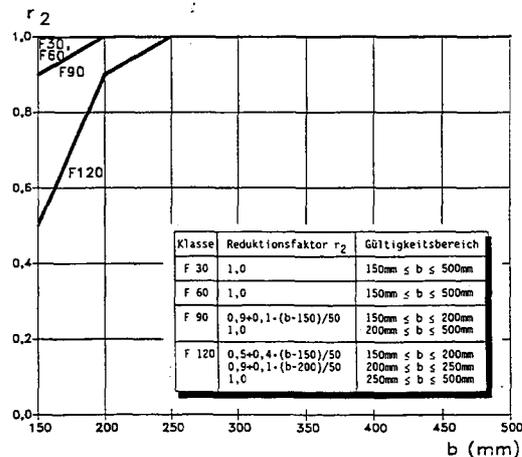


Bild 12. Reduktionsfaktor r_2 in Abhängigkeit von Trägerbreite b und Feuerwiderstandsklasse

Fig. 12. Reduction factor r_2 as function of the beam width b and the fire resistance class

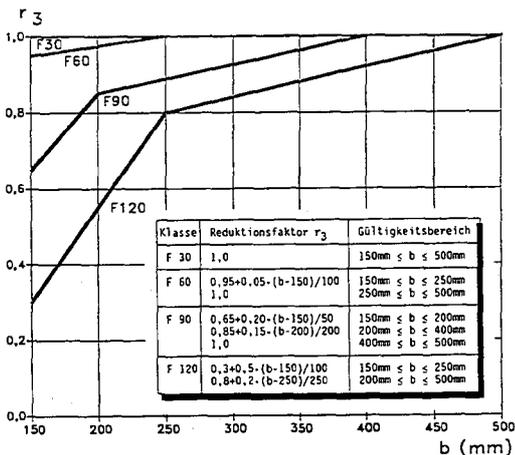


Bild 13. Reduktionsfaktor r_3 in Abhängigkeit von Trägerbreite b und Feuerwiderstandsklasse

Fig. 13. Reductionfactor r_3 as function of the beam width b and the fire resistance class

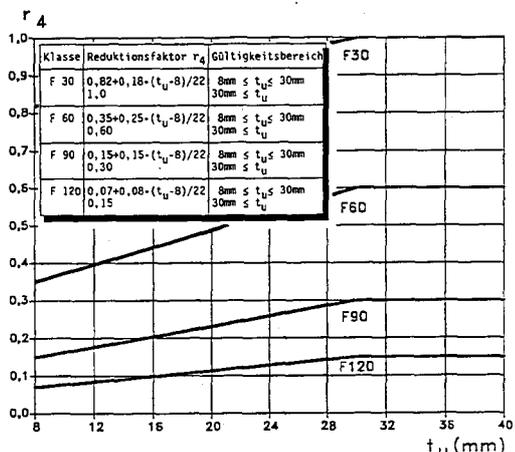


Bild 14. Reduktionsfaktor r_4 in Abhängigkeit von Untergurtdicke t_u und Feuerwiderstandsklasse

Fig. 14. Reductionfactor r_4 as function of the thickness of the bottom flange t_u and the fire resistance class

- h ≥ 300 mm, (2)
- b ≥ 150 mm (3)
- ≤ 500 mm, (3)
- t_u ≥ 8 mm, (4)
- b/s ≥ $18 - 6 \cdot (b - 150)/70$ mit b in [mm] (5a)
- jedoch b/s ≥ 12. (5b)

Mit zunehmender Breite des Querschnitts darf also die Stegdicke relativ größer werden, sie darf jedoch $1/2$ der Breite nicht überschreiten.

5.4.3 Zulagebewehrung aus Betonstahl im Kammerbeton

Die Betonstahleinlagen übernehmen im Brandfall Lastanteile des Stahlprofiluntergurts, der relativ schnell an Festigkeit verliert, da er ungeschützt der Beflammung ausgesetzt ist. Der Anteil der Bewehrung an der Tragwirkung unter Brandbeanspruchung wird durch ihre Lage im Querschnitt bestimmt (Achsabstände u und u_s siehe Bild 16). Die Entfestigung infolge Temperatur nimmt mit zunehmendem Wert u ab, gleichzeitig reduziert sich damit jedoch der wirksame Hebelarm. Die optimale Lage wurde für die verschiedenen Profile nach Abschn. 5.4.2 wie folgt bestimmt:

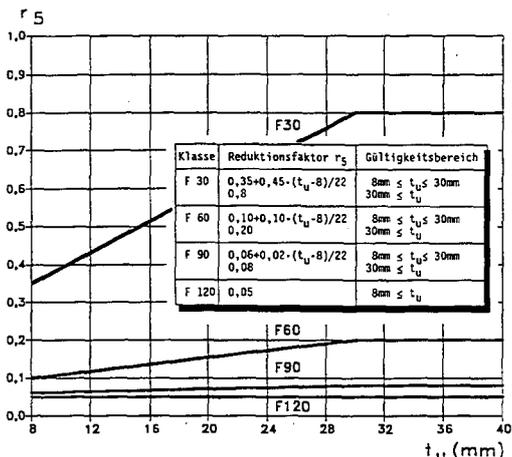


Bild 15. Reduktionsfaktor r_5 in Abhängigkeit von Untergurtdicke t_u und Feuerwiderstandsklasse

Fig. 15. Reductionfactor r_5 as function of the thickness of the bottom flange t_u and the fire resistance class

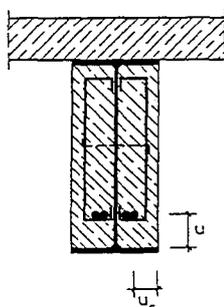


Bild 16. Optimale Lage der Betonstahlbewehrung

Fig. 16. Optimal location of the reinforcement

- $5 \text{ cm} \leq u \leq 15 \text{ cm}$ (6)
- $5 \text{ cm} \leq u_s$ bei Feuerwiderstandsklassen ≤ F 90 (7a)
- $6 \text{ cm} \leq u_s$ bei Feuerwiderstandsklasse F 120. (7b)

Für den Abstand e zwischen Außenkante des Bewehrungsstabes und dem Profilsteig gilt

- $e \geq d_s$ (Stabdurchmesser) (8a)
- $e \geq 20 \text{ mm}$. (8b)

Die Festigkeitsabminderung des Betonstahls infolge der Temperatureinwirkung wurde für diesen Bereich in Abhängigkeit von der Profilbreite und der Feuerwiderstandsklasse bestimmt und in Form von Reduktionsfaktoren $r_{s,T}$ angegeben (Bild 17 zeigt beispielhaft den funktionalen Verlauf von $r_{s,T}$ in der Feuerwiderstandsklasse F 90 für vier verschiedene Profilbreiten). Für F 30 darf $r_{s,T}$ stets mit 1,0 angesetzt werden.

Zum Einbau in ein Rechenprogramm können die Faktoren $r_{s,T}$ mit folgendem Ansatz bestimmt werden:

- F 30 : $r_{s,T} = 1,000$ (9a)
 - F 60 : $r_{s,T} = 0,715 + (u - 15) \cdot m_{60} \leq 1,0$ (9b)
 - F 90 : $r_{s,T} = 0,310 + (u - 6) \cdot m_{90} \leq 1,0$ (9c)
 - F 120 : $r_{s,T} = 0,100 + u \cdot m_{120} \leq 1,0$ (9d)
- (u in mm einsetzen!).

Die Steigung m_i dieser linearen Beziehung kann durch einen Polynomansatz der Form

$$10000 \cdot m_i = a_0 + a_1 \cdot b + a_2 \cdot b^2 + a_3 \cdot b^3 \quad (10)$$

mit b = Profilbreite in mm

vorgegeben werden. Die Koeffizienten a_0 bis a_3 sind der Tabelle 2 zu entnehmen.

Aufgrund der sich einstellenden Gradienten der Temperatur und der thermischen Dehnung ist es zur Erfassung des

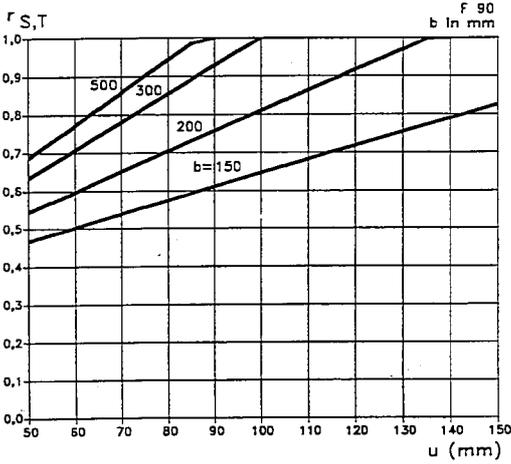


Bild 17. Reduktionsfaktor $r_{s,T}$ in Abhängigkeit von Achsabstand und Trägerbreite für die Feuerwiderstandsklasse F 90
Fig. 17. Reduction factor $r_{s,T}$ as function of the axis distance and the beam width for fire resistance class F 90

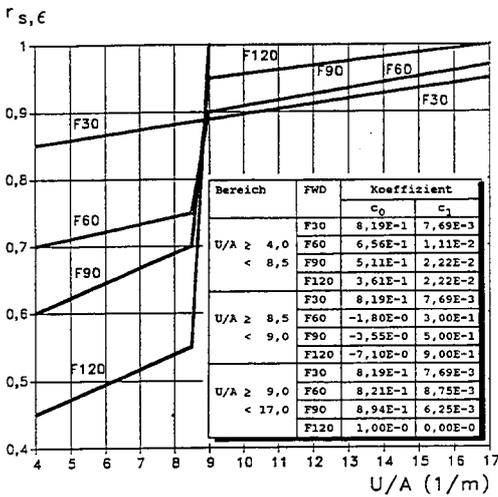


Bild 18. Reduktionsfaktor $r_{s,ε}$ in Abhängigkeit vom U/A-Wert, der Trägerbreite und der Feuerwiderstandsklasse
Fig. 18. Reduction factor $r_{s,ε}$ as function of the section factor U/A, the beam width and the fire resistance class

Traganteils der Betonstahlbewehrung erforderlich, deren im Grenzzustand der Querschnittstragfähigkeit aktivierte Dehnung zu berücksichtigen (s. Abschnitt 4.4.1). Das Verhältnis zwischen aktivierter Spannung und Festigkeit bei der vorhandenen Temperatur kann als Reduktionsfaktor infolge der im Grenzzustand vorhandenen Dehnung aufgefaßt werden. Dieser Faktor $r_{s,ε}$ ist abhängig von der Feuerwiderstandsklasse und dem U/A-Wert, d. h. dem Verhältniswert aus beflamtem Umfang und Querschnittsfläche des Verbundträgers (Bild 18). Rechnerisch kann der Faktor $r_{s,ε}$ mit folgendem linearen Ansatz beschrieben werden:

Tabelle 2. Koeffizienten zur Bestimmung der Hilfswerte m_i
Table 2. Coefficients for the calculation of m_i

	a_0	a_1	a_2	a_3
F 30	1,000	-	-	-
F 60	-5,357 E+1	9,536 E-1	-2,702 E-3	2,619 E-6
F 90	-5,755 E+1	8,696 E-1	-1,853 E-3	1,373 E-6
F 120	-1,212 E+2	1,364 E 0	-3,164 E-3	2,470 E-6

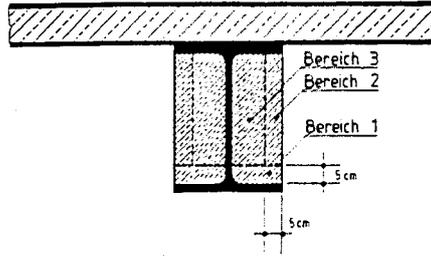


Bild 19. Definition der Bereiche im Kammerbeton für den Reduktionsfaktor $r_{Ka, Ti}$
Fig. 19. Definition of the regions in the concrete between the flanges for the reduction factor $r_{Ka, Ti}$

$$r_{s,ε} = c_0 + c_1 \cdot U/A \quad (11)$$

Gültigkeitsbereich: $4 \leq U/A \leq 17$ wobei U/A in [1/m]
 mit $U = (2 \cdot h + b)$ und $A = b \cdot h$
 h = Höhe des Profils
 b = Breite des Profils.

Der funktionale Verlauf des Reduktionsfaktors $r_{s,ε}$ sowie die Koeffizienten c_0 und c_1 sind in Abhängigkeit von dem U/A-Wert für die verschiedenen Feuerwiderstandsklassen dem Bild 18 zu entnehmen. Die bei der Berechnung der Grenztragfähigkeit des Querschnitts in Ansatz zu bringende Festigkeit des Betonstahls im Kammerbeton ergibt sich damit zu:

$$\beta_S(T) = \beta_S(20^\circ) \cdot r_{s,T} \cdot r_{s,ε} \quad (12)$$

5.4.4 Kammerbeton

Zur Erfassung seiner temperaturbedingten Entfestigung wird der Kammerbeton unabhängig von den Profilabmessungen in drei Bereiche (Bild 19) unterteilt, für die in Abhängigkeit vom U/A-Wert des Verbundträgers (s. Abschn. 5.4.3) der Reduktionsfaktor $r_{Ka, Ti}$ für die Betondruckfestigkeit angegeben werden kann. Dieser Vorgehensweise liegt die Annahme zugrunde, daß sich für begrenzte Querschnittsbereiche eine mittlere Temperatur bestimmen läßt, die für das Materialverhalten dieses Teilquerschnitts charakteristisch ist.

Zur Bestimmung der Reduktionsfaktoren wurde die der mittleren Bereichstemperatur entsprechende Betonfestigkeit auf die Zylinderdruckfestigkeit $\beta_c = 0,85 \cdot \beta_{WN}$ bei $T = 20^\circ C$ bezogen. Dieser Wert kann abweichend von DIN 1045 als Ausgangswert der Betondruckfestigkeit bei der brandschutztechnischen Bemessung angesetzt werden [9]. Für die Reduktionsfaktoren ergeben sich damit lineare Verläufe. Tabelle 3 enthält die Koeffizienten der Geradengleichungen.

Die für die Querschnittsbereiche $i = 1, 3$ in Ansatz zu bringende Festigkeit des Kammerbetons ergibt sich damit zu

$$\beta_{R,i} = r_{Ka, Ti} \cdot \beta_c \quad (13)$$

mit

$$r_{Ka, Ti} = e_0 + e_1 \cdot U/A \quad (14)$$

U/A in [1/m].

Tabelle 3. Koeffizienten zur Bestimmung der Reduktionsfaktoren $r_{Ka, Ti}$
Table 3. Coefficients for the calculation of the reduction factor $r_{Ka, Ti}$

Bereich	1		2		3	
	e_0	e_1	e_0	e_1	e_0	e_1
F 30	0,79	-0,003	0,79	-0,003	0,94	0,000
F 60	0,72	-0,020	0,84	-0,020	0,93	0,011
F 90	0,41	-0,012	0,48	-0,012	0,83	-0,006
F 120	0,35	-0,013	0,45	-0,013	0,85	-0,011

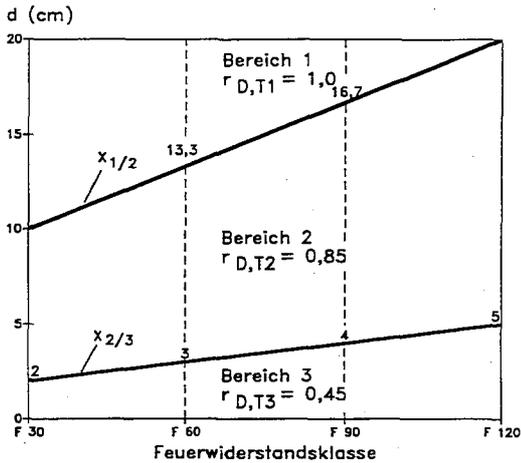


Bild 20. Reduktionsfaktor $r_{D, Ti}$ für den Deckenbeton
 Fig. 20. Reduction factor $r_{D, Ti}$ for the concrete of the slab

5.4.5 Betonplatte

In der Stahlbetondeckenplatte stellt sich infolge der einseitigen Beflammung ein Temperaturgradient mit von unten nach oben abnehmenden Temperaturen ein. Die Isothermen verlaufen parallel zueinander. In dem Deckenbereich über dem Stahlprofil entsteht eine Temperatursenke (vgl. Bild 7), da dieser Teil nicht direkt beflammt wird. Zur einfachen Erfassung der temperaturbedingten Entfestigung des Betons bietet sich ein Schichtenmodell an, bei dem das Materialverhalten ähnlich wie beim Kammerbeton über mittlere Temperaturen charakterisiert wird. Dem Bild 20 können in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer die anteiligen Dicken der Schichten 1 bis 3 und ihre Abstände von der beflamten Deckenunterseite entnommen werden. Den Schichten werden unabhängig von der Dauer der Brandbeanspruchung die Reduktionsfaktoren

$$r_{D, T1} = 1,00 \tag{15a}$$

$$r_{D, T2} = 0,85 \tag{15b}$$

$$r_{D, T3} = 0,45 \tag{15c}$$

zugeordnet. Die Bereichsgrenzen zwischen den Bereichen sind in Bild 20 als Abstand von der Deckenunterseite in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse angegeben.

Die Angaben in Bild 20 gelten auch für Stahlblechprofildecken mit engen, hinterschnittenen Sicken (z. B. Holorib- oder Hoesch-Verbunddecken), deren Erwärmungsverhalten sich nicht nennenswert von dem einer reinen Betondecke unterscheidet [9].

Das in Bild 20 dargestellte Modell ist bei dem hier vorgestellten Verfahren auch für den Bereich über dem Stahlprofil anzusetzen. Die geringere Entfestigung in diesem Deckenbereich hat nur bei sehr breiten Profilen und geringer mitwirkender Plattenbreite einen Einfluß auf die Querschnittstragfähigkeit und ist bei Branddauern von mehr als 60 Minuten vernachlässigbar. Bei kürzerer Brandeinwirkung und massigen Verbundträgerquerschnitten wird zudem der Tragfähigkeitsnachweis für Raumtemperatur maßgebend. Auf eine gesonderte Berücksichtigung dieses Deckenbereiches wird daher verzichtet.

Zur realistischen Bestimmung der im Grenzzustand der Tragfähigkeit wirkenden Betondruckkräfte ist es erforderlich, die sich einstellende Dehnungsverteilung im Deckenbereich zu berücksichtigen. Die durchgeführten Berechnungen zeigten, daß die auftretenden spannungserzeugenden Dehnungen von der Branddauer und vom Verhältnis der Deckendicke d zur Gesamthöhe des Verbundträgers $d_0 = d + h$ (h = Höhe des Stahlprofils) abhängig sind. Dies geht in das

Tabelle 4. Koeffizienten zur Bestimmung der Reduktionsfaktoren $r_{D, e}$
 Table 4. Coefficients for the calculation of the reduction factors $r_{D, e}$

Koeffizient	f_0	f_1
F 30	1,00	0,0
F 60	1,12	-0,8
F 90 / F 120	1,07	-0,8

hier vorgestellte Rechenverfahren durch entsprechenden Ansatz des Rechenwertes der Betondruckfestigkeit ein, wobei als Bezugswert wiederum die Zylinderdruckfestigkeit des Betons gewählt wurde (s. Abschnitt 5.4.4). Baupraktisch relevant ist dabei der Bereich $0,15 \leq d/d_0 \leq 0,4$. Tabelle 4 enthält die Koeffizienten der linearen Ansätze für die Reduktionsfaktoren bei unterschiedlichen Feuerwiderstandsdauern:

$$r_{D, e} = f_0 + f_1 \cdot d/d_0 \tag{16}$$

Für die einzelnen Schichten i der Stahlbetondecke sind damit folgende Rechenwerte der Betondruckfestigkeit in Ansatz zu bringen:

$$\beta_{R, i} = \beta_C \cdot r_{D, Ti} \cdot r_{D, e} \tag{17}$$

5.4.6 Mitwirkende Plattenbreite im Brandfall

In Brandprüfungen an Verbundträgern [9] bildeten sich bereits nach relativ kurzer Brandeinwirkung parallel zur Trägerlängsachse breite Risse im Deckenbeton, die eine vollständige Schubkraftübertragung in die äußeren Deckenbereiche nicht mehr ermöglichten. Ursache dafür war hauptsächlich eine zu geringe Querbewehrung in den Platten der Prüfkörper. Da systematische Untersuchungen zu dieser Problematik bisher nicht vorlagen, wird bei der Brandschutzbemessung von Verbundträgern auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen, daß im Brandfall nur ein Drittel der im Kaltzustand mitwirkenden Plattenbreite bzw. eine Deckenbreite von $b_m = 3 \cdot b$ (mit b = Breite des Stahlprofils) zum Mittragen aktiviert werden kann [2, 9].

Inzwischen wurden im Auftrag der Fa. Arbed Recherches im iBMB der TU Braunschweig weitere Brandversuche mit variiertem Querbewehrung der Deckenplatte durchgeführt. Diese experimentellen Untersuchungen deuten darauf hin, daß bei einer normgerechten [1] Bemessung der Querbewehrung der Platte und unter Berücksichtigung „zusätzlicher konstruktiver Randbedingungen“ für den Brandfall die mitwirkende Plattenbreite wie bei der Kaltbemessung angesetzt werden kann. Art und Umfang dieser „zusätzlichen konstruktiven Randbedingungen“ werden z. Z. im Rahmen der Überarbeitung von DIN 4102 Teil 4 diskutiert, auch im Hinblick auf entsprechende Konsequenzen für den Massivbau. Die vorgesehenen Regelungen sollen noch durch abschließende rechnerische und experimentelle Untersuchungen bestätigt werden.

Unter Berücksichtigung dieser Entwicklungen wird in dem neuen Abschnitt 7 „Verbundbauteile“ der Neufassung von DIN 4102 Teil 4 eine Bemessungstabelle für kammerbetonierte Verbundträger aufgenommen, bei der unter bestimmten konstruktiven Mindestvoraussetzungen die mitwirkende Plattenbreite wie bei der Kaltbemessung zugrundegelegt wird. Daneben wird, entsprechend dem derzeitigen Stand der bauaufsichtlichen Akzeptanz ohne konstruktive Zusatzmaßnahmen der bisherige ungünstige Ansatz $b_m = 3 \cdot b$ zugelassen. Dieser liegt auch den folgenden Vergleichsrechnungen zu Grunde.

Erwärmungstechnisch treten durch den Ansatz größerer mitwirkender Plattenbreiten keine Veränderungen auf.

Ergänzend wurde deshalb überprüft, wie sich die abweichende Dehnungsverteilung infolge der höheren Nulllinienlage auf die mit dem vereinfachten Rechenverfahren bestimmte Grenztragfähigkeit auswirkt. Die Unterschiede sind klein. Das Näherungsverfahren liefert mit zunehmender mitwirkender Plattenbreite im Vergleich mit der genauen Berechnung [4, 5] Werte, die i. M. um ca. 4 % weiter auf der sicheren Seite liegen.

Das hier vorgestellte Rechenverfahren kann somit in jedem Fall, unabhängig vom Ansatz der mitwirkenden Plattenbreite, der Bemessung im Brandfall zugrunde gelegt werden.

6 Überprüfung des Verfahrens

Für die Verifizierung des Rechenverfahrens durch einen direkten Vergleich zwischen Rechnung und Brandversuchen liegen geeignete Versuchsergebnisse in erforderlicher Anzahl nicht vor.

Von den einfeldrigen Verbundträgern, an denen im iBMB der TU Braunschweig Brandversuche durchgeführt wurden, haben die meisten von Bild 1 abweichende Querschnittsformen, so daß sie für den direkten Vergleich ausscheiden. Weitere Brandversuche an Verbundträgern aus Walzprofilen mit Betonstahlzulagen im Kammerbeton [11] sind vom Querschnitt her geeignet, wurden jedoch an statisch unbestimmten Systemen durchgeführt. Ein Vergleich mit Rechenergebnissen erfolgt im Teil II dieser Veröffentlichung, wenn die rechnerische Grenztragfähigkeit im Stützbereich einer durchlaufenden Konstruktion vorgestellt wird.

Zur Absicherung des entwickelten Rechenverfahrens wurden daher umfangreiche Vergleichsrechnungen mit dem Programmsystem STABA-F durchgeführt. Dazu wurden aus der Liste der 95 Trägerquerschnitte (s. Abschnitt 5.4.2) 16 Profile ausgewählt, die das untersuchte Spektrum mit U/A-Werten zwischen 4 und 17 (1/m) abdecken.

Neben dem U/A-Wert und damit den Querschnittsabmessungen der Verbundträger wurden im einzelnen folgende Parameter variiert:

- Stahlgüten St 37, St 52
- Betongüte B 25 - B 45
- Anzahl und Lage der Betonstahlzulagen im Kammerbeton
- Dicke und mitwirkende Breite der im Verbund liegenden Stahlbetondecke.

Zur Überprüfung der Genauigkeit des Verfahrens wurde das jeweils ermittelte aufnehmbare Moment zur entsprechenden Feuerwiderstandsdauer auf den Wert der genauen Rechnung (s. Abschnitt 4.4.1) bezogen. Aus insgesamt 320 Vergleichswerten ergab sich dabei ein Mittelwert von 0,977 mit einer Standardabweichung von 0,0103.

Das folgende Bild 21 zeigt exemplarisch die Ergebnisse einer durchgeführten Vergleichsrechnung. Dabei geben die durchgezogenen Linien jeweils die Ergebnisse der „exakten“ Berechnung an, während die unterbrochenen Linien die Grenztragfähigkeiten nach dem hier beschriebenen Rechenverfahren (Näherungsverfahren) kennzeichnen.

7 Beispiel

Bei dem folgenden Beispiel soll ein einfeldriger Verbundträger mit Kammerbeton für die Feuerwiderstandsklasse F 90 bemessen werden (Bild 22). Das Stahlprofil IPE 600 (St 52) ist schubfest mit der Betondecke (d = 16 cm) verbunden.

System und Belastung

Einfeldträger l = 14,0 m; Trägerabstand 5 m
 Streckenlast g + p = 57,5 kN/m (1,0fache Gebrauchslast)

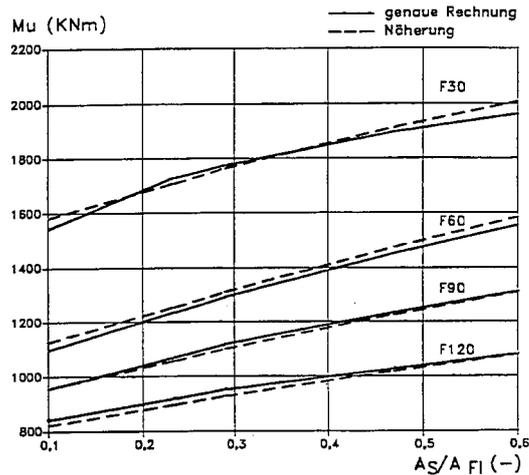


Bild 21. Variation der Querschnittsfläche A_s der Kammerbewehrung:

Stahlprofil: IPE 600, St 52
 Betondecke: d = 20 cm, B 25
 mitwirkende Breite im Brandfall: $b_m = 0,66$ m
 Lage der Bewehrung: u = 80 mm
 ($A_{Fl} = b \cdot t_w$)

Fig. 21. Variation of the reinforcement area in the concrete between the flanges:

Steel profile: IPE 600, St 52
 Concrete slab: d = 20 cm, B 25
 eff. width of slab in the fire situation: $b_m = 0,66$ m
 Location of reinforcement: u = 80 mm
 ($A_{Fl} = b \cdot t_w$)

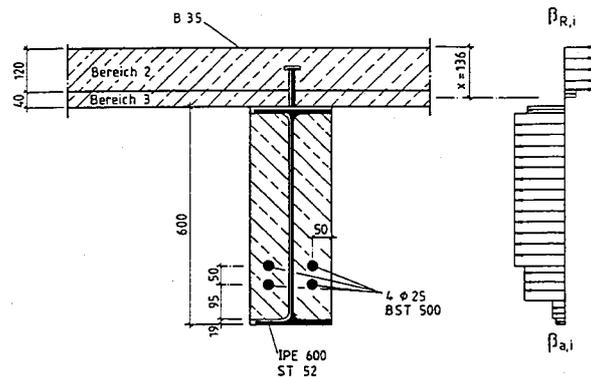


Bild 22. Beispielquerschnitt mit den Teilschnittgrößen
 Fig. 22. Cross-section and sectional forces

Querschnitt

Stahlprofil IPE 600, mit Kammerbeton
 h = 600 mm
 b = 220 mm
 s = 12 mm
 t = 19 mm
 r = 24 mm

Betondecke d = 16 cm; mitwirkende Breite $b_m = 4,67$ m

Baustoffe

Beton B 35, $\beta_{wN} = 35$ N/mm²
 Baustahl St 52, $\beta_a = 360$ N/mm²
 Betonstahl BSt 500 S, $\beta_s = 500$ N/mm²

Schnittgrößen

max Q = 57,5 · 14,0/2 = 403 kN
 max M = 57,5 · 14,0²/8 = 1409 kNm

Bemessung für die Feuerwiderstandsklasse F 90
 mitwirkende Plattenbreite im Brandfall:

$$b_m^{90} = b_m^{kalt} / 3 = 4,67 / 3 = 1,56 \text{ m}$$

Reduktionsfaktoren:

Stahlprofil nach Bild 11 bis 15

$$r_1 = 0,860 \rightarrow \beta_{a,1} = 0,860 \cdot 360 = 310 \text{ N/mm}^2$$

$$r_2 = 1,000 \rightarrow \beta_{a,2} = 1,000 \cdot 360 = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$r_3 = 0,865 \rightarrow \beta_{a,3} = 0,865 \cdot 360 = 311 \text{ N/mm}^2$$

$$r_4 = 0,225 \rightarrow \beta_{a,4} = 0,225 \cdot 360 = 81 \text{ N/mm}^2$$

$$r_5 = 0,070 \rightarrow \beta_{a,5} = 0,070 \cdot 360 = 25 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung gewählt:

4 ϕ 25 in zwei Lagen:
 $u_1 = 95 \text{ mm}$ $u_2 = 145 \text{ mm}$
 $10000 \cdot m_{90} = 58,7$ nach Gl. (10) und Tabelle 2
 $r_{s,T1} = 0,310 + (95 - 6) \cdot 0,00587$ nach Gl. (9c)
 $= 0,832$
 $r_{s,T2} = 0,310 + (145 - 6) \cdot 0,00587$ nach Gl. (9c)
 $= 1,126 > 1,0$
 $r_{s,T2} = 1,0$
 $U/A = (2 \cdot 0,6 + 0,22)/(0,6 \cdot 0,22) = 10,8$ (1/m)
 $r_{s,e} = 0,961$ nach Gl. (11) und Bild 18
 $\beta_{s,1} = 500 \cdot 0,832 \cdot 0,961 = 400 \text{ N/mm}^2$
 nach Gl. (12)
 $\beta_{s,2} = 500 \cdot 1,0 \cdot 0,961 = 481 \text{ N/mm}^2$

Betonplatte:

$x_{1/2} = 16,7 \text{ cm}$ nach Bild 20 bzw.
 $x_{2/3} = 4,0 \text{ cm}$
 Wegen $d = 16 \text{ cm} < x_{1/2} = 16,7 \text{ cm}$ wird die Platte in zwei Schichten geteilt:
 obere Schicht: $r_{D,T2} = 0,85$ (Bereich 2)
 untere Schicht: $r_{D,T3} = 0,45$ (Bereich 3)
 $d/d_0 = 16/(60 + 16) = 0,21$
 $r_{D,e} = 0,902$ nach Gl. (16)
 $\beta_c = 0,85$ $\beta_{WN} = 0,85 \cdot 35 = 29,75 \text{ N/mm}^2$
 obere Schicht (12 cm):
 $\beta_{R,2} = 29,75 \cdot 0,85 \cdot 0,902 = 22,8 \text{ N/mm}^2$
 untere Schicht (4 cm):
 $\beta_{R,3} = 29,75 \cdot 0,45 \cdot 0,902 = 12,1 \text{ N/mm}^2$

Zugkräfte:

$$Z_1 = 22,0 \cdot 1,9 \cdot 31,0 = 1294 \text{ kN}$$

$$Z_2 = (60,0 - 2 \cdot 1,9 - 15,0) \cdot 1,2 \cdot 36,0 + \frac{1}{2} \cdot 2,42 \cdot (4 - \pi) \cdot 36,0 = 1780 + 89 = 1869 \text{ kN}$$

$$Z_3 = 10,0 \cdot 1,2 \cdot 31,1 = 374 \text{ kN}$$

$$Z_4 = 5,0 \cdot 1,2 \cdot 8,1 + \frac{1}{2} \cdot 2,42 \cdot (4 - \pi) \cdot 8,1 = 49 + 20 = 69 \text{ kN}$$

$$Z_5 = 22,0 \cdot 1,9 \cdot 2,5 = 105 \text{ kN}$$

$$Z_{S1} = 2 \cdot 4,91 \cdot 40 = 393 \text{ kN}$$

$$Z_{S2} = 2 \cdot 4,91 \cdot 48,1 = 472 \text{ kN}$$

$$\Sigma Z = 4576 \text{ kN}$$

max. Druckkraft Betonplatte:

$$D_{\text{Bereich2}} = 156 \cdot 12,0 \cdot 2,28 = 4268 \text{ kN}$$

$$D_{\text{Bereich3}} = 156 \cdot 4,0 \cdot 1,21 = 755 \text{ kN}$$

$$\text{max } D = 5023 \text{ kN}$$

Wegen $\Sigma Z = 4576 \text{ kN} < \text{max } D = 5023 \text{ kN} \Rightarrow$ Nulllinie in der Platte!

$$x_{pl} = 12 + (4576 - 4268)/(156 \cdot 1,21) = 13,63 \text{ cm}$$

(gemessen von O.K. Platte)

Grenztragmoment (Bezugslinie O.K. Platte):

$$M^{90} = -4268 \cdot 0,06 - 308 \cdot 0,1282 + 1294 \cdot 0,1695 + 1780 \cdot 0,385 + 89 \cdot 0,1844 + 374 \cdot 0,641 + 49 \cdot 0,716 + 20 \cdot 0,7356 + 105 \cdot 0,7505 + 393 \cdot 0,646 + 472 \cdot 0,596 = 1528 \text{ kNm}$$

Nachweis der Querschnittstragfähigkeit:

$$\text{vorh } M = 1409 \text{ kNm} < M^{90} = 1528 \text{ kNm}$$

Weitere Nachweise werden an dieser Stelle nicht geführt.

8 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wird ein Rechenverfahren zur Bemessung von Verbunddeckenträgern mit Kammerbeton für die Feuerwiderstandsklassen F 30, F 60, F 90 und F 120 vorgestellt.

Im Gegensatz zu dem allgemeinen Ansatz bei der rechnerischen Simulation des Tragverhaltens im Brandfall mit der vollständigen thermischen und mechanischen Analyse des Bauteils, wird bei diesem Nachweisverfahren der Grenzzustand der Tragfähigkeit an einem „brandreduzierten“ Querschnitt betrachtet.

Der formale Rechengang ist identisch mit der Ermittlung der vollplastischen Grenztragfähigkeit im Bereich positiver Momente nach den Verbundträgerrichtlinien [1]. Für definierte Teilquerschnitte werden zur Berücksichtigung ihrer temperaturabhängigen Entfestigung sowie thermisch bedingter Eigenspannungszustände im Brandfall Reduktionsfaktoren angegeben. Alle erforderlichen Parameter werden in mathematische Funktionen gefaßt, so daß eine Programmierung des Rechenverfahrens oder der Einbau in bestehende Rechenprogramme erleichtert wird.

Das vorgestellte Verfahren eignet sich für den Grenztragfähigkeitsnachweis von Einfeldträgern. Prinzipiell gelten die Reduktionsfaktoren auch für die Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit im Bereich negativer Momente bei Durchlaufsystemen. Hier wird die Tragfähigkeit jedoch zusätzlich von der konstruktiven Ausbildung des Stützenbereiches bestimmt. Mit dieser speziellen Problematik beschäftigt sich der demnächst folgende Teil II dieser Veröffentlichung.

Literatur:

- [1] Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, DIN, 1984.
- [2] Dorn, T.; Haß, R.; Kordina, K.: Brandverhalten von Verbundstützen und -trägern. Mitteilungen des Instituts für Bautechnik 19 (1988), S. 104-109.
- [3] Schaumann, P.: Brandschutztechnischer Nachweis von Stahl- und Verbundkonstruktionen gemäß Eurocode 3 und 4, Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: Kurzreferate, S. 95-108, Braunschweig, 1989.
- [4] Schaumann, P.: BOFIRE, Computerprogramm zur numerischen Simulation stabartiger Bauteile und Rahmensysteme unter Brandbeanspruchung.
- [5] Quast, U.; Haß, R.; Rudolph, K.: STABA-F, Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984.
- [6] Richter, E.: Spannungs/Dehnungslinien zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Konstruktionsbauteilen unter Feuerangriff, Arbeitsbericht 1984-1986, Teil 1, Band A, Sonderforschungsbereich 148 Brandverhalten von Bauteilen, TU-Braunschweig, 1988.
- [7] Rubert, A.; Schaumann, P.: Temperaturabhängige Werkstoffeigenschaften von Baustahl bei Brandbeanspruchung, Stahlbau 54 (1985), H. 3, S. 81-86.
- [8] Schaumann, P.: Zur Berechnung stählerner Bauteile und Rahmen-tragwerke unter Brandbeanspruchung, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 84-4, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, 1984.
- [9] Haß, R.; Meyer-Ottens, C.; Quast, U.: Verbundbau Brandschutz Handbuch, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1989.
- [10] Roik, K.; Bode, H.; Haensel, J.: Erläuterungen zu den „Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern“; Anwendungsbeispiele, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 75-11, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1975.
- [11] Dorn, T.; Haß, R.; Quast, U.: Brandverhalten und Bemessung von Anschlüssen zur Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von Verbundkonstruktionen. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Düsseldorf, Forschungsbericht P 86 Akt. 2.10, 1986.
- [12] DIN 4102 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, 1984.

Ein rechnerisches Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von kammerbetonierten Verbundträgern – Teil II: Durchlaufträger

Dieser Beitrag erweitert das im STAHLBAU 59 (1990) Heft 12 vorgestellte vereinfachte brandschutztechnische Bemessungsverfahren für einfeldrige Verbundträger mit Kammerbeton auf Durchlaufkonstruktionen für die Feuerwiderstandsklassen F30 bis F180. Für den Systemnachweis wird die Grenztragfähigkeit im Stützbereich des Verbundträgers als plastisches Moment des festigkeitsreduzierten Querschnitts bestimmt. Dabei werden die im Verbundbau üblichen Anschlußkonstruktionen berücksichtigt und die Verbindungsmittel entsprechend bemessen. Eine exakte (FE-)Berechnung der Querschnittstemperaturen ist nicht erforderlich. Das Verfahren ist so aufbereitet, daß es für die „Handrechnung“ geeignet ist bzw. leicht programmiert werden kann.

A simplified calculation method for the structural fire design of composite beams concreted between the flanges – part II continuous beams. This contribution is a broadening of the simple calculation model for the structural fire design of simply supported composite beams given in STAHLBAU 59 (1990) No. 12 on continuous beams for the fire resistance classes R30 to R180. The structural behaviour can be calculated with the hogging moment resistance of the strength reduced cross section. Normally used beam-to-beam- and beam-to-column-connections are taken into consideration and the connection elements are designed correspondingly. An exact calculation of the temperature distribution is not necessary. The method is prepared for "hand"-calculation and can be programmed easily.

1 Einleitung

Im Vorgriff auf ein beantragtes Forschungsvorhaben wurde im Jahre 1990 ein vereinfachtes brandschutztechnisches Bemessungsverfahren für Verbundträger mit Kammerbeton entwickelt und veröffentlicht [1]. Der vorgestellte Nachweis für die Feuerwiderstandsklassen F30 bis F120 bezog sich dabei ausschließlich auf Einfeldträger, d. h. auf die Tragfähigkeit des Feldquerschnitts mit positiver Momentenbeanspruchung. Zur Vervollständigung des Rechenverfahrens [1] im Hinblick auf die brandschutztechnische Bemessung durchlaufender Konstruktionen fehlten seinerzeit experimentelle Basisdaten über das Hochtemperaturverhalten von Verbindungsmitteln (Schrauben, Schweißnähte und Kopfbolzendübel), die für den entsprechenden Nachweis der Anschlußkonstruktionen im Stützbereich des Verbundträgers benötigt werden. Außerdem fehlten Brandversuche zur Absicherung der Feuerwiderstandsklasse F180 bei Verbundträgern.

Im Rahmen des am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz – iBMB – der TU Braunschweig bearbeiteten Forschungsvorhabens [2] „Bemessungsverfahren für brandbeanspruchte Verbundbauteile“ wurden nun die erforderlichen Untersuchungen durchgeführt und das Rechenverfahren entsprechend erweitert.

Im vorliegenden Beitrag wird die vereinfachte Berechnung des negativen plastischen Moments im Stützbereich eines Verbundträgersystems unter Brandeinwirkung beschrieben. Dabei werden die im Verbundbau üblichen Anschlußkonstruktionen berücksichtigt. Der Nachweis wird vervollständigt durch die brandschutztechnische Bemessung der Anschlußelemente. Der Durchlaufträger kann dann in Verbindung mit dem nach [1] berechneten plastischen Moment des Feldquerschnitts nach dem Traglastverfahren für die in DIN 4102 Teil 2 definierten Feuerwiderstandsklassen ausgelegt werden.

Das Verfahren ist mit den Grundlagen für vereinfachte brandschutztechnische Berechnungsverfahren ("Simple Calculation Models") des Eurocode 4 [3] kompatibel. Vereinfachte Verfahren, die auf diesen Grundlagen basieren und durch Versuchsergebnisse bzw. durch Vergleichsrechnungen mit einem exakten Rechenprogramm, z. B. [7], abgesichert sind, können in der Praxis angewendet werden. Die Zulassung solcher Verfahren wird nach Überprüfung auf Übereinstimmung mit den Grundlagen über das Nationale Anwendungsdokument zu [3] erfolgen, das die Anwendung des Eurocodes in der Praxis erleichtern soll.

Das Forschungsprojekt wurde gefördert von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e. V. auf Antrag der Forschungsvereinigung der Arbeitsgemeinschaft der Eisen und Metall verarbeitenden Industrie – AVIF – e. V. (Projekt A39 S24/2/91). Die Verfasser danken den Förderern sowie dem Deutschen Stahlbau-Verband (DSTV) e. V. für die engagierte Unterstützung. Dank gebührt auch den Herren Dipl.-Ing. H. Muess, Firma Stahl- und Verbundbau, Dreieich, und Dr.-Ing. P. Schaumann, Ingenieurbüro HRA, Bochum, den Mitautoren der Veröffentlichung [1], für wertvolle Hinweise und praxisbezogene Anregungen.

2 Bezeichnungen

Aus Gründen der Kompatibilität zur Veröffentlichung [1] des ersten Teils des Rechenverfahrens, wurden die dort verwendeten Bezeichnungen anstelle der heute inter-

national üblichen Abkürzungen für Festigkeiten etc. beibehalten. Im folgenden werden daher nur solche Bezeichnungen aufgeführt, die in diesem zweiten Teil neu verwendet werden.

t	Zeit
T	Temperatur
dT/dt	Aufheizgeschwindigkeit
r_{bewD}	Reduktionsfaktor für die Bewehrung in der Deckenplatte

Indices

Dü	Kopfbolzendübel
F	Feldquerschnitt
L	Lasche
S	Stützquerschnitt
a	Baustahl
b	Beton unterhalb der Montageöffnung
pl	plastisch
s	Bewehrung, Schwerpunkt
w	Steg, Schweißnaht
o	oben
u	unten

3 Ausbildung des Stützbereichs von Verbundträgern – typische Anschlußkonstruktionen

Entsprechend den zu übertragenden Schnittgrößen kommen im Verbundbau im wesentlichen drei verschiedene Anschlußarten zur Ausführung:

- Querkraftanschlüsse, bei denen planmäßig nur Querkräfte, d.h. Auflagerkräfte des anschließenden Trägers an die Stütze oder den Hauptträger abgegeben werden
- Anschlüsse mit Durchlaufwirkung, bei denen im Anschlußbereich Biegemomente (Stützmomente) und Querkräfte auftreten, von denen aber nur die Querkräfte in das unterstützende Bauteil eingeleitet werden
- biegesteife Anschlüsse (Rahmenecken), in denen planmäßig Biegemomente und Querkräfte vom Träger in die Stütze übertragen werden.

Biegesteife Stirnplattenstöße verhalten sich im Brandfall ähnlich wie starre Verbindungen. Bei vollem Verguß der Montageöffnungen im Kammerbeton und einer allseitigen Mindestüberdeckung der Schrauben von 50 mm erreichen diese Anschlüsse bei Massigkeiten des dreiseitig beflamten Trägers von $U/A \leq 12 [m^{-1}]$ noch nach 90 Minuten ETK-Brandbeanspruchung etwa das plastische Moment des Kaltzustands [6]. Die Ausführung von Rahmenecken spielt jedoch wegen der schwierigen Bewehrungsführung in der Verbundbaupraxis bislang nur eine untergeordnete Rolle. Auf diesen Anschlußtyp wird daher im folgenden nicht weiter eingegangen.

Im Regelfall werden Querkraft- oder Durchlaufanschlüsse ausgeführt, die Aussteifung der Konstruktion erfolgt dabei über Verbände. Die Stahlprofile der Verbundträger werden meist vor der Montage ausbetoniert und zunächst feldweise montiert, d.h. gelenkig angeschlossen. Die Deckenplatte wird als durchlaufende Verbund- oder Stahlbetondecke aufbetoniert und erhält in Spannrichtung des Verbundträgers mindestens eine Ribewehrung nach [4].

Unter Beibehaltung des Prinzips feldweise hergestellter Stahlprofile mit den o.g. montagetechnischen

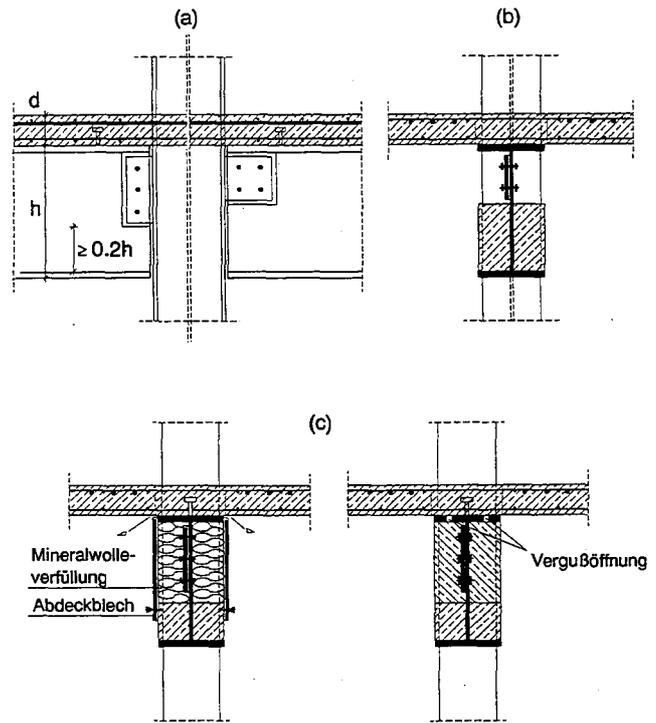


Bild 1. Stützenanschluß von Verbundträgern mit Anschlußblech und Verschraubung

Fig. 1. Screwed beam-to-column connection with vertical steel plate

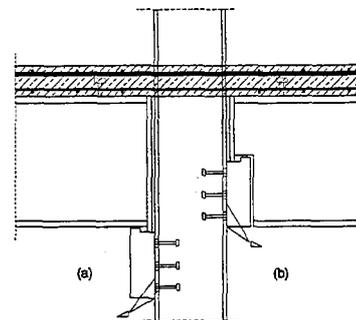


Bild 2. Stützenanschluß von Verbundträgern mit Auflagerknagge

Fig. 2. Beam-to-column connection with steel cleats

Vorteilen kann eine Durchlaufwirkung schon bei Raumtemperatur durch Anordnung einer zusätzlichen Stützbe- wehrung in der durchlaufend betonierten Deckenplatte und Einfügen eines Kontaktblechs zur Druckkraftüber- tragung zwischen Träger und Stütze hergestellt werden. Alternativ kann anstelle der Stützbe- wehrung aus Beton- stahl auch eine Zuglasche aus Baustahl auf den oberen Profilflanschen aufgeschweißt werden.

In den Bildern 1 bis 3 sind die im Verbundbau häufig verwendeten Anschlußtypen von Verbundträgern zu- sammengestellt. Bild 1 zeigt einen Stützenanschluß mit an den Flansch des Stützenprofils geschweißtem An- schlußblech, mit dem der Träger über seinen Steg ver- schraubt wird. Bei betongefüllten Hohlprofilen kann das Anschlußblech auch durch Schlitze im Profil durch die Stütze geführt werden. Die Montageöffnung im Kammer-

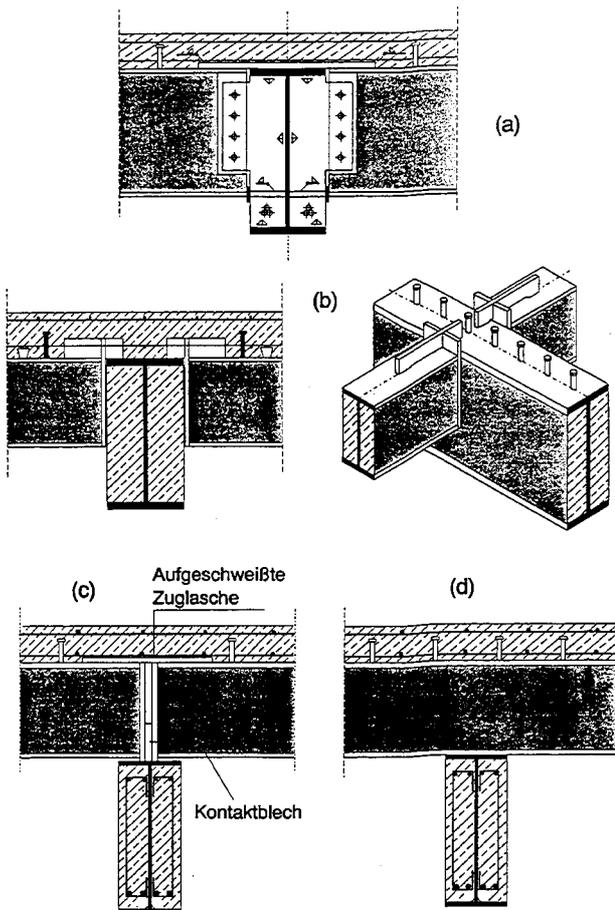


Bild 3. Träger-Träger-Anschlüsse
Fig. 3. Beam-to-beam connections

beton kann bei entsprechender Bemessung der Verbindungselemente offen belassen werden (Bild 1a und 1b). Andernfalls ist die Aussparung mit Mineralwolle zu verstopfen, die mit einem Abdeckblech gegen Herausfallen zu sichern ist oder mit Beton zu verfüllen (Bild 1c).

Im Bild 2 sind Stützenanschlüsse dargestellt, bei denen der Träger auf an die Stütze geschweißten und ggf. mit Kopfbolzendübeln rückverankerten Auflagerknaggen abgesetzt wird. Die Anschlußschweißnähte und die Kopfbolzendübel sind brandschutztechnisch zu bemessen.

Bei Träger-Träger-Knoten werden vorzugsweise Anschlüsse entsprechend Bild 3a verwendet. Dabei wird das Anschlußblech in die Kammer des Hauptträgers eingeschweißt, so daß es seitlich aus dem Kammerbeton heraussteht (Fahnenblechanschluß). Alternativ wird auch der Anschluß nach Bild 3b mit auf den Oberflansch geschweißtem Fahnenblech verwendet. Bei gestapelter Trägerlage kommen die Versionen im Bild 3c und d zur Anwendung.

4 Brandschutztechnische Bemessung von Verbundträgersystemen mit Durchlaufwirkung

4.1 Systemnachweis nach dem Traglastverfahren

Infolge der im Brandfall dreiseitigen Temperaturbeanspruchung von unten bauen sich bei Verbundträgern mit durchlaufend betonierter Decke sehr schnell Stütz-
momente auf, die die plastischen Grenzmomente der

Querschnitte erreichen [5], [6], [10]. Die Trägerkonstruktion versagt, wenn sich durch Auftreten eines weiteren Fließgelenks eine Gelenkkette bildet. Bei bekannter Größe der plastischen Momente im Feld- und im Stützquerschnitt des Verbundträgers zum untersuchten Zeitpunkt der Brandbeanspruchung kann dann folgender Systemnachweis geführt werden:

Innenfeld eines Trägersystems

$$\max M \leq |M_{pl,S}(t)| + M_{pl,F}(t)$$

Endfeld eines Trägersystems

$$\max M \leq 0,4 \cdot |M_{pl,S}(t)| + M_{pl,F}(t)$$

mit

$\max M$ maximales Moment am Einfeldträger aus 1,0facher vorhandener Belastung

$M_{pl,S}(t)$ plastisches Grenzmoment des Verbundträgers im Stützquerschnitt des Verbundträgers zum Zeitpunkt t

$M_{pl,F}(t)$ plastisches Grenzmoment des Verbundträgers im Feldquerschnitt des Verbundträgers zum Zeitpunkt t .

Die Berechnung des plastischen Moments im Feldquerschnitt war Gegenstand der Veröffentlichung [1]. Die Ermittlung des plastischen Grenzmoments im Stützquerschnitt wird im folgenden erläutert.

4.2 Berechnung des plastischen Moments im Stützquerschnitt

4.2.1 Voraussetzungen und Annahmen

Bei der Berechnung des negativen plastischen Stütz-
moments wird von folgenden grundlegenden, auf der sicheren Seite liegenden Annahmen ausgegangen:

- Die Zugkräfte werden von der Bewehrung in der durchlaufend betonierten Deckenplatte sowie vom oberen Profilflansch (sofern das Stahlprofil ebenfalls durchläuft) bzw. von der auf den oberen Flansch des Trägers geschweißten Zuglasche aufgenommen.

- Aufgrund der Einschnürung der mitwirkenden Plattenbreite im Auflagerbereich des Verbundträgers werden nur die Bewehrungsstäbe zur Zugkraftübertragung angerechnet, die innerhalb des Deckenbereichs mit der dreifachen Breite b des Stahlprofils liegen ($b_m = 3 \cdot b$). Im Falle einer im Bereich der Stütze unterbrochenen Deckenplatte sind dies die Stäbe in den Deckenbereichen mit der Breite b rechts und links neben der Stütze.

- Die Druckkräfte werden vom Kammerbeton und bei durchlaufendem Stahlprofil ggf. von der darin angeordneten Längsbewehrung übertragen, sofern diese durch eine entsprechend enge Bügelbewehrung gesichert ist.

- Der untere Profilflansch wird nicht zur Druckkraftübertragung herangezogen, da in Brandversuchen beobachtet wurde, daß der Flansch beulte und sich damit der Beanspruchung entzog [10].

- Die Querkraft wird ausschließlich über den Profilsteg abgetragen, der für die Übertragung der Druckkraft aus dem Biegemoment nur anteilig angerechnet wird. Dabei wird näherungsweise die auch für den Kaltzustand verwendete Interaktionsbeziehung angesetzt.

– Die Druckzonenhöhe ist bei durchlaufendem Träger nicht begrenzt. Wird die Durchlaufwirkung bei unterbrochenem Träger im Kaltzustand durch Einbau eines Kontaktblechs zwischen Trägerstirnplatte und Stütze erzeugt, dann ist die Druckzonenhöhe im Brandfall auf die Höhe des Kontaktblechs begrenzt.

– Bei Verbundträgern, die im Kaltzustand als Einfeldträger mit gelenkigem Anschluß ausgebildet sind, kann im Brandfall ebenfalls eine Durchlaufwirkung angesetzt werden, wenn der planmäßige Spalt zwischen Trägerstirnfläche und der Stütze bzw. dem Hauptträger nicht größer ist als 10 mm, da Brandversuche [5], [10], [11] gezeigt haben, daß ein Spalt in dieser Größe aufgrund der thermischen Dehnung und der Endverdrehung des Trägers bereits nach relativ kurzer Brandeinwirkungsdauer geschlossen wird.

4.2.2 Resttragfähigkeit des erwärmten Stützquerschnitts

4.2.2.1 Allgemeines

In [1] wurde der Verbundträgerquerschnitt zur Erfassung des temperaturbedingten Festigkeitsverlusts in Bereiche unterteilt, denen in Abhängigkeit von der Brandbeanspruchungsdauer mittlere Temperaturen und damit Restfestigkeiten zugeordnet werden können. Zur Berechnung der noch verbliebenen Festigkeit der Querschnittsbereiche wurden Reduktionsfaktoren r_i angegeben, mit denen die Ausgangsfestigkeit im Kaltzustand zu multiplizieren ist.

Im Vergleich zum Feldquerschnitt erwärmt sich der Stützquerschnitt aufgrund der größeren Masse des vorhandenen Träger-Stützen- bzw. Träger-Träger-Knotens langsamer. Zur Berechnung des aufnehmbaren Stützmoments für die Feuerwiderstandsklassen F 30 bis F 120 können daher auf der sicheren Seite die gleichen Reduktionsfaktoren verwendet werden, wie sie in [1] für den Feldquerschnitt definiert wurden.

Für die Feuerwiderstandsklasse F 180 sind die im folgenden dargestellten Faktoren anzusetzen, die im Zuge der Erweiterung des Rechenverfahrens ermittelt wurden [2].

4.2.2.2 Stahlprofil und aufgeschweißte Zuglasche

Im Bild 4 sind die Reduktionsfaktoren r_1 bis r_5 für die einzelnen Bereiche des Stahlprofils aufgetragen, deren Restfestigkeit β_i sich damit aus der Streckgrenze β_a im Kaltzustand ergibt zu

$$\beta_i = \beta_a \cdot r_i$$

Wird bei unterbrochenem Stahlprofil eine Zuglasche auf die oberen Flansche der Träger geschweißt, so ist deren Restfestigkeit entsprechend der des oberen Profilflansches anzusetzen (Reduktionsfaktor r_1 nach [1] bzw. Bild 4).

4.2.2.3 Stahlprofil und aufgeschweißte Zuglasche

Bei durchlaufendem Stahlprofil kann auch die Bewehrung im Kammerbeton zur Druckkraftübertragung herangezogen werden. Deren Restfestigkeit wird berechnet zu

$$236 \quad \beta_s(T) = \beta_s \cdot r_{s,T} \cdot r_{s,\epsilon}$$

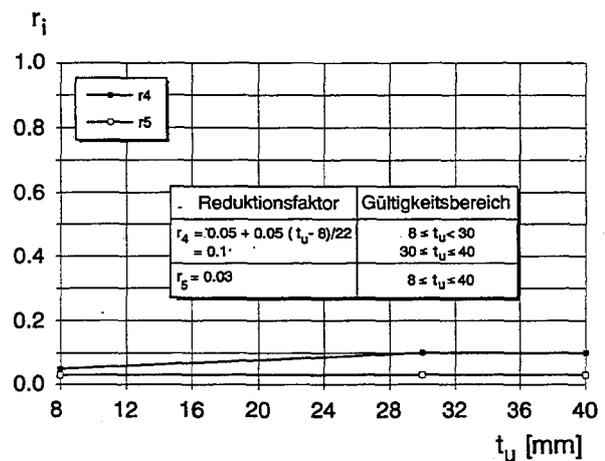
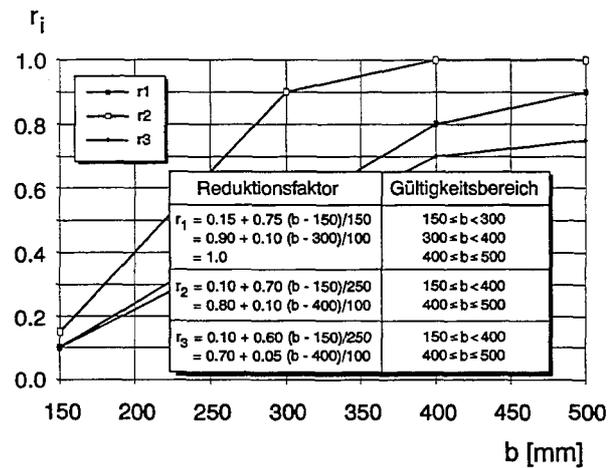


Bild 4. Reduktionsfaktoren r_1 bis r_5 des Stahlprofils für die Feuerwiderstandsklasse F 180

Fig. 4. Reduction factors r_1 to r_5 of the steel profile for the fire resistance class F 180

mit β_s Streckgrenze des Bewehrungsstahls bei Raumtemperatur.

Der Faktor $r_{s,T}$ nach [1] berücksichtigt die Festigkeitsabminderung infolge der Temperatureinwirkung. Für die Feuerwiderstandsklasse F 180 ist er definiert zu

$$r_{s,T} = u \cdot m_{180}$$

mit u Achsabstand des Bewehrungsstabs zur Innenkante des unteren Flansches. Die Steigung dieser linearen Beziehung wird durch den Polynomansatz

$$10000 \cdot m_{180} = a_0 + a_1 \cdot b + a_2 \cdot b^2 + a_3 \cdot b^3$$

mit den Koeffizienten

$$\begin{aligned} a_0 &= -10,4143 \\ a_1 &= 0,1141 \\ a_2 &= -1,6847 \cdot 10^{-4} \\ a_3 &= 1,2381 \cdot 10^{-7} \end{aligned}$$

beschrieben; b ist die Breite des Stahlprofils in mm.

Der Faktor $r_{s,\epsilon}$ zur Erfassung des Verhältnisses zwischen aktivierter Spannung und Festigkeit bei der vor-

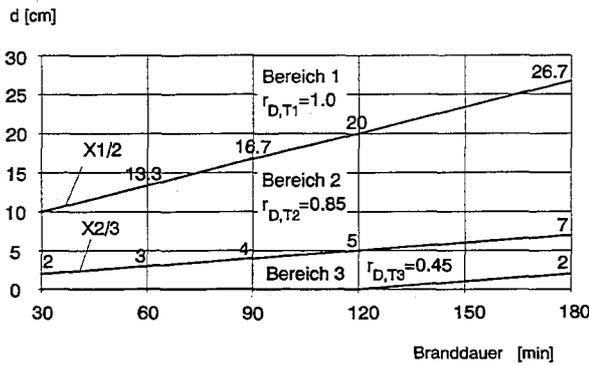


Bild 5. Reduktionsfaktor $r_{D,Ti}$ für den Deckenbeton
Fig. 5. Reduction factor $r_{D,Ti}$ for the concrete of the slab

handenen Temperaturverteilung im Querschnitt ist wie bei der Feuerwiderstandsklasse F120 nach [1] anzusetzen.

4.2.2.4 Kammerbeton

Der Kammerbeton des Verbundträgers wird entsprechend [1] in die Bereiche 1 bis 3 aufgeteilt, deren Festigkeitsreduktion über den Faktor

$$r_{Ka,Ti} = e_0 + e_1 \cdot U/A$$

mit U/A des dreiseitig beflamten Querschnitts in m^{-1} bestimmt wird. Die Koeffizienten e_0 und e_1 können für die Feuerwiderstandsklasse F180 wie folgt angegeben werden:

- Bereich 1: $e_0 = 0,25$; $e_1 = -0,012$
- Bereich 2: $e_0 = 0,30$; $e_1 = -0,012$
- Bereich 3: $e_0 = 0,47$; $e_1 = -0,012$

Die für die Querschnittsbereiche $i = 1$ bis 3 in Ansatz zu bringende Festigkeit des Kammerbetons ergibt sich somit zu

$$\beta_{R,i}(T) = r_{Ka,Ti} \cdot \beta_C$$

mit β_C Zylinderdruckfestigkeit bei Raumtemperatur ($= 0,85 \cdot \beta_{WN}$).

Näherungsweise kann die Entfestigung des Kammerbetons bei Verbundträgern mit offen belassener Montageaussparung mit dem gleichen Ansatz berechnet werden, wenn der U/A -Wert als Eingangswert zur Bestimmung von $r_{Ka,Ti}$ bestimmt wird zu

$$U/A = (2 \cdot h_u + b) / (h_u \cdot b) \quad [m^{-1}]$$

mit h_u Höhe des Teilquerschnitts aus Kammerbeton und Profilflansch unterhalb der Montageaussparung und b Breite des Stahlprofils.

4.2.2.5 Deckenplatte

Die Entfestigung der Deckenplatte wird durch Einteilung in drei Schichten mit fest vorgegebenen Reduktionsfaktoren $r_{D,Ti}$ für den temperaturbedingten Festigkeitsverlust erfaßt. Die Dicke dieser Schichten verändert sich

mit zunehmender Branddauer. Das entsprechende Diagramm wurde auf F180 erweitert (Bild 5).

Zur Berücksichtigung der Dehnungsverteilung in der Decke muß $r_{D,Ti}$ noch mit dem Faktor $r_{D,\epsilon}$ multipliziert werden, der sich aus der linearen Beziehung

$$r_{D,\epsilon} = f_0 + f_1 \cdot d/d_0$$

ergibt. Die Koeffizienten sind für F180 wie bei den Feuerwiderstandsklassen F90 und F120 zu $f_0 = 1,07$ und $f_1 = -0,8$ zu setzen; d bezeichnet die Deckendicke und d_0 die Gesamthöhe des Verbundträgers ($d_0 = d + h$ (h Höhe des Stahlprofils)). Für die einzelnen Schichten der Decke sind damit folgende Rechenwerte der Betondruckfestigkeit in Ansatz zu bringen:

$$\beta_{R,i}(T) = \beta_C \cdot r_{D,Ti} \cdot r_{D,\epsilon}$$

4.2.2.6 Betonstahlbewehrung in der Deckenplatte

Für die Zugbewehrung in der durchlaufenden Deckenplatte kann der Festigkeitsreduktionsfaktor r_{bewD} nach [3] wie folgt angegeben werden:

- F 30: $r_{bewD} = 1,0$
- F 60: $r_{bewD} = (0,0220 \cdot u) + 0,34$
- F 90: $r_{bewD} = (0,0275 \cdot u) - 0,10$
- F 120: $r_{bewD} = (0,0220 \cdot u) - 0,20$
- F 180: $r_{bewD} = (0,0180 \cdot u) - 0,26$

mit $0,0 \leq r_{bewD} \leq 1,0$

und u Achsabstand der Bewehrungsstäbe in [mm] von der beflamten Deckenunterseite.

4.2.3 Plastisches Moment bei unterschiedlichen Anschlußkonstruktionen

Im Bild 6 sind die zur Aufnahme der Druck- und Zugkräfte infolge Biegung des Stützquerschnitts ansetzbaren Kraftkomponenten für drei verschiedene Anschlußkonstruktionen dargestellt. Folgenden Querschnittsteilen werden Zugkräfte zugewiesen:

– obere und untere Bewehrung A_s der Deckenplatte innerhalb der mitwirkenden Plattenbreite $b_m = 3 \cdot b$ (Bild 6a)

$$Z_{so} = A_{s,bm} \cdot \beta_s(20^\circ C) \cdot r_{bewD,o}$$

$$Z_{su} = A_{s,bm} \cdot \beta_s(20^\circ C) \cdot r_{bewD,u}$$

– oberer Profilflansch bei durchlaufendem Stahlprofil (Bild 6b)

$$Z_F = b \cdot t_o \cdot \beta_a(20^\circ C) \cdot r_1$$

– auf den oberen Profilflansch geschweißte Zuglasche bei unterbrochenem Stahlprofil (Bild 6c)

$$Z_L = b_L \cdot t_L \cdot \beta_{a,L}(20^\circ C) \cdot r_1$$

Die mit den Zugkomponenten im Gleichgewicht stehenden Druckkräfte werden den drei Bereichen des Kammerbetons, dem Trägersteg mit seiner entsprechend der M-Q-Interaktion reduzierten Dicke $red\ s$ und einer bei Trägern mit durchlaufendem Stahlprofil ggf. vorhande-

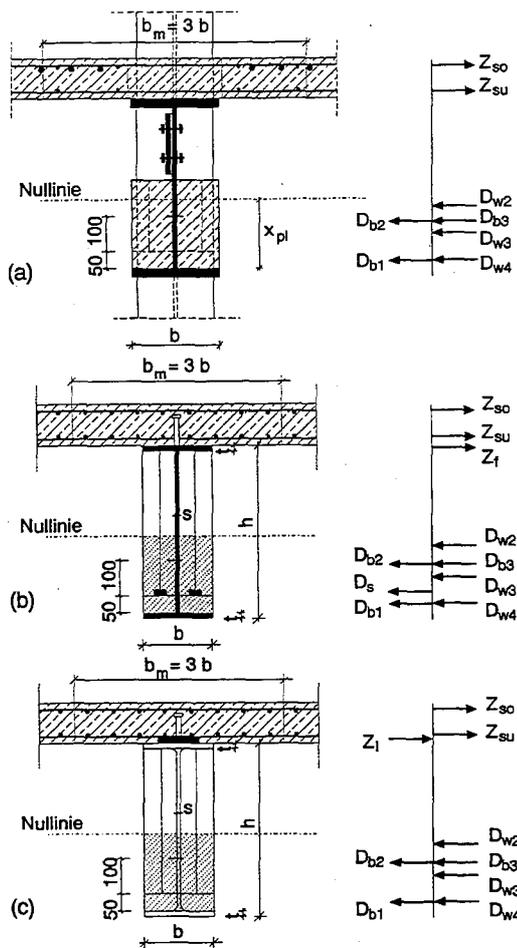


Bild 6. Kraftkomponenten bei der Berechnung des plastischen Stütz moments für verschiedene Anschlüsse
Fig. 6. Internal forces for the calculation of the hogging moment for different types of connections

nen Betonstahlbewehrung im Kammerbeton zugewiesen:

– Kammerbeton Bereich 1

$$D_{b1} = h_{b1} \cdot (b - s) \cdot r_{Ka,Ti,1} \cdot \beta_C (20^\circ C), h_{b1} = 5,0 \text{ cm bzw. } x_{pl}$$

– Kammerbeton Bereich 2

$$D_{b2} = (x_{pl} - 5,0) \cdot 10,0 \cdot r_{Ka,Ti,2} \cdot \beta_C (20^\circ C)$$

– Kammerbeton Bereich 3

$$D_{b3} = (x_{pl} - 5,0) \cdot (b - s - 10,0) \cdot r_{Ka,Ti,3} \cdot \beta_C (20^\circ C)$$

– Steg Bereich 4

$$D_{w4} = h_{w4} \cdot \text{red } s \cdot r_4 \cdot \beta_a (20^\circ C), h_{w4} = 5,0 \text{ cm bzw. } x_{pl}$$

– Steg Bereich 3

$$D_{w3} = (x_{pl} - 5,0) \cdot \text{red } s \cdot r_3 \cdot \beta_a (20^\circ C)$$

– Steg Bereich 2

$$D_{w2} = (x_{pl} - 15,0) \cdot \text{red } s \cdot r_2 \cdot \beta_a (20^\circ C)$$

– Betonstahlbewehrung im Kammerbeton

$$D_s = A_{s,Ka} \cdot \beta_s (20^\circ C) \cdot r_{s,T} \cdot r_{s,\epsilon}$$

wobei x_{pl} die Höhe der Betondruckzone bezeichnet. Die einzelnen Abmessungen des Profils sind dabei in cm ein-

zusetzen. Das plastische Moment des Querschnitts ergibt sich damit aus den Gleichgewichtsbedingungen der Kräfte.

Die Höhe der Druckzone im Querschnitt ist bei Anschlußkonstruktionen nach Bild 6a mit unvergossener Montageöffnung im Kammerbeton auf den unterhalb der Aussparung befindlichen Betonbereich zu begrenzen. Die Höhe h_b dieser „Betonase“ darf bei Anwendung des hier beschriebenen Verfahrens das Maß $h_b = 0,2 \cdot h$ mit h Höhe des Stahlprofils nicht unterschreiten.

Bei Anschlüssen mit nachträglich durch den Einbau eines Kontaktblechs hergestellter Durchlaufwirkung ist die Druckzonenhöhe auf die Höhe des Kontaktblechs zu begrenzen bzw. das Kontaktblech entsprechend der angesetzten Druckzonenhöhe im Brandfall zu erhöhen.

5 Brandschutztechnische Bemessung der Anschlüsse

5.1 Erwärmungsverhalten der Anschlüsselemente und Nachweisprinzip

Für die brandschutztechnische Bemessung der Anschlußkonstruktion eines Verbundträgers werden Angaben zur Temperatur der kraftübertragenden Elemente in Abhängigkeit von der Brandbeanspruchungsdauer und dem gewählten Anschlußtyp benötigt. Annähernd exakt im Vergleich zu Meßwerten kann die Temperaturverteilung in einem Träger-Träger- oder Träger-Stützen-Knoten rechnerisch nur mit einer 3D-FE-Analyse ermittelt werden. Diese Methode ist jedoch sehr aufwendig und in der Praxis nicht anwendbar. In [2] wurde daher ein vereinfachter Ansatz zur Abschätzung der Temperaturen der Verbindungsmittel hergeleitet. Dazu wurden Berechnungsergebnisse von 3D-Analysen aus [12] an Trägerknoten mit vierseitig beflamten Verbundträgern ohne aufliegende Decke sowie Meßwerte und Berechnungen aus [2], [6] und [10] ausgewertet.

Der Ansatz geht davon aus, daß den Verbindungsmitteln in Abhängigkeit von der Geometrie des Anschlußbereichs bestimmte Aufheizgeschwindigkeiten dT/dt zugeordnet werden können. Durch Multiplikation mit der Brandbeanspruchungsdauer erhält man eine auf der sicheren Seite liegende mittlere Temperatur der jeweiligen kraftübertragenden Komponente zum Zeitpunkt der angestrebten Feuerwiderstandsdauer. Mit dieser Temperatur kann bei Kenntnis des erwärmungsbedingten Festigkeitsverlusts die aufnehmbare Spannung im Brandfall und damit ein zulässiger Ausnutzungsgrad des Verbindungsmittels bestimmt werden.

Für Fahnenblechanschlüsse von Verbundträgern mit aufliegender Stahlbeton- oder Profilblechverbunddecke konnten die im Bild 7 aufgetragenen Aufheizgeschwindigkeiten ermittelt werden. Sie sind abhängig vom U/A-Wert des dreiseitig beflamten Trägerquerschnitts und der gewählten Schutzmaßnahme (Beton- oder Mineralwolleverfüllung oder Abdecken des Handlochs mit einem Stahlblech ohne Verfüllung). Bei offener Montageaussparung ist die Geometrie der Öffnung zu beachten. Die im Diagramm eingetragenen Aufheizgeschwindigkeiten für ein- und zweireihige Verschraubungen gelten für die Mindesthöhe $\min h_b = 0,2 \cdot h$ (h Höhe des Stahlprofils) der „Betonase“ unterhalb der Öffnung. Bei größerer Betonhöhe und damit kleinerer Öffnung kann diese Aufheizgeschwindigkeit im Mittel um $0,5 \text{ K/min}$ für jeweils $0,2 \cdot h$ zusätzlicher Betonhöhe abgemindert werden. Die

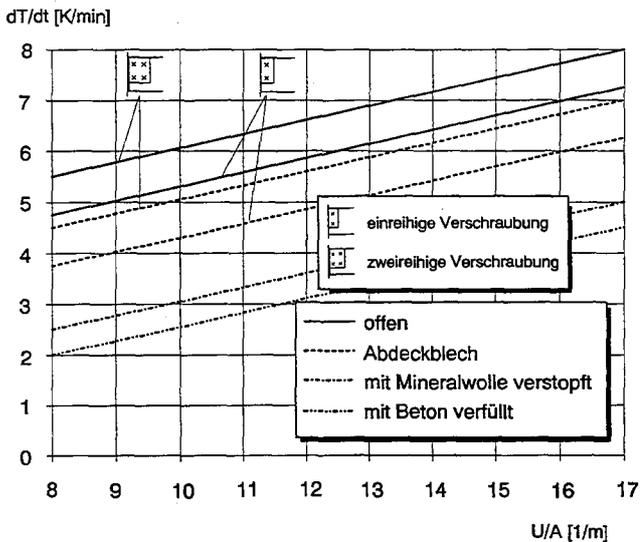


Bild 7. Aufheizgeschwindigkeit der Verbindungsmittel bei Fahnenblechanschlüssen
Fig. 7. Heating rate of the connection elements for steel plate connections

so ermittelten Aufheizgeschwindigkeiten liegen auf der sicheren Seite und können für die Bemessung der Schrauben, der Schweißnähte, des Profilstegs und ggf. des Fahnenblechs benutzt werden. Die Angaben im Bild 7 gelten jedoch nur für Trägerbreiten von mindestens 180 mm.

Bei Knaggenanschlüssen wird die Querkraft über die Kehlnähte des Knaggenblechs und über Kopfbolzendübel in die Stütze eingeleitet, die auf die Rückseite der Knagge geschweißt und durch Löcher im Profilflansch geführt werden. Die Aufheizgeschwindigkeiten dieser Verbindungsmittel sind abhängig von der Dicke und der Anordnung der Knagge. Die entsprechenden Werte sind für die Fälle mit aufliegendem bzw. ausgeklinktem Träger dem Bild 8 zu entnehmen.

5.2 Querkrafttragfähigkeit des Profilstegs und des Fahnenblechs

Bei allen Anschlußtypen muß zunächst der Nachweis der Querkraftübertragung über den Stahlprofilsteg geführt werden. Bei ausbetonierter Montageaussparung kann dies vereinfacht geschehen, indem die plastische Querkraft $Q_{pl,w}(T)$ des Profilstegs mit den Reduktionsfaktoren r_2 bis r_4 nach [1] bzw. Bild 4 berechnet wird:

$$Q_{pl,w}(T) = [s \cdot (h - 2t - 15)] \cdot \beta_a \cdot r_2 / \sqrt{3} + (s \cdot 10) \cdot \beta_a \cdot r_3 / \sqrt{3} + (s \cdot 5) \cdot \beta_a \cdot r_4 / \sqrt{3}$$

mit h Höhe, s Steg- und t Flanschdicke in cm, β_a Streckgrenze des Stahlprofils bei Raumtemperatur in kN/cm^2 .

Bei einer mit Mineralwolle verfüllten oder offen belassenen Aussparung ergibt sich die nach der Brandbeanspruchungsdauer t in [min] vorhandene mittlere Temperatur T_w des Stegs mit der Aufheizgeschwindigkeit dT/dt nach Bild 7 zu

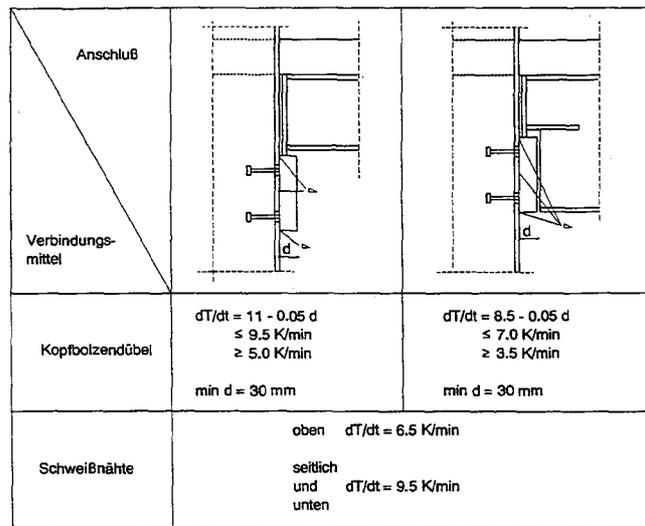


Bild 8. Aufheizgeschwindigkeit von Schweißnähten und Kopfbolzendübeln bei Knaggenanschlüssen
Fig. 8. Heating rate for the welds and shear studs of steel cleat connections

$$T_w = dT/dt \cdot t + T_o \text{ [}^\circ\text{C]}$$

mit T_o Ausgangstemperatur (i. a. $20 \text{ }^\circ\text{C}$).

Damit kann aus Bild 5 in [1] die Restfestigkeit des Stegs als Verhältniswert $\beta_a(T)/\beta_a(20 \text{ }^\circ\text{C})$ abgelesen werden. Mit dem dann bekannten Wert für $\beta_a(T)$ ergibt sich die plastische Querkraft zu

$$Q_{pl,w}(T) = [s \cdot (h - 2t)] \cdot \beta_a(T) / \sqrt{3}$$

Dieser Wert muß größer sein als die 1,0fache vorhandene Querkraft. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Querkraft an der ersten Innenstütze eines brandbeanspruchten Durchlaufsystems durch Umlagerung der Biegemomente vom Feld zur Stütze hin anwächst. Mit der Länge L des Endfelds und dem aufnehmbaren Stützmoment zum Zeitpunkt t im Brandfall $M_{pl,S}(t)$ ergibt sich die vorhandene Querkraft bei gleichförmig verteilter Belastung q zu

$$\text{vorh } Q(t) = q \cdot L/2 + M_{pl,S}(t)/L$$

Das Anschluß- bzw. Fahnenblech wird meist dicker ausgeführt als der Profilsteg und ist daher in bezug auf den Brandwiderstand unkritisch. Der Nachweis kann geführt werden, indem analog zum Profilsteg die Aufheizgeschwindigkeit und die vorhandene Temperatur zum Beurteilungszeitpunkt berechnet und die Restfestigkeit $\beta_a(T)$ bestimmt wird. Diese muß größer sein als die 1,0fache Spannung aus vorhandener Querkraft oder die 1,0fache Vergleichsspannung im Falle eines zusätzlich auf das Blech wirkenden Torsionsmoments.

5.3 Nachweis der Verbindungsmittel

5.3.1 Allgemeines

Erstmalig wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens [2] das Hochtemperaturverhalten von Schrauben und

Schweißnähten experimentell untersucht. Durchgeführt wurden sogenannte Warmkriechversuche, bei denen die bei Raumtemperatur statisch belastete Probe mit einer vorgegebenen Aufheizgeschwindigkeit erwärmt wird. Dabei wird die Verformung gemessen und die Belastung konstant gehalten. Diese im Sonderforschungsbereich 148 „Brandverhalten von Bauteilen“ in Braunschweig entwickelte Versuchstechnik simuliert den Ablauf bei einem realen Schadenfeuer, bei dem die unter Last stehenden Bauteile einer instationären Temperaturbeanspruchung ausgesetzt sind. Die in [1] beschriebenen Hochtemperatur-Spannungs-Dehnungs-Linien der Konstruktionsbaustoffe Beton, Bau- und Betonstahl wurden in gleicher Weise gewonnen.

Um die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Materialuntersuchungen auf Anschlußkonstruktionen in realer Einbausituation zu gewährleisten, wurden in [2] zusätzlich acht Brandversuche nach DIN 4102 Teil 2 an Träger-Stützen-Knoten von Verbundbauteilen durchgeführt. Dabei wurden die im folgenden dargestellten temperaturabhängigen Festigkeitsveränderungen der Verbindungsmittel bestätigt.

5.3.2 Resttragfähigkeit von Schrauben und Schweißnähten

Für scherbeanspruchte Schrauben ergaben die durchgeführten Untersuchungen die im Bild 9 dargestellten kritischen Temperaturen in Abhängigkeit von der Schraubfestigkeitsklasse und der relativen Scherbeanspruchung. Diese ergibt sich aus dem Verhältnis der im Brandfall vorhandenen Scherbeanspruchung in der Schraube zum angegebenen Bezugswert. Bei voller Ausnutzung dieser „zulässigen“ Spannung ergeben sich kritische Temperaturen von 500 °C für die Festigkeitsklasse 4.6 bzw. von 480 °C für die Festigkeitsklasse 10.9.

Aufgrund der durchgeführten Untersuchungen an Kehlnähten mit Dicken bis zu 6 mm konnte der im Bild 10 dargestellte vereinfachte Ansatz zur Bestimmung einer kritischen Temperatur abgeleitet werden. Eingangswert ist die bezogene Vergleichsspannung in der Naht. Dabei wurde von folgenden vereinfachenden Voraussetzungen ausgegangen:

- Die Stahlgüte der zu verbindenden Bauteile hat keinen Einfluß auf das Tragverhalten der Schweißnaht im Brandfall.
- Stirn- und Flankenkehlnähte werden näherungsweise nach dem gleichen Verformungskriterium behandelt.

5.3.3 Nachweis von Schrauben und Schweißnähten bei Fahnenblechanschlüssen

Die mittlere vorhandene Temperatur der Verbindungsmittel ergibt sich analog zur Berechnung der Stegtemperatur (s. Abschnitt 5.2). Diese Temperatur darf die nach Bild 9 bzw. Bild 10 bestimmte kritische Temperatur nicht überschreiten. Umgekehrt kann mit der vorhandenen Temperatur aus diesen Diagrammen auch der zugehörige Ausnutzungsgrad und mit der angegebenen Bezugsspannung die zulässige Vergleichsspannung für Schweißnähte bzw. die zulässige Scherspannung von Schrauben berechnet werden. Die Nahtdicke bzw. die Anzahl der Schrauben ist dann so zu wählen, daß die zulässigen Spannungen nicht überschritten werden.

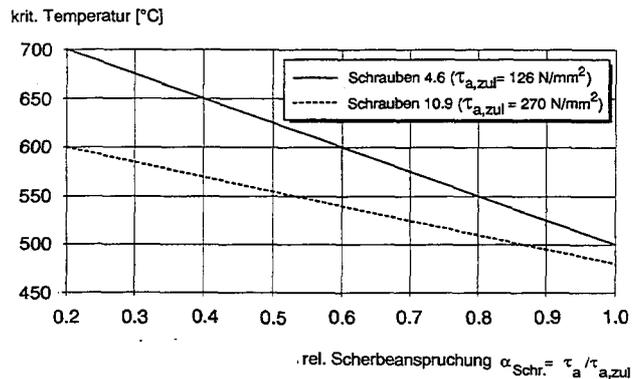


Bild 9. Kritische Temperatur scherbeanspruchter Schrauben
Fig. 9. Critical temperature of screws under shear load

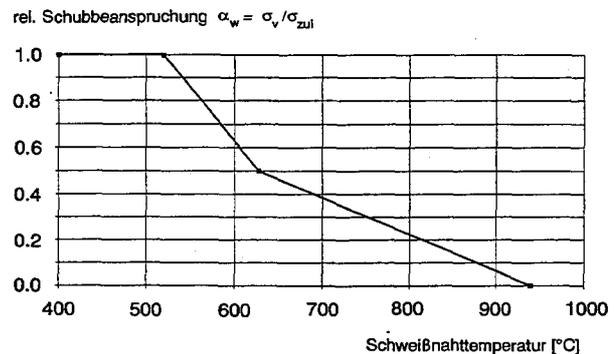


Bild 10. Kritische Temperatur von Kehlnähten
Fig. 10. Critical temperature of welds

5.3.4 Nachweis der Schweißnähte und Kopfbolzendübel bei Knaggenanschlüssen

Bei Knaggenanschlüssen muß nachgewiesen werden, daß die Resttragfähigkeit der Stirn- und Flankenkehlnähte und der Kopfbolzendübel ausreicht, um die Querkraft zu übertragen. Mit der Aufheizgeschwindigkeit nach Bild 8 wird die vorhandene Temperatur berechnet (s. o.). Die Vorgehensweise bei den Schweißnähten ist damit analog zum Nachweis bei Fahnenblechanschlüssen.

Für die Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel sind die Schweißnähte zwischen dem Bolzenfuß und dem Knaggenblech maßgebend [6]. Nach [2] kann die Tragfähigkeit der Bolzen auf der sicheren Seite mit dem Diagramm für Schweißnähte nach Bild 10 bestimmt werden, wenn als Eingangswert der Ausnutzungsgrad der Kopfbolzendübel für die Interaktion aus Abscheren und Zug gewählt wird.

Bei betongefüllten Hohlprofilstützen können die Schweißnähte der Knagge nicht mehr für eine Tragwirkung im Brandfall herangezogen werden, da das Profil sich der Beanspruchung durch örtliches Ausbeulen entzieht. Hier muß die Querkraft also allein über die Kopfbolzendübel in den Kern der Stütze geleitet werden.

6 Experimentelle Absicherung und Anwendungsgrenzen

Zur Verifizierung des Rechenverfahrens wurden umfangreiche Vergleichsrechnungen mit dem exakten Rechenverfahren STABA-F [7] durchgeführt, über die schon in

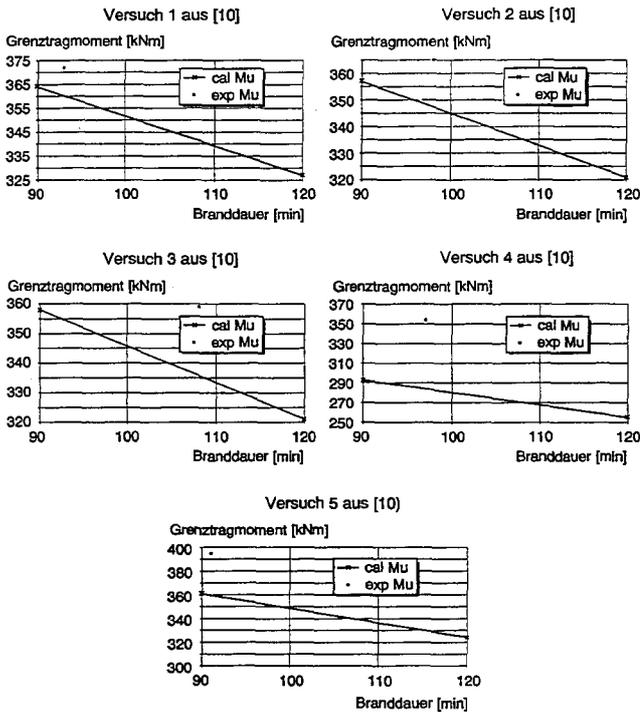


Bild 11. Berechnete Grenztragmomente von Verbundträgern im Vergleich zu Versuchsergebnissen
Fig. 11. Comparison between calculated bearing capacity of composite beams and test results

[1] ausführlich berichtet wurde. Nach der Erweiterung auf Durchlaufsysteme konnte nun eine weitere Überprüfung des Verfahrens anhand vorliegender Ergebnisse von Brandversuchen nach DIN 4102 Teil 2 an Verbundträgern erfolgen.

Die Versuche wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens [10] am iBMB der TU Braunschweig durchgeführt. Die Versuchskörper bestanden aus einem 2,50 m langen Stützenabschnitt und – daran angeschlossen – auf der einen Seite ein jeweils 7,50 m langer Verbundträger, der am anderen Ende frei drehbar aufgelagert war und auf der anderen Seite ein 1,50 m langer Verbundträger als Kragarm. Der Verbundträger wurde über Belastungspresen im Feld belastet. Eine Auflast auf dem Kragarm wurde so gesteuert, daß sich der Träger im Stützbereich nicht verdrehte. Über die Größe der dazu erforderlichen Auflast konnte das Stützmoment gemessen werden. Die Versuchskörper stellten folglich Endfelder von Deckensystemen dar, deren brandbedingte Lastumlagerungen vom Feld zur Stütze hin realistisch erfaßt wurden.

Zur Überprüfung des Rechenverfahrens wurden die Grenztragmomente der Versuchskörper nach 90 und 120 Minuten Brandbeanspruchung unter Berücksichtigung der gemessenen Materialfestigkeiten berechnet. Diese ergeben sich analog zum Systemnachweis nach Abschnitt 4.1 zu

$$M_{\text{grenz}} = 0,4 \cdot |M_{\text{pl,S}}(t)| + M_{\text{pl,F}}(t)$$

Die berechneten Grenztragmomente sind im Bild 11 dem vorhandenen Moment aus 1,0facher Belastung der

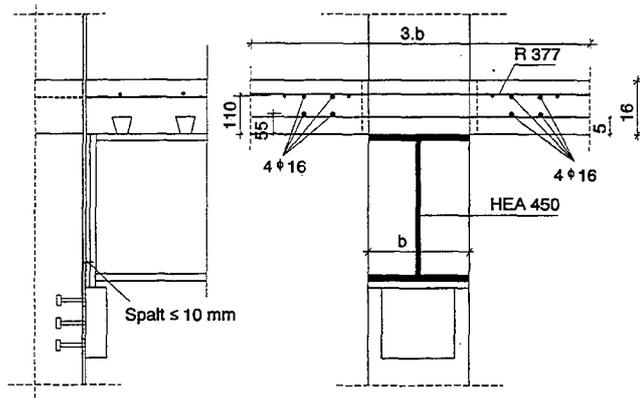


Bild 12. Trägerquerschnitt und Anschlußkonstruktion zum Berechnungsbeispiel 1
Fig. 12. Cross-section and connection for the calculation example no. 1

Versuchskörper gegenübergestellt. Dabei wurde das vorhandene Moment jeweils über der Versagenszeit des Versuchskörpers in das Diagramm eingetragen (Versagenskriterium: Durchbiegung des Trägers $w = l/20$, $l = 7,50$ m = Stützweite). Die berechneten Grenztragmomente liegen ausnahmslos auf der sicheren Seite.

Der Gültigkeitsbereich des Berechnungsverfahren ist auf Stahlquerschnitte mit Abmessungen gemäß den Angaben in [1], Abschnitt 5.4.2, beschränkt.

7 Bemessungsbeispiele

7.1 Beispiel 1: Plastisches Stützmoment eines Verbundträgers mit Knaggenauflagerung nach 180 Minuten ETK-Brandbeanspruchung

Querschnitt

Stahlprofil HE A 450, St 37, mit Kammerbeton B 25
 Profilabmessungen: $b/h/s/t/r = 300/440/11,5/21/27$ mm
 Stahlprofilblechdecke $d = 16$ cm, $e = 5$ cm, B 35, im Stützbereich des Trägers durchlaufend betoniert mit Mattenbewehrung R 377

„gelenkiger“ Stützenanschluß mit Auflagerknagge
 vorh $Q = 320$ kN
 planmäßiger Spalt ≤ 10 mm

Deckenbewehrung und aufnehmbare Zugkraft

Brandschutzbewehrung innerhalb der im Stützbereich eingeschnürten mittragenden Plattenbreite $b_m = 3 \cdot b$:

gew.: 4 Ø 16 mm, BSt 500 S, in oberer Lage, $u = 110$ mm zur Deckenunterseite
 4 Ø 16 mm, BSt 500 S, in unterer Lage, $u = 55$ mm

Resttragfähigkeit nach 180 Minuten Branddauer:

$$\begin{aligned} \text{obere Lage: } r_{\text{bewD},1} &= 0,018 \cdot u - 0,26 \\ &= 0,018 \cdot 110 - 0,26 = 1,72 \gg 1,0 \\ &\Rightarrow r_{\text{bewD},1} = 1,0 \end{aligned}$$

$$\text{untere Lage: } r_{\text{bewD},1} = 0,018 \cdot 55 - 0,26 = 0,73$$

$$\begin{aligned} Z_{s,F180} &= 4 \cdot 2,0 \cdot 50 \cdot 1,0 + 4 \cdot 2,0 \cdot 50 \cdot 0,73 = 400 + 292 \\ &= 692 \text{ kN} \end{aligned}$$

Abminderung der Stegdicke infolge Q

Reduktionsfaktoren Steg (Bild 4)

$r_2 = 0,9$
 $r_3 = 0,46$
 $r_4 = 0,08$

$Q_{pl,F180} = [(44 - 2 \cdot 2,1 - 10 - 5) \cdot 0,9 + 10 \cdot 0,46 + 5 \cdot 0,08] \times 1,15 \cdot 24 / \sqrt{3} = 435,3 \text{ kN}$

$red\ s = s \cdot \sqrt{[1 - (320/435,3)^2]} = s \cdot 0,678 = 0,78 \text{ cm}$

Aufnehmbare Druckkräfte

Reduktionsfaktoren Kammerbeton (Abschn. 4.2.2.4)

$U/A = (0,44 \cdot 2 + 0,3) / (0,44 \cdot 0,3) = 8,94 \text{ m}^{-1}$

Bereich 1: $r_{Ka,Ti,1} = 0,25 - 0,012 \cdot 8,94 = 0,143$

Bereich 2: $r_{Ka,Ti,2} = 0,30 - 0,012 \cdot 8,94 = 0,193$

Bereich 3: $r_{Ka,Ti,3} = 0,47 - 0,012 \cdot 8,94 = 0,363$

maximale Druckkraft im 5 cm hohen Bereich über dem unteren Profilflansch:

Beton: $D_{b1,F180} = 5,0 \cdot (30 - 1,15) \cdot 0,85 \cdot 2,5 \cdot 0,143 = 43,8 \text{ kN}$

Steg: $D_{w4,F180} = 5,0 \cdot 0,78 \cdot 24 \cdot 0,08 = 7,5 \text{ kN}$

$\Sigma D_1 = 43,8 + 7,5 = 51,3 \text{ kN}$

10 cm hoher Bereich:

Beton: $D_{b2,F180} = 10,0 \cdot 10,0 \cdot 0,85 \cdot 2,5 \cdot 0,193 = 41 \text{ kN}$

$D_{b3,F180} = (30 - 10 - 1,15) \cdot 10,0 \cdot 0,85 \cdot 2,5 \cdot 0,363 = 145,4 \text{ kN}$

Steg: $D_{w3,F180} = 10 \cdot 0,78 \cdot 24 \cdot 0,46 = 86,1 \text{ kN}$

$\Sigma D_2 = 272,5 \text{ kN}$

$\Sigma D_{1,2} = 51,3 + 272,5 = 323,8 \text{ kN} < Z_{s,F180} = 692 \text{ kN}$

Lage der Nulllinie

Bezugslinie Innenkante des unteren Stahlprofilflansches:

$x_{pl} = 15,0 + (692 - 323,8) / \{ [10 \cdot 0,193 + (30 - 10 - 1,15) \cdot 0,363] \times 0,85 \cdot 2,5 + 0,78 \cdot 24 \cdot 0,9 \} = 25,4 \text{ cm}$

Plastisches Stützmoment

Bezugslinie Unterkante Stahlprofil:

$M_{pl,s,F180} = -400 \cdot (0,44 + 0,11) - 292 \cdot (0,44 + 0,055) + 51,3 \cdot (0,021 + 0,025) + 272,5 \cdot (0,021 + 0,1) + 368,2 \cdot [0,021 + 0,15 + (0,254 - 0,15)/2]$

242 $M_{pl,s,F180} = -247,1 \text{ kNm}$

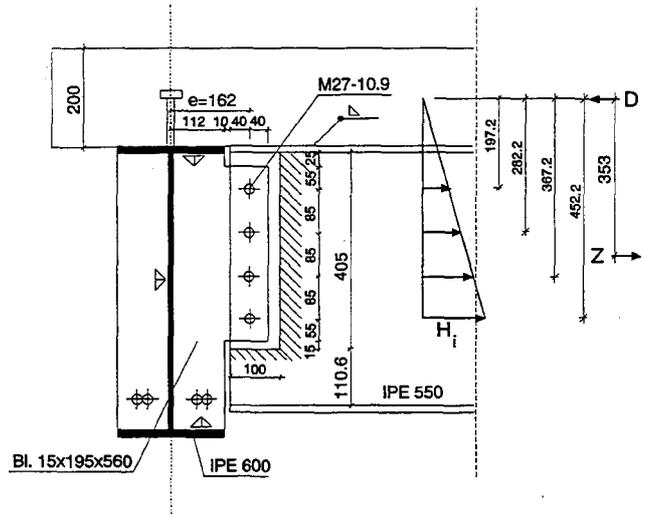


Bild 13. Anschluß zum Berechnungsbeispiel 2
Fig. 13. Connection for the calculation example no. 2

7.2 Beispiel 2: Fahnenblechanschluß mit offen belassener Montageausparung, Feuerwiderstandsklasse F90

Schnittgrößen

$Q = 250 \text{ kN}$
 $e = 16,2 \text{ cm}$
 $M = 4050 \text{ kNm}$

Aufheizgeschwindigkeit und vorhandene Temperatur

$U/A = (0,55 \cdot 2 + 0,21) / (0,55 \cdot 0,21) = 11,3 \text{ m}^{-1}$

$dT/dt = 5,7 \text{ K/min}$ (Bild 7)

mittlere Temperatur der Anschlußelemente nach 90 min:

$T = 5,7 \cdot 90 + 20 = 533 \text{ }^\circ\text{C}$

Nachweis der Schrauben auf Abscheren

zulässiger Ausnutzungsgrad der 10.9-Schrauben (Bild 9):

$\alpha_{Schr} (T = 533 \text{ }^\circ\text{C}) = 0,64$

(Bezugswert zu $\tau = 270 \text{ N/mm}^2 \approx$ zu $Q = 122 \text{ kN}$ bei Raumtemperatur)

zul $Q_{90} = 0,64 \cdot 122 = 78,1 \text{ kN}$

vorh $Q = 250 \text{ kN} < \text{zul } Q_{90} = 4 \cdot 78,1 = 312,4 \text{ kN}$

anteilige Horizontalkraft aus dem Versatzmoment:

Schraube	z_i [mm]	z_i^2 [mm ²]	$H_i = D \cdot z_i / \Sigma z_i$ [kN]
1	197,2	38888	17,4
2	282,2	79637	24,9
3	367,2	134836	32,4
4	452,2	204485	40,0
Σ	1298,8	457846	114,7

$$z_s = \frac{\sum z_i^2}{\sum z_i} = 457\,846 / 1\,298,8 = 353 \text{ mm}$$

$$D = Z = M / z_s = 4\,050 / 35,3 = 114,7 \text{ kN}$$

$$\max H = 40,0 \text{ kN}$$

$$\max V = 250 / 4 = 62,5 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{(\max H^2 + \max V^2)} = \sqrt{(40^2 + 62,5^2)} = 74,2 \text{ kN}$$

$< \text{zul } Q_{90} = 78,1 \text{ kN}$

Lochleibungsnachweis

Restfestigkeit des Profilsteigs nach 90 Minuten ETK-Brandbeanspruchung (Bild 5 in [1]):

$$\beta_a (533 \text{ °C}) \approx 0,74 \cdot \beta_a (20 \text{ °C}) = 178 \text{ N/mm}^2$$

zulässige Lochleibungsspannung: $\text{zul } \sigma_{L,90} = \alpha_L \cdot \beta_a(T)$

mit $\alpha_L = 1,75$ für SL-Verbindungen (nach [13])

$$\text{zul } \sigma_{L,90} = 1,75 \cdot 178 = 312 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vorh } \sigma_L = 10 \cdot 250 / (4 \cdot 2,7 \cdot 1,11) = 209 \text{ N/mm}^2 < \text{zul } \sigma_{L,90}$$

7.3 Beispiel 3: Knaggenanschluß an eine Verbundstütze

Schnittgrößen

$$Q = 215 \text{ kN}$$

$$e = 1,75 \text{ cm}$$

$$M = 376 \text{ kNcm}$$

Aufheizgeschwindigkeiten und Temperaturen (Bild 8)

Schweißnaht oben:

$$dT/dt = 6,5 \text{ K/min}$$

$$T = 6,5 \cdot 90 + 20 = 605 \text{ °C}$$

Schweißnähte seitlich und unten:

$$dT/dt = 9,5 \text{ K/min}$$

$$T = 9,5 \cdot 90 + 20 = 875 \text{ °C}$$

Kopfbolzendübel:

$$d_{\text{Knagge}} = 60 \text{ mm}$$

$$dT/dt = 11 - 0,05 \cdot 60 = 8,0 \text{ K/min}$$

$$T = 8 \cdot 90 + 20 = 740 \text{ °C}$$

Resttragfähigkeit der Schweißnähte

Den Schweißnähten werden im Brandfall nur Querkräfte zugewiesen, das Exzentrizitätsmoment wird von den Kopfbolzendübeln übertragen.

zulässiger Ausnutzungsgrad der unteren und seitlichen Nähte:

$$\alpha_w (T = 875 \text{ °C}) = 0,104 \text{ (Bild 10)}$$

(Bezugswert $\text{zul } \sigma = 194 \text{ N/mm}^2$ bei Raumtemperatur)

$$\text{zul } \sigma_v = 0,104 \cdot 194 = 20,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{zul } Q = (2 \cdot 25 + 28) \cdot 0,4 \cdot 2,02 = 63 \text{ kN}$$

obere Naht:

$$\alpha_w (T = 605 \text{ °C}) = 0,60 \text{ (Bild 10)}$$

$$\text{zul } \sigma_v = 0,60 \cdot 194 = 116,4 \text{ N/mm}^2$$

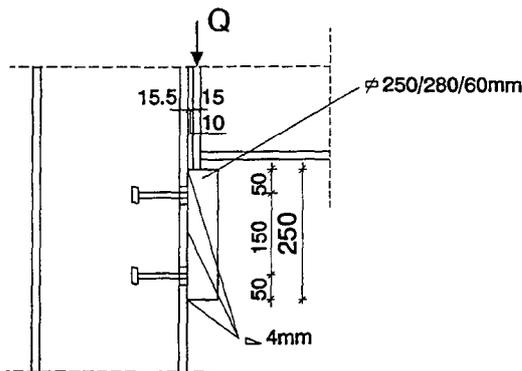


Bild 14. Anschluß zum Berechnungsbeispiel 3

Fig. 14. Connection for the calculation example no. 3

$$\text{zul } Q = 28 \cdot 0,4 \cdot 11,64 = 130 \text{ kN}$$

$$\Sigma \text{zul } Q_{w,90} = 63 + 130 = 193 \text{ kN}$$

Bemessung der Kopfbolzendübel

gew.: 4 Kobo Ø 22 mm

$$\text{Querkraft je Dübel: } Q_{Dü} = (215 - 193) / 4 = 5,5 \text{ kN}$$

$$\text{Zugkraft auf die oberen Dübel: } Z_{Dü} = M / z = 376 / (15 \cdot 2) = 12,5 \text{ kN}$$

zulässiger Ausnutzungsgrad:

$$\alpha_{Dü} (T = 740 \text{ °C}) = 0,32 \text{ (Bild 10)}$$

Interaktion von Abscheren und Zug:

$$\text{zul } F_{Q,Dü} (20 \text{ °C}) = 53,9 \text{ kN (nach [14])}$$

$$\text{zul } F_{Z,Dü} (20 \text{ °C}) = 79,8 \text{ kN (nach [14])}$$

$$Q_{Dü} / \text{zul } F_{Q,Dü} + Z_{Dü} / \text{zul } F_{Z,Dü} < 0,32$$

$$5,5 / 53,9 + 12,5 / 79,8 = 0,259 < 0,32$$

8 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wird ein vereinfachtes Verfahren zur Berechnung der Grenztragfähigkeit des Stützquerschnitts von kammerbetonierten Verbundträgern im Brandfall beschrieben. Durch Angabe von Reduktionsfaktoren für festgelegte Querschnittsbereiche kann das plastische Moment für die Brandbeanspruchungsdauer entsprechend den Feuerwiderstandsklassen F30 bis F180 unter Ansatz der vorhandenen Restfestigkeiten berechnet werden. Eine thermische Querschnittsanalyse, d. h. eine aufwendige FE-Berechnung, muß nicht durchgeführt werden. Bei der Berechnung des plastischen Stützmoments werden die in der Praxis üblicherweise verwendeten Anschlußkonstruktionen von Verbundträgern berücksichtigt.

Das Verfahren enthält außerdem die brandschutztechnische Bemessung der Verbindungselemente der verschiedenen Anschlußkonstruktionen. Basis dafür sind die Ergebnisse der im Rahmen des Forschungsvorhabens [2] erstmalig durchgeführten Hochtemperaturuntersuchungen von Schrauben und Schweißnähten.

Unter Einbeziehung der Angaben in [1] zur Berechnung des plastischen Moments des Feldquerschnitts steht dem in der Praxis tätigen Ingenieur nun ein vollständiges brandschutztechnisches Bemessungsverfahren für einfeldrige und durchlaufende kammerbetonierte Verbund-

träger zur Verfügung. Die Grundlagen des Bemessungsverfahrens sind mit den im Eurocode 4 Teil 1.2 [3] festgelegten Grundlagen für vereinfachte Rechenverfahren kompatibel. Das Verfahren kann daher über das Nationale Anwendungsdokument zu [3] für die Anwendung in der Praxis zugelassen werden.

Literatur

- [1] Dorn, T., Hosser, D., Muess, J., und Schaumann, P.: Ein rechnerisches Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von kammerbetonierten Verbundträgern, Teil 1, Einfeldträger. Stahlbau 59 (1990), H. 12, S. 359–368.
- [2] Hosser, D., Dorn, T., und El-Nesr, O.: Entwicklung und Absicherung praxisgerechter Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundbauteilen. Abschlußbericht zum Forschungsprojekt A39 (S24/2/91) der Stiftung Stahlanwendungsforschung, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB), TU Braunschweig, Juni 1993.
- [3] Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures; Draft for Part 1.2: Structural Fire Design, CEN/TC 250/SC 4 N55, prENV 1994-1-2.
- [4] Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, Ausgabe März 1981, mit Ergänzenden Bestimmungen vom März 1984.
- [5] Haß, R., Meyer-Ottens, C. und Quast, U.: Verbundbau Brandschutz Handbuch. Berlin: Ernst & Sohn, 1989.
- [6] Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig, Heft 99, 1993.
- [7] Quast, U., Haß, R., und Rudolph, K.: STABA-F: Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens einachsiger gespannter, tragender Bauteile unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984.
- [8] Becker, J., Bizri, H., und Bresler, H.: FIRES-T, A Computer Program for the Fire Response of Structures-Thermal. University of California, Fire Research Group, Report No. UCG FRG 77-15, Berkeley, 1974.
- [9] Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen der TU Braunschweig: Durchführung von Brandversuchen an gelenkigen Anschlüssen von Stahlverbundträgern ohne aufliegende Platte an Stahlverbundstützen. Untersuchungsbericht Nr. 85 120 – Dn/Schr-, 1985.
- [10] Dorn, T., Haß, R., und Quast, U.: Brandverhalten und Bemessung von Anschlüssen zur Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von Verbundkonstruktionen. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben BAU 6004, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik für Eisen und Stahl e.V., P 86, Akt. 2.10, Düsseldorf, 1986.
- [11] Dorn, T., Haß, R., und Quast, U.: Brandverhalten von Anschlüssen von Verbundkonstruktionen und ihre Bemessung zur Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer. Bauingenieur 63 (1988), H. 1.
- [12] Hönig, O., und Klaus, J.: Brandschutz von Anschlüssen bei Stahlverbundkonstruktionen mit einem Strahlungsschutzschirm. Abschlußbericht, AIF-Nr. 7059, DAST-Nr. P 86/04, Braunschweig 1988.
- [11] Valtinat, G.: Schraubenverbindungen, Stahlbau Handbuch, Band 1, Teil A, Köln 1993.
- [14] Zulassungsbescheid Z-21.5-82 des Instituts für Bautechnik für Nelson-Kopfbolzen vom 24. 6. 1983.

Autoren dieses Beitrages:

Akad. Rat Dr.-Ing. Thomas Dorn, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser, Dr.-Ing. Osama El-Nesr, iBMB – Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Beethovenstraße 52, 38106 Braunschweig

Aus der Normung

DIN 8563 Teil 123 „Sicherung der Güte von Schweißarbeiten; Anforderungen und Anerkennung von Schweißverfahren für metallische Werkstoffe; Schweißverfahrensprüfung für Rohrleitungen auf Baustellen

(Vorschlag für eine Europäische Norm)
Entwurf Juni 1994

Der Entwurf ist inhaltsgleich mit dem in der CEN/TC 121/SC 1/WG 2 „Schweißen von Rohrleitungen auf Baustellen“ zur Veröffentlichung als Europäischer Norm-Entwurf verabschiedeten Dokument. Im Norm-Entwurf ist festgelegt, wie eine Schweißanweisung durch Schweißverfahrensprüfungen für Stumpfschweißungen auf Baustellen an Versorgungsrohrleitungen unter normalen Atmosphärischen Bedingungen anerkannt wird. Der Norm-Entwurf enthält die Bedingungen für die Durchführung der Schweißverfahrensprüfungen und die Grenzen der Gültigkeit eines anerkannten Schweißverfahrens für alle praktischen schweißtechnischen Tätigkeiten innerhalb des Bereichs der Einflußgrößen.

Der Norm-Entwurf gilt für das Lichtbogenschweißen von Stählen. Die Anforderungen für die Schweißanweisungen und Eignung für das Schweißen unter Überdruck und unter Wasser sind in diesem Entwurf nicht berücksichtigt.

DIN 32511 „Elektronen- und Laserstrahlverfahren zur Materialbearbeitung; Begriffe für Verfahren und Geräte“ (Juni 1994)

Auf verfahrens- und gerätetechnische Begriffe verschiedener Materialbearbeitungsverfahren mit Elektronen- bzw. Laserstrahlen wie Schweißen, Schneiden, Bohren, Perforieren, Oberflächen- bzw. Randschichtbehandlungen und Härten wurde der Anwendungsbereich dieser Norm erweitert. Die Begriffe – einschließlich englischer Benennungen – sind eingeteilt nach allgemeinen Begriffen für Elektronen- und Laserstrahlverfahren, nach Begriffen für Elektronenstrahlverfahren und -geräte sowie nach Begriffen für Laserstrahlverfahren und -geräte. Dadurch werden durch die Norm wichtige Verständigungsgrundla-

gen im allgemeinen sowie für die Beschreibung und Abnahme von Anlagen zur Materialbearbeitung mit Elektronen- bzw. Laserstrahlen im besonderen geschaffen.

DIN 32521 „Abnahmebedingungen und Qualitätsprüfung für Anlagen zum thermischen Spritzen“

Diese Norm soll ohne vorherige Veröffentlichung eines Entwurfs neu herausgegeben werden. Folgende Änderungen und Ergänzungen sind beabsichtigt: Sachlich und inhaltlich soll die Norm dem mit Ausgabe März 1994 erschienenen Europäischen Norm-Entwurf prEN 1395 „Abnahmeprüfungen für Anlagen zum thermischen Spritzen“ angepaßt werden. Da prEN 1395 auf der Basis von DIN 32521 erstellt wurde, ergeben sich nur geringfügige Abweichungen. Vorgehen ist eine Erweiterung des Anwendungsumfangs durch Einführung von abgestuften Anforderungen in drei (für Plasmaspritzen) oder zwei (für Flamm-spritzen) Gruppen, um unterschiedliche Anwendungsprofile zu berücksichtigen.

Vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen

Dieser Beitrag stellt ein vereinfachtes Rechenverfahren zur Bemessung von Verbundstützen für die Feuerwiderstandsklassen R30 bis R180 vor, das auf den Grundlagen des Eurocodes 4 Part 1.2 für „Simple Calculation Models“ basiert. Die Grenztragfähigkeit bei zentrischer oder exzentrischer Belastung wird für die Fälle der Biegung um die starke oder die schwache Achse über die Reduktion der Festigkeit und Steifigkeit des Querschnitts in Verbindung mit Knickspannungskurven für den Brandfall bestimmt. Eine genaue Berechnung der Querschnittstemperaturen ist dabei nicht erforderlich. Das Verfahren ist so aufbereitet, daß es für die „Handrechnung“ geeignet ist oder leicht programmiert werden kann.

Simple Calculation Model for the Fire Design of Composite Columns with Partially Encased Steel Sections. *This contribution introduces a calculation method for the structural fire design of composite columns for the fire resistance classes R30 to R180, which is based on the basic principles of Eurocode 4 Part 1.2 for "Simple Calculation Models". The load bearing capacity for centric or eccentric loading and the cases of bending around the weak or strong axis is evaluated by reduction of the yield strength and the stiffness of the cross section in connection with buckling curves for the fire case. An exact calculation of the temperatures is not necessary. The method is prepared for "hand"-calculation and can be programmed easily.*

1 Einleitung

Im Zuge der europäischen Harmonisierung werden in absehbarer Zeit rechnerische Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Bauteilen bauaufsichtlich eingeführt. Für den Tragwerksplaner ohne detaillierte Brandschutzkenntnisse sind dabei vor allem vereinfachte Berechnungsmethoden von Interesse, da ihm komplexe wissenschaftliche Rechenprogramme zur Simulation von Brandversuchen meist nicht zur Verfügung stehen.

Die Grundlagen für die brandschutztechnischen Berechnungsverfahren werden im Eurocode 4 [1] definiert. Vereinfachte Verfahren, die auf diesen Grundlagen basieren und durch Versuchsergebnisse bzw. durch Vergleichsrechnungen mit einem exakten Rechenprogramm, z. B. [2], abgesichert sind, können in der Praxis angewendet werden. Die Zulassung solcher Verfahren wird nach Überprüfung auf Übereinstimmung mit den Grundlagen über das Nationale Anwendungsdokument zu [1] erfolgen, das die Anwendung des Eurocodes in der Praxis erleichtern soll.

Die bislang vorgestellten vereinfachten Rechenverfahren für Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen, dem in der Praxis am häufigsten verwendeten Stützentyp, unterliegen noch Einschränkungen hinsichtlich ihres Anwendungsspektrums. Das im Anhang zum

Eurocode 4 Part 1.2 [1] als Beispiel angegebene Verfahren gilt nur für den Fall der Biegung um die schwache Querschnittsachse, ältere Rechenverfahren gelten nur für eine Feuerwiderstandsklasse [3] oder beschränkte Stützenlängen [4].

Im Rahmen eines am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz – iBMB – der TU Braunschweig bearbeiteten Forschungsvorhabens [5] mit dem Kurztitel „Bemessungsverfahren für brandbeanspruchte Verbundbauteile“ wurde daher ein vereinfachtes Nachweisverfahren für kammerbetonierte Stahlprofilverbundstützen neu entwickelt. Dieses Verfahren, „FRESH – Fire RESistance of H-profiles concreted between the flanges“, wird im folgenden vorgestellt.

Das Forschungsprojekt wurde gefördert von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e.V. auf Antrag der Forschungsvereinigung der Arbeitsgemeinschaft der Eisen und Metall verarbeitenden Industrie – AVIF – e.V. (Projekt A39 S 24/2/91). Hierfür danken die Verfasser ebenso wie dem Deutschen Stahlbau-Verband (DSTV) e.V. für die engagierte Unterstützung.

2 Berechnungsprinzip

Bei der Entwicklung des neuen vereinfachten brandschutztechnischen Bemessungsverfahrens FRESH wurde versucht, die Schwächen der bereits bekannten Verfahren für diesen Stützentyp zu vermeiden. Daraus ergaben sich folgende Anforderungen an Leistungsmerkmale des Bemessungsverfahrens:

- Feuerwiderstandsklassen von R30 bis R180
- zentrische und exzentrische Beanspruchung der Stützen
- Biegung um die schwache oder die starke Querschnittsachse
- keine Einschränkungen hinsichtlich der Stützenschlankheit, die über die der Kaltbemessung [6] hinausgehen
- Eignung für die „Handrechnung“, d. h., es soll keine (FE-)Berechnung der Querschnittstemperaturen erforderlich sein.

Zur Erfüllung der Anforderungen wurde, analog zu der Vorgehensweise bei dem Berechnungsverfahren [7] für Verbundträger, von der Annahme ausgegangen, daß für geometrisch einfach begrenzte Querschnittsbereiche der Stütze repräsentative Temperaturverläufe bestimmt werden können. Die mittlere Entfestigung und die Abnahme des Elastizitätsmoduls dieser Bereiche kann dann in Abhängigkeit von der Branddauer angegeben werden. 71

ohne daß eine spezielle Temperaturberechnung notwendig ist. Wesentlicher Einflußparameter ist dabei der A_m/V -Wert (= U/A -Wert) des Querschnitts, d.h. der Quotient aus beflamtem Umfang zur Querschnittsfläche als Maß für seine Massigkeit.

Unter der Voraussetzung, daß die Beflammung der Stütze allseitig und über die gesamte Stützenlänge gleichmäßig erfolgt, genügt es, jeweils nur einen Querschnitt der Stütze zu untersuchen. Als einwirkende Brandbeanspruchung wird die Einheitstemperaturzeitkurve nach DIN 4102 Teil 2 (09.77) bzw. ISO 834 zugrundegelegt.

Unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Reduktion von Festigkeit und E-Modul der einzelnen Bereiche können die plastische Normalkraft des Querschnitts und die effektive Steifigkeit berechnet werden. Der weitere Berechnungsablauf lehnt sich an das bekannte vereinfachte Verfahren bei der Kaltbemessung von Verbundstützen an. Unter Zuhilfenahme von für den Brandfall abgeleiteten Knickspannungskurven kann die zentrische Traglast berechnet werden, die bei exzentrischer Beanspruchung über eine zu berechnende gleichgerichtete Ersatzausmitte entsprechend weiter abzumindern ist.

3 Bezeichnungen

A	Querschnittsfläche
A_m	beflammte Oberfläche je Längeneinheit
E	E-Modul
I	Trägheitsmoment
R	Feuerwiderstandsklasse
V	Bauteilvolumen je Längeneinheit
e	Exzentrizität
f_{ay}	Streckgrenze des Stahls
f_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons = $0,85 \cdot \beta_{WN}$
f_{sy}	Streckgrenze des Bewehrungsstahls
h, b	Höhe, Breite des Stahlprofils
t_f, t_w	Flansch-, Stegdicke des Stahlprofils
l	Knicklänge im Brandfall
r	Reduktionsfaktor, Radius der Ausrundung des Stahlprofils
t	Branddauer in min
u	Achsabstand der Betonstahlbewehrung
α	Wärmeübergangszahl
ε	resultierende Emissionszahl
κ_1, κ_2	Korrekturfaktoren
γ	Sicherheitsbeiwert
λ	Schlankheit
ξ	Verhältnis der Stabendmomente

Indices

E	E-Modul
M	Material
Rd	Beanspruchbarkeit, Bemessungswert
a	Stahl
c	Beton
cr	kritisch
d	Bemessungswert
eff	wirksam
ers	Ersatz
exz	exzentrisch
fi	Brandfall
k	charakteristischer Wert
pl	plastisch

res	resultierend
s	Bewehrung, seitlich
u	Versagenszustand
w	Steg
z	zentrisch
β	Festigkeit

4 Herleitung des Verfahrens „FRESH“

4.1 Grundlagen

4.1.1 Temperaturfeldberechnung

Zur Bestimmung von Reduktionsfaktoren für die Festigkeit und Steifigkeit festgelegter Querschnittsbereiche wurden Temperaturfeldberechnungen an Verbundstützenquerschnitten ausgewertet, die mit dem Programm FRESH-T [8] vorgenommen wurden. Dieses im Sinne des Eurocodes exakte Verfahren berechnet die Temperaturen von Bauteilquerschnitten nach der Methode der Finiten Elemente in Verbindung mit einem Integrationsverfahren für Zeitschritte für ein vorgegebenes, der Querschnittsgeometrie angepaßtes Elementtraster.

Die Erwärmung des Verbundstützenquerschnitts ist abhängig von den temperaturabhängigen thermischen Materialkennwerten Wärmeleitfähigkeit, spezifische Wärmekapazität und Dichte der Baustoffkomponenten. Die in [8] verwendeten Ansätze sind mit denen des Eurocode [1] kompatibel. Der Nachweis ihrer Eignung durch Vergleich von gemessenen und berechneten Verbundbauteiltemperaturen ist in [9] ausführlich dokumentiert.

Weiterhin ist die Querschnittserwärmung von den Wärmeübergangsbedingungen der Grenzschicht Bauteilumgebung/-oberfläche und der Betonfeuchte abhängig. Die zugehörigen Kennzahlen wurden wie folgt gewählt:

- Wärmeübergangszahl $\alpha = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$
- Emissionszahl $\varepsilon = 0,6$ für Beton, $\varepsilon = 0,8$ für Stahl
- Betonfeuchte 4%.

Diese Ansätze orientieren sich an den bei Nachrechnungen von Brandversuchen an Verbundstützen verwendeten Werten und liegen für die Emissionszahl gegenüber dem nach dem Eurocode ansetzbaren pauschalen Wert von 0,5 auf der sicheren Seite.

4.1.2 Temperaturabhängige Beschreibung von Festigkeit und E-Modul

Das zur Verifizierung des vereinfachten Rechenverfahrens FRESH benutzte Simulationsmodell STABA-F [2] („exaktes“ Rechenverfahren im Sinne des Eurocodes) benutzt temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Linien (SDL), die aus den Ergebnissen sog. Warmkriechversuche gewonnen wurden [9]. Bei diesen Versuchen werden Hochtemperaturkriecheffekte auf das Last-Verformungsverhalten der Baustoffe erfaßt. Damit entsprechen die verwendeten SDL den Vorgaben des Eurocode 4 Part 1.2 [1]. Ihre Eignung für die zutreffende Simulation von Brandversuchen wurde zudem in zahlreichen Versuchsnachrechnungen nachgewiesen [9, 10, 11].

Die durch die Temperaturbeanspruchung verursachte Festigkeitsminderung kann bestimmt werden, indem die Maxima der SDL über der Temperatur aufgetragen werden. Die gewonnenen Funktionen sind im Bild 1 dargestellt. Sie entsprechen in linearisierter Form den Ansätzen des Eurocodes 4 [1], wobei für Bau- und Betonstahl der gleiche Ansatz verwendet wird.

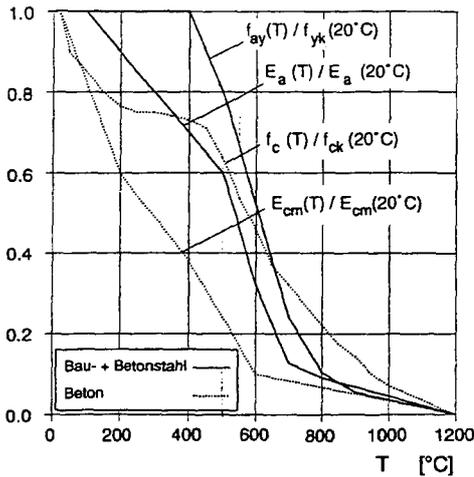


Bild 1. Fließgrenze und E-Modul von Bau- und Betonstahl und Druckfestigkeit und E-Modul von Normalbeton in Abhängigkeit von der Temperatur

Fig. 1. Yield strength and modulus of elasticity of structural and reinforcing steel and compressive strength and modulus of elasticity of concrete at elevated temperatures

Die temperaturbedingte Abnahme des Stahl-E-Moduls wurde entsprechend den Angaben in [1] berücksichtigt (Bild 1). Basis für die Erfassung der Steifigkeitsabnahme des Betons ist die Veränderung des Ursprungselastizitätsmoduls. Verwendet wurde der bei den Warmkriechversuchen [9] ermittelte Funktionsverlauf (siehe auch Bild 1).

4.2 Resttragfähigkeit des erwärmten Stützenquerschnitts

4.2.1 Definition von Querschnittsbereichen

Der Querschnitt der Verbundstütze wird entsprechend der Darstellung im Bild 2 in folgende Bereiche unterteilt, denen in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer Reduktionsfaktoren zur Ermittlung des temperaturbedingten Festigkeits- und Steifigkeitsverlusts zugewiesen werden:

- Flansche des Stahlprofils - r_f
- Steg des Stahlprofils, Bereich 1 - r_{w1}
- Steg des Stahlprofils, Bereich 2 - r_{w2}
- Bewehrung - r_s
- Beton, Bereich 1 - r_{c1}
- Beton, Bereich 2 - r_{c2}
- Beton, Bereich 3 - r_{c3}

Die Größe der einzelnen Bereiche ergibt sich aus den Profilabmessungen und der Festlegung der Breite für die Betonbereiche 1 und 2 zu jeweils 50 mm.

Die zur Ermittlung der Reduktionsfaktoren r_s für die Bewehrung angenommene Lage der Längsbewehrungsstäbe ist in Bild 3 eingetragen. Der Schwerpunkt jedes einzelnen Stabs sollte innerhalb der schraffierten Fläche liegen, so daß der Achsabstand der Stäbe zur Betonoberfläche und zur Innenkante des Stahlprofilflansches mindestens 40 mm beträgt. Bei einer Anordnung weiter innen im Querschnitt liegt der Ansatz für r_s auf der sicheren Seite, eine Unterschreitung des Mindestachsabstandes von 40 mm ist jedoch nicht zulässig.

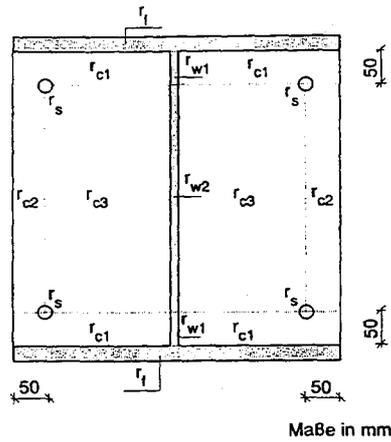


Bild 2. Unterteilung des Verbundstützenquerschnitts in verschiedene Festigkeits- und Steifigkeitsbereiche
Fig. 2. Subdivision of the column cross section into different areas of strength and stiffness

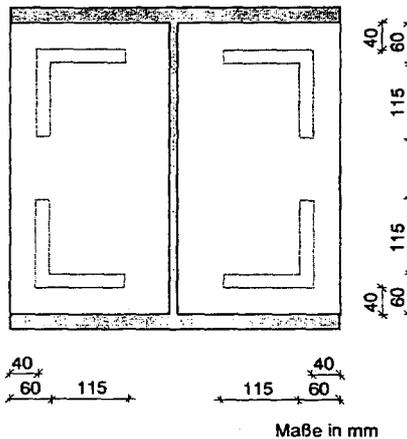


Bild 3. Bereiche für die Lage der Längsbewehrungsstäbe im Querschnitt
Fig. 3. Cross section areas for the location of the longitudinal reinforcement

4.2.2 Festigkeitsreduktion

Aus den Ergebnissen der Temperaturfeldberechnungen wurde für jedes Element des FE-Querschnittsrasters die Temperatur ermittelt. Mit den Funktionen nach Bild 1 wurde damit die Festigkeitsreduktion des Elements bestimmt. Durch Integration und Mittelung der Elemente des FE-Rasters über die festgelegten Querschnittsbereiche nach Abschnitt 4.2.1 ergab sich deren gesamter Festigkeitsverlust, der in Abhängigkeit vom A_m/V -Wert des Gesamtquerschnitts und der jeweiligen Feuerwiderstandsdauer aufgetragen werden kann (Bilder 4 bis 10).

Die Reduktionsfaktoren mit dem Index β bezeichnen jeweils das Verhältnis zwischen der nach der vorgegebenen Brandeinwirkungsdauer noch vorhandenen Restfestigkeit des Querschnittsbereichs und der Ausgangsfestigkeit im Kaltzustand. Sie sind neben der Feuerwiderstandsdauer für den Flansch ($r_{f\beta}$) und den Stegbereich 1 ($r_{w1\beta}$) von der Flanschdicke des Stahlprofils in [mm] abhängig (Bilder 4 und 5). Für den Stegbereich 2 ($r_{w2\beta}$) und

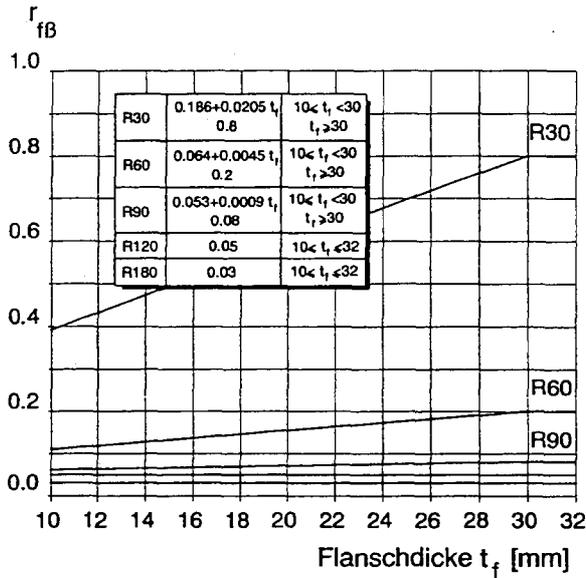


Bild 4. Reduktionsfaktor r_{fb} für die Festigkeit der Stahlprofilflansche
Fig. 4. Reduction factor r_{fb} for the yield strength of the flanges

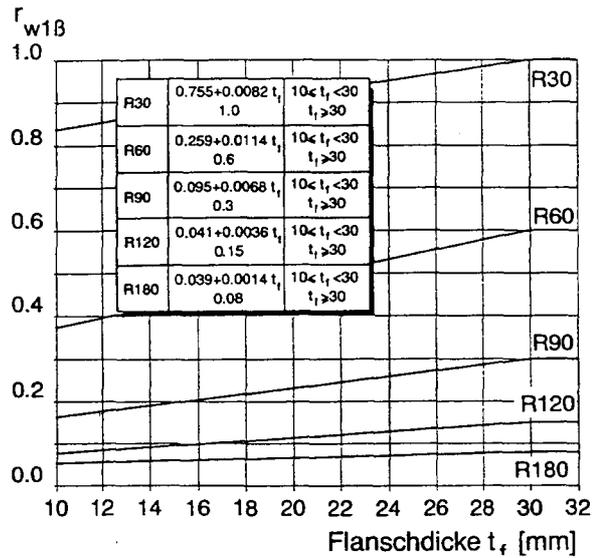


Bild 5. Reduktionsfaktor $r_{w1\beta}$ für die Festigkeit des Stahlprofilstegs, Bereich 1
Fig. 5. Reduction factor $r_{w1\beta}$ for the yield strength of the web, region 1

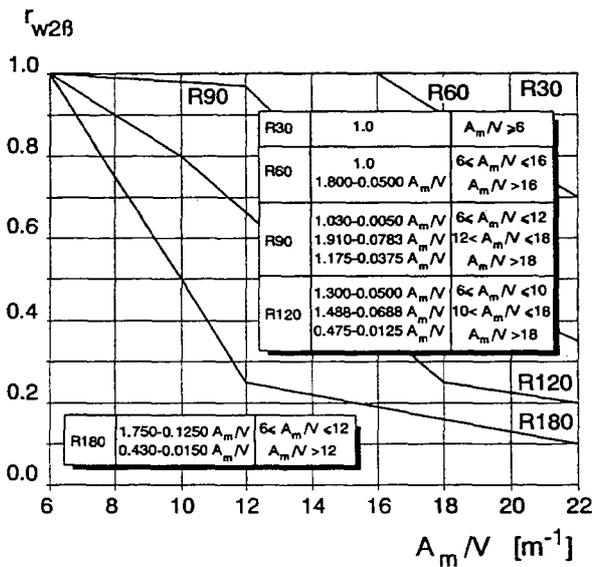


Bild 6. Reduktionsfaktor $r_{w2\beta}$ für die Festigkeit des Stahlprofilstegs, Bereich 2
Fig. 6. Reduction factor $r_{w2\beta}$ for the yield strength of the web, region 2

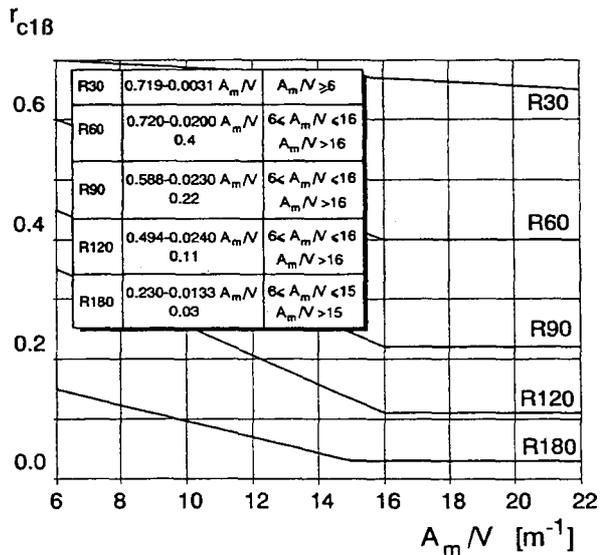


Bild 7. Reduktionsfaktor $r_{c1\beta}$ für die Festigkeit des Kammerbetons, Bereich 1
Fig. 7. Reduction factor $r_{c1\beta}$ for the compressive strength of the concrete between the flanges, region 1

die Betonbereiche 1 bis 3 ($r_{c1\beta}$, $r_{c2\beta}$ und $r_{c3\beta}$, Bilder 6 bis 9) wird der A_m/V -Wert des vierseitig beflammtten Querschnitts in $[m^{-1}]$ als Eingangswert zur Berechnung des Reduktionsfaktors benötigt, der sich berechnet zu

$$A_m/V = (2h+2b)/(h \cdot b) \quad \text{mit}$$

- h Höhe und
- b Breite
- des Stahlprofils.

dem A_m/V -Wert als Variable (Ausnahme R30 mit $r_{s\beta} = 1.0$). In Abhängigkeit von der angestrebten Feuerwiderstandsklasse ist ein Korrekturfaktor k zu addieren, der sich nach der Lage der Bewehrung im Querschnitt richtet. Diese ist gekennzeichnet durch ihren resultierenden Abstand u_{res} zur inneren Ecke des Profilflansches:

$$u_{res} = \sqrt{(u^2 + u_s^2)} \quad \text{mit}$$

- u Achsabstand des Bewehrungsstabs zur Flanschinnenkante,
- u_s Achsabstand des Bewehrungsstabs zur Betonoberfläche.

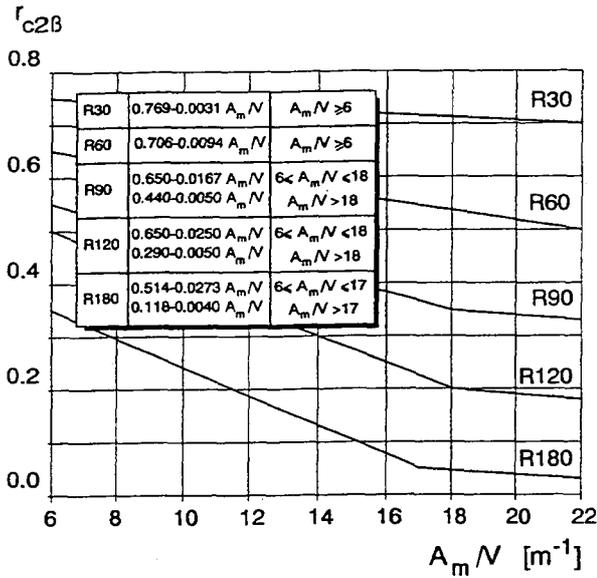


Bild 8. Reduktionsfaktor $r_{c2\beta}$ für die Festigkeit des Kammerbetons, Bereich 2
Fig. 8. Reduction factor $r_{c2\beta}$ for the compressive strength of the concrete between the flanges, region 2

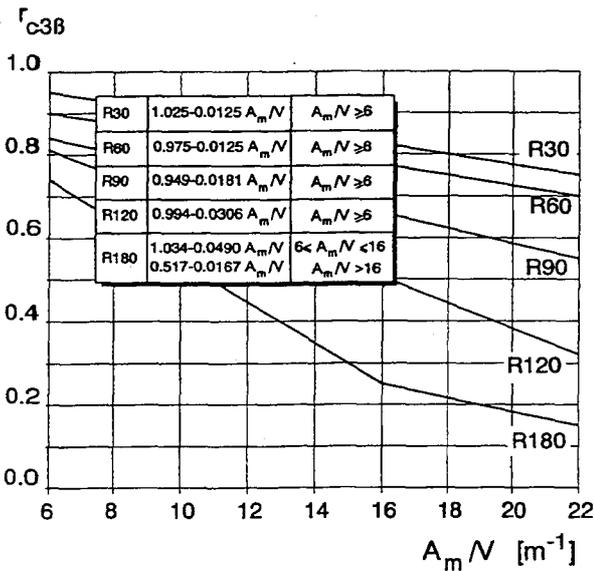
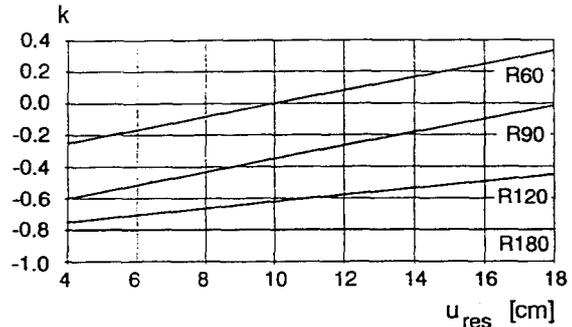


Bild 9. Reduktionsfaktor $r_{c3\beta}$ für die Festigkeit des Kammerbetons, Bereich 3
Fig. 9. Reduction factor $r_{c3\beta}$ for the compressive strength of the concrete between the flanges, region 3

Bild 10 zeigt die Abhängigkeit des Korrekturfaktors k vom Wert u_{res} , das Polynom zur Berechnung von $r_{s\beta}$ und als Beispiel die für verschiedene Branddauern berechneten Reduktionsfaktoren bei einem resultierenden Abstand der Bewehrung von $u_{res} = 10$ cm.

4.2.3 Reduktion des Elastizitätsmoduls

Die Reduktionsfaktoren zur Berücksichtigung der Abnahme des Elastizitätsmoduls infolge der Temperatureinwirkung erhalten den Index E. Sie wurden analog zur Vorgehensweise bei der Bestimmung des Festigkeitsverlustes bestimmt. Für die Querschnittsbereiche des Betons



R30	$f_k = 1.0$
R60 - R180	$f_k = 2.2741 - 0.2207 A_m/V + 0.0114(A_m/V)^2 - 0.0002(A_m/V)^3 + k$

R60	$k = (0.25/6) \cdot (u_{res}-4) - 0.25$
R90	$k = (0.25/6) \cdot (u_{res}-4) - 0.60$
R120	$k = (0.15/7) \cdot (u_{res}-4) - 0.75$
R180	$k = -0.80$

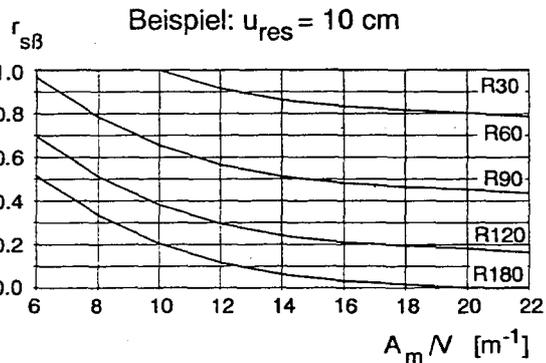


Bild 10. Reduktionsfaktor $r_{s\beta}$ für die Festigkeit der Betonstahlbewehrung
Fig. 10. Reduction factor $r_{s\beta}$ for the yield strength of the reinforcement

und des Stahlprofils sind sie vom A_m/V -Wert des Querschnitts abhängig (Bilder 11 bis 16).

Der Faktor für die Bewehrung errechnet sich zu

$$r_{sE} = a - b \cdot (A_m/V - 6) \text{ mit } A_m/V \text{ in } m^{-1}.$$

Die Beiwerte a und b sind wiederum vom resultierenden Abstand des Bewehrungsstabes u_{res} zur inneren Ecke des Profilflansches abhängig (Bild 17).

4.3 Berechnungsablauf

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffe sind nach [1] für den Brandfall mit $\gamma_M = 1,0$ anzunehmen. Damit ergeben sich die bei der brandschutztechnischen Bemessung als Ausgangswert anzusetzenden Festigkeiten zu

$$f_{ay,d,fi} = f_{yk} / \gamma_{M,fi,a} = f_{yk} / 1,0 = f_{yk} \text{ (Stahl)}$$

$$f_{c,d,fi} = f_{ck} / \gamma_{M,fi,c} = f_{ck} / 1,0 = f_{ck} \text{ (Beton)}$$

$$f_{sy,d,fi} = f_{sk} / \gamma_{M,fi,s} = f_{sk} / 1,0 = f_{sk} \text{ (Betonstahl)}.$$

Mit den Festigkeitsreduktionsfaktoren für den

Stahl	$r_{f\beta}(t), r_{w1\beta}(t), r_{w2\beta}(t)$ nach Bild 4 bis 6,
Beton	$r_{c1\beta}(t), r_{c2\beta}(t), r_{c3\beta}(t)$ nach Bild 7 bis 9,
Betonstahl	$r_{s\beta}(t)$ nach Bild 10

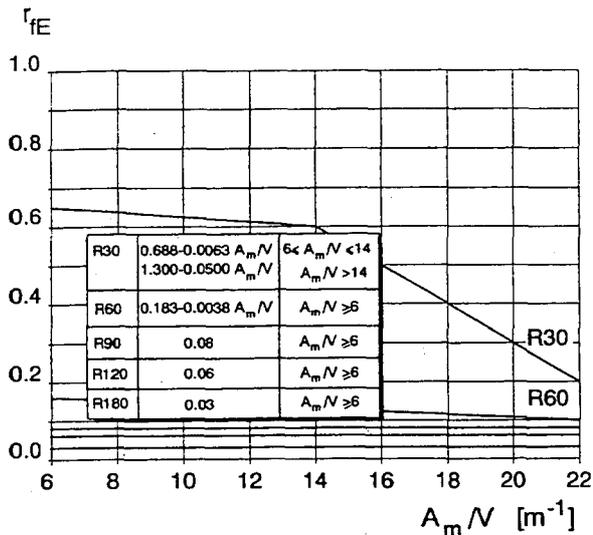


Bild 11. Reduktionsfaktor r_{fE} für den E-Modul der Stahlprofilflansche
Fig. 11. Reduction factor r_{fE} for the modulus of elasticity of the flanges

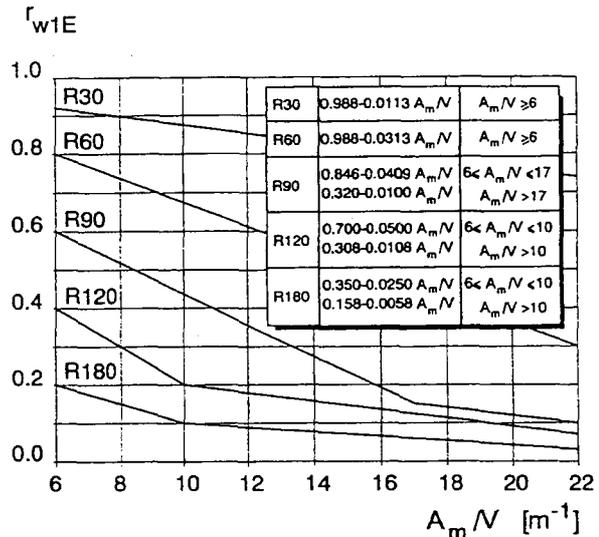


Bild 12. Reduktionsfaktor r_{w1E} für den E-Modul des Stahlprofilstegs, Bereich 1
Fig. 12. Reduction factor r_{w1E} for the modulus of elasticity of the web, region 1

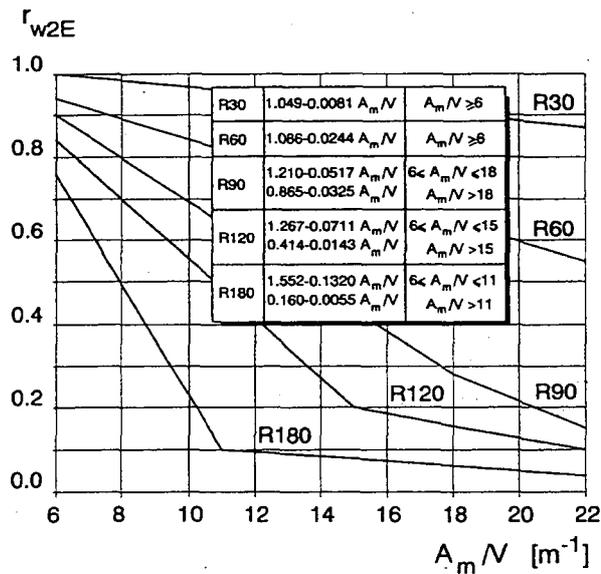


Bild 13. Reduktionsfaktor r_{w2E} für die Festigkeit des Stahlprofilstegs, Bereich 2
Fig. 13. Reduction factor r_{w2E} for the modulus of elasticity of the web, region 2

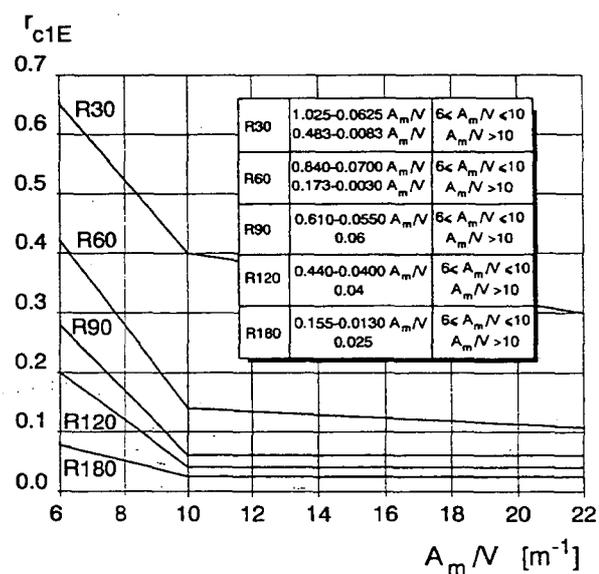


Bild 14. Reduktionsfaktor r_{c1E} für die Festigkeit des Kammerbetons, Bereich 1
Fig. 14. Reduction factor r_{c1E} for the modulus of elasticity of the concrete between the flanges, region 1

kann damit die plastische Normalkraft des zu untersuchenden Querschnitts zum Zeitpunkt t der angestrebten Feuerwiderstandsdauer durch Summation der Anteile $N_{pl, Rd, fi, i}$ für die einzelnen Bereiche berechnet werden:

$$\begin{aligned}
 N_{pl, Rd, fi}(t) &= \sum N_{pl, Rd, fi, i}(t) \\
 &= A_f \cdot f_{ay, d, fi} \cdot r_{f\beta}(t) \\
 &+ A_{w1} \cdot f_{ay, d, fi} \cdot r_{w1\beta}(t) \\
 &+ A_{w2} \cdot f_{ay, d, fi} \cdot r_{w2\beta}(t) \\
 &+ A_{c1} \cdot f_{c, d, fi} \cdot r_{c1\beta}(t) \\
 &+ A_{c2} \cdot f_{c, d, fi} \cdot r_{c2\beta}(t) \\
 &+ A_{c3} \cdot f_{c, d, fi} \cdot r_{c3\beta}(t) \\
 &+ 4 \cdot \sum (A_{s, j} \cdot f_{sy, d, fi} \cdot r_{s\beta, j}(t))
 \end{aligned}$$

mit
 j Anzahl der Bewehrungsstäbe im Querschnitts- viertel

$$\begin{aligned}
 A_f &= 2 \cdot b \cdot t_f \\
 A_{w1} &= 2 \cdot t_w \cdot 5,0 + 4 \cdot r^2 - \pi \cdot r^2 \\
 A_{w2} &= (h - 2 \cdot t_f - 10,0) \cdot t_w \\
 A_{c1} &= 10,0 \cdot b - A_{w1} - dA_s \\
 A_{c2} &= 10,0 \cdot (h - 2 \cdot t_f - 10,0) - dA_s \\
 A_{c3} &= (b - 10,0) \cdot (h - 2 \cdot t_f - 10,0) - A_{w2} - dA_{s2}
 \end{aligned}$$

wobei die Abmessungen des Stahlprofils b , h , t_f , t_w und r in cm einzusetzen sind, und

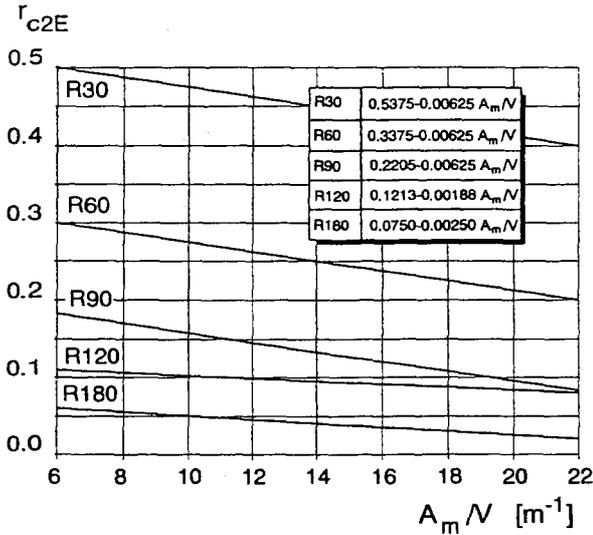


Bild 15. Reduktionsfaktor r_{c2E} für die Festigkeit des Kammerbetons, Bereich 2
Fig. 15. Reduction factor r_{c2E} for the modulus of elasticity of the concrete between the flanges, region 2

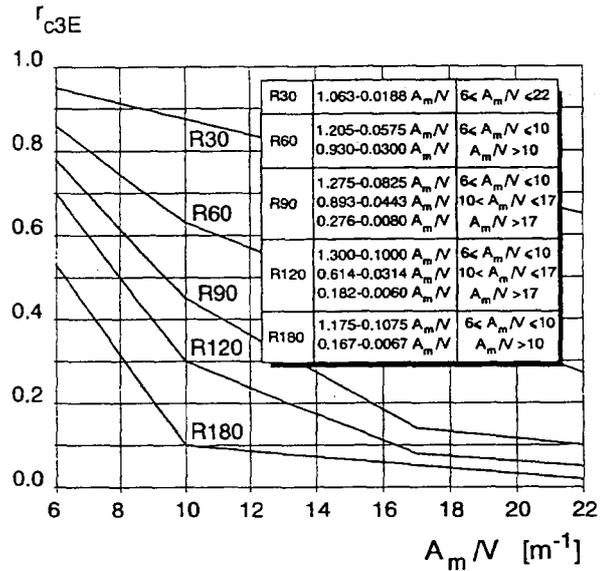
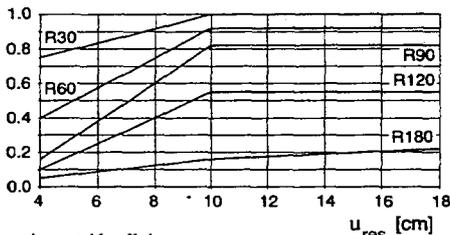
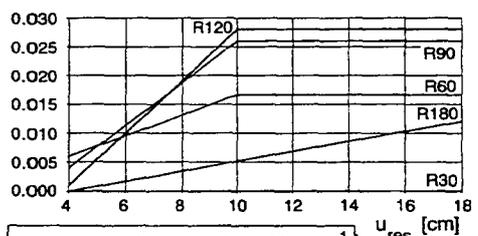


Bild 16. Reduktionsfaktor r_{c3E} für die Festigkeit des Kammerbetons, Bereich 3
Fig. 16. Reduction factor r_{c3E} for the modulus of elasticity of the

Bewehrung Koeff. a



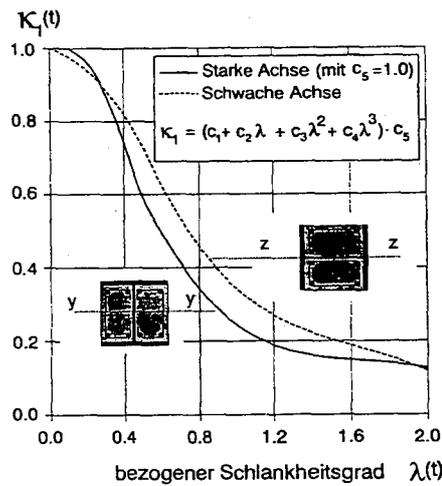
Bewehrung Koeff. b



$r_{sE} = a - b (A_m/V - 6)$ mit A_m/V in m^{-1}

a 30	$0.750 + (0.25/6) (u_{res} - 4)$	$u_{res} < 10$	0.0	$u_{res} \geq 4$
	1.0	$u_{res} > 10$	b 30	
a 60	$0.400 + (0.52/6) (u_{res} - 4)$	$u_{res} < 10$	b 60	$0.006 + (0.0106/6) (u_{res} - 4)$
	0.92	$u_{res} > 10$		0.0166
a 90	$0.160 + (0.66/6) (u_{res} - 4)$	$u_{res} < 10$	b 90	$0.004 + (0.0220/6) (u_{res} - 4)$
	0.82	$u_{res} > 10$		0.026
a 120	$0.100 + (0.45/6) (u_{res} - 4)$	$u_{res} < 10$	b 120	$0.001 + (0.0270/6) (u_{res} - 4)$
	0.55	$u_{res} > 10$		0.028
a 180	$0.050 + (0.11/6) (u_{res} - 4)$	$u_{res} < 10$	b 180	$(0.012/14) (u_{res} - 4)$
	$0.115 + (0.06/8) (u_{res} - 4)$	$u_{res} > 10$		

Bild 17. Reduktionsfaktor r_{sE} für die Festigkeit der Betonstahlbewehrung
Fig. 17. Reduction factor r_{sE} for the yield strength of the reinforcement



Koeffizient	Starke Achse		Schwache Achse	
	$\lambda < 0.45$	$\lambda \geq 0.45$	$\lambda < 0.6$	$\lambda \geq 0.6$
c_1	1.0	1.3911	1.0	1.5291
c_2	0.2573	-2.1722	-0.1750	-2.1536
c_3	-2.1902	1.2844	-0.5625	1.2162
c_4	-0.1362	-0.2574	-0.3125	-0.2462
c_5	$1.0014 + 0.0371(A_m/V - 10)$		1.0	
	$-0.0014(A_m/V - 10)^2 \geq 1.0$			

Bild 18. Beiwert κ_1 zur Berechnung der zentrischen Traglast brandbeanspruchter Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen

Fig. 18. Correction factor κ_1 for the calculation of the axial buckling load of composite columns under fire condition

A_s Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
 dA_s auf den Betonteil entfallender Anteil von A_s

(auf der sicheren Seite liegend darf der volle Betrag von A_s auch nur von der Betonfläche A_{c3} abgezogen werden).

Unter Ansatz der Elastizitätsmoduli der Baustoffe im Kaltzustand als Ausgangswert für die brandschutztechnische Bemessung

$$E_a = E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = \begin{matrix} 30000 \text{ N/mm}^2 & \text{für Beton B 25} \\ 34000 \text{ N/mm}^2 & \text{für Beton B 35} \\ 37000 \text{ N/mm}^2 & \text{für Beton B 45} \end{matrix}$$

kann mit den Reduktionsfaktoren für die E-Moduli von

Stahl $r_{fE}(t), r_{w1E}(t), r_{w2E}(t)$ nach Bild 11 bis 13
 Beton $r_{c1E}(t), r_{c2E}(t), r_{c3E}(t)$ nach Bild 14 bis 16
 Betonstahl $r_{sEj}(t)$ nach Bild 17

die wirksame Biegesteifigkeit EI_{eff} zum gewünschten Zeitpunkt t berechnet werden. Sie ergibt sich ebenfalls aus der Summe der Einzelanteile der Querschnittsbe-
 reiche:

$$EI_{eff,fi}(t) = \sum EI_{eff,fi,i}(t)$$

$$= I_f \cdot E_a \cdot r_{fE}(t) + I_{w1} \cdot E_a \cdot r_{w1E}(t) + I_{w2} \cdot E_a \cdot r_{w2E}(t) + I_{c1} \cdot E_{cm} \cdot r_{c1E}(t) + I_{c2} \cdot E_{cm} \cdot r_{c2E}(t) + I_{c3} \cdot E_{cm} \cdot r_{c3E}(t) + \sum 4 \cdot I_{s,j} \cdot E_s \cdot r_{sEj}(t)$$

mit

j Anzahl der Bewehrungsstäbe im Querschnittsviertel, $I_f, I_{w1}, I_{w2}, I_{c1}, I_{c2}, I_{c3}, I_s$ Trägheitsmomente der einzelnen Querschnittsanteile.

Damit können nun die ideale Knicklast $N_{cr,fi}(t)$ und der bezogene Schlankheitsgrad $\lambda_{fi}(t)$ berechnet werden:

$$N_{cr,fi}(t) = \pi^2 \cdot EI_{eff,fi}(t) / l^2$$

mit

l Knicklänge der Stütze im Brandfall und

$$\lambda_{fi}(t) = \sqrt{[N_{pl,Rd,fi}(t) / N_{cr,fi}(t)]}$$

Die zentrische Traglast $N_{u,fi,z}(t)$ der Stütze zum untersuchten Zeitpunkt der Brandbeanspruchung ergibt sich durch Multiplikation der plastischen Normalkraft mit dem Beiwert $\kappa_1(t)$, der in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad aus der für den Brandfall gültigen Knickspannungskurve nach Bild 18 für Biegung um die schwache oder die starke Achse der Stütze berechnet wird:

$$N_{u,fi,z}(t) = N_{pl,Rd,fi}(t) \cdot \kappa_1(t).$$

Bei planmäßig vorhandener Exzentrizität ist die zentrische Traglast mit dem Beiwert $\kappa_2(t)$ auf die ausmittige Traglast zu reduzieren. Als Grundfall wird dabei von einer gleichförmigen Momentenverteilung über die Stablänge ausgegangen, d.h., die Ausmitten an den Stabenden e_1 und e_2 sind gleichgerichtet und gleich groß ($\xi = 1$ in Bild 19). Andere Momentenverteilungen werden nach dem in Bild 20 dargestellten Verfahren aus [12] über die Berech-

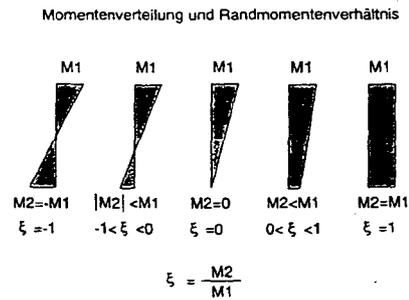
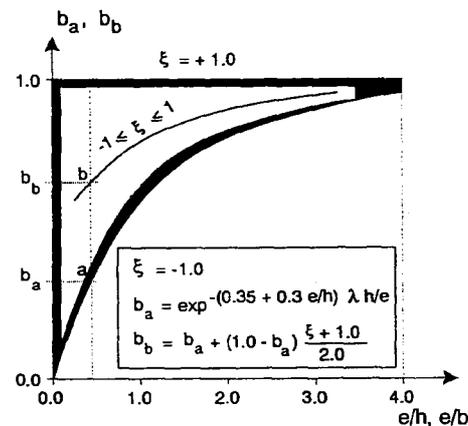


Bild 19. Mögliche Momentenverteilungen und Beiwert ξ zur Bestimmung der gleichgerichteten Ersatzausmitte
Fig. 19. Form of bending moment distribution and factor ξ for the calculation of the equivalent eccentricity



BEISPIEL :
Annahmen

Last : $N = 1200 \text{ kN}$
 $M1 = 300 \text{ kNm}$ ($e1 = 25.00 \text{ cm}$)
 $M2 = -180 \text{ kNm}$ ($e2 = -15.00 \text{ cm}$)

Berechnung

Schlankheitsgrad im Kaltzustand : $\lambda = 0.2405$
 $e1/h = 25/39 = 0.641$
 $\xi = e2/e1 = -15/25 = -0.6$
 $b_a = \exp(-0.35 + 0.3 e1/h) \cdot \lambda \cdot h/e1$
 $= \exp(-0.35 + 0.3 \cdot 0.641) \cdot 0.2405/0.641$
 $= 0.8159$
 $b_b = 0.8159 + (1 - 0.8159) \cdot \frac{-0.6 + 1.0}{2.0}$
 $= 0.8527$

Gleichgerichtete Ersatzausmitte $e = 0.8527 \cdot 25 = 21.32 \text{ cm}$

Bild 20. Verfahren zur Berechnung einer gleichgerichteten Ersatzausmitte nach [12]
Fig. 20. Method for the calculation of an equivalent eccentricity [12]

nung einer gleichgerichteten Ersatzausmitte e_{ers} auf den Fall $\xi = 1$ zurückgeführt.

Mit der Exzentrizität $e = e_1 = e_2$ bzw. $e = e_{ers}$ kann die auf die Querschnittsbreite bzw. -höhe bezogene Lastausmitte e/h bzw. e/b als Eingangswert zur Berechnung des Beiwerts $\kappa_2(t)$ bestimmt werden, der sich aus der im Bild 21 dargestellten Funktion als Polynom dritten Grades ergibt. Die exzentrische Traglast $N_{u,fi,exz}(t)$ ergibt sich damit zu:

$$N_{u,fi,exz}(t) = N_{u,fi,z}(t) \cdot \kappa_2(t).$$

(Fortsetzung folgt)

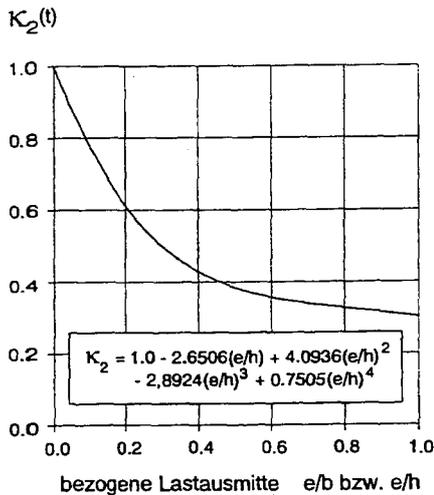


Bild 21. Beiwert κ_2 zur Berechnung der exzentrischen Traglast brandbeanspruchter Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen

Fig. 21. Correction factor κ_2 for the calculation of the eccentric buckling load of composite columns under fire condition

Literatur

- [1] Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures; Draft for Part 1.2: Structural Fire Design, CEN/TC 250/SC 4 N55, prENV 1994-1-2
- [2] Quast, U., Haß, R., und Rudolph, K.: STABA-F: Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens einachsiger gespannter, tragender Bauteile unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig, 1984
- [3] Klingsch, W., Muess, H., und Wittbecker, F.-W.: Ein baupraktisches Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen. Bauingenieur 63 (1988)
- [4] Jungbluth, O., und Gradwohl, W.: Berechnen und Bemessen von Verbundprofilstäben bei Raumtemperatur und unter Brandeinwirkung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin 1987, Heft 382
- [5] Hosser, D., Dorn, T., und El-Nesr, O.: Entwicklung und Absicherung praxisgerechter Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundbauteilen. Abschlußbericht zum Forschungsprojekt A39 (S24/2/91) der Stiftung Stahlanwendungsforschung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB), TU Braunschweig, Juni 1993
- [6] DIN 18806 Teil 1: Verbundstützen. Ausgabe März 1984
- [7] Dorn, T., Hosser, D., Muess, J., und Schaumann, P.: Ein rechnerisches Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von kammerbetonierten Verbundträgern, Teil 1, Einfeldträger. Stahlbau 59 (1990), H. 12, S. 359 bis 368
- [8] Becker, J., Bizri, H., und Bresler, H.: FIRES-T, A Computer Program for the Fire Response of Structures – Thermal. University of California, Fire Research Group, Report No. UCG FRG 77-15, Berkeley, 1974
- [9] Haß, R., Meyer-Ottens, C., und Quast, U.: Verbundbau Brandschutz Handbuch. Berlin: Ernst & Sohn 1989
- [10] Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig, Heft 99, 1993
- [11] Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig, Heft 69, 1986
- [12] Schleich, J. B., Mathieu, J., und Cajot, L. G.: Practical design tools for composite steel-concrete construction elements submitted to ISO-fire considering the interaction between axial load N and bending moment M. Refao-II, Final Report RPS No. 3/90, Brüssel-Luxembourg 1991
- [13] CEFICOSS – Computer Engineering of the Fire resistance for Composite and Steel Structures, Arbed Recherches, RPS Department, Luxembourg, dokumentiert in
Cajot L., Franssen, J. M., und Schleich, J. B.: Computer Model for the Fire Resistance of Composite Structures. IABSE Symposium, Mixed Structures, Brüssel, 5.-7. September 1990, RPS Report No. 13/91
- [14] Roik, K., Schaumann, P., und Ziegler, T.: Hintergrundbericht zu Eurocode 4. Bericht EC4/07/93, Bochum-Leipzig, Juli 1993

Autoren dieses Beitrags:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser, Akad. Rat Dr.-Ing. Thomas Dorn, Dr.-Ing. Osama El-Nesr, iBMB – Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Beethovenstraße 52, 38106 Braunschweig

Vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen

(Teil 2 und Schluß)

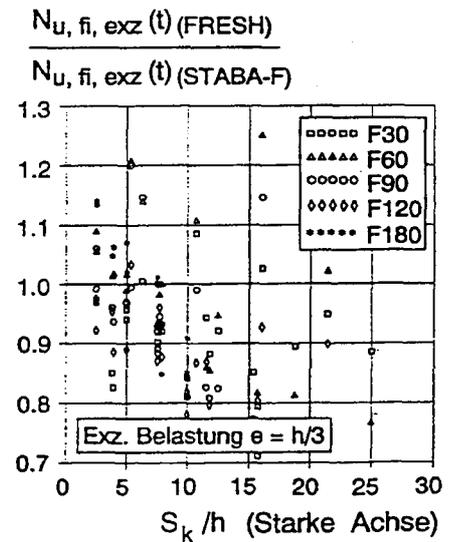
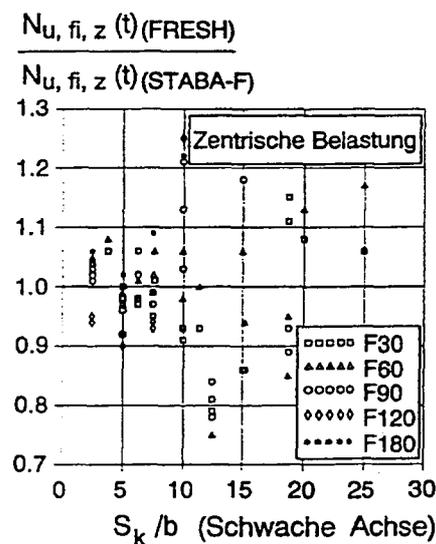
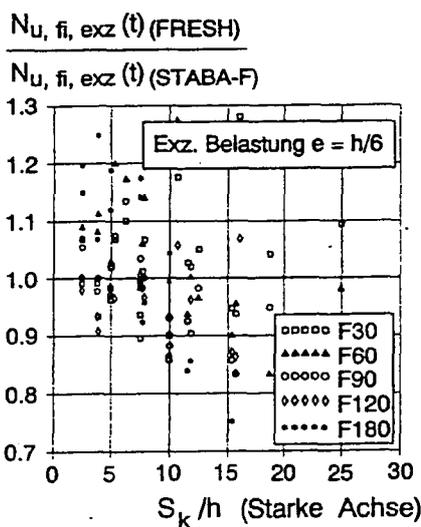
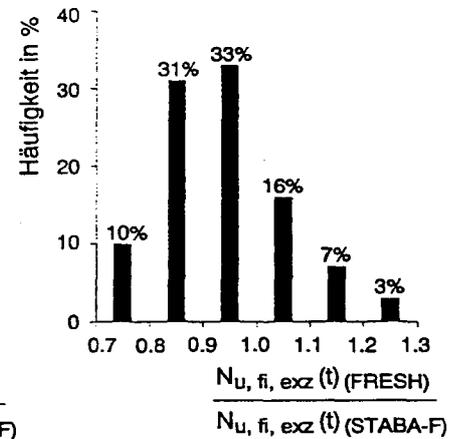
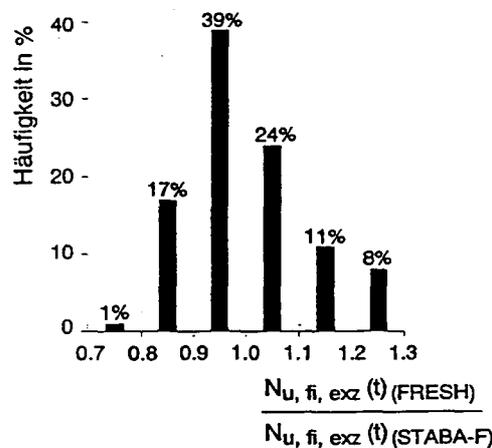
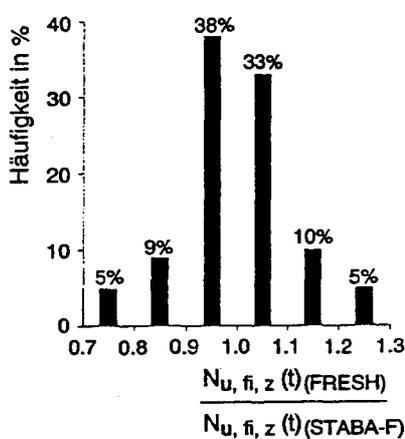


Bild 22. Vergleich rechnerisch exakt [2] und vereinfacht (FRESH) ermittelter Stützentraglasten bei zentrischer Belastung und Biegung um die schwache Achse

Fig. 22. Comparison of exactly [2] and simple (FRESH) calculated buckling loads in the case of centric loading and bending around the weak axis

Bild 23. Vergleich rechnerisch exakt [2] und vereinfacht (FRESH) ermittelter Stützentraglasten bei exzentrischer Belastung ($e=h/6$) und Biegung um die starke Achse

Fig. 23. Comparison of exactly [2] and simple (FRESH) calculated buckling loads in the case of eccentric loading ($e=h/6$) and bending around the strong axis

Bild 24. Vergleich rechnerisch exakt [2] und vereinfacht (FRESH) ermittelter Stützentraglasten bei exzentrischer Belastung ($e=h/3$) und Biegung um die starke Achse

Fig. 24. Comparison of exactly [2] and simple (FRESH) calculated buckling loads in the case of eccentric loading ($e=h/3$) and bending around the strong axis

5 Absicherung des Verfahrens

Die Verifikation des entwickelten Verfahrens erfolgte durch den Vergleich von berechneten Traglasten

- mit denen bei Berechnung mit dem exakten Programm STABA-F [2]
- mit denen bei Berechnung mit dem exakten Programm CEFICOSS [13] und
- mit Ergebnissen aus Brandversuchen an Verbundstützen [11].

Beim Vergleich mit [2] wurden die bezogenen Traglasten $(N_{u,fi}(t)_{FRESH})/N_{u,fi}(t)_{STABAF}$ für zentrische und exzentrische Belastung mit $e = h/6$, $e = h/3$, $e = b/6$ und $e = b/3$ über der Schlankheit s_k/h und s_k/b aufgetragen (s_k bezeichnet die Knicklänge im Kaltzustand, Beispiele für die Fälle zentrisch/schwache Achse, exzentrisch/starke Achse $e = h/6$ und $e = h/3$ siehe Bild 22 bis 24). Für den überwiegenden Anteil der berechneten Stützen liegt dieser Wert zwischen 0,9 und 1,1, wobei die Berechnung der „exakten“ Traglast mit dem Programm STABA-F unter Ansatz derjenigen Wärmeübergangsbedingungen erfolgte, die bei der Nachrechnung von im Prüfstand des iMBB durchgeführten Brandversuchen anzusetzen sind ($\epsilon = 0,8$ für Stahl, $\epsilon = 0,6$ für Beton, s. Abschn. 4.1.1). Diese Annahme ist sehr ungünstig, da z.B. nach Eurocode 1 der Wert pauschal mit $\epsilon = 0,5$ angenommen werden darf, woraus sich eine langsamere Erwärmung des untersuchten Stützenquerschnitts und damit bis zu 10% höhere Traglasten ergeben.

Zum Vergleich mit exakt berechneten Traglasten bei Annahme der Wärmeübergangsbedingungen nach dem Eurocode konnte auf in [14] mitgeteilte, mit dem Pro-

gramm CEFICOSS [13] berechnete Stützentraglasten bei Biegung um die schwache Querschnittsachse zurückgegriffen werden. Beispielhaft sind im Bild 25 für zwei ausgewählte Verbundstützen die mit FRESH ermittelten Traglasten für verschiedene Feuerwiderstandsdauern den nach [13] berechneten gegenübergestellt, wobei die Knicklänge variiert wurde. Der Vergleich zeigt, daß die vereinfacht berechneten Traglasten auf der sicheren Seite, nahe an den exakt berechneten, liegen.

Bild 26 zeigt beispielhaft den Vergleich von mit dem Verfahren FRESH berechneten Traglasten mit Versuchsergebnissen. Die Berechnung wurde dabei unter Ansatz der gemessenen Festigkeiten der Verbundstützen durchgeführt. Die mit dem vereinfachten Rechenverfahren bestimmten Traglasten liegen gegenüber dem zum Vergleichzeitpunkt von der Versuchsstütze aufnehmbaren Wert auf der sicheren Seite.

6 Anwendungsgrenzen des Verfahrens

Bei der Anwendung des beschriebenen vereinfachten Rechenverfahrens sind folgende Bedingungen einzuhalten:

$$\begin{aligned}
 6 [m^{-1}] &\leq A_m/V \leq 22 [m^{-1}] \\
 h/b &\leq 3 \\
 t_f &\leq \min (h/10, 40 \text{ mm}) \\
 t_w/t_f &\geq 0,5 \\
 b/t_w &\geq 15 \\
 &\geq A_m/V [m^{-1}].
 \end{aligned}$$

In Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer sind folgende Mindestabmessungen der Querschnitte einzuhalten:

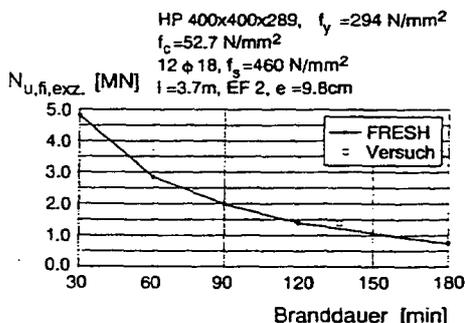
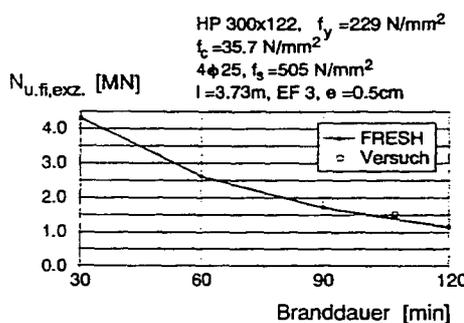
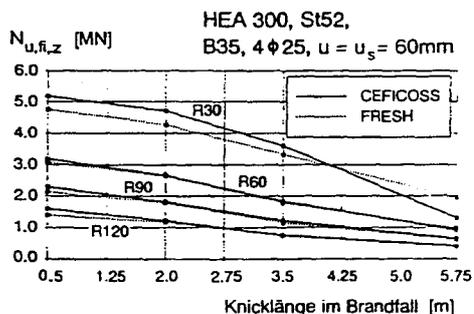
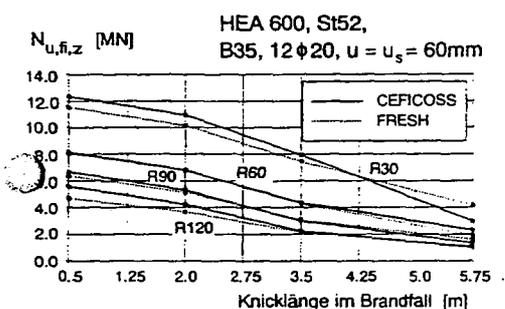


Bild 25. Vergleich rechnerisch exakt [13] und vereinfacht (FRESH) ermittelter zentrischer Stützentraglasten bei Variation der Knicklänge und Biegung um die schwache Achse
Fig. 25. Comparison between exactly [13] and simple (FRESH) calculated buckling loads in the case of centric loading, variation of the buckling length and bending around the weak axis

Bild 26. Vergleich von vereinfacht (FRESH) berechneten Stützentraglasten mit Brandversuchsergebnissen nach [11]
Fig. 26. Comparison between simple (FRESH) calculated buckling loads and fire test results according to [11]

- R30 : min h = min b = 140 mm
- R60 : min h = min b = 180 mm
- R90 : min h = min b = 220 mm
- R120 : min h = min b = 280 mm
- R180 : min h = min b = 300 mm.

Außerdem ist ein Mindestbewehrungsverhältnis $A_s/(A_b+A_s)$ zu berücksichtigen:

min $[A_s/(A_b+A_s)] = 1\%$ bei $A_m/V = 6 \text{ m}^{-1}$ bzw.
 min $[A_s/(A_b+A_s)] = 3\%$ bei $A_m/V = 22 \text{ m}^{-1}$

mit

A_s Querschnittsfläche der Stützenlängsbewehrung
 $A_b = A_{c1} + A_{c2} + A_{c3} - A_s$ Querschnittsfläche des Kammerbetons.

Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

7 Anwendungsbeispiel

Berechnet werden soll die Tragfähigkeit einer Verbundstütze aus einem Stahlprofil HE A 340 nach 90 Minuten Brandbeanspruchung bei Biegung um die starke Achse. Die Querschnittsausbildung, das statische System und die Belastung der Stütze sind der Darstellung im Bild 27 zu entnehmen.

Überprüfung der Anwendungsgrenzen des Verfahrens

$A_m/V = 2 \cdot (0,33 + 0,30) / (0,33 \cdot 0,30) = 12,7 \text{ m}^{-1} > 6 \text{ m}^{-1}$
 $< 22 \text{ m}^{-1}$

$h/b = 0,33/0,30 = 1,1 < 3$
 $t_f = 9,5 \text{ mm} < h/10 = 33 \text{ mm}$
 $< 40 \text{ mm}$
 $t_w/t_f = 9,5/16,5 = 0,58 > 0,5$
 $b/t_w = 300/9,5 = 31,6 > 15$
 $> 12,7 = A_m/V$
 $h = 330 \text{ mm} > \text{min } h \text{ (R90)} = 220 \text{ mm}$
 $b = 300 \text{ mm} > \text{min } b \text{ (R90)} = 220 \text{ mm}$
 $\text{min } A_s/(A_b+A_s) = (12,7-6)/(22-6) \cdot (0,03-0,01) + 0,01 = 0,0184$

$\text{vorh } A_s/(A_b+A_s) = 4 \cdot 6,16 / (33 \cdot 30 - 133) = 0,0287 > 0,0184$
 $= > \text{Verfahren kann angewendet werden!}$

Flächen und Trägheitsmomente der einzelnen Querschnittsbereiche

$A_f = 2 \cdot 30,0 \cdot 1,65 = 99 \text{ cm}^2$
 $A_{w1} = 2 \cdot 0,95 \cdot 5,0 + 4 \cdot 2,7^2 - \pi \cdot 2,7^2 = 15,76 \text{ cm}^2$
 $A_{w2} = (33,0 - 2 \cdot 1,65 - 10,0) \cdot 0,95 = 18,72 \text{ cm}^2$
 $A_s = 4 \cdot 6,16 = 24,64 \text{ cm}^2$
 $A_{c1} = 10,0 \cdot 30,0 - 15,76 - 2 \cdot 6,16 = 271,92 \text{ cm}^2$
 $A_{c2} = 10,0 \cdot (33,0 - 2 \cdot 1,65 - 10,0) - 1 \cdot 6,16 = 190,84 \text{ cm}^2$
 $A_{c3} = (30,0 - 10,0) \cdot (33,0 - 2 \cdot 1,65 - 10,0) - 18,72 - 1 \cdot 6,16 = 369,12 \text{ cm}^2$
 $I_f = 2 \cdot (30,0 \cdot 1,65^3 / 12 + 30,0 \cdot 1,65 \cdot 15,675^2) = 24347 \text{ cm}^4$
 $I_{w1} = 2 \cdot (0,95 \cdot 5,0^3 / 12 + 0,95 \cdot 5,0 \cdot 12,35^2 + 3,13 \cdot 14,23^2) = 2736 \text{ cm}^4$
 $I_{w2} = 0,95 \cdot (33,0 - 2 \cdot 1,65 - 10,0)^3 / 12 = 605 \text{ cm}^4$

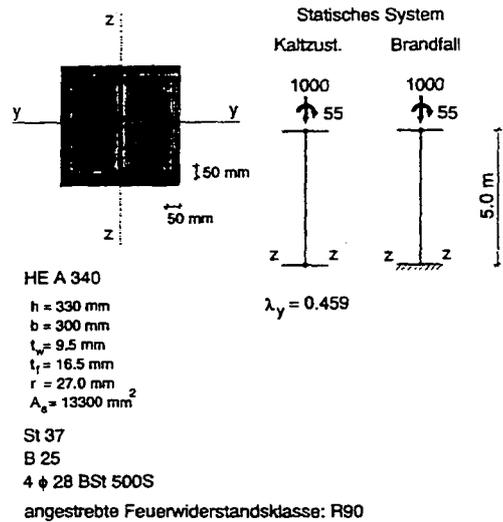


Bild 27. Querschnitt, Baustoffe, statisches System und Belastung zum Anwendungsbeispiel

Fig. 27. Cross-section, materials, statical system and applied loads for the application example

$I_s = 4 \cdot 6,16 \cdot (16,5 - 1,65 - 5,0)^2 = 2391 \text{ cm}^4$
 $I_{c1} = 2 \cdot [30,0 \cdot 5,0^3 / 12 + 30,0 \cdot 5,0 \cdot (16,5 - 1,65 - 2,5)^2] - 2736 - 2 \cdot 6,16 \cdot 10,996^2 = 42156 \text{ cm}^4$
 $I_{c2} = (33,0 - 2 \cdot 1,65 - 10,0)^3 \cdot 10,0 / 12 - 6,16 \cdot 8,7^2 = 5905 \text{ cm}^4$
 $I_{c3} = (33,0 - 2 \cdot 1,65 - 10,0)^3 \cdot 20,0 / 12 - 605 - 6,16 \cdot 8,7^2 = 11671 \text{ cm}^4$

Ausgangswerte der Baustoffkenngrößen

Beton B 25:	$f_{c,d,fi} = 2,5 \cdot 0,85 = 2,125 \text{ kN/cm}^2$
	$E_{cm} = 3000 \text{ kN/cm}^2$
Baustahl St 37:	$f_{ay,d,fi} = 24 \text{ kN/cm}^2$
	$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$
Betonstahl BSt 500 S:	$f_{sy,d,fi} = 50 \text{ kN/cm}^2$
	$E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$

Festigkeitsreduktionsfaktoren für R90

$r_{f\beta} = 0,053 + 0,0009 \cdot 16,5 = 0,068 \text{ (Bild 4)}$
 $r_{w1\beta} = 0,095 + 0,0068 \cdot 16,5 = 0,207 \text{ (Bild 5)}$
 $r_{w2\beta} = 1,910 - 0,0783 \cdot 12,7 = 0,916 \text{ (Bild 6)}$
 $r_{c1\beta} = 0,588 - 0,0230 \cdot 12,7 = 0,296 \text{ (Bild 7)}$
 $r_{c2\beta} = 0,650 - 0,0167 \cdot 12,7 = 0,438 \text{ (Bild 8)}$
 $r_{c3\beta} = 0,949 - 0,0181 \cdot 12,7 = 0,719 \text{ (Bild 9)}$
 $u_{res} = \sqrt{(5^2 + 5^2)} = 7,07 \text{ cm}$
 $k = 0,25/6 \cdot (7,07 - 4) - 0,6 = -0,472$
 $r_{s\beta} = 2,2741 - 0,2207 \cdot 12,7 + 0,0114 \cdot 12,7^2 - 0,0002 \cdot 12,7^3 - 0,472 = 0,423 \text{ (Bild 10)}$

Reduktionsfaktoren für den E-Modul für R90

$r_{IE} = 0,08 \text{ (Bild 11)}$

$$r_{w1E} = 0.846 - 0.0409 \cdot 12.7 = 0.327 \text{ (Bild 12)}$$

$$r_{w2E} = 1.210 - 0.0517 \cdot 12.7 = 0.553 \text{ (Bild 13)}$$

$$r_{c1E} = 0.06 \text{ (Bild 14)}$$

$$r_{c2E} = 0.221 - 0.00625 \cdot 12.7 = 0.141 \text{ (Bild 15)}$$

$$r_{c3E} = 0.893 - 0.04430 \cdot 12.7 = 0.330 \text{ (Bild 16)}$$

$$a_{90} = 0.16 + (0.66/6) \cdot (7.07 - 4) = 0.498$$

$$b_{90} = 0.004 + (0.022/6) \cdot (7.07 - 4) = 0.0153$$

$$r_{sE} = 0.498 - 0.0153 \cdot (12.7 - 6) = 0.396 \text{ (Bild 17)}$$

plastische Normalkraft

$$N_{pl,Rd,fi}(t=90) = (99 \cdot 0.068 + 15.76 \cdot 0.207 + 18.72 \cdot 0.916) \cdot 24 \\ + (271.92 \cdot 0.296 + 190.84 \cdot 0.438 \\ + 369.12 \cdot 0.719) \cdot 2.125 + 4.6 \cdot 16 \cdot 0.423 \cdot 50 \\ = 2085.1 \text{ kN}$$

wirksame Biegesteifigkeit

$$I_{eff,fi}(t=90) = [(24347 \cdot 0.08 + 2736 \cdot 0.327 + 605 \cdot 0.553) \cdot 21000 \\ + (42156 \cdot 0.06 + 5905 \cdot 0.141 + 11671 \cdot 0.33) \cdot 3000 \\ + 2391 \cdot 0.396 \cdot 21000] / 10000 \\ = 10824.1 \text{ kNm}^2$$

ideale Knicklast

$$N_{cr,fi}(t=90) = \pi^2 \cdot 10824.1 / (0.7 \cdot 5.0)^2 = 8720.8 \text{ kN}$$

zentrische Traglast

$$\lambda_{fi}(t=90) = \sqrt{2085.1 / 8720.8} = 0.49$$

$$c_5 = 1.0014 + 0.0371 \cdot (12.7 - 10) - 0.0014 \cdot (12.7 - 10)^2 = 1.091$$

$$\kappa_1(t=90) = (1.3911 - 2.1722 \cdot 0.49 + 1.2844 \cdot 0.49^2 - 0.2574 \cdot 0.49^5) \\ \cdot 1.091 = 0.66 \text{ (Bild 18)}$$

$$N_{u,fi,z}(t=90) = 2085.1 \cdot 0.66 = 1376.2 \text{ kN}$$

gleichgerichtete Ersatzausmitte

$$e_1 = 5.5 \text{ cm}$$

$$e_2 = 0$$

$$\xi = 0 / 5.5 = 0 \text{ (Bild 19)}$$

$$\lambda(t=0) = 0.459 \text{ (für den Kaltzustand mit } l = 5.0 \text{ m)}$$

$$e/h = 5.5 / 33 = 0.1667$$

$$b_a = \exp(-0.35 + 0.3 \cdot 0.1667) \cdot 0.459 / 0.1667 = 0.3324$$

$$b_b = 0.3324 + (1 - 0.3324) \cdot (0 + 1.0) / 2.0 = 0.6662$$

$$e_{ers} = e_1 \cdot b_b = 5.5 \cdot 0.6662 = 3.66 \text{ cm (Bild 20)}$$

exzentrische Traglast

$$e_{ers}/h = 3.66 / 33 = 0.1109$$

$$\kappa_2(t=90) = 1.0 - 2.6506 \cdot 0.1109 + 4.0936 \cdot 0.1109^2 \\ - 2.8924 \cdot 0.1109^3 + 0.7505 \cdot 0.1109^4 \\ = 0.7526 \text{ (Bild 21)}$$

$$N_{u,fi,exz}(t=90) = 1376.2 \cdot 0.7526 = 1035.7 \text{ kN}$$

Nachweis

$$N_{u,fi,exz}(t=90) = 1035.7 \text{ kN} > \text{vorh } N = 1000 \text{ kN bei}$$

$$e_1 = 5.5 \text{ cm} / e_2 = 0$$

=> Die Stütze erfüllt die Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse R90.

8 Zusammenfassung

Im Rahmen des am iBMB der TU Braunschweig durchgeführten und von der Stiftung Stahlanwendungsforschung geförderten Forschungsvorhabens „Bemessungsverfahren für brandbeanspruchte Verbundbauteile“ [5] wurde ein vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen entwickelt. Dieses Verfahren „FRESH – Fire RESistance of H-profiles concreted between the flanges“, wird im vorliegenden Beitrag vorgestellt.

Im Gegensatz zur Vorgehensweise bei rechnerischen Simulationsmodellen mit vollständiger thermischer Analyse des Bauteils in einem FE-Modell wird bei dem Verfahren FRESH auf eine exakte Berechnung der Querschnittstemperaturen verzichtet. Es ist daher für die „Handrechnung“ geeignet.

Der formale Rechengang lehnt sich an das vereinfachte Verfahren der Bemessung von Verbundstützen für den Kaltzustand nach [6] an. In Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse und der Massigkeit des Bauteils werden festgelegten Querschnittsbereichen Reduktionsfaktoren für die Festigkeit und den Elastizitätsmodul zugeordnet, mit denen die plastische Normalkraft und eine wirksame Steifigkeit zum untersuchten Zeitpunkt der Brandbeanspruchung berechnet werden können. Die Traglast ergibt sich unter Verwendung von Knickspannungskurven für den Brandfall. Im Gegensatz zu bisher bekannten, ähnlich aufgebauten Verfahren ist der Anwendungsbereich wesentlich erweitert. Es können alle Feuerwiderstandsklassen von R30 bis R180, Biegung um die starke und die schwache Querschnittsachse sowie zentrische und exzentrische Belastung berechnet werden.

Das Verfahren wurde durch den Vergleich mit Berechnungsergebnissen „exakter“ Rechenverfahren und mit Versuchsergebnissen abgesichert. Die zugrundeliegenden Rechenannahmen hinsichtlich der thermischen und mechanischen Materialgesetze sind mit den im Eurocode 4 [1] festgelegten Grundlagen für vereinfachte Rechenverfahren („Simple Calculation Models“) kompatibel. Das vorgestellte Verfahren FRESH kann somit über das Nationale Anwendungsdokument zu [1] für die Anwendung in der Praxis zugelassen werden.

(Literatur zu diesem Beitrag: s. Heft 3/1994).

Autoren dieses Beitrags:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser, Akad. Rat Dr.-Ing. Thomas Dorn, Dr.-Ing. Osama El-Nesr, iBMB – Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Beethovenstraße 52, 38106 Braunschweig

5.2 Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 4 Teil 1-2

Das zur Zeit vorliegende NAD soll im folgenden Punkt ergänzt werden:

3.3.4 (1)P Brandschutzmaterialien

Der Absatz wird ersetzt durch:

Für die thermischen Eigenschaften der geregelten Brandschutzmaterialien nach Abschn. 6.1 bis 6.3 von DIN 4102-4:1994 dürfen folgende Werte angesetzt werden:

Brandschutzmaterial	Dichte ρ_p kg/m ³	Wärmeleitfähigkeit λ_p W/mK	Spezifische Wärme c_p J/kgK	Wassergehalt %
Platten				
Gipskarton-Feuerschutzplatten (GKF) nach DIN 18180	945	0,20	1700	0

Diese Werte gelten zusammen mit dem Berechnungsverfahren nach ENV 1994-1-2 Abschnitt 4.3.3.2 (5) bis zu Stahltemperaturen von 700°C

Bei Verwendung von Brandschutzmaterialien nach obiger Tabelle sind zusätzlich die konstruktiven Regeln nach Abschn. 6.1 bis 6.3 von DIN 4102-4:1994 einzuhalten.

Die thermischen Eigenschaften und das Verhalten von anderen Brandschutzmaterialien sind durch einen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis auf der Grundlage von Brandprüfungen nach Abschn. 7.3 und 7.6 von DIN 4102-2:1977-09 zu erbringen.

5.3 Berechnung von repräsentativen Beispielen

5.3.1 Einfeldriger Verbundträger mit Kammerbeton

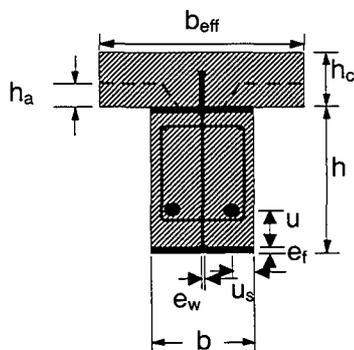
5.3.1.1 Aufgabenstellung, System, Querschnitt und Belastung

Für einen einfeldrigen Deckenträger eines Geschäfts- und Warenhauses mit einer Stützweite von 14 m ist der brandschutztechnische Nachweis zu führen. Die brandschutztechnischen Anforderungen lauten auf die Feuerwiderstandsklasse F 90 (R 90). Als Maßnahme zur Erfüllung dieser Anforderungen werden die Bereiche zwischen den Flanschen des Stahlprofils ausbetoniert (Kammerbeton). Innerhalb des Kammerbetons wird für den Brandfall eine zusätzliche Längsbewehrung aus Betonstahl eingelegt.

[5-24, Abschn. 7.1]

Die Parameter dieses Beispiels entsprechen bis auf den Kammerbeton denen in [5-24, Abschn. 7.1].

Verbundträgerquerschnitt



Stahlprofil:

IPE 450, $h/b/e_w/e_f/r = 450/190/9,4/14,6/21$ mm

Verbunddecke:

$b_{\text{eff}} = 2,5$ m, $h_c = 15$ cm, Stahlprofilblech $h_a = 5,1$ cm

System:

Einfeldträger $l = 14$ m

Baustoffe

Decken- und Kammerbeton C 35/45 (B 45)

Baustahl Fe 510 (St 52)

Betonstahl S 500 (BSt 500 S)

Die plastische Biegemomenten Tragfähigkeit bei Raumtemperatur ergab sich zu $M_{pl,Rd} = 1094 \text{ kNm}$.

[5-24, S. 677]

Dieser Wert dient später als Bezugswert bei der brandschutztechnischen Bemessung. Dabei sind der Kammerbeton und die zusätzliche Längsbewehrung nicht angerechnet.

Mechanische Einwirkungen im Brandfall

Die charakteristischen Werte der Einwirkungen ergeben sich wie folgt:

[5-24, S. 677]

Ständige Einwirkungen:

Stahlträger $G_k = 0,80 \text{ kN/m}$

Betonplatte und Profilblech $G_k = 9,40 \text{ kN/m}$

Kammerbeton $G_k = 1,90 \text{ kN/m}$

Ausbaulasten $G_k = 6,50 \text{ kN/m}$

Das Eigengewicht des Kammerbetons muß gegenüber den Lastannahmen von [5-24] zusätzlich berücksichtigt werden.

Veränderliche Einwirkungen:

Verkehrslast ($p = 5,0 \text{ kN/m}^2$) $Q_k = 12,5 \text{ kN/m}$

5.3.1.2 Brandschutztechnische Auslegung

5.3.1.2.1 Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 (Tabelle 104)

Einfeldrige Verbundträger mit ausbetonierten Kammern dürfen in Abhängigkeit von dem Ausnutzungsfaktor α_5 , der Trägerbreite b , des Verhältnisses von Profilhöhe h zu -breite b und der Zulagebewehrung A_s bezogen auf die Fläche des unteren Flansches A_F nach Tabelle 104 klassifiziert werden. Dabei wird zunächst der Ausnutungsgrad α_5 ermittelt, um damit die erforderliche Zulagebewehrung bei vorgegebenem h/b -Verhältnis für die angestrebte Feuerwiderstandsklasse zu ermitteln.

[5-22, Abschn. 7.2]

Folgende Randbedingungen sind einzuhalten:

[5-22, Abschn. 7.2.2.2]

	Randbedingung	vorhanden
Stegdicke	$e_w \leq b / 18 = 190 / 18 = 10,7 \text{ mm}$	$e_w = 9,4 \text{ mm} \checkmark$
Flanschdicke	$e_f \leq 2 e_w = 2 \cdot 9,4 = 18,8 \text{ mm}$	$e_f = 14,6 \text{ mm} \checkmark$
Plattendicke	$h_c \geq 12 \text{ cm}$	$h_c = 15 \text{ cm} \checkmark$
Plattenbreite	$b_{\text{eff}} \leq 5,0 \text{ m}$	$b_{\text{eff}} = 2,5 \text{ m} \checkmark$
Betongüte	$\geq \text{B25}$	B45 \checkmark

Die Tabelle 104 kann angewendet werden.

Der Ausnutzungsfaktor α_5 ist definiert als Quotient aus vorhandener Biegebeanspruchung vorh M bezogen auf die $1/\gamma$ -fache rechnerische Tragfähigkeit pl M im Kaltzustand nach der Verbundträgerrichtlinie

[5-22, Abschn. 7.2.2.3]

[5-26]

$$\alpha_5 = \text{vorh M} / (\text{pl M} / \gamma) \text{ mit } \gamma = 1,7 \text{ (LF H)}.$$

Das vorhandene Moment aus 1,0-facher Belastung beträgt

$$\text{vorh M} = 1,0 \cdot (0,8 + 9,4 + 1,9 + 6,5 + 12,5) \cdot 14^2 / 8 = 762 \text{ kNm}.$$

Nach der Verbundträgerrichtlinie ergibt sich pl M aus

[5-26]

$$Z = A_a \cdot \beta_s = 98,8 \cdot 36 = 3556,8 \text{ kN}$$

$$x_{\text{pl}} = Z / (0,6 \cdot \beta_{\text{WN}} \cdot b_{\text{eff}}) = 3556,8 / (0,6 \cdot 4,5 \cdot 250) = 5,27 \text{ cm}$$

$$\text{pl M} = Z (h_a / 2 + h_c + x_{\text{pl}} / 2)$$

$$3556,8 (0,225 + 0,15 + 0,0527 / 2) = 1240 \text{ kNm}.$$

Damit ergibt sich der Ausnutzungsgrad zu

[5-22, Abschn. 7.2.2.3]

$$\alpha_5 = 762 / (1240 / 1,7) \cong 1,0.$$

Der Träger ist somit im Kaltzustand voll ausgelastet.

Mit dem Verhältnis von Trägerhöhe zu -breite von $h/b = 450/190 = 2,4$ und dem Ausnutzungsfaktor $\alpha_5 = 1,0$ werden mittels linearer Interpolation folgende Werte ermittelt:

[5-22, Tab. 104]

$$\min b = 202 \text{ mm}; \min (A_s / A_f) = 0,4$$

Mit der vorhandenen Breite von 190 mm wird die erforderliche Mindestbreite von 202 mm lediglich annähernd erfüllt. Für die Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse F 90 sind 40% der Untergurtfläche als Zulagebewehrung in den ausbetonierten Kammern des Stahlprofils anzuordnen:

$$\text{erf } A_s = 0,4 (19 \cdot 1,4) = 11,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 4 \text{ } \varnothing 20, \text{ vorh } A_s = 12,56 \text{ cm}^2.$$

Der zulässige Bewehrungsgrad im Kammerbeton ist auf 5% beschränkt:

$$A_s / A_b + A_s \leq 0,05$$

$$12,56 / (19 \cdot 45 - 98,8) = 0,017 \checkmark.$$

[5-22, Abschn. 7.2.2.2]

Die erforderlichen Achsabstände der Bewehrung betragen:

$$u = 107 \text{ mm}$$

$$u_s = 57 \text{ mm}.$$

[5-22, Bild 69]

Um die Anforderung der Mindestbreite exakt zu erfüllen, müßte der Ausnutzungsgrad α_5 des Verbundträgers auf 0,86 gesenkt werden. Dazu wäre z. B. die Ausbaulast von 6,5 kN/m auf 1,0 kN/m zu reduzieren ! Die erforderliche Zulagebewehrung beträgt dann

$$\text{erf } A_s = 0,307 (19 \cdot 1,46) = 8,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 2 \text{ } \varnothing 25, \text{ vorh } A_s = 9,82 \text{ cm}^2.$$

5.3.1.2.2 Bemessung nach Eurocode 4 Teil 1-2

Mechanische Beanspruchung im Brandfall

Für den Brandfall gelten die Kombinationsregeln für außergewöhnliche Einwirkungen:

$$S_{dA} = S \left[\sum \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum (\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}) + \sum A_d(t) \right]$$

[5-23, Anhang F, Abschn. F.3.1]

Dabei ist für den Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen in der außergewöhnlichen Situation $\gamma_{GA} = 1,0$ zu setzen. Der Kombinationsbeiwert $\psi_{1,1}$ für die führende veränderliche Last ergibt sich für Geschäfts- und Warenhäuser zu 0,8.

[5-23, Anhang F, Abschn. F.3.1]
[5-25, Abschn. 2.3.2.2, Tab. R1]

Biegemoment in Feldmitte

$$M_{fi,d} = [1,0 \cdot (0,80 + 9,40 + 1,90 + 6,50) + 0,8 \cdot 12,5] \cdot 14,0^2 / 8 = 700,7 \text{ kNm}$$

Bemessung nach Abschnitt 4.2.2 (Tabelle 4.1)

Einfeldrige Verbundträger mit ausbetonierten Kammern dürfen in Abhängigkeit von dem Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$, der Trägerbreite b und der Zula-

[5-1, Abschnitt 4.2.2 (Tabelle 4.1)]

gebewehrung A_s bezogen auf die Fläche des unteren Flansches A_f klassifiziert werden. Dabei wird normalerweise so vorgegangen, daß zunächst der Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$ bestimmt wird, um dann die erforderliche Trägerbreite b und die erforderliche Zulagebewehrung für eine vorgegebene Feuerwiderstandsklasse zu ermitteln.

Um die Tabelle anwenden zu dürfen, müssen einige geometrische Randbedingungen erfüllt sein:

	Randbedingung	vorhanden	[5-1, Abschn. 4.2.2(3)]
Stegdicke	$e_w \leq b / 15 = 190/15 = 12,7 \text{ mm}$	$e_w = 9,4 \text{ mm} \checkmark$	
Flanschdicke	$e_f \leq 2 e_w = 2 \cdot 9,4 = 18,8 \text{ mm}$	$e_f = 14,6 \text{ mm} \checkmark$	
Plattendicke	$h_c \geq 12 \text{ cm}$	$h_c = 15 \text{ cm} \checkmark$	
Plattenbreite	$b_{\text{eff}} \leq 5,0 \text{ m}$	$b_{\text{eff}} = 2,5 \text{ m} \checkmark$	

Die Tabelle 4.1 kann angewendet werden.

Der Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$ in der Tabelle kennzeichnet den Quotienten zwischen Bemessungswert der Beanspruchungen im Brandfall und der Beanspruchbarkeit für Normaltemperatur [5-1, Abschn. 4.1(8)]

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d}$$

Hier ergibt sich der Ausnutzungsfaktor für die entsprechenden Werte des Biegemomentes zu:

$$\eta_{fi,t} = \frac{M_{fi,d}}{M_{pl,Rd}} = \frac{700,7}{1094} = 0,64$$

Mit dem Verhältnis von Trägerhöhe zu -breite von $h/b = 450/190 = 2,4$ und dem Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,64$ werden aus Tabelle 4.1 mittels linearer Interpolation folgende Werte ermittelt: [5-1, Tabelle 4.1]

$$\min b = 194 \text{ mm}; \min (A_s / A_f) = 0,34$$

Mit der vorhandenen Breite von 190 mm wird die erforderliche Mindestbreite von 194 mm lediglich annähernd erfüllt. Für die Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse R 90 sind 34% der Untergurtfläche als Zulagebewehrung in den ausbetonierten Kammern des Stahlprofils anzuordnen:

$$\text{erf } A_s = 0,34 \cdot A_f = 0,34 \cdot 19,0 \cdot 1,46 = 9,4 \text{ cm}^2$$

Um die Anforderung der Mindestbreite exakt zu erfüllen, müßte der Aus-

nutzungsgrad $\eta_{fi,t}$ des Verbundträgers wie bei der Anwendung der Tabelle nach DIN 4102 Teil 4 ebenfalls gesenkt werden; in diesem Fall auf $\eta_{fi,t} = 0,608$. Dazu wäre z. B. die Ausbaulast von 6,5 kN/m auf 5,05 kN/m zu reduzieren! Die erforderliche Zulagebewehrung beträgt dann

$$\text{erf } A_s = 0,308 (19 \cdot 1,46) = 8,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 2 \text{ } \varnothing 25, \text{ vorh } A_s = 9,82 \text{ cm}^2.$$

Der zulässige Bewehrungsgrad im Kammerbeton ist auf 5% beschränkt:

$$A_c = 19 \cdot 45 - 98,9 - 9,8 = 746,3 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} = \frac{9,8}{746,3 + 9,8} = 1,3\% < 5\%$$

Die Mindestachsabstände der Bewehrung sind nach Tabelle 4.2 zu wählen. Sie betragen bei Verwendung eines IPE 450 mit einer Profilhöhe von 190 mm in der Feuerwiderstandsklasse R 90:

$$u = 107 \text{ mm und } u_s = 57 \text{ mm.}$$

Die Tabellen 4.1 und 4.2 dürfen für Verbundträger mit Stahlprofilblech-Verbunddecken angewendet werden, wenn mindestens 90% der Oberseite des Stahlprofils durch das Stahlprofilblech abgedeckt sind. Wenn nicht, sind die Öffnungen in der Stahlprofilblechdecke über dem Obergurt der Träger mit Brandschutzmaterial zu schließen.

Bemessung nach Abschnitt 4.3.4 (vereinfachtes Verfahren)

Allgemeines

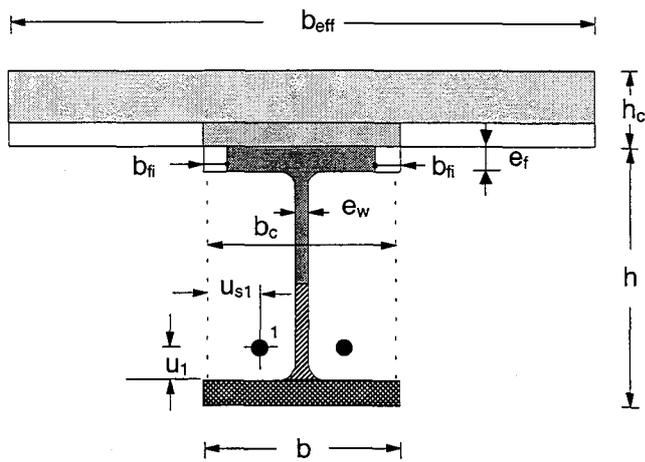
Die Regeln des Abschnitts 4.3.4 gelten für die Berechnung der Momenten-tragfähigkeit kammerbetonierter Stahlträger, die im Verbund mit einer Betondecke liegen. Sie gelten ebenfalls für Verbunddecken mit hinterschnittenen Stahlprofilblechen wie in dem hier behandelten Beispiel.

[5-1, Abschn. 4.2.2(3)]

[5-1, Abschn. 4.2.2(9),
Tabelle 4.2]

[5-1, Abschn. 4.2.2(7)]

[5-1, Abschn. 4.2.3]



Brandreduzierter Querschnitt bei der Berechnung der positiven Momententragfähigkeit

Bei der Berechnung der positiven Momententragfähigkeit werden der gedrückte Deckenbeton, der obere Stahlflansch, der Stahlsteg, der untere Stahlflansch und die Bewehrungsstäbe berücksichtigt. Für jeden Querschnittsteil enthält der Anhang E eine entsprechende Regelung, die die Auswirkungen der Temperatur beschreibt. Der zugbeanspruchte Deckenbeton und der Kammerbeton werden nicht angesetzt.

Für diese Berechnung muß neben den Querschnittsangaben in der Aufgabenstellung die Fläche und die Lage der Betonstahlbewehrung in den Kammer angegeben werden:

$$2 \text{ } \varnothing 25, \quad u_1 = 100 \text{ mm}, \quad u_{s1} = 65 \text{ mm}$$

Bezüglich der Deckendicke h_c wird die Mindestdicke der Tab. 4.11 eingehalten. Die Tabelle gilt für Beton- und Verbunddecken. Ferner sind die Mindestwerte der Tabelle 4.12 für die Höhe h des Stahlquerschnitts, die Breite b_c und die Fläche $h \cdot b_c$ einzuhalten. Dabei ist die Breite b_c der kleinere Wert entweder der Breite b des unteren Flansches oder der Breite des Kammerbetons einschließlich der Stegdicke e_w . Die Stegdicke e_w sollte kleiner als $1/10$ der Breite b_c sein. Die Flanschdicke e_f sollte kleiner als $1/8$ der Höhe h des Stahlquerschnitts sein.

[5-24, Tab. 4.11 und Tab. 4.12]

Randbedingung

vorhanden

Plattendicke	$h_c \geq 10 \text{ cm}$	$h_c = 15 \text{ cm}$	✓
Profilhöhe	$h \geq 170 \text{ mm}$	$h = 450 \text{ mm}$	✓
Profilbreite	$b_c \geq 170 \text{ mm}$	$b_c = 190 \text{ mm}$	✓
Fläche	$h \cdot b_c \geq 35000 \text{ mm}^2$	$450 \cdot 190 = 85500 \text{ mm}^2$	✓
Stegdicke	$e_w \leq b_c / 10 = 190 / 10 = 19 \text{ mm}$	$e_w = 9,4 \text{ mm}$	✓
Flanschdicke	$e_f \leq h / 8 = 450 / 8 = 56 \text{ mm}$	$e_f = 14,6 \text{ mm}$	✓

Bei der Berechnung der Momententragfähigkeit im Brandfall werden folgende mechanische Werkstoffkennwerte angenommen:

Beton:

Zylinder-Druckfestigkeit $f_{c,20^\circ\text{C}} = 35 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl:

Streckgrenze $f_{ry,20^\circ\text{C}} = 500 \text{ N/mm}^2$ reduziert mit k_r

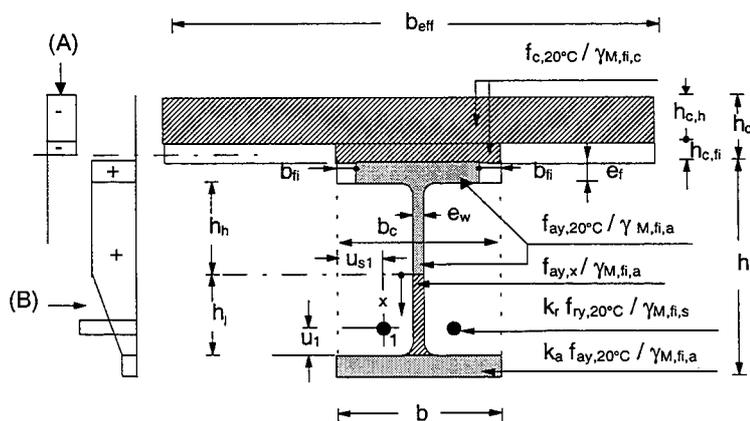
Baustahl:

Streckgrenze $f_{ay,20^\circ\text{C}} = 355 \text{ N/mm}^2$ ggfs. reduziert

Die Teilsicherheitsbeiwerte bei der Bemessung im Brandfall sind für alle Werkstoffe gleich:

$$\gamma_{M,fi,c} = \gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,r} = 1,0.$$

Im folgenden wird die positive Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd+}$ am reduzierten Querschnitt ermittelt.



Brandreduzierter Querschnitt bei der Berechnung

der positiven Momententragfähigkeit

(A) Spannungsverteilung im Beton

(B) Spannungsverteilung im Stahl

Verbunddecke

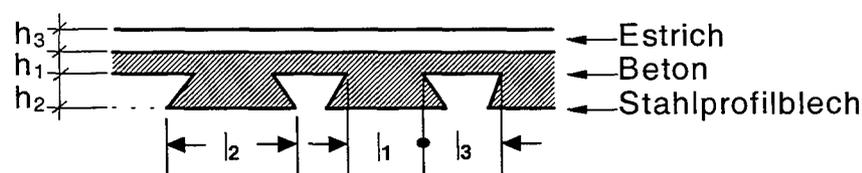
Die mittragende Breite b_{eff} der Verbunddecke wird wie bei Raumtemperatur angenommen.

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit wird unabhängig von der Feuerwiderstandsklasse zu $f_{c,20^\circ\text{C}} / \gamma_{M,fi,c}$ angenommen. Die Dicke der Betondecke wird in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse reduziert.

[5-24, Tab. E.2]

Bei Verbunddecken mit trapezförmigen oder hinterschnittenen Stahlprofilblechen sollte die Reduktion der Dicke $h_{c,fi}$ mindestens gleich der Rippenhöhe h_2 sein (s. Bild). Hier:

$$h_2 = 51 \text{ mm} > h_{c,fi} = 30 \text{ mm}$$



Verbunddecke mit hinterschnittenem Stahlprofilblech

Die Betonschicht $h_{c,fi}$ direkt über dem oberen Flansch dürfte mit angesetzt werden. Wie sich weiter unten zeigen wird, liegt sie jedoch ohnehin im Zugbereich und entfällt daher bei der Ermittlung der Biegetragfähigkeit.

oberer Flansch

Die obere Flanschbreite des Stahlquerschnitts wird entsprechend der Feuerwiderstandsklasse R 90 reduziert:

[5-24, Tab. E.2]

$$\begin{aligned} b_{\text{red}} &= b - 2b_{fi} = b - 2 \left(\frac{e_f}{2} + 30 + \frac{b - b_c}{2} \right) \\ &= 190 - 2 \left(\frac{14,6}{2} + 30 \right) = 115,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

Die Streckgrenze darf unvermindert mit $f_{ay,20^\circ\text{C}} / \gamma_{M,fi,a}$ angenommen werden.

Steg

Der Steg wird in einen oberen Teil der Höhe h_n und einen unteren Teil der Höhe h_z unterteilt. Die Höhe h_z ergibt sich entsprechend der Feuerwider-

[5-24, Tab. E.3]

standsklasse R 90 aus der Gleichung

$$h_\ell = \frac{a_1}{b_c} + \frac{a_2 e_w}{b_c h} \quad \text{mit } h/b_c = 450/190 \geq 2$$

ergeben sich a_1 und a_2

$$h_\ell = \frac{14000}{190} + \frac{75000 \cdot 9,4}{85500} = 81,9 \text{ mm}$$

$$h_h = h - 2e_f - h_\ell = 450 - 2 \cdot 14,6 - 81,9 = 338,9 \text{ mm}$$

Für den oberen Stegabschnitt der Höhe h_h wird die unverminderte Streckgrenze $f_{ay,20^\circ\text{C}} / \gamma_{M,fi,a}$ angenommen. Für den unteren Teil h_ℓ hängt die Streckgrenze vom Abstand x zum oberen Stegabschnitt ab (s. Bild oben). Die reduzierte Streckgrenze ergibt sich aus

$$f_{ay,x} = f_{ay,20^\circ\text{C}} [1 - x(1 - k_a)/h_\ell]$$

wobei k_a der Reduktionsfaktor für die Streckgrenze im unteren Flansch ist. Dies führt zu einer trapezförmigen Spannungsverteilung über die Höhe h_ℓ .

unterer Flansch

Die Fläche des unteren Flansches bleibt unverändert. Die Streckgrenze wird mit dem Faktor k_a nach Tab. E.4 reduziert:

[5-24, Tab. E.4]

$$\begin{aligned} k_a &= \left(0,12 - \frac{17}{b_c} + \frac{h}{38b_c} \right) \cdot (0,018e_f + 0,7) \\ &= \left(0,12 - \frac{17}{190} + \frac{h}{38 \cdot 190} \right) \cdot (0,018 \cdot 14,6 + 0,7) = 0,0894 \end{aligned}$$

Bewehrung

Die Streckgrenze der Bewehrungsstäbe wird entsprechend der Feuerwiderstandsklasse in Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungsstabes mit dem Faktor k_r reduziert:

[5-24, Tab. E.5]

$$k_r = \frac{(u \cdot a_3 + a_4) a_5}{\sqrt{\frac{A_m}{V}}}$$

mit

$$u = \frac{1}{\frac{1}{u_i} + \frac{1}{u_{si}} + \frac{1}{b_c - e_w - u_{si}}} = \frac{1}{\frac{1}{100} + \frac{1}{65} + \frac{1}{190 - 9,4 - 65}} = 29,4 \text{ mm}$$

Darin

u_i vertikaler Achsabstand [mm] vom Bewehrungsstab
zur Innenseite des Flansches

u_{si} seitlicher Achsabstand [mm] vom Bewehrungsstab
zur Außenkante des Betons

$$A_m = 2h + b_c = 2 \cdot 450 + 190 = 1090 \text{ mm}$$

$$V = b_c \cdot h = 450 \cdot 190 = 85500 \text{ mm}^2$$

a_3 , a_4 und a_5 sind in Tab. E.5 angegeben.

$$k_r = \frac{(29,4 \cdot 0,026 - 0,154)}{\sqrt{\frac{1090}{85500}}} \cdot 0,090 = 0,487$$

Die Berechnung der plastischen Biegemomententragfähigkeit erfolgt tabellarisch:

	F_i [kN]	z_i [m]	$M_i = F_i z_i$ [kNm]
oberer Flansch	$b_{red} \cdot e_f \cdot f_{ay,20^\circ\text{C}} =$ $11,54 \cdot 1,46 \cdot 35,5 = 598,1$	$h_c + e_f / 2 =$ $0,15 + 0,0146 / 2 = 0,1573$	94,08
Walzaus- rundung oben	$\frac{(4 - \pi)r^2}{2} f_{ay,20^\circ\text{C}} =$ $\frac{(4 - \pi)2,1^2}{2} 35,5 = 67,1$	$h_c + e_f + \left[1 - \frac{2}{3(4 - \pi)}\right] r =$ $0,15 + 0,0146 + 0,2234 \cdot 0,021 =$ 0,1693	11,36
oberer Steg	$e_w \cdot h_h \cdot f_{ay,20^\circ\text{C}} =$ $0,94 \cdot 33,89 \cdot 35,5 = 1130,9$	$h_c + e_f + h_h / 2 =$ $0,15 + 0,0146 + 0,3389 / 2 =$ 0,3341	377,78
unterer Steg	$e_w \cdot h_l \cdot f_{ay,20^\circ\text{C}} \cdot (1 + k_a) / 2 =$ $0,94 \cdot 8,19 \cdot 35,5 \cdot (1 + 0,0894) / 2 =$ 148,9	$h_c + h - e_f - h_l \frac{2}{3} \left(\frac{1 + k_a}{1 + k_a} / 2 \right)$ $= 0,15 + 0,45 - 0,0146$ $- 0,0819 \frac{2}{3} \left(\frac{1 + 0,0894 / 2}{1 + 0,0894} \right) =$ 0,5330	79,36

Walzaus- rundung unten	$\frac{(4-\pi)r^2}{2} k_a f_{ay,20^\circ\text{C}} =$ $\frac{(4-\pi)2,1^2}{2} 0,0894 \cdot 35,5 = 6,0$	$h_c + h - e_f - \left[1 - \frac{2}{3(4-\pi)}\right] r =$ $0,15 + 0,45 - 0,0146 - 0,2234 \cdot 0,021$ $= 0,5807$	3,48
unterer Flansch	$b \cdot e_f \cdot k_a \cdot f_{ay,20^\circ\text{C}} =$ $19,0 \cdot 1,46 \cdot 0,0894 \cdot 35,5 = 88,0$	$h_c + h - e_f / 2 =$ $0,15 + 0,45 - 0,0146 / 2 = 0,5927$	52,16
Beweh- rung	$A_r \cdot k_r \cdot f_{ry,20^\circ\text{C}} =$ $2 \cdot 4,91 \cdot 0,487 \cdot 50,0 = 239,1$	$h_c + h - e_f - u_1 =$ $0,15 + 0,45 - 0,0146 - 0,10 = 0,4854$	116,06
	Zugkräfte: $\sum Z_i = 2278,1$	$z_{pl} = \frac{\sum Z_i}{b_{eff} \cdot f_{c,20^\circ\text{C}}} = \frac{2278,1}{2,50 \cdot 3,5} = 0,026$	
Verbund- decke	-2278,1	$z_{pl} / 2 = 0,013$	-29,62
$\sum M_i = 704,66$			
Der Nachweis an der höchstbeanspruchten Stelle in Feldmitte lautet: $M_{fi,90,Rd} = 704,7 \text{ kNm} > M_{fi,d,90} = 700,7 \text{ kNm}$			

5.3.1.3 Vergleich der Ergebnisse

In dem Beispiel wurde die brandschutztechnische Bemessung eines einfeldrigen Verbundträgers mit Kammerbeton und brandschutztechnisch erforderlicher Zulagebewehrung im Kammerbeton mittels verschiedener Verfahren vorgestellt. Angewendet wurden die Nachweistabellen der DIN 4102 Teil 4 und des Eurocode 4 Teil 1-2 sowie das vereinfachte Rechenverfahren nach Eurocode 4 Teil 1-2.

Der gewählte Querschnitt liegt mit seiner vergleichsweise geringen Breite von lediglich 190 mm bei gleichzeitiger R 90- bzw. F 90-Anforderung in einem kritischen Bereich für die Anwendung der Tabellen. Die Belastungsangaben laut Aufgabenstellung führen zu Ausnutzungsfaktoren im Brandfall, die eine Zuordnung in die geforderte Feuerwiderstandsklasse nach den Tabellen streng genommen nicht zulassen. Das gilt sowohl für die Anwendung der DIN 4102 Teil 4 als auch für den Eurocode 4 Teil 1-2. Erst bei geringeren Ausnutzungsgraden lassen sich die Tabellen anwenden. Für diesen Fall sind die aufnehmbaren Lasten und das dann resultierende Bemessungsergebnis in der unten stehenden Tabelle aufgeführt.

Bei Anwendung des vereinfachten Verfahren nach Eurocode 4 Teil 1-2 läßt sich der Träger mit einer Zulagebewehrung 2 Ø 25 ohne Reduktion der Last in die Feuerwiderstandsklasse R 90 einordnen.

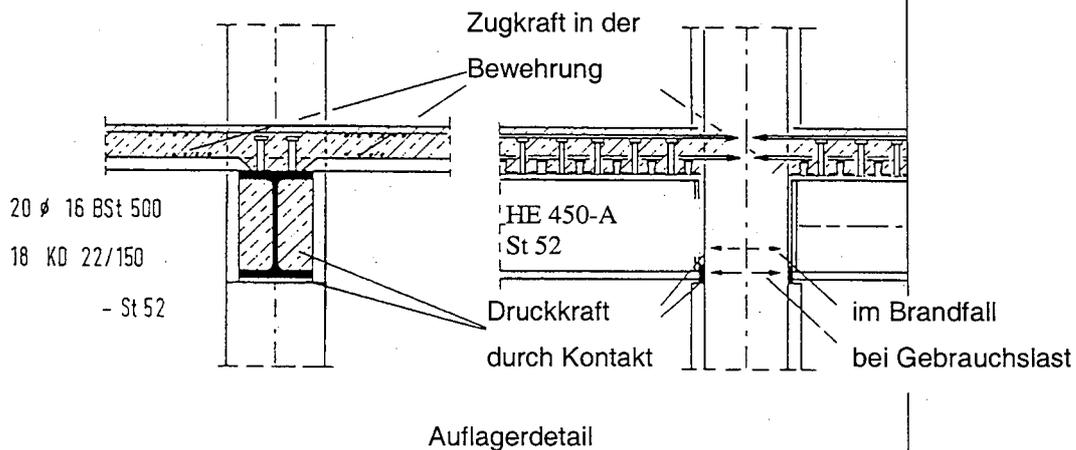
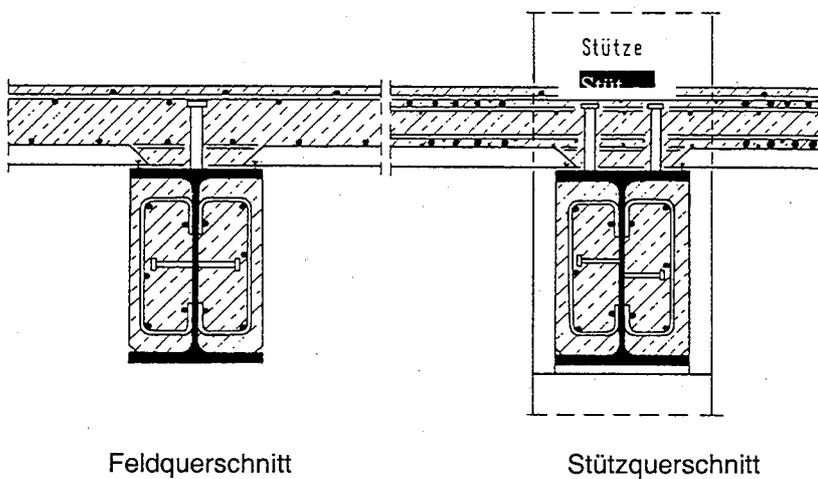
Damit ergibt sich der in der nachfolgenden Tabelle dargestellter Vergleich.

Auslegung nach	Erforderliche Zulagebewehrung	Feuerwiderstandsklasse	Aufnehmbare Last in kNm
DIN 4102 Teil 4 Tabellenverfahren	2 Ø 25	F 90	g = 13,1 (70%) p = 12,5 (100%)
Eurocode 4-1-2 Tabellenverfahren	2 Ø 25	R 90	g = 17,2 (92%) p = 12,5 (100%)
Eurocode 4-1-2 vereinfachtes Rechenverfahren	2 Ø 25	R 90	g = 18,6 (100%) p = 12,5 (100%)

5.3.2 Durchlaufträger mit unterbrochenem Stahlprofil

5.3.2.1 Aufgabenstellung, System, Querschnitt und Belastung

Zu bemessen ist ein Verbundträger eines Industriebaus, der als Durchlaufträger über vier Felder zwischen Innenstützen mit einer Spannweite von jeweils $l = 10,8 \text{ m}$ hergestellt wird. Der Abstand der Träger untereinander beträgt 6 m . Die Ausführung erfolgt als Durchlaufträger mit unterbrochenem Stahlprofil. [5-27], S.455f.



Die Parameter dieses Beispiels wurden in Anlehnung an das Beispiel Nr. 3a in [5-27] gewählt.

Verbundträgerquerschnitt

Stahlprofil:

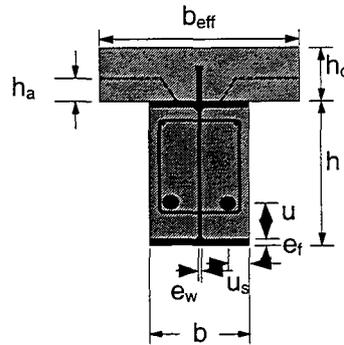
HE 450 A

 $h / b / e_w / e_f / r = 440 / 300 / 11,5 / 21 / 27 \text{ mm}$

Verbunddecke:

 $b_{\text{eff}} = 2,38 \text{ m}, h_c = 18 \text{ cm},$ Stahlprofilblech $h_a = 5,1 \text{ cm}$ (Holorib o.ä.)

System:

4-feldriger Durchlaufträger $\ell = 10,8 \text{ m}$ 

Baustoffe

Decken- und Kammerbeton B 25

Baustahl St 52

Betonstahl BSt 500 S

Belastung

$$g = 6,3 \cdot 6 \cdot 1,25 + 4,26 = 51,51 \text{ kN/m}$$

$$p = 5 \cdot 6 \cdot 1,25 = 37,5 \text{ kN/m}$$

[5-27] S. 455

Schnittgrößen am statisch bestimmten Einfeldträger

$$Q_0 = (51,51 + 37,5) \cdot 10,8 / 2 = 480,6 \text{ kN}$$

$$M_0 = (51,51 + 37,5) \cdot 10,8^2 / 8 = 1297,8 \text{ kNm}$$

Bei einer Stützbewehrung von

$$12 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}, u = 14 \text{ cm}$$

$$+ 8 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}, u = 6 \text{ cm}$$

(u = Achsabstand zur Deckenunterseite)

und Einbau von Kontaktblechen zwischen Trägerunterflansch und Stütze beträgt das plastische Stützmoment im Kaltzustand

[5-27] S. 456

$$M_{pl,s} = -1041 \text{ kNm.}$$

Bei einem Verdübelungsgrad von $\eta = 0,5$ beträgt das plastische Feldmoment

$$M_{pl,f} = 1841 \text{ kNm.}$$

[5-27] S. 457

5.3.2.2 Systemnachweis im Kaltzustand

$$\text{vorh } M = 1,7 \cdot 1297,8 = 2206,3 \text{ kNm}$$

Endfeld:

$$\text{grenz } M = 0,4 \cdot |-1041| + 1841 = 2257,4 > 2206,3 \text{ kNm}$$

Innenfeld:

$$\text{grenz } M = |-1041| + 1841 = 2842 > 2206,3 \text{ kNm}$$

(Bei Verringerung der Stützbewehrung an den inneren Stützen auf jeweils

6 \varnothing 16 mm beträgt $M_{pl,s} = -208 \text{ kNm}$ und

$$\begin{aligned} \text{grenz } M &= (|-1041| + |-208|) / 2 + 1841 = 2465,6 \\ &> 2206,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5.3.2.3 Brandschutztechnische Auslegung

5.3.2.3.1 Bemessung nach DIN 4102 Teil 4

Statisch unbestimmt gelagerte Verbundträger sind im Bereich positiver Momente nach Abschnitt 7.2.2 und Tabelle 103 oder 104 zu bemessen. [5-22] 7.2.1.3

Für den Bereich negativer Momente ist der Nachweis durch Brandprüfungen nach den Normen der Reihe DIN 4102 zu führen !

Feldquerschnitt:

soll voll ausgenutzt werden, d. h.

$$M_{pl,t} / \gamma = 1841 / 1,7 = 1082,9 \text{ kNm}$$

Ausnutzungsfaktor $\alpha_s = 1,0$!

$$h/b = 440/300 = 1,46$$

$$\text{min } b = 272 \text{ mm}$$

$$\text{erf } A_s / A_{fl} = 0,41$$

$$\text{erf } A_s = 0,41 \cdot 30 \cdot 2,1 = 25,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew.: } 6 \varnothing 25 \text{ mm} \cong 29,46 \text{ cm}^2$$

Stützquerschnitt

Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 nicht möglich (s. o.) !

[5-22] Tabelle 104

5.3.2.3.2 Bemessung nach Eurocode 4 Teil 1-2

Abschnitt 4.2.2 (Tabelle 4.1)

Tabelle gilt nur für Einfeldträger, Bemessung für Durchlaufträger damit nicht möglich. [5-1] 4.2.2 (2)

Abschnitt 4.3.4 (vereinfachtes Verfahren)

Baustoffe

Es wird von folgenden Festigkeiten ausgegangen:

Beton C20/25, $f_{c,20^{\circ}\text{C}} = 20 \text{ N/mm}^2$ Baustahl Fe 510, $f_{ay,20^{\circ}\text{C}} = 355 \text{ N/mm}^2$ Betonstahl S 500, $f_{sy,20^{\circ}\text{C}} = 500 \text{ N/mm}^2$

Teilsicherheitsbeiwerte

$$\gamma_{M,fi,c} = \gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,s} = 1,0$$

Grundschnittgrößen am statisch bestimmten Einfeldträger

$$q = (1,0 \cdot 51,51 + 0,8 \cdot 37,51) = 81,51 \text{ kN/m}$$

$$Q_o = 81,51 \cdot 10,8 / 2 = 440 \text{ kN}$$

$$M_o = 81,51 \cdot 10,8^2 / 8 = 1188,4 \text{ kNm}$$

Überprüfung der Anwendungsgrenzen

$$\text{Plattendicke } h_c = 180 \text{ mm} > 100 \text{ mm}$$

$$\text{Profilhöhe } h = 440 \text{ mm} > 170 \text{ mm}$$

$$\text{Profilbreite } b_c = 300 \text{ mm} > 170 \text{ mm}$$

$$\text{Fläche } h \cdot b_c = 132000 \text{ mm}^2 > 35000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Stegdicke } e_w = 11,5 \text{ mm} < b_c/10 = 30 \text{ mm} \quad [5-1] 4.3.4.1 (7), (8)$$

$$\text{Flanschdicke } e_f = 21 \text{ mm} < h/8 = 55 \text{ mm}$$

Dickenreduzierung Betondecke

[5-1] 4.3.4.1 Tab. 4.11,
Tab. 4.12,

[5-1] 4.3.4.1 (7), (8)

[5-1] E.1 (1), (2), Tab.
E.1

$$h_{c,fi} = 30 \text{ mm}$$

$$h_2 = 51 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

$$h_{c,fi} = 51 \text{ mm}$$

Breitenreduzierung oberer Flansch

$$b_{fi} = 21 / 2 + 30 + (300-300) / 2 = 40,5 \text{ mm}$$

$$b_{red} = 300 - 2 \cdot 40,5 = 219 \text{ mm}$$

[5-1] E.1 (4), Tab. E.2

Reduktion des Stegs

$$h/b_c = 440/300 = 1,467 > 1 < 2$$

$$h_L = 14000/300 + 75000 \cdot (11,5/132000) + 85000 \cdot (11,5/132000) \cdot (2-440/300)$$

$$= 46,67 + 6,53 + 3,95$$

$$= 57,1 \text{ mm} > h_{Lmin} = 40 \text{ mm}$$

$$h_h = 440 - 2 \cdot 21 - 57,1 = 340,9 \text{ mm}$$

[5-1] E.1 (5), Tab. E.3

unterer Flansch

Reduktionsfaktor für die Streckgrenze:

$$k_a = [0,12 - 17/300 + 440/(38 \cdot 300)] \cdot [0,018 \cdot 21 + 0,17] = 0,102 \cdot 1,078$$

$$= 0,11 > k_{a,min} = 0,06$$

$$< k_{a,max} = 0,12$$

[5-1] E.1 (8), Tab. E.4

Bewehrung

$$u_1 = 1 / [5-22/50 + 1/50 + 1/(300-11,5-50)] = 22,6 \text{ mm}$$

[5-1] E.1 (9), Tab. E.5

$$A_m = 2 \cdot 440 + 300 = 1180 \text{ mm}$$

$$V = 440 \cdot 300 = 132000 \text{ mm}^2$$

$$k_{r,1} = (22,6 \cdot 0,026 - 0,154) \cdot 0,09 / (1180 / 132000)^{1/2} = 0,413$$

Plastisches Biegemoment des Feldquerschnitts nach 90 Minuten Branddauer

oberer Flansch

$$F_f = 21,9 \cdot 2,1 \cdot 35,5 = 1632,6 \text{ kN}$$

$$z_f = 0,18 + 0,021 / 2 = 0,191 \text{ m}$$

$$M_f = 1632,6 \cdot 0,191 = 311,8 \text{ kNm}$$

Walzausrundung oben

$$F_{ausr} = (4-\pi) \cdot 2,72 \cdot 35,5 / 2 = 111,1 \text{ kN}$$

$$z_{ausr} = 0,18 + 0,021 + (1-2/3(4-\pi)) \cdot 0,027 = 0,207 \text{ m}$$

$$M_{ausr} = 111,1 \cdot 0,207 = 23 \text{ kNm}$$

oberer Stegteil

$$F_{St,o} = 1,15 \cdot 35,99 \cdot 35,5 = 1469,2 \text{ kN}$$

$$z_{St,o} = 0,18 + 0,021 + 0,3409/2 = 0,371 \text{ m}$$

$$M_{St,o} = 1469,2 \cdot 0,371 = 545,1 \text{ kNm}$$

unterer Stegteil

$$F_{St,u} = 1,15 \cdot 5,71 \cdot 35,5 \cdot (1-0,11)/2 = 129,2 \text{ kN}$$

$$z_{St,u} = 0,18 + 0,44 - 0,021 - 0,0571 \cdot 2/3 \cdot ((1+0,11/2)/(1+0,11)) = 0,563 \text{ m}$$

$$M_{St,u} = 129,2 \cdot 0,563 = 72,9 \text{ kNm}$$

Walzausrundung unten

$$F_{ausr} = (4-\pi) \cdot 2,7^2 / 2 \cdot 0,11 \cdot 35,5 = 12,2 \text{ kN}$$

$$z_{ausr} = 0,18 + 0,44 - 0,021 - (1-2/3(4-\pi)) \cdot 0,027 = 0,593 \text{ m}$$

$$M_{ausr} = 12,2 \cdot 0,593 = 7,2 \text{ kNm}$$

unterer Flansch

$$F_f = 30 \cdot 2,1 \cdot 0,11 \cdot 35,5 = 246 \text{ kN}$$

$$z_f = 0,44 + 0,18 - 0,021 / 2 = 0,61 \text{ m}$$

$$M_f = 246 \cdot 0,61 = 150 \text{ kNm}$$

Bewehrung 2 \varnothing 28

$$F_s = 2 \cdot 6,16 \cdot 0,413 \cdot 50 = 254,4 \text{ kN}$$

$$z_s = 0,44 + 0,18 - 0,021 - 0,05 = 0,549 \text{ m}$$

$$M_s = 254,4 \cdot 0,549 = 140 \text{ kNm}$$

$$\text{Mitwirkende Plattenbreite } b_m = 0,25 \cdot 9,52 = 2,38 \text{ m}$$

[5-27] S. 457

$$\Sigma Z = 1632,6 + 111,1 + 1391,7 + 129,2 + 12,2 + 246 + 254,4 = 3777,2 \text{ kN}$$

$$\text{plastische Nulllinie } z_{pl} = 3777,2 / (238 \cdot 2) = 7,935 \text{ cm}$$

Betonplatte

$$F_c = -3777,2 \text{ kN}$$

$$z_c = 0,07935 / 2 = 0,0397 \text{ m}$$

$$M_c = -3777,2 \cdot 0,0397 = -150 \text{ kNm}$$

Plastisches Feldmoment

$$\begin{aligned} M_{fi,90,Rd} &= 311,8 + 23 + 545,1 + 72,9 + 7,2 + 150 + 140 - 150 \\ &= \underline{1100,0 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

Plastisches Biegemoment des Stützquerschnitts

Stützmomente können sich im Brandfall immer dann einstellen, wenn die Spaltbreite des gelenkigen Trägeranschlusses zwischen Trägerstirnfläche und Stütze im Kaltzustand ≤ 10 mm bzw. ≤ 15 mm bei Stützweiten > 5 m ist. [5-1] 5.4.1 (6)

Bewehrung in der durchlaufenden Verbunddecke:
obere Lage $u = 14$ cm über OK Flansch

Reduktionsfaktoren für die Streckgrenze der Bewehrung

$$k_s = 0,0275 \cdot 140 - 0,1 = 3,75 > 1 \Rightarrow k_s = 1,0 \text{ (obere Lage)} \quad [5-1] \text{ E.2 (1), Tab. E.6}$$

Reduktion des Kammerbetons:

$$h_{fi} = 220 - 0,5 \cdot 300 - 8 \cdot 440 / 300 = 58,3 \text{ mm} \quad [5-1] \text{ E.2 (3), Tab. E.7}$$

$$b_{fi} = 70 - 0,1 \cdot 300 = 40 \text{ mm}$$

$$b_{c,fi,res} = 300 - 2 \cdot 40 - 11,5 = 208,5 \text{ mm} \quad \max D_{kb} = (44 \cdot 2,1 \cdot 2 - 5,83) \cdot 20,85 \cdot 2,0 = 1416,5 \text{ kN}$$

$$\text{gew.: } 8 \varnothing 16 \text{ mm} = 16 \text{ cm}^2 \text{ oben}$$

$$\max Z = 16 \cdot 1,0 \cdot 50 = 800 \text{ kN}$$

$$x_{pl} = 800 / (20,85 \cdot 2,0) = 19,2 \text{ cm}$$

Plastisches Stützmoment

$$M_{pl,s} = -800 \cdot (0,14 + 0,44 - 0,021 - 0,0583 - 0,192/2) \\ = -800 \cdot 0,41 = \underline{\underline{-324,6 \text{ kNm}}}$$

Systemnachweis

Endfeld

$$\text{grenz } M_{90} = 0,4 \cdot |-324,6| + 1100,0 = 1229,8 \text{ kNm} \\ > 1188,6 \text{ kNm}$$

Innenfeld

$$\text{grenz } M_{90} = |-324,6| + 1100,0 = 1424,6 \text{ kNm} \\ > 1188,6 \text{ kNm}$$

5.3.2.3.3 Bemessung nach dem Verfahren [5-2, 5-3]

Zum Vergleich mit dem unter 5.3.2.3.2 benutzten, im Eurocode 4 Teil 1-2 als Beispiel angegebenen vereinfachten Rechenverfahren, wird die Tragfähigkeit des Verbundträgers im Brandfall mit dem in der Literatur veröffentlichten Verfahren [5-2, 5-3] berechnet.

Überprüfung der Anwendungsgrenzen

$$\text{Profilhöhe } h = 440 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$$

$$\text{Profilbreite } b = 300 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm}, \leq 500 \text{ mm}$$

$$\text{Flanschdicke } t = 21 \text{ mm} \geq 8 \text{ mm}$$

[5-2] 5.4.2 (2), (3), (4), (5a) und (5b)

Profilbreite / Stegdicke

$$\begin{aligned} b/s = 300 / 11,5 &= 26,1 \geq 12 \\ &\geq 18 \cdot 6 \cdot (300-150)/70 = 5,14 \end{aligned}$$

mitwirkende Plattenbreite im Brandfall

$$b_{m,90} = 2,38 \text{ m (vgl. Abschnitt 3.2)}$$

Reduktionsfaktoren und Restfestigkeit des Stahlprofils

oberer Flansch

$$r_1 = 0,95 + 0,05 \cdot (300-250) / 100 = 0,975$$

$$\beta_{a,1} = 0,975 \cdot 360 = 351 \text{ N/mm}^2$$

[5-2] Bild 11

Steg, oben

$$r_2 = 1,0$$

$$\beta_{a,2} = 360 \text{ N/mm}^2$$

[5-2] Bild 13

Steg, 10 cm

$$r_3 = 0,85 + 0,15 \cdot (300-200) / 200 = 0,925$$

$$\beta_{a,3} = 0,925 \cdot 360 = 333 \text{ N/mm}^2$$

[5-2] Bild 13

Steg, 5 cm

$$r_4 = 0,15 + 0,15 \cdot (21-8) / 22 = 0,239$$

$$\beta_{a,4} = 0,239 \cdot 360 = 86 \text{ N/mm}^2$$

[5-2] Bild 14

unterer Flansch

$$r_5 = 0,06 + 0,02 \cdot (21-8) / 22 = 0,0718$$

[5-2] Bild 15

$$\beta_{a,5} = 0,0718 \cdot 360 = 25,8 \text{ N/mm}^2$$

Reduktionsfaktor und Restfestigkeit der Bewehrung

vorh 2 \varnothing 28 mm, Achsabstand $u = 50$ mm

$$10000m_i = -57,55 + 0,8696 \cdot 300 - 0,001853 \cdot 300^2 + 0,000001373 \cdot 300^3 \quad [5-2] \text{ 5.4.3 (10), Tab. 2}$$

$$= 73,63$$

$$r_{s,t} = 0,310 + (50-6) \cdot 0,007363 = 0,634 \quad [5-2] \text{ 5.4.3 (9c)}$$

$$U/A = (2 \cdot 0,44 + 0,3) / (0,44 \cdot 0,3) = 8,939 \text{ m}^{-1} \quad [5-2] \text{ 5.4.3 (11)}$$

$$r_{s,\varepsilon} = -3,55 + 0,5 \cdot 8,939 = 0,9195$$

$$\beta_s(T) = 500 \cdot 0,634 \cdot 0,9195 = 291,5 \text{ N/mm}^2 \quad [5-2] \text{ 5.4.3 (12)}$$

Reduktion der Deckenplatte

Höhe der Bereichsgrenzen

$$x_{1/2} = 16,7 \text{ cm}$$

$$x_{2/3} = 4 \text{ cm}$$

obere Schicht

$$d_1 = 18 - 16,7 = 1,3 \text{ cm}, r_{D,T1} = 1,0 \quad [5-2] \text{ 5.4.5 (15a)}$$

mittlere Schicht

$$d_2 = 18 - 1,3 - 5,1 = 11,6 \text{ cm}, r_{D,T1} = 0,85 \quad [5-2] \text{ 5.4.5 (15b)}$$

untere Schicht

nicht anrechenbar, da Holoribdecke

$$d / d_0 = 18 / (44+18) = 0,29 \quad [5-2] \text{ 5.4.5 (16)}$$

$$r_{D,\varepsilon} = 1,07 - 0,8 \cdot 0,29 = 0,8$$

$$\beta_c = 0,85 \cdot 25 = 21,25 \text{ N/mm}^2 \quad [5-2] \text{ 5.4.5 (17)}$$

$$\beta_{R,1} = 21,25 \cdot 1,0 \cdot 0,838 = 17,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{R,2} = 21,25 \cdot 0,85 \cdot 0,838 = 15,14 \text{ N/mm}^2$$

Plastisches Biegemoment des Feldquerschnitts nach 90 Minuten Normbranddauer

oberer Flansch

$$Z_1 = 30 \cdot 2,1 \cdot 35,1 = 2211,3 \text{ kN}$$

$$z_1 = 0,18 + 0,021/2 = 0,1905 \text{ m}$$

$$M_1 = 2211,3 \cdot 0,905 = 421,3 \text{ kNm}$$

Steg, oben

$$Z_2 = (44 - 2 \cdot 2,1 - 5 - 10) \cdot 1,15 \cdot 36 = 1026,7 \text{ kN}$$

$$z_2 = 0,18 + 0,021 + 0,248/2 = 0,325 \text{ m}$$

$$M_2 = 1026,7 \cdot 0,325 = 333,8 \text{ kNm}$$

Steg, 10 cm

$$Z_3 = 10 \cdot 1,15 \cdot 33,3 = 382,9 \text{ kN}$$

$$z_3 = 0,18 + 0,021 + 0,248 + 0,05 = 0,499 \text{ m}$$

$$M_3 = 382,9 \cdot 0,499 = 191,1 \text{ kNm}$$

Steg, 5 cm

$$Z_4 = 5 \cdot 1,15 \cdot 8,6 = 49,4 \text{ kN}$$

$$z_4 = 0,18 + 0,44 - 0,021 - 0,05/2 = 0,574 \text{ m}$$

$$M_4 = 49,4 \cdot 0,574 = 28,4 \text{ kNm}$$

unterer Flansch

$$Z_5 = 30 \cdot 2,1 \cdot 2,58 = 162,5 \text{ kN}$$

$$z_5 = 0,18 + 0,44 - 0,021/2 = 0,6095 \text{ m}$$

$$M_5 = 162,5 \cdot 0,6095 = 99,1 \text{ kNm}$$

Walzausrundung oben

$$Z_6 = (4-\pi) \cdot 2,7^2 \cdot 36/2 = 112,64 \text{ kN}$$

$$z_6 = 0,18 + 0,021 + (1-2/3(4-\pi)) \cdot 0,027 = 0,207$$

$$M_6 = 112,64 \cdot 0,207 = 23,3 \text{ kNm}$$

Walzausrundung unten

$$Z_7 = (4-\pi) \cdot 2,7^2 \cdot 8,6/2 = 26,9 \text{ kN}$$

$$z_7 = 0,18 + 0,44 - 0,021 - (1-2/3(4-\pi)) \cdot 0,027 = 0,593$$

$$M_7 = 26,9 \cdot 0,593 = 15,96 \text{ kNm}$$

Bewehrung

$$Z_8 = 2 \cdot 6,16 \cdot 29,15 = 359,1 \text{ kN}$$

$$z_8 = 0,18 + 0,44 - 0,021 - 0,05 = 0,549 \text{ m}$$

$$M_8 = 359,1 \cdot 0,549 = 197,1 \text{ kNm}$$

Summe der Zugkräfte

$$\begin{aligned} \Sigma Z = & 2211,3 + 1026,7 + 382,9 + 49,4 + 162,5 + 112,6 + \\ & 26,9 + 359,1 = 4331,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

max Druckkraft der Betonplatte

$$D_{\text{Bereich 1}} = 1,3 \cdot 238 \cdot 1,781 = 551 \text{ kN}$$

$$D_{\text{Bereich 2}} = 11,6 \cdot 238 \cdot 1,514 = 4179,9 \text{ kN}$$

$$\Sigma D_b = 551 + 4179,9 = 4730,9 \text{ kN}$$

=> Nulllinie in der Platte:

$$x_{pl} = 1,3 + [(4331,4 - 551) / 4179,9] \cdot 11,6 = 11,79 \text{ cm}$$

$$z_{\text{Bereich 1}} = 0,013 / 2 = 0,0065 \text{ m}$$

$$z_{\text{Bereich 2}} = (0,1179 - 0,013) / 2 + 0,013 = 0,0655 \text{ m}$$

$$M_g = -551 \cdot 0,0065 = -3,58 \text{ kNm}$$

$$M_{10} = -(4331,4 - 551) \cdot 0,0655 = -247,6 \text{ kNm}$$

plastisches Biegemoment

$$M_{pl,F,90} = 421,3 + 333,8 + 191,1 + 28,4 + 99,1 + 23,3 + 15,96 + 197,1 - 3,58 - 247,6 = \underline{1058,9 \text{ kN}}$$

Berechnung des plastischen Stützmoments

Reduktionsfaktoren für den Kammerbeton

Bereich 1

$$r_{ka,T1} = 0,41 - 0,012 \cdot 8,94 = 0,3027$$

Bereich 2

$$r_{ka,T2} = 0,48 - 0,012 \cdot 8,94 = 0,3727$$

Bereich 3

$$r_{ka,T3} = 0,83 - 0,006 \cdot 8,94 = 0,7764$$

Reduktionsfaktoren Betonstahlbewehrung

obere Lage: $u = 140 \text{ mm}$

$$r_{bewD} = 0,0220 \cdot 140 - 0,1 = 2,98 > 1$$

$$\Rightarrow r_{bewD} = 1,0$$

erforderliches plastisches Stützmoment an der ersten Innenstütze

$$\text{erf } M_{pl,s,90} = (1188,6 - 1058,9) / 0,4 = 324,3 \text{ kNm}$$

zugehörige Querkraft

$$\text{vorh } Q = 440,2 + 324,3 / 10,8 = 470,2 \text{ kN}$$

plastische Querkraft

$$Q_{pl,90} = (24,8 \cdot 1,15 \cdot 1,0 + 10 \cdot 1,15 \cdot 0,925 +$$

[5-2] 5.4.4 (13)

[5-3] 4.2.2.6

$$5 \cdot 1,15 \cdot 0,2386) \cdot 36 / 3^{1/2} = 842,4 \text{ kN}$$

reduzierte Stegdicke

$$\text{red } s = 11,5 \cdot (1 - (470,2 / 842,4)^2)^{1/2} = 9,54 \text{ mm}$$

In der weiteren Rechnung wird red s = 9,5 mm angesetzt !

Max. Druckkraft des Kammerbeton und des Stegs im 5 cm bzw. 10 cm hohen Bereich:

$$D_{b,\text{Ber.1}} = 28,85 \cdot 5 \cdot 0,3027 \cdot 0,85 \cdot 2,5 = 92,8 \text{ kN}$$

[5-3] 4.2.3

$$D_{b,\text{Ber.2}} = 10 \cdot 10 \cdot 0,3727 \cdot 0,85 \cdot 2,5 = 79,2 \text{ kN}$$

$$D_{b,\text{Ber.3}} = 18,85 \cdot 10 \cdot 0,7764 \cdot 0,85 \cdot 2,5 = 311 \text{ kN}$$

$$D_{a,\text{Ber.4}} = 5 \cdot 0,95 \cdot 36 \cdot 0,2386 = 40,8 \text{ kN}$$

$$D_{a,\text{Ber.3}} = 10 \cdot 0,95 \cdot 36 \cdot 0,925 = 316,4 \text{ kN}$$

$$\Sigma D = 92,8 + 79,2 + 311 + 40,8 + 316,4 = 840,2 \text{ kN}$$

gew. Deckenbewehrung:

$$\text{oben } 12 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm, max } Z = 12 \cdot 2,0 \cdot 50 \cdot 1,0 = 1200 \text{ kN}$$

$$\Sigma Z = 1200 \text{ kN}$$

[5-3] 4.2.3

$$\Delta D = 1200 - 840,2 = 359,8 \text{ kN}$$

Lage der Nulllinie über dem unteren Flansch

$$x_{pl} = 15 + 359,8 / (10 \cdot 0,3727 \cdot 0,85 \cdot 2,5 + 18,85 \cdot 0,7764 \cdot 0,85 \cdot 2,5 + 0,95 \cdot 1,0 \cdot 36) = 19,91 \text{ cm}$$

Plastisches Stützmoment (Bezugslinie Deckenoberkante):

Bewehrung

$$M_1 = 1200 \cdot 0,04 = 48 \text{ kNm}$$

Kammerbeton und Steg

$$\text{Bereich } 5 \text{ cm:}$$

$$M_2 = (92,8 + 37,8) \cdot (0,18 + 0,44 - 0,021 - 0,05/2) = 75 \text{ kNm}$$

$$\text{Bereich } 10 \text{ cm:}$$

$$M_3 = (79,2 + 311 + 316,4) \cdot (0,18 + 0,44 - 0,021 - 0,05 - 0,1/2) = 373,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Bereich } 11,12 \text{ cm:}$$

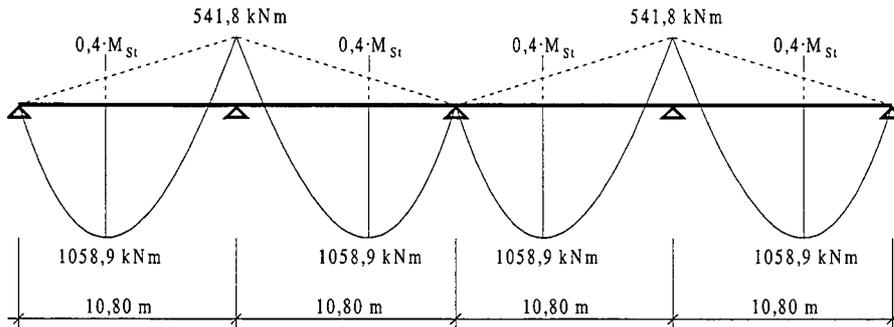
$$M_4 = 359,8 \cdot (0,18 + 0,44 - 0,021 - 0,15 - 0,1112/2) = 141,5 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,s,90} = 48 - 75 - 373,3 - 141,5 = \underline{-541,8 \text{ kNm}}$$

Systemnachweis

Endfeld + Innenfeld

$$\begin{aligned} \text{grenz } M_{90} &= 0,4 \cdot |-541,8| + 1058,9 = 1275,6 \text{ kNm} \\ &> 1188,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$



d. h. an der Mittelstütze des vierfeldrigen Systems ist keine Stützbewehrung erforderlich !

Überprüfung der angesetzten Reststegdicke:

$$\Delta Q = 541,8 / 10,8 = 50,2 \text{ kN}$$

$$Q = 470,2 + 50,2 = 520,4 \text{ kN}$$

$$\text{red } s = 11,5 [5 - 22 \cdot (520,4 / 842,4)^2]^{1/2} = 9,0 \text{ mm} > 8,8 \text{ mm}$$

5.3.2.4 Vergleich der Ergebnisse

Die obere Bewehrung der Stahlbetondecke wurde für die Biegemomententragfähigkeit unter Normaltemperatur ermittelt. Bei der Bemessung im Brandfall wurde die obere Bewehrung so reduziert, daß eine Tragfähigkeit für die Feuerwiderstandsklasse R90 gewährleistet werden konnte. Unter Ansatz der vorhandenen Bewehrung der Stahlbetondecke könnte die Kammerbewehrung evtl. noch reduziert werden. Diese Optimierung ist nicht Gegenstand dieser Berechnung.

Feuerwiderstandsklasse des Durchlaufträgersystems

DIN 4102 Teil 4	Feldquerschnitt F 90 Systemauslegung nicht möglich
Eurocode 4 Teil 1-2 Tab. 4.1	Feldquerschnitt R 90 Systemauslegung nicht möglich
Eurocode 4 Teil 1-2 Abschnitt 4.3.4 vereinfachtes Verfahren	R 90
Eurocode 4 Teil 1-2 vereinfachtes Verfahren [5-2, 5-3]	R 90

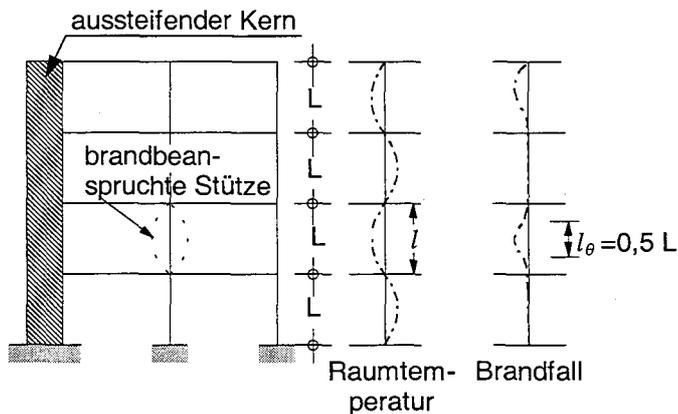
Grenzmomente der Feldquerschnitte und erf. Kammerbewehrung für F 90 / R 90

DIN 4102 Teil 4	grenz $M_{90} = 1082,9 \text{ kNm}$ 6 \varnothing 25 mm
Eurocode 4 Teil 1-2 Abschnitt 4.3.4 vereinfachtes Verfahren	grenz $M_{90} = 1100,0 \text{ kNm}$ 2 \varnothing 28 mm
Eurocode 4 Teil 1-2 vereinfachtes Verfahren [5-2, 5-3]	grenz $M_{90} = 1058,9 \text{ kNm}$ 2 \varnothing 28 mm

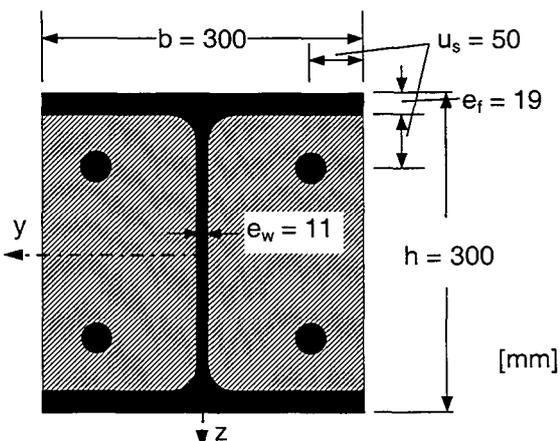
5.3.3 Hochbaustütze mit zentrischer Belastung

5.3.3.1 Aufgabenstellung, System, Querschnitt und Belastung

In dem folgenden Beispiel wird die brandschutztechnische Bemessung einer kammerbetonierten Verbundstütze gezeigt. Dabei handelt es sich um eine Stütze in einem ausgesteiften Rahmentragwerk, die biegesteif an die darüber bzw. die darunter liegende Stütze angeschlossen ist. Die geometrische Länge beträgt 4,0 m. Unter den genannten Bedingungen darf die Knicklänge im Brandfall halbiert werden. Die Stütze ist durch eine zentrische Normalkraft von 1450 kN ($\gamma_{F,fi} = 1,0$) beansprucht. Als brandschutztechnische Anforderung gilt die Feuerwiderstandsklasse R 90.



Verbundstützenquerschnitt



Stahlprofil: HE 300 B, $h/b/e_w/e_f/r = 300/300/11/19/27$ mm

Bewehrung: 4 ϕ 25, $u = 50$ mm

Systemlänge: $l = 4,0$ m

Baustoffe

Beton C 25/30 (B 25)

Baustahl Fe 360 (St 37)

Betonstahl S 500 (BSt 500 S)

5.3.3.2 Normalkrafttragfähigkeit bei Raumtemperatur nach Eurocode 4 Teil 1-1

Die Normalkrafttragfähigkeit bei Raumtemperatur dient später als Bezugs- [5-28, Abschn. 4.8]
wert bei der brandschutztechnischen Bemessung.

Materialkennwerte

$$f_{yd} = 23,5/1,1 = 21,36 \text{ kN/cm}^2 \quad E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{sd} = 50,0/1,15 = 43,48 \text{ kN/cm}^2 \quad E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 2,5/1,5 = 1,67 \text{ kN/cm}^2 \quad E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = 3050/1,35 = 2260 \text{ kN/cm}^2$$

Querschnittswerte

$$A_a = 149 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \cdot 4,9 = 19,6 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 30 \cdot 30 - 149,0 - 19,6 = 731,4 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 8560 \text{ cm}^4 \text{ (schwache Achse)}$$

$$I_s = 4 \cdot 4,9 \cdot (30,0/2 - 5,0)^2 = 1960 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 30 \cdot 30^3 / 12 - 8560 - 1960 = 56980 \text{ cm}^4$$

Plastischer Normalkraftwiderstand

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A_a f_{yd} + A_c \alpha_c f_{cd} + A_s f_{sd} \\ &= 149 \cdot 21,36 + 731,4 \cdot 0,85 \cdot 1,67 + 19,6 \cdot 43,48 \\ &= 3183 + 1038 + 852 = 5073 \text{ kN} \end{aligned}$$

Querschnittsparameter

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{3183}{5073} = 0,63 \quad \begin{cases} \geq 0,2 \\ \leq 0,9 \end{cases}$$

Effektive Biegesteifigkeit

$$\begin{aligned} (EI)_e &= E_a I_a + 0,8 E_{cd} I_c + E_s I_s \\ &= 21000 \cdot 8560 + 0,8 \cdot 2260 \cdot 56980 + 21000 \cdot 1960 \\ &= (1,7976 + 1,0302 + 0,4116) \cdot 10^8 = 3,2394 \cdot 10^8 \text{ kNcm}^2 \end{aligned}$$

Ideale Knicklast

$$N_{cr} = \frac{(EI)_e \cdot \pi^2}{\ell^2} = \frac{3,2394 \cdot 10^8 \cdot \pi^2}{400^2} = 19882 \text{ kN}$$

Bezogener Schlankheitsgrad

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}}$$

darin bedeutet $N_{pl,R}$ den plastischen Normalkraftwiderstand mit

$$\gamma_a = \gamma_s = \gamma_c = 1,0:$$

$$\begin{aligned} N_{pl,R} &= A_a f_y + A_c \alpha_c f_c + A_s f_s \\ &= 149 \cdot 23,5 + 731,4 \cdot 0,85 \cdot 2,5 + 19,6 \cdot 50,0 \\ &= 3502 + 1554 + 980 = 6036 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$= \sqrt{\frac{6036}{19882}} = 0,55$$

Reduktionsfaktor χ

Gemäß Europäischer Knickspannungskurve c
(schwache Achse, $\alpha = 0,49$):

$$\begin{aligned} \chi &= \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \\ \text{mit } \Phi &= 0,5 \cdot \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \\ &= 0,5 \cdot \left[1 + 0,49(0,55 - 0,2) + 0,55^2 \right] = 0,737 \\ &= \frac{1}{0,737 + \sqrt{0,737^2 - 0,55^2}} = 0,815 \end{aligned}$$

Normalkrafttragfähigkeit

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = 0,815 \cdot 5073 = 4135 \text{ kN}$$

5.3.3.3 Brandschutztechnische Auslegung

5.3.3.3.1 Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 (Tabelle 107)

Verbundstützen mit Kammerbeton dürfen in Abhängigkeit vom Ausnutzungsfaktor α_6 den Querschnittsabmessungen b oder d , dem Mindestachsabstand der Längsbewehrungsstäbe u und dem Verhältnis von Stegdicke s zur Flanschdicke t nach Tabelle 107 klassifiziert werden. [5-22, Abschn. 7.3.5]
Mit Tabelle 107 ist für die vorliegende Stütze nachzuweisen, daß die Mindestquerschnittsabmessungen **min d** und **min b**, der Mindestachsabstand **min u** der Bewehrung und das Mindestverhältnis von Steg- zu Flanschdik-

ke **min (s / t)** in Abhängigkeit von der geforderten Feuerwiderstandsklasse und dem vorliegenden Ausnutzungsgrad α_6 eingehalten sind.

Zur Bestimmung des Ausnutzungsfaktors α_6 der Stütze ist die 1,0fache Bemessungslast mit der zulässigen Beanspruchung ($1/\gamma$ -fache rechnerische Traglast nach DIN 18806 Teil 1, Lastfall HZ mit $\gamma = 1,5$, unter der Annahme beidseitig gelenkiger Lagerung (Euler-Fall 2) mit zentrischer oder exzentrischer Belastung) ins Verhältnis zu setzen.

Der Ausnutzungsgrad ergibt sich damit zu:

$$\begin{aligned}\alpha_6 &= \text{vorh } N / (N_{kr} / \gamma) \\ &= 1450 / (4837 / 1,5) = 0,45.\end{aligned}$$

Die einzuhaltenden Querschnittseigenschaften werden für die Feuerwiderstandsklasse F 90 der Tabelle 107 entnommen. Dabei muß in bezug auf den Ausnutzungsgrad zwischen den Werten der Zeile 1 und 2 interpoliert werden:

[5-22, Abschn. 7.3.5]

[5-22, Tab. 107]

	erforderliche Werte	vorhanden
Abmessungen	min d bzw. min b = 300 mm	d=b=300 mm ✓
Mindestachsabstand	min u = 50 mm	u = 50 mm ✓
Steg-/Flanschdicke	min (s / t) = 0,53 interpoliert	vorh s/t= 11/19=0,58 ✓

Die Stütze erfüllt damit die Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse F 90-A.

5.3.3.3.2 Bemessung nach Eurocode 4 Teil 1-2

Bemessung nach Abschnitt 4.2.3.3 (Tabelle 4.6)

Verbundstützen mit Kammerbeton dürfen in Abhängigkeit vom Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$, den Querschnittsabmessungen b oder h, dem Mindestachsabstand der Längsbewehrungsstäbe u_s und dem Verhältnis von Stegdicke e_w zur Flanschdicke e_f nach Tabelle 4.6 klassifiziert werden.

[5-1, Abschnitt 4.2.3.3
(Tabelle 4.6)]

Zunächst ist zu prüfen, ob der Bewehrungsgrad den Bedingungen nach Abschnitt 4.2.3.3(2) genügt:

[5-1, Abschnitt 4.2.3.3
(2)]

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} = \frac{19,6}{731,4 + 19,6} = 2,6\% \begin{cases} \geq 1\% \\ \leq 6\% \end{cases}$$

Mit Tabelle 4.6 ist für die vorliegende Stütze nachzuweisen, daß die Mindestquerschnittsabmessungen **min h** und **min b**, der Mindestachsabstand **min u_s** der Bewehrung und das Mindestverhältnis von Steg- zu

Flanschdicke $\min(e_w / e_f)$ in Abhängigkeit von der geforderten Feuerwiderstandsklasse und dem vorliegenden Ausnutzungsgrad $\eta_{fi,t}$ eingehalten sind. Der Ausnutzungsgrad ergibt sich zu:

$$\eta_{fi,t} = E_{fi,t} / R_d = 1450 / 4135 = 0,35.$$

Die einzuhaltenden Querschnittseigenschaften werden für die Feuerwiderstandsklasse R 90 der Tabelle 4.6 entnommen. Dabei muß in Bezug auf den Ausnutzungsgrad zwischen den Werten der Zeile 1 und 2 interpoliert werden:

[5-1, Tabelle 4.6]

	erforderliche Werte	vorhanden
Abmessungen	min d bzw. min b = 300 mm	d=b=300 mm ✓
Mindestachsabstand	min $u_s = 50$ mm	$u_s = 50$ mm ✓
Steg-/Flanschdicke	min $(e_w/e_f) = 0,55$ (interpoliert)	vorh $e_w/e_f = 11/19$ =0,58 ✓

Die Stütze erfüllt damit die Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse R 90.

Bemessung nach Abschnitt 4.3.6 (vereinfachtes Verfahren)

Allgemeines

Da es sich um eine Stütze in einem ausgesteiften Tragwerk handelt, darf das vereinfachte Berechnungsverfahren angewendet werden.

[5-1, Abschn. 4.3.6]

Für die Stütze ist nachzuweisen, daß die Bemessungsschnittgröße im Brandfall kleiner ist als der Bemessungswert der Grenznormalkraft:

$$N_{fi,d} = 1450 \text{ kN} \leq N_{fi,Rd,90}$$

Der Index 90 kennzeichnet die geforderte Feuerwiderstandsklasse.

Vor Anwendung des Verfahrens sind die Anwendungsgrenzen zu überprüfen

	Randbedingung	vorhanden
Knicklänge	$l_0 \leq 13,5b$ $= 13,5 \cdot 0,3 = 4,05 \text{ m}$	$l_0 = 0,5 \cdot 4,0$ $= 2,0 \text{ m}$ ✓
Querschnitts- höhe, -breite	$300 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$ $300 \text{ mm} \leq b \leq 500 \text{ mm}$	$h = 300 \text{ mm}$ ✓ $b = 300 \text{ mm}$ ✓
Bewehrungsgrad	$1\% \leq h \leq 6\%$	2,6% ✓

[5-1, Abschnitt
4.3.6.2(2) und (3)]

Der Bemessungswert der Grenznormalkraft im Brandfall wird analog zu dem Vorgehen bei Raumtemperatur ermittelt:

[5-1, Abschn.
4.3.6.1(2)P]

$$N_{fi,Rd,90} = \chi \cdot N_{fi,pl,Rd,90}$$

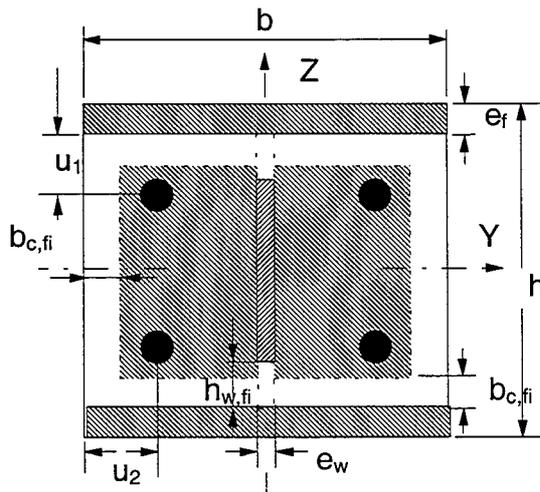
mit

χ Reduktionsfaktor nach der Knickspannungskurve c gemäß Eurocode 3 Teil 1-1 5.5.1 in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_e$,

$N_{fi,pl,Rd,90}$ Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft im Brandfall.

Die plastische Grenznormalkraft sowie der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_e$ unterscheiden sich im Brandfall von denen bei Raumtemperatur.

Dabei wird der Einfluß der erhöhten Temperaturen entweder durch Verkleinerung der im Brandfall wirkenden Flächen oder durch temperaturabhängige Abminderung der Festigkeits- bzw. Steifigkeitseigenschaften der Werkstoffe berücksichtigt. In diesem Zusammenhang wird von sogenannten "brandreduzierten" Querschnitten gesprochen.



Querschnittseinteilung bei einer kammerbetonierten Verbundstütze

Die Querschnittsunterteilung erfolgt in:

- Flansche
- Steg des Stahlprofiles
- Kammerbeton
- Bewehrung
-

Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft im Brandfall ergibt sich aus: [5-1, Abschn. 4.3.6.1(4)]

$$N_{fi,pl,Rd,90} = \sum_j (A_{a,\theta} \cdot f_{a,max,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} \quad \text{Baustahl} \\ + \sum_k (A_{s,\theta} \cdot f_{s,max,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} \quad \text{Bewehrung} \\ + \sum_m (A_{c,\theta} \cdot f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad \text{Beton}$$

mit

$A_{i,\theta}$ Fläche des jeweiligen Querschnittsteiles.

Der bezogene Schlankheitsgrad ergibt sich aus:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R}}{N_{fi,cr}}}$$

mit

$N_{fi,pl,R} = N_{fi,pl,Rd}$, da im Brandfall die Teilsicherheitsbeiwerte

ohnehin $\gamma_{fi,a} = \gamma_{fi,s} = \gamma_{fi,c} = 1,0$ sind.

$$N_{fi,cr} = \frac{(EI)_{fi,eff} \cdot \pi^2}{\ell_{\theta}^2} \quad \text{kritische Normalkraft im Brandfall}$$

mit

$(EI)_{fi,eff}$ wirksame Biegesteifigkeit im Brandfall

ℓ_{θ} Knicklänge der Stütze im Brandfall.

Die wirksame Biegesteifigkeit ergibt sich aus:

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \cdot \bar{E}_{a,\theta} \cdot I_{a,\theta}) \quad \text{Baustahl} \\ + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \cdot \bar{E}_{s,\theta} \cdot I_{s,\theta}) \quad \text{Bewehrung} \\ + \sum_m (\varphi_{c,\theta} \cdot \bar{E}_{c,sec,\theta} \cdot I_{c,\theta}) \quad \text{Beton}$$

mit

$I_{i,\theta}$ Trägheitsmoment des reduzierten Querschnittsteiles i um die schwache Achse

$\varphi_{i,\theta}$ Reduktionskoeffizient zur Erfassung temperaturbedingter Zwängungsspannungen gemäß Eurocode 4 Teil 1-2 Abschn. F.6(1).

Flansche

Temperatur der Flansche nach 90 min Branddauer

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t (A_m / V)$$

mit

[5-1, Abschn. 4.3.6.1(7)]

[5-1, Abschn. 4.3.6.1(6)]

[5-1, Abschn. 4.3.6.1(5)]

[5-1, Anhang F, Abschn. F.2 (1)]

$$t = 90 \text{ min}$$

$$A_m / V = 2 \cdot (h + b) / h \cdot b = 2 \cdot (0,3 + 0,3) / 0,3^2 = 13,3 \text{ m}^{-1}$$

$\theta_{o,t}, k_t$ gemäß Tabelle F.1

$$\theta_{o,t} = 805; k_t = 6,15$$

$$\theta_{f,t} = 805 + 6,15 \cdot 13,3 = 886,8^\circ\text{C}$$

Unter der Temperatur $\theta = \theta_{f,t} = 886,8^\circ\text{C}$ ergeben sich das zugehörige maximale Spannungsniveau und der Elastizitätsmodul aus:

$$f_{a,max,f,t} = f_{ay,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{max,\theta} = 23,5 \cdot 0,067 = 1,57 \text{ kN/cm}^2$$

$$\bar{E}_{a,f,t} = E_{a,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{E,\theta} = 21000 \cdot 0,070 = 1470 \text{ kN/cm}^2$$

mit

$$k_{max,\theta} = 0,067$$

$k_{E,\theta} = 0,070$ gemäß Tab. 3.2 für die Flanschttemperatur

$$\theta_{f,t} = 886,8^\circ\text{C}$$

Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit der Flansche des Stahlquerschnittes im Brandfall ergeben sich aus:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2(b \cdot e_f \cdot f_{a,max,f,t}) / \gamma_{M,fi,a} = 2(30 \cdot 1,9 \cdot 1,57) / 1,0 = 179,0 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,f,z} = \bar{E}_{a,f,t} \cdot (e_f \cdot \frac{b^3}{6}) = 1470 \cdot (1,9 \cdot \frac{30^3}{6}) = 1,26 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Steg des Stahlprofiles

Der Stegteil mit der Höhe $h_{w,fi}$ gemessen von der Innenkante des Flansches wird vernachlässigt:

$$1 - \sqrt{1 - 0,16 \cdot (H_t / h)}$$

mit

$$H_t = 1100 \text{ mm nach Tabelle F.2}$$

$$1 - \sqrt{1 - 0,16 \cdot (110/30)}$$

Das maximale Spannungsniveau ergibt sich aus:

$$f_{a,max,w,t} = f_{ay,w,20^\circ\text{C}} \cdot \sqrt{1 - 0,16 \cdot (H_t / h)} = 23,5 \cdot 0,643 = 15,1 \text{ kN/cm}^2$$

Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit des Stahlprofilsteges im Brandfall ergeben sich zu:

[5-1, Anhang F, Tab. F.1]

[5-1, Anhang F, Abschn. F.2 (2)]

[5-1, Tab. 3.2]

[5-1, Anhang F, Abschn. F.2 (3)]

[5-1, Anhang F, Abschn. F.3 (1)]

[5-1, Anhang F, Tab. F.2]

[5-1, Anhang F, Abschn. F.3 (2)]

[5-1, Anhang F, Abschn. F.3 (3)]

$$N_{fi,pl,Rd,w} = e_w (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) \cdot f_{a,max,f,w} / \gamma_{M,fi,a}$$

$$= 1,1 (30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 4,7) \cdot 15,1 / 1,0 = 279,0 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,w,z} = E_{a,w,20^\circ\text{C}} \cdot \frac{(h - 2e_f - 2h_{w,fi}) \cdot e_w^3}{12}$$

$$= 21000 \cdot \frac{(30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 4,7) \cdot 1,1^3}{12} = 0,004 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Kammerbeton

Der äußere Bereich des Betons mit der Dicke $b_{c,fi}$ wird vernachlässigt. Das Maß $b_{c,fi}$ ist in Tab. F.3 in Abhängigkeit von dem Profilmfaktor A_m/V [m⁻¹] angegeben:

$$b_{c,fi} = 0,5 \cdot \frac{A_m}{V} + 22,5 = 0,5 \cdot 13,3 + 22,5 = 29,2 \text{ mm} = 2,92 \text{ cm}$$

Die Durchschnittstemperatur im Beton $\theta_{c,t}$ ist in Abhängigkeit vom Profilmfaktor A_m/V und von der Feuerwiderstandsklasse in Tab. F.4 angegeben. Sie ergibt sich für $A_m/V = 13,3 \text{ m}^{-1}$ nach Interpolation zu $\theta_{c,t} = 403^\circ\text{C}$.

Sekantenmodul:

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} = f_{c,20^\circ\text{C}} \cdot k_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta}$$

mit

$$f_{c,20^\circ\text{C}} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{c,\theta} \text{ und } \varepsilon_{cu,\theta} \quad \text{nach} \quad \text{Tabelle} \quad 3.3$$

$$k_{c,\theta} = 0,75, \quad \varepsilon_{cu,\theta} = 7,5 \cdot 10^{-3}$$

$$E_{c,sec,\theta} = 2,5 \cdot 0,75 / 7,5 \cdot 10^{-3} = 250 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0,86 \cdot \left\{ (h - 2e_f - 2s_{c,t}) \cdot (b - e_w - 2b_{c,fi}) - A_s \right\} \frac{f_{c,\theta}}{\gamma_{M,fi,c}}$$

$$\text{mit } A_s = 4 \cdot 4,9 = 19,6 \text{ cm}^2$$

(Fläche des Bewehrungsstahles, $\varnothing 25$)

$$= 0,86 \left[(30,0 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 2,92)(30,0 - 1,1 - 2 \cdot 2,92) - 19,6 \right] \frac{2,5 \cdot 0,75}{1,0}$$

$$= 725 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} \cdot \left\{ (h - 2e_f - 2b_{c,fi}) \cdot \left[(b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right] / 12 - I_{s,z} \right\}$$

mit $I_{s,z}$ (Flächenmoment 2. Ordnung des Bewehrungsstahles)

$$I_{s,z} = 2 \cdot 2 \cdot 4,9 \cdot (30,0 / 2 - 5,0)^2 = 1960 \text{ cm}^4$$

$$(EI)_{fi,c,z} = 250 \cdot (20,36 \cdot (30,0 - 2 \cdot 2,92)^3 - 1,1^3) / 12 - 1960$$

$$= 5,49 \cdot 10^6 \text{ kNcm}^2$$

[5-1, Anhang F, Abschn. F.4 (1)]

[5-1, Anhang F, Tab. F.3]

[5-1, Anhang F, Abschn. F.4 (2) und Tab. F.4]

[5-1, Anhang F, Abschn. F.4 (3)]

[5-1, Tab. 3.3]

[5-1, Anhang F, Abschn. F.4 (4)]

Bewehrungsstahl

Festigkeit:

$$k_{y,t} = 0,572 \text{ nach Tabelle F.5}$$

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot \frac{f_{sy,20^\circ C}}{\gamma_{M,fi,s}} = 19,6 \cdot 0,572 \cdot \frac{50,0}{1,0} = 561 \text{ kN}$$

Steifigkeit:

$$k_{E,t} = 0,406 \text{ nach Tabelle F.6}$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} \cdot E_{s,20^\circ C} \cdot I_{s,z} = 0,406 \cdot 2100 \cdot 1960 = 1,67 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

R 90 – Tragfähigkeit

$$\begin{aligned} N_{fi,pl,Rd} &= N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s} \\ &\quad \text{Flansche} \quad \text{Steg} \quad \text{Kammerbeton} \quad \text{Bewehrung} \\ &= 179 + 297 + 725 + 561 = 1762 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (EI)_{fi,eff,z} &= \varphi_{f,t} \cdot (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,t} \cdot (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,t} \cdot (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,t} \cdot (EI)_{fi,s,z} \\ &\quad \text{Flansche} \quad \text{Steg} \quad \text{Kammerbeton} \quad \text{Bewehrung} \\ &= (0,8 \cdot 1,26 + 1,0 \cdot 0,004 + 0,8 \cdot 0,549 + 0,8 \cdot 1,67) \cdot 10^7 \\ &= 2,79 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2 \end{aligned}$$

Euler – Knicklast

$$N_{fi,cr,zi} = (EI)_{fi,eff,z} \pi^2 / l_{k0}^2 = 2,79 \cdot 10^7 \pi^2 / 200^2 = 6884 \text{ kN}$$

Schlankheit

$$\bar{\lambda}_0 = (N_{fi,pl,Rd} / N_{fi,cr,z})^{1/2} = (1762 / 6884)^{1/2} = 0,506$$

Aus der Knickspannungskurve c (schwache Achse, $\alpha = 0,49$) ergibt sich der Reduktionsfaktor

$$\chi_z = 1 / (\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{1/2})$$

$$\text{mit } \phi = 0,703 \text{ ergibt sich } \chi = 0,840.$$

Normalkrafttragfähigkeit

$$N_{fi,Rd,z,90} = \chi_z N_{fi,pl,Rd,90} = 0,840 \cdot 1762 = 1480 \text{ kN.}$$

Der **Nachweis** lautet damit:

$$N_{fi,Rd,z,90} = 1480 \text{ kN} > N_{fi,d,90} = 1450 \text{ kN.}$$

[5-1, Anhang F,
Abschn. F.5 (1 bis 3),
Tab. F.5 und Tab.
F.6]

[5-1, Anhang F,
Abschn. F.6 (1)]

[5-1, Anhang F,
Abschn. F.6 (1)
und Tab. F.7]

[5-1, Anhang F,
Abschn. F.6 (2)]

[5-1, Anhang F,
Abschn. F.6 (3)]

[5-1, Anhang F,
Abschn. F.6 (4)]

5.3.3.4 Vergleich der Ergebnisse

In dem Beispiel wurde die brandschutztechnische Bemessung einer zentrisch gedrückten Verbundstütze mit Kammerbeton mittels verschiedener Verfahren vorgestellt. Angewendet wurden die Nachweistabellen der DIN 4102 Teil 4 und des Eurocode 4 Teil 1-2 sowie das vereinfachte Rechenverfahren nach Eurocode 4 Teil 1-2.

Alle Bemessungsmethoden führen im vorliegenden Fall zu einer Einstufung der Stütze in die Feuerwiderstandsklasse F 90 bzw. R 90. Um den Vergleich zu präzisieren, wird zusätzlich ausgehend von dem vorhandenen s/t -Verhältnis die zulässige Beanspruchung der Stütze für die Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse F 90 bzw. R 90 berechnet.

Nach DIN 4102 Teil 4 ergibt sich aus

$$\text{vorh } s / t = 0,58$$

durch Interpolation aus Tabelle 107

$$\text{zul } \alpha_6 = 0,48$$

$$\text{zul } N = \text{zul } \alpha_6 (N_{kr} / \gamma) = 0,48 (4837 / 1,5) = 1548 \text{ kN.}$$

Nach Eurocode 4 Teil 1-2 ergibt sich aus

$$\text{vorh } e_w / e_t = 0,58$$

durch Interpolation aus Tabelle 4.6

$$\text{zul } \eta_{fi,t} = 0,38.$$

$$\text{Zul } E_{fi,d} = R_d \cdot \text{zul } \eta_{fi,t} = 0,38 \cdot 4135 = 1571 \text{ kN.}$$

Damit ergibt sich der in der nachfolgenden Tabelle dargestellte Vergleich.

Auslegung nach	Feuerwiderstandsklasse	Zulässige Beanspruchung
DIN 4102 Teil 4 Tabellenverfahren	F 90	1548 kN
Eurocode 4 Teil 1-2 Tabellenverfahren	R 90	1571 kN
Eurocode 4 Teil 1-2 vereinfachtes Rechenverfahren	R 90	1480 kN

5.3.4 Hochbaustütze mit exzentrischer Belastung

5.3.4.1 Aufgabenstellung, System und Querschnitt

Berechnet werden soll die aufnehmbare Druckkraft der Randstütze einer Industriehalle mit einer Stützenlänge von 7,5 m bei Vorgabe der Feuerwiderstandsklasse F 90, die als Verbundstütze mit einem kammerbetonierten Stahlprofil hergestellt wird. An die Stütze schließt ein Dachbinder exzentrisch mit einer Ausmitte $e = 0,25$ m an. In Richtung der schwachen Querschnittsachse ist die Stütze durch Wandriegel gehalten. [5-4]

Verbundstützenquerschnitt

Stahlprofil: HE 400 A

$h / b / e_w / e_t / r = 390 / 300 / 11 / 19 / 27$ mm

Bewehrung des Kammerbetons:

$A_s / (A_s + A_b) = 3,88$ %: 8 \varnothing 25 mm,

(4 \varnothing 25 Achsabstand $u = 50$ mm zur

Flanschinnenkante, Achsabstand $u_s = 50$ mm

zur Betonoberfläche, 4 \varnothing 25 mit $u = 50$ mm und

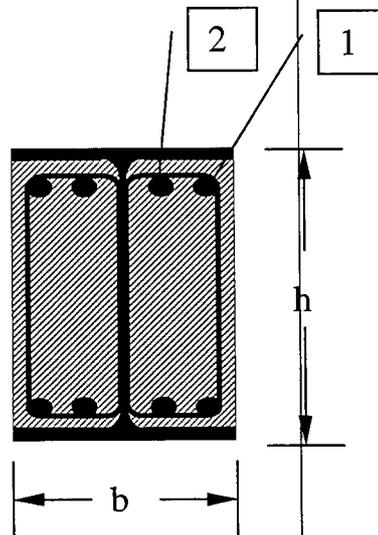
$u_s = 100$ mm)

Baustoffe

Decken- und Kammerbeton B 35

Baustahl St 52

Betonstahl BSt 500 S



5.3.4.2 Brandschutztechnische Auslegung

5.3.4.2.1 Bemessung nach DIN 4102 Teil 4

Da es sich um eine Randstütze ohne rotationsbehindernde Lagerung am Stützenkopf handelt, wird sich im Brandfall eine Knickfigur entsprechend des Euler-Falls 3 (einseitig gelenkig, einseitig eingespannt) einstellen. Da die Anwendung der Bemessungstabellen eine beidseitig rotationsbehindernde Lagerung voraussetzt, ist die Knicklänge zur Bestimmung des Lastausnutzungsfaktors α_6 im Verhältnis der Knicklängenbeiwerte der Euler-Fälle 3 und 4 zu erhöhen: [5-22] 7.3.2.3, 7.3.2.4

maßg. $s_{k,kalt} = 7,5 \cdot 0,7 / 0,5 = 10,5$ m

Bei exzentrischer Belastung kann die rechnerische Traglast aus der Bedingung

$$M_{\text{Th.II.O.}} = 0,9 \cdot s = N_{\text{cr,exz.}} \cdot e_{\text{Th.II.O.}}$$

mit s = Abschnitt im M-N-Interaktionsdiagramm,

$$N_{\text{cr,exz.}} = \kappa \cdot N_{\text{pl}}$$

gewonnen werden, wobei κ wegen des Einflusses der Theorie II. Ordnung durch Iteration zu ermitteln ist. Die im Kaltzustand zulässige Normal-(Druck-)Kraft als Gebrauchslast ergibt sich damit zu

$$\text{zul } N = N_{\text{cr,exz.}} / \gamma$$

mit $\gamma = 1,5$.

[5-22] 7.3.2.2

Bei Verwendung des vereinfachten Verfahrens nach DIN 18806 Teil 1 darf die vorhandene Kammerbetonbewehrung nur zu maximal 3 % in Ansatz gebracht werden.

Es ergibt sich

$$N_{\text{cr,exz.}} = 3173 \text{ kN und}$$

$$\text{zul } N = 3173 / 1,5 = 2115 \text{ kN.}$$

Das vorhandene Verhältnis von Steg- zu Flanschdicke beträgt

$$s / t = 11 / 19 = 0,579$$

Die erforderlichen Mindestdicken d und b von 300 mm für die Einstufung in F 90 nach Tabelle 107 der DIN 4102 Teil 4 sind mit vorhandenen 390 mm bzw. 300 mm ebenso eingehalten wie der Mindestachsabstand der Bewehrung von 50 mm. Über das Verhältnis s/t kann nun der zugehörige Lastausnutzungsfaktor durch Interpolation ermittelt werden:

[5-22] Tabelle 107

$$\text{zul } \alpha_6 = (0,579 - 0,5) / (0,7 - 0,5) (0,7 - 0,4) + 0,4 = 0,5185$$

Damit ergibt sich die nach 90 Minuten ETK-Brandbeanspruchung aufnehmbare Druckkraft zu

$$\text{grenz } N_{90,\text{exz.}} = 0,5185 \cdot 2115 = \underline{1097 \text{ kN}}$$

5.3.4.2.2 Bemessung nach Eurocode 4 Teil 1-2

nach Abschnitt 4.2.3.3 (Tabelle 4.6)

Die Vorgehensweise ist analog zu der bei Bemessung nach DIN 4102 Teil 4. Als Bezugswert ist die Traglast im Kaltzustand nach Eurocode 4 Teil 1-1 unter Ansatz der im Verhältnis der Knicklängenbeiwerte der Euler-Fälle 3 und 4 erhöhten Knicklänge $s_k = 7,5 \cdot 0,7 / 0,5 = 10,5$ m unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität zu bestimmen. Es ergibt sich $R_d = 2720$ kN

[5-1] 4.2.3.1 (3)

Das vorhandene Verhältnis von Steg- zu Flanschdicke beträgt $e_w / e_f = 11 / 19 = 0,579$

[5-1] 4.2.3.3 Tabelle 4.6

Die erforderlichen Mindestdicken d und b von 300 mm für die Einstufung in R 90 nach Tabelle 4.6 der Eurocode 4 Teil 1-2 sind mit vorhandenen 390 mm bzw. 300 mm ebenso eingehalten wie der Mindestachsabstand der Bewehrung von 50 mm. Über das Verhältnis e_w / e_f kann nun der zugehörige Lastausnutzungsfaktor durch Interpolation ermittelt werden:

$$\text{zul } \eta_{fi,t} = (0,579 - 0,5) / (0,7 - 0,5) \cdot (0,5 - 0,3) + 0,3 = 0,379$$

Damit ergibt sich die nach 90 Minuten ISO-Brandbeanspruchung aufnehmbare Druckkraft zu

$$R_{fi,d,t} = 0,379 \cdot 2720 = \underline{1031 \text{ kN}}$$

nach Abschnitt 4.3.4 (vereinfachtes Verfahren [5-4])

Das im Eurocode 4 Teil 1-2 Anhang F als Anwendungsregel angegebene vereinfachte Rechenverfahren für kammerbetonierte Verbundstützen nach gilt nur für Biegeknicken um die schwache Achse und ist im vorliegenden Fall nicht anwendbar. Der Nachweis erfolgt daher mit dem in der Literatur angegebenen Verfahren nach Dorn, Hosser und El-Nesr [5-4].

Überprüfung der Anwendungsgrenzen

[5-4] Abschnitt 6

$$U/A = 2 \cdot (0,39 + 0,3) / (0,39 \cdot 0,3) = 11,8 \text{ m}^{-1}$$

$$h / b = 390 / 300 = 1,3 \leq 3$$

$$t_F = 19 < 40$$

$$< 390 / 10 = 39$$

$$t_w / t_f = 11 / 19 = 0,578 \geq 0,5$$

$$b / t_w = 300 / 11 = 27,3 \geq 15$$

$$\geq 11,8$$

$$R 90 \quad h = 390 \text{ mm} > \min h = 270 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm} > \min b = 220 \text{ mm}$$

Mindestbewehrungsverhältnis

$$\min A_s / (A_b + A_s) = (11,8-6) \cdot (3-1) / (22-6) + 1 = 1,725 \%$$

$$A_b = 39 \cdot 30 - 159 = 1011 \text{ cm}^2$$

$$\min A_s = 0,01725 \cdot 1011 = 17,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{vorh } A_s = 8 \cdot 4,91 = 39,28 \text{ cm}^2 > \min A_s$$

Baustoffe

Es wird von folgenden Festigkeiten und E-Moduli ausgegangen:

$$\text{Beton C 30/37: } f_{ck,20^\circ\text{C}} = 3 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 3200 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Baustahl Fe 510: } f_{ay,20^\circ\text{C}} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Betonstahl S 500: } f_{sy,20^\circ\text{C}} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

Festigkeitsreduktionsfaktoren für R 90

$$r_{fb} = 0,053 + 0,0009 \cdot 19 = 0,07$$

$$r_{w1B} = 0,095 + 0,0068 \cdot 19 = 0,224$$

$$r_{w2B} = 1,91 - 0,0783 \cdot 11,8 = 0,986$$

$$r_{c1B} = 0,588 - 0,023 \cdot 11,8 = 0,317$$

$$r_{c2B} = 0,65 + 0,0167 \cdot 11,8 = 0,453$$

$$r_{c3B} = 0,949 + 0,0181 \cdot 11,8 = 0,735$$

$$u_{res,1} = (5^2 + 5^2)^{1/2} = 7,07 \text{ cm}$$

$$u_{res,2} = (5^2 + 10^2)^{1/2} = 11,18 \text{ cm}$$

$$k_1 = (0,25 / 6) \cdot (7,07 - 4) - 0,6 = -0,4723$$

$$k_2 = (0,25 / 6) (11,18 - 4) - 0,6 = -0,3$$

$$r_{s1B} = 2,2741 - 0,2207 \cdot 11,8 + 0,0114 \cdot 11,8^2 - 0,0002 \cdot 11,8^3 - 0,472$$

$$= 0,4568$$

$$r_{s2B} = 2,2741 - 0,2207 \cdot 11,8 + 0,0114 \cdot 11,8^2 - 0,0002 \cdot 11,8^3 - 0,3 = 0,6268$$

[5-4] Bild 4

[5-4] Bild 5

[5-4] Bild 6

[5-4] Bild 7

[5-4] Bild 8

[5-4] Bild 9

[5-4] Bild 10

Reduktionsfaktoren für den E-Modul

$$r_{fE} = 0,08$$

$$r_{w1E} = 0,846 - 0,0409 \cdot 11,8 = 0,363$$

$$r_{w2E} = 1,21 - 0,0517 \cdot 11,8 = 0,6$$

$$r_{c1E} = 0,06$$

$$r_{c2E} = 0,221 - 0,00625 \cdot 11,8 = 0,147$$

$$r_{c2E} = 0,221 - 0,00625 \cdot 11,8 = 0,147$$

$$r_{c3E} = 0,893 - 0,04430 \cdot 11,8 = 0,370$$

$$a_{90s1} = 0,16 + (0,66 / 6) \cdot (7,07 - 4) = 0,498$$

$$a_{90s2} = 0,82$$

$$b_{90s1} = 0,004 + (0,022 / 6) \cdot (7,07 - 4) = 0,0153$$

$$b_{90s2} = 0,026$$

$$r_{s1E} = 0,498 - 0,0153 \cdot (11,8 - 6) = 0,409$$

$$r_{s2E} = 0,82 - 0,026 \cdot (11,8 - 6) = 0,669$$

[5-4] Bild 11

[5-4] Bild 12

[5-4] Bild 13

[5-4] Bild 14

[5-4] Bild 15

[5-4] Bild 16

[5-4] Bild 17

Flächen und Trägheitsmomente der einzelnen Querschnittsbereiche

$$A_f = 2 \cdot 30 \cdot 1,9 = 114 \text{ cm}^2$$

$$A_{w1} = 2 \cdot 1,1 \cdot 5,0 + 4 \cdot 2,7^2 - \pi \cdot 2,7^2 = 17,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{w2} = (39 - 2 \cdot 1,9 - 10) \cdot 1,1 = 27,7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8 \cdot 4,91 = 39,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{c1} = 10 \cdot 30 - 17,3 - 4 \cdot 4,91 = 263,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{c2} = 10 \cdot (39 - 2 \cdot 1,9 - 10) - 4,91 = 247,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{c3} = (30-10) \cdot (39-2 \cdot 1,9-10) - 27,7 - 3 \cdot 4,91 = 461,6 \text{ cm}^2$$

$$I_f = 2 \cdot (30 \cdot 1,9^3 / 12 + 30 \cdot 1,95 \cdot 18,55^2) = 40294 \text{ cm}^4$$

$$I_{w1} = 2 \cdot (1,1 \cdot 5,0^3 / 12 + 1,1 \cdot 5 \cdot 15,1^2 + 3,13 \cdot 16,98^2) = 4336 \text{ cm}^4$$

$$I_{w2} = 1,1 \cdot (39 - 2 \cdot 1,9 - 10)^3 / 12 = 1467 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 8 \cdot 4,91 \cdot (39,2 - 1,9 - 5)^2 = 6236 \text{ cm}^4$$

$$I_{c1} = 2 \cdot (30 \cdot 5^3 / 12 + 30 \cdot 5 \cdot (39 / 2 - 1,9 - 2,5)^2) - 4336 - 4 \cdot 4,91 \cdot 13,746^2 = 60981 \text{ cm}^4$$

$$I_{c2} = (39 - 2 \cdot 1,9 - 10)^3 \cdot 10 / 12 - 4,91 \cdot (19,5 - 1,9 - 5 - 1,146)^2 = 12692 \text{ cm}^4$$

$$I_{c3} = (39 - 2 \cdot 1,9 - 10)^3 \cdot 20 / 12 - 1467 - 3 \cdot 4,91 \cdot 11,456^2 = 23272 \text{ cm}^4$$

plastische Normalkraft

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd,fi}(t=90) &= \\
 &(114 \cdot 0,07 + 17,3 \cdot 0,224 + 27,7 \cdot 0,986) \cdot 35,5 + \\
 &(263,1 \cdot 0,317 + 247,1 \cdot 0,453 + 461,5 \cdot 0,735) \cdot 3,0 + \\
 &(4 \cdot 4,91 \cdot 0,4568 + 4 \cdot 4,91 \cdot 0,6288) \cdot 50 \\
 &= 1390,4 + 1603,8 + 1066,1 = 4060,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

[5-4] 4.3

wirksame Biegesteifigkeit

$$\begin{aligned}
 EI_{eff,fi}(t=90) &= \\
 &[(40294 \cdot 0,08 + 4336 \cdot 0,363 + 1467 \cdot 0,6) \cdot 21000 + \\
 &(60981 \cdot 0,06 + 12692 \cdot 0,147 + 23272 \cdot 0,37) \cdot 3200 + \\
 &(3118 \cdot 0,409 + 3118 \cdot 0,669) \cdot 21000] / 10000 = 23505 \text{ kNm}^2 \\
 &\text{ideale Knicklast}
 \end{aligned}$$

[5-4] 4.3

$$N_{cr,fi}(t=90) = \pi^2 \cdot 23505 / (0,7 \cdot 7,5)^2 = 8416,7 \text{ kN}$$

[5-4] 4.3

zentrische Traglast

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_{fi}(t=90) &= (4060,3 / 8416,7)^{1/2} = 0,6946 \\
 c_5 &= 1,0014 + 0,0371 \cdot (11,8 - 10) - 0,0014 \cdot (11,8 - 10)^2 = 1,0636 \\
 \kappa_1 &= (1,3911 - 2,1722 \cdot 0,6946 + 1,2844 \cdot 0,6946^2 \\
 &\quad - 0,2547 \cdot 0,6946^3) \cdot 1,0636 = 0,443 \\
 N_{u,fi,z}(t=90) &= 4060,3 \cdot 0,443 = 1798,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

[5-4] Bild 18

gleichgerichtete Ersatzausmitte

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_{kalt} &= 0,478 \\
 e_1 / h &= 25 / 39 = 0,641 \\
 \xi &= e_1 / e_2 = 0 / 25 = 0 \\
 b_a &= \exp^{-(0,35 + 0,3 \cdot 0,641) \cdot 0,478 / 0,641} \\
 b_b &= 0,667 + (1 - 0,667) \cdot (0 + 10) / 2,0 = 0,8335 \\
 e_{ers} &= 0,8335 \cdot 25 = 20,8 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

[5-4] Bild 20

exzentrische Traglast

$$e_{\text{ers}} / h = 20,8 / 39 = 0,533$$

$$\kappa_2 = 1,0 - 2,6506 \cdot 0,533 + 4,0936 \cdot 0,533^2 \\ - 2,8924 \cdot 0,533^3 + 0,7505 \cdot 0,533^4 = 0,372$$

$$N_{\text{u,fi,exz}}(t = 90) = 1798,7 \cdot 0,372 = \underline{\underline{669 \text{ kN}}}$$

[5-4] Bild 21

5.3.4.3 Vergleich der Ergebnisse

Feuerwiderstandsdauer der exzentrisch belasteten Stütze

DIN 4102 Teil 4	F 90
Eurocode 4 Teil 1-2 Tabelle 4.6	R 90
Eurocode 4 Teil 1-2 vereinfachtes Verfahren [5-4]	R 90

Exzentrisch aufnehmbare Normalkraft für F 90 / R 90

DIN 4102 Teil 4	grenz $N_{90} = 1097 \text{ kN}$
Eurocode 4 Teil 1-2 Tabelle 4.6	$R_{fi,d,t} = 1031 \text{ kN}$
Eurocode 4 Teil 1-2 vereinfachtes Verfahren [5-4]	$N_{u,fi,exz} = 669 \text{ kN}$

5.4 Literatur

- [5-1] Eurocode 4, Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall, DIN V ENV 1994-1-2, Juni 1997.
- [5-2] Dorn, T., Hosser, D., Muess, J., Schaumann, P.: Ein rechnerisches Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung kammerbetonierter Verbundträger, Teil 1: Einfeldträger, Stahlbau 59 (1990), Heft 12.
- [5-3] Dorn, T., Hosser, D., El-Nesr, O.: Ein rechnerisches Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von kammerbetonierten Verbundträgern, Teil 2: Durchlaufträger. Stahlbau 63, Heft 8, 1994.
- [5-4] Hosser, D., Dorn, T., El-Nesr, O.: Vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen. Stahlbau 63, Heft 3, 1994.
- [5-5] Cajot, L.G.; Schleich, J.B.; Hass, R.: The Fire Design of Composite Beams According to the EUROCODE 4, Part 10, Structural Fire Design. Posters of the Nordic Steel Colloquium in Odense/Danmark, 1991.
- [5-6] Hosser, D., Dorn, T., El-Nesr, O.: Entwicklung und Absicherung praxisgerechter Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundbauteilen. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben A39 (S24/2/91) der Stiftung Stahlanwendungsforschung und iBMB-Untersuchungsberichte Nr. 9123/6709 A bis D -Dn/bd-, TU Braunschweig 1993.
- [5-7] Becker, J., Bizri, H., Bresler, H.: FIRES-T, A Computer Program for the Fire Response of Structures - Thermal, University of California, Fire Research Group, Report No. UCG FRG 77-15, Berkeley, 1974.
- [5-8] Quast, U., Hass, R., Rudolph, K.: STABA-F - Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens einachsig gespannter, tragender Bauteile unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1984.
- [5-9] Schaumann, P.: BOFIRE, Computerprogramm zur numerischen Simulation stabartiger Bauteile und Rahmensysteme unter Brandbeanspruchung.
- [5-10] Roik, K., Schaumann, P., Ziegler, Th.: Hintergrundbericht zu Eurocode 4, Bochum-Leipzig, Juli 1993.
- [5-11] Hass, R., Meyer-Ottens, C., Quast, U.: Verbundbau Brandschutz Handbuch, Berlin, 1989.
- [5-12] Schaumann, P.; Hass, R., Falke, J.: Anwendungsbezogene Aufbereitung der neueren nationalen Forschungsergebnisse für Verbundbauteile unter Brandbeanspruchung im Spiegel internationaler Bemessungsvorschläge. Studiengesellschaft Stahlanwendung e.V.. Projekt 210, 1992.

- [5-13] Dorn, T.; Hass, R.; Quast, U.: Brandverhalten und Bemessung von Anschlüssen zur Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von Verbundkonstruktionen. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Düsseldorf, Projekt P86, Akt. 2.10, 1986.
- [5-14] Eurocode 3 "Bemessung und Konstruktion von Stahlbauteilen, Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall, DIN V ENV 1993-1-2, Mai 1997.
- [5-15] Hass, R.: Zur praxisingerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz - iBMB -, TU Braunschweig, Veröffentlichungsreihe Heft 69, 1984.
- [5-16] Hass, R.: Brandversuche an Stahlbeton- und Verbundstützen. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, Arbeitsbericht 1984-1986.
- [5-17] Kordina, K.; Klingsch, W...: Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von massiven Stahlstützen ohne Beton. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Düsseldorf, Projekt P35, 1983.
- [5-18] Grandjean, G.; Grimault, J.P.; Petit, L.: Determination de la duree au feu des profils creux remplis de beton. Forschungsbericht Cometube, Paris, CIDECT 15 B/80-10 und Europäische Gemeinschaft für Kohle und Stahl (7210 SA 3 3/302), 1980.
- [5-19] Jungbluth, O., Gradwohl, W.: Berechnen und Bemessen von Verbundprofilstäben bei Raumtemperatur und unter Brandeinwirkung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Berlin 1987, Heft 382.
- [5-20] Hass, R.; Meyer-Ottens, C.: Brandschutz von Verbundkonstruktionen - Untersuchungen, Beurteilung und Anwendung - Stahlbau 55 (1986), S. 293-298.
- [5-21] Cajot, L., Franssen, J. M., Schleich, J. B.: Computer Model for the Fire Resistance of Composite Structures, IABSE Symposium Mixed Structures, Bruxelles 1990, RPS Report No. 13/91.
- [5-22] DIN 4102 Teil 4 - Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Ausgabe März 1994.
- [5-23] DIN V ENV 1991-2-2 Eurocode 1 - Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke - Einwirkungen im Brandfall, Deutsche Fassung ENV 1991-2-2 : 1995, Mai 1997, Beuth Verlag, Berlin
- [5-24] Roik, K.; Bergmann, R.; Haensel, J.; Hanswille, G.: Verbundkonstruktionen - Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4 Teil 1-1, Betonkalender 1993, S. 551 bis 688, Ernst&Sohn, 1993
- [5-25] DAST-Richtlinie 104 - Nationales Anwendungsdokument (NAD), Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1994 Teil 1-1, Deutscher Ausschuß für Stahlbau, 1994
- [5-26] Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, Ausgabe 03.81 mit ergänzenden Bestimmungen (03.84) und (06.90)
- [5-27] Stahl im Hochbau, Band II/Teil 1, 14. Auflage, Verlag Stahleisen mbH, Düsseldorf 1987

- [5-28] DIN V ENV 1994-1-1 Eurocode 4 - Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; Ausgabe 2.94, Beuth Verlag, Berlin
- [5-29] DIN 18806 Teil 1, Verbundkonstruktionen, Verbundstützen, Ausgabe 03.84

6.1 Erläuterung und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 5 Teil 1-2

6.1.1 Allgemeines

Die unter Punkt 6.3 behandelten Beispiele wurden nur für visuell sortiertes Holz und nicht für maschinell sortiertes Holz durchgeführt. Dies ist erforderlich, da die derzeitigen nationalen Vorschriften (DIN 4102 T.4 [6-17]) nur für visuell sortiertes Holz, entsprechend DIN 1052 T.1 Ausgabe (4/88) [6-12] ohne die Änderung DIN 1052-1/A1 (10/96) [6-15], gelten.

Auch in der Änderung enthaltenen abweichenden Festlegungen der Materialkennwerte für visuell sortiertes Holz bedürfen einer Überprüfung im Bezug auf die Anwendbarkeit der DIN 4102 T.4 [6-16].

Zur Frage des Reduktionsfaktors η_{fi} nach Eurocode 1-2-2 [6-23], Anhang F.3.2, Gl. (F.2), bzw. Eurocode 5-1-2 [6-26] haben die Berechnungen gezeigt, daß selbst der Ansatz von $\eta_{fi} = 0,6$ gegenüber der Anwendung der allgemeinen Kombinationsregel nach Eurocode 1-2-2, Anhang F.3.1, Gl.(F.1) immer zu konservativeren Regeln führt.

Daraufhin wurde nochmals die Gleichung $\eta_{fi} = (\gamma_{GA} + \psi_{1,1} \cdot \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q \cdot \xi)$ mit $\xi = Q_{k,1} / G_k$ für die im Holzbau üblichen Verhältnisse überprüft. Im Holzbau kann für ξ der Bereich $\xi = 1 - 3$ angenommen werden. Mit $\psi_{1,1} = 0,5$ bzw. $0,8$ (Tab. 2.2-1, NAD [6-25] zu EC5-1-1 [6-24]) ergeben sich die nachfolgend dargestellten Verhältnisse (Bild 6.1). Damit ist die ursprünglich im NAD-Entwurf vertretene Festlegung von $\eta_{fi} = 0,65$ zu vertreten. Dies schert zwar aus den Angaben für die anderen Werkstoffe aus, hier spielt aber der Werkstoff Holz seine Vorteile aus.

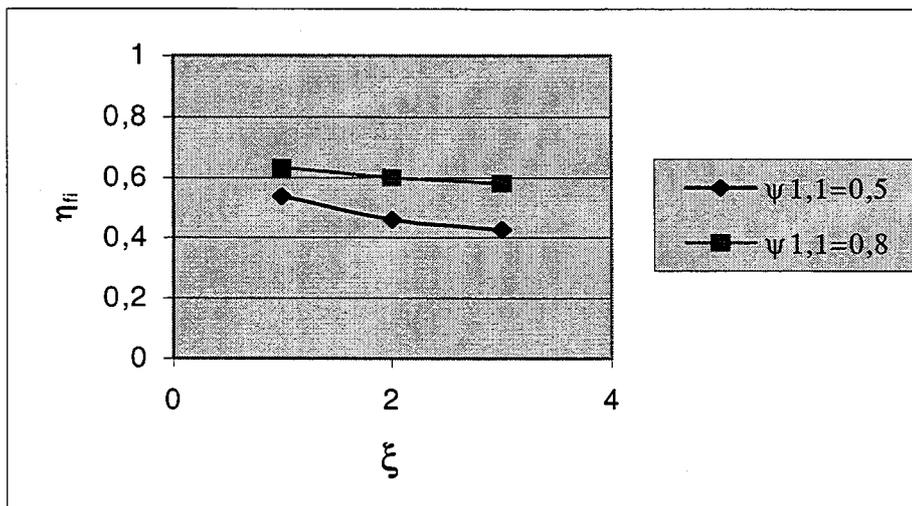


Bild 6.1

Die einzelnen Bemessungsbeispiele beinhalten verschiedene Nachweis-möglichkeiten nach Eurocode 5, die jede für sich eigenständig sind. Sie unterscheiden sich nur in Hinblick auf den Genauigkeitsgrad der berechneten Einwirkungen sowie der Ermittlung des Widerstandes.

Um die einzelnen Nachweismethoden untereinander vergleichen zu können, werden die jeweiligen Auslastungen am Ende jedes Beispiels gegenübergestellt.

Bei den Bauteilnachweisen wurden die Abs. 4.1, Abs. 4.2 und Anhang A des Eurocodes 5 [6-24] berücksichtigt. Vergleichende Betrachtungen für einen genauen Nachweis entsprechend Abs. 4.3 wurden nicht geführt.

Die Verbindungen (6.3.6) wurden mit den Abs. 4.5 und Anhang B des Eurocodes 5 brandschutztechnisch beurteilt.

Bei den Decken und Wänden wurden die Nachweise nach dem Anhang C geführt.

6.1.2 Allgemeine Anmerkungen zu Eurocode 5-1-2: 1994 [6-26]

(Die angegebene Numerierung bezieht sich auf die Absatznumerierung in der oben angeführten Normenausgabe)

Zu 2.3

Die Erhöhungsfaktoren $k_{fi} = 1,25$ für Vollholz bzw. $k_{fi} = 1,15$ für Brettschichtholz und Holzwerkstoffplatten ergeben sich aus dem statistisch vertretbaren Ansatz Mittelwerte für die Bemessung im Brandfall einzusetzen. Dieses Vorgehen entspricht DIN 4102-4 [6-17]. Die Faktoren geben damit einen auf der sicheren Seite liegenden Abstand zwischen der 5 %-Fraktile der charakteristischen Werkstoffeigenschaften und der 50 % Fraktile an. Wegen der durch das industrielle Herstellungsverfahren geringeren Standardabweichungen bei Brettschichtholz und Holzwerkstoffen ist der Faktor dieser Werkstoffe geringer als für Vollholz. Der Materialsicherheitsfaktor im Brandfall $\gamma_{M,fi} = 1,0$ ist vereinbarungsgemäß für alle Baustoffe im Brandfall anzusetzen.

Abs. 2.5.3

Wie im ursprünglichen Entwurf des NAD soll die Gleichung 2.7 [im NAD fälschlicherweise als Gleichung 27 bezeichnet!] nun wieder lauten:

$$E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$$

Sämtliche Vergleichsrechnungen sowie theoretische Betrachtungen haben ergeben, daß aufgrund des günstigen Verhältnisses von Eigengewicht zu Tragfähigkeit bei Holzkonstruktionen größere Werte für Einwirkungen im Brandfall nicht zu erwarten sind. Die genaueren Werte nach Eurocode 1-2-2 [6-23]: 1997, Anhang F 3.2, ergeben ebenfalls wesentlich kleinere Beträge für die Einwirkungen im Brandfall. Aus den in Eurocode 1-2-2 angegebenen Regeln abgeleitete theoretische Überlegungen ergeben ebenfalls im baupraktisch üblichen Bereich immer Werte für den Abminderungsfaktor η , die kleiner als 0,65 sind.

Zu 3.1 Abbrandtiefe

Die in Tabelle 3.1 angegebenen Abbrandraten β_0 für Bauholz liegen prinzipiell auch den Angaben in DIN 4102-4 [17] zugrunde (vgl. DIN 4102-4: 1994-03 Abs. 5.5.2.4). Insofern sind durch die hier angegebenen Abbrandraten keine Veränderungen des Sicherheitsniveaus zu erwarten.

Zu 3.1 (3)

Die angegebenen Abbrandraten für Holzwerkstoffe entsprechen deutschen und internationalen Prüferfahrungen. Die Abbrandraten beziehen sich auf eine charakteristische Rohdichte des Holzwerkstoffs von 450 kg/m^3 und eine Plattendicke von 20 mm. Da Platten geringerer Rohdichte eine höhere Abbrandrate und Platten höherer Rohdichte eine geringere Abbrandrate aufweisen, wird ein Korrekturfaktor

$$k_p = \sqrt{\frac{450}{\rho_k}}$$

eingeführt. Zur Ermittlung der tatsächlich einzusetzenden Abbrandrate nach Gleichung 3.3 wird zusätzlich ein Dickenkorrekturfaktor k_t eingeführt, der den erhöhten Abbrand bei dünnen Platten berücksichtigen soll.

Der Faktor

$$k_t = \sqrt{\frac{20}{t_p}} \geq 1,0$$

mit t_p = Plattendicke in mm berücksichtigt also den erhöhten Abbrand dünnerer Platten, eine Verminderung der Abbrandrate bei dicken Platten wird jedoch nicht zugelassen. Die Regelungen entsprechen der Prüf- und Praxiserfahrung. Es ist darauf hinzuweisen, daß in Eurocode 5-1-2 [6-26]: 1994 in Gleichung 3.5 ein Formelfehler enthalten ist. Es muß richtig lauten:

$$k_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{20}{t_p}} \\ 1,0 \end{array} \right.$$

Zu 3.2 Feuerschutzbekleidung Absatz (2)

Mit Gleichung 3.7 wird die Versagenszeit von Feuerschutzbekleidungen aus Holz- und Holzwerkstoffplatten bestimmt. Es wird als Versagenszeit nicht der Quotient aus Plattendicke und Abbrandrate herangezogen, sondern eine zusätzliche Abminderung um ein „Vorhaltemaß“ von $t_r = 4$ Minuten vorgenommen. Dieses Vorhaltemaß berücksichtigt die Erwärmung der Platte auf der dem Feuer abgewandten Seite und soll gleichzeitig die Sicherheit gegenüber einem vorzeitigen Durchbrand bei eventuell vorhandenen Plattenfehlstellen erhöhen.

Zu 4.1 Bemessung mit ideellem Restquerschnitt

Durch den generellen Abzug einer zusätzlichen Querschnittsdicke von $d_0 = 7 \text{ mm}$ wird die Abnahme der Festigkeit sowie die Reduzierung des E-Moduls bei erhöhten Temperaturen im Querschnitt berücksichtigt. Somit kann die brandschutztechnische Bemessung mit den Materialkennwerten bei Normaltemperatur

erfolgen. Die pauschale Abminderung der Querschnittsabmessungen wurde durch Vergleichsrechnungen für die verschiedenen Beanspruchungsarten ermittelt und stellt eine obere Grenze dar. So würde zum Beispiel bei einer reinen Biegebeanspruchung ein d_0 von 5 mm ausreichen.

Zu Tabelle 4.1

Die in Tabelle 4.1 angegebenen Regeln beziehen sich nur auf geringe Branddauern. Diese Tabelle wurde auf Wunsch der skandinavischen und anglikansichen Länder aufgenommen. Die Tabelle ist bei uns nicht relevant, da sie nur für Feuerwiderstandsdauern von ca. 15 Minuten anzuwenden ist. Durch den Faktor k_0 wird das „Vorhaltemaß“ d_0 verringert, da die zu Beginn eines Brandes aufgrund der guten Isolationsfähigkeit des Holzes ($\lambda = 0,13 \text{ W/m}^\circ\text{K}$) verringerte Erwärmung des Querschnitts zu berücksichtigen ist.

Zu 4.4.6

Die Absätze 4.1.1.4 und 4.1.1.5 gemäß DIN 4102-4 (3/94) [6-17] enthalten die Definitionen zu raumabschließenden und nicht raumabschließenden Wänden. Die Definitionen sind sinngemäß auf Eurocode 5-1-2 [6-26] anzuwenden.

Zu 4.5

Die Regeln entsprechen prinzipiell den Angaben von DIN 4102-4 [6-17]. Die Verfahren beruhen auf einem Forschungsbericht von Frau Dr. Kersken-Bradley [6-7]. Im Gegensatz zu DIN 4102-4 wird jedoch in Eurocode 5-1-2 [6-26] eine generelle Erhöhung der für den Kaltfall erforderlichen Querschnittsabmessungen vorgenommen. Es wird darauf hingewiesen, daß sich der Auslastungsgrad aus der kalten Bemessung ohne die Erhöhung der Seitenholzdicke bzw. der Randabstände ergibt. Der Ablauf einer Brandschutzbemessung ist wie folgt:

Durchführung der „kalten“ Bemessung

Ermittlung des Auslastungsgrades der Verbindung (η_{30})

Erhöhung der Seitenholzdicke

Soweit der Auslastungsgrad der Verbindung im Kaltfall die Werte von η_{30} z.B. nach Tabelle 4.2 unterschreitet, ist die Verbindung für eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten bei Einhaltung der angegebenen Randbedingungen ausreichend bemessen.

Der Term $t_{1,\min.}$ ist die erforderliche Mindestdicke für das Seitenholz bei Bemessung unter Normaltemperaturen in Millimetern, wo erforderlich. Damit ist beispielsweise die Mindestdicke nach Eurocode 5-1-1 [6-24] Abs. 6.3.1.2 (11) gemeint, die Mindestdicken für Seitenhölzer ohne Vorbohren angibt.

Zu Anhang A, Absatz 4, Gleichungen A.3 bis A.5

Das Diagramm (Bild A.2) sowie die Gleichungen (A.3 bis A.5) entsprechen einer vereinfachten Darstellung der von Herrn Prof. Glos/Dr. Topf ermittelten Abminderungskurven der Materialkennwerte. Diese Abminderungswerte bildeten auch die Grundlage für die Erstellung der Tabellen in DIN 4102 T.4 [6-17]. Ein Unterschied besteht nur darin, daß einmal die Abminderungswerte auf die Erhöhung der mittleren Temperatur im Querschnitt bezogen wurden, dagegen im Eurocode 5 eine Abhängigkeit vom Quotienten p/A_r (Umfang/Querschnittsfläche) hergestellt wird. Da aber zwischen der mittleren Temperatur und dem Quotienten ein direkter Zusammenhang besteht, stellt dieser Unterschied keine Abweichung dar.

Zu C 2.3

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse nach Eurocode 5-1-2 [6-26] und DIN 4102-4 [6-17] zeigen, daß die Rechenverfahren in den meisten Fällen rechnerisch geringere Feuerwiderstandsdauern ergeben, als im Versuch ermittelt. Demzufolge liegen die rechnerischen Ergebnisse auf der sicheren Seite. Wesentliche Abweichungen nach oben treten nur dann auf, wenn die Regeln der DIN 4102-4 [6-17] bezüglich des zulässigen Ersetzens von z. B. Holzwerkstoffplatten durch Gipsbauplatten erfolgt. Die rechnerisch ermittelten Feuerwiderstandsdauern vergrößern sich dann deutlich, was allerdings auch den in der Praxis zu erwartenden Ergebnissen entspricht. Da zusätzlich als Grenze eine Reduktion der im Kaltfall erforderlichen Querschnitte auf maximal 60 % zu beachten ist, führen die rechnerischen Ergebnisse nicht zu einer Höherstufung der Feuerwiderstandsklasse der Bauteile. Bei z. B. einer berechneten Feuerwiderstandsdauer von ca. 95 Minuten ist das Bauteil immer noch in die Feuerwiderstandsklasse F90 einzustufen. Die Übernahme der in Eurocode 5-1-2 [6-26] angegebenen Werte der „boxed values“ ist daher - wie im NAD angegeben - gerechtfertigt.

6.1.3 Spezielle Erläuterungen zu Wänden

Voraussetzungen - Allgemeine Angaben

Bei raumabschließenden Konstruktionen werden als Dämmstoffe in den Vergleichsrechnungen nur die auch nach DIN 4102-4 [6-17] zulässigen mineralischen Dämmstoffe nach DIN 18 165-1 [6-19] mit ihren unterschiedlichen Rohdichten und einem Schmelzpunkt $\geq 1000^\circ\text{C}$ berücksichtigt.

Eurocode 5-1-2 [6-26] gibt in Gleichung C.9 mit

$$t_{pr} = 0,07(t_{ins} - 20)\sqrt{\rho_{ins}} \quad \text{min.}$$

t_{ins} = Dicke des Isoliermaterials in mm,

ρ_{ins} = Rohdichte des Isoliermaterials in kg/m^3

einen Ansatz zur rechnerischen Ermittlung der Versagenszeiten von Dämmstoffschichten vor.

Für Gipsbauplatten sind in Eurocode 5-1-2 [6-26] zwei unterschiedliche Gleichungen zur Ermittlung der Versagenszeiten angegeben. Eurocode 5-1-2 [6-26] bezieht sich auf EN 520 [6-21] und dort auf die Plattentypen sowie A und H. Es entsprechen

Plattentyp F = GKF nach DIN 18 180 [6-18]:1989, Abs. 3.1.2

Plattentypen A und H = GKB nach DIN 18 180 [6-18]: 1989, Abs. 3.1.1

Bei den Vergleichsrechnungen wurde für Holzwerkstoffen angenommen, daß es sich nicht um Sperrholzplatten handelt sondern um Spanplatten, Oriented Strand Board-Platten o. ä. mit einer Rohdichte von 600 kg/m^3 . Für die Berechnung der Versagenszeiten der Platten wurde die Abbrandrate nach Gleichung (3.3) mit $\beta_0 = 0,9 \text{ mm/min.}$ und die Versagenszeit nach Gleichung (3.7) aus Eurocode 5-1-2 [6-26] ermittelt.

Tabelle 50 der DIN 4102 T.4 [6-17] zeigt, daß insbesondere bei der beidseitigen Beplankung mit Holzwerkstoffplatten und damit einer im Vergleich zur angestrebten Feuerwiderstandsdauer wesentlich kürzeren Versagenszeit der beidseitigen Beplankungen, die Ergebnisse nach Eurocode 5-1-2 [6-26] rechnerisch geringere Versagenszeit ergeben. Somit zeigen die in DIN 4102-4 [6-17] empirisch ermittelten Ergebnisse im Vergleich zur Rechnung nach Eurocode 5-1-2 [6-26] eine größere Feuerwiderstandsdauer.

Insofern ist das rechnerische Verfahren nach Eurocode 5-1-2 [6-26] im Vergleich mit den bisherigen nationalen Regelungen als auf der sicheren Seite liegend anzusehen.

Zu Anhang C.2.2 Lastabtragende Konstruktionen

Lastabtragende Konstruktionen im Sinne von Abschnitt C.2.2 werden als nicht raumabschließende angesehen.

Nicht raumabschließende Wände werden im Brandfall von beiden Seiten gleichmäßig vom Feuer beansprucht. Zum Vergleich wurden die Angaben der DIN 4102-4 [6-17] : (3/94), Tabelle 50, den rechnerischen Ergebnissen nach Eurocode 5-1-2 [6-26] gegenübergestellt. Die Ergebnisse sind in der nachfolgenden Tabelle 1 zusammengefaßt.

In Tabelle 50 der DIN 4102 T.4 [6-17] sind durchgehend Konstruktionen ohne brandschutztechnisch notwendige Dämmschicht enthalten. Die Wände sind daher bei wärmetechnisch erforderlicher Dämmung für alle Dämmstoffarten geeignet. Die Dämmung wird jedoch in keinem Fall brandschutztechnisch berücksichtigt. Bei nicht raumabschließenden Wänden ist zu beachten, daß durch den beidseitig erfolgenden Abbrand der Bekleidungen nach Versagen der üblicherweise symmetrischen Bekleidung der vertikal belastete Ständer nicht ausgesteift ist. Sofern also die Versagenszeiten der Bekleidungen geringer sind als die angestrebten Feuerwiderstandsdauern, sind die Ständer ab dem Versagenszeitpunkt der Bekleidung als vierseitig beflammete Stütze anzusehen und unter Berücksichtigung des Abbrandes für den Restzeitraum zwischen angestrebter Feuerwiderstandsdauer und dem Versagenszeitpunkt der Platten zu bemessen.

Beispiel 7 zeigt das Vorgehen für den Querschnitt nach Zeile 5b aus Tabelle 50 der DIN 4102-4 [6-17]. In Tabelle 1 sind die Ergebnisse in den letzten drei Spalten dargestellt. Die drittletzte Spalte enthält die Versagenszeit t_{pr} der Bekleidung, die vorletzte Spalte die Versagenszeit der Wand unter Berücksichtigung des Knicknachweises der Ständer wie oben beschrieben. Die Angabe der Restquerschnitte bei Erreichen der Feuerwiderstandsdauer nach DIN 4102-4 [6-17] in der letzten Spalte ist in diesem Fall nicht für die Bemessung maßgebend und dient nur zur Orientierung.

Tabelle 1: Vergleich der Brandwiderstandsdauer von Wandaufbauten nach DIN 4102-4 [6-17], Tab. 50 mit EC5-1-2, Anhang C [6-26]

Tab. 50	b c d			e f g			h i j		k l		m	n o p			q r s			T	Tab. 50	DIN 4102 T.4		ENV 1995-1-2 Anhang C				
	innere Beplankung 1			innere Beplankung 2			Dämmstoff		Ständer NH S 10			Luft- schicht	äußere Beplankung 1			äußere Beplankung 2				Zeile	Klasse	σ_{zul} [N/mm ²]	Versagenszeit		Rest- quer- schnitt) ¹⁾	
	HWS	GKF	GKP	HWS	GKF	GKP	Mineralfaser		HWL- Pl.	b [mm]			d [mm]	d _L [mm]	HWS	GKF	GKP						HWS	GKF		GKP
Zeile	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	[kg/m ³]	d [mm]	b [mm]	d [mm]	d _L [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	Zeile	Klasse	[N/mm ²]	t _v [min]	incl. Ständer	[%]		
1a				25						50	80	80	25						1a	F 30-B	2,5	28,1	28,1	90,2		
1b	16			16						50	80	80	16				16		1b	F 30-B	2,5	32,7	32,7	100,0		
2				16						100	100	100	16						2	F 30-B	1,25	14,4	36,4	56,2		
3					18					40	80	80		18					3	F 30-B	2,5	36,0	36,0	100,0		
4a					15					50	80	80		15					4a	F 30-B	2,5	28,5	28,5	92,3		
4b						18				50	80	80			18				4b	F 30-B	2,5	30,6	30,6	100,0		
5a					12,5					100	100	100		12,5					5a	F 30-B	2,5	23,8	39,7	81,0		
5b						15				100	100	100			15				5b	F 30-B	2,5	25,5	41,5	86,1		
5c						19				100	100	100			19				5c	F 30-B	2,5	32,3	48,3	100,0		
6a		12,5		8						40	80	80	8				12,5		6a	F 30-B	2,5	26,2	26,2	78,6		
6b			15	8						40	80	80	8					15	6b	F 30-B	2,5	28,0	28,0	88,3		
6c			19	8						40	80	80	8					19	6c	F 30-B	2,5	34,8	34,8	100,0		
7a		9,5		13						40	80	80	13				9,5		7a	F 30-B	2,5	27,5	27,5	85,5		
7b			9,5	13						40	80	80	13					9,5	7b	F 30-B	2,5	25,6	25,6	75,1		
8a		9,5			12,5					40	80	80		12,5			9,5		8a	F 30-B	2,5	41,8	41,8	100,0		
8b			9,5		12,5					40	80	80		12,5				9,5	8b	F 30-B	2,5	39,9	39,9	100,0		
9a		18		22						40	80	80	22				18		9a	F 60-B	2,5	60,2	60,2	100,0		
9b			18	22						40	80	80	22					18	9b	F 60-B	2,5	54,8	54,8	71,1		
10a		12,5			15					50	80	80		15			12,5		10a	F 60-B	2,5	52,3	52,3	63,5		
10b			15		15					50	80	80		15				15	10b	F 60-B	2,5	54,0	54,0	71,1		
10c			19		15					50	80	80		15				19	10c	F 60-B	2,5	60,8	60,8	100,0		

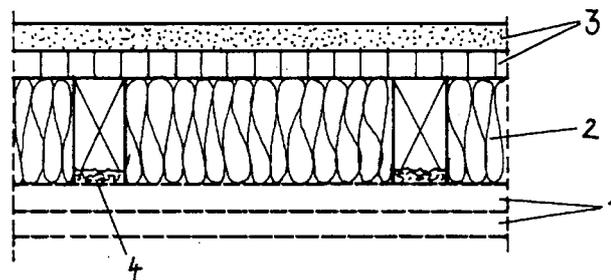
¹⁾ Restquerschnitt bei Erreichen der Feuerwiderstandsdauer nach DIN 4102-4

Zu Anhang C.2.3 Raumabschließende Konstruktionen

Da raumabschließende Wände nur einseitig beansprucht werden, besteht der wesentliche Unterschied zu den nicht raumabschließenden Wänden darin, daß nach dem Versagen der feuerzugewandten Beplankung die Ständer durch die Beplankung auf der feuerabgewandten Seite weiterhin ausgesteift bleiben. Entsprechend den Regelungen aus Eurocode 5-1-2 [6-26] ist daher lediglich zu untersuchen, ob nach dem Versagen der raumseitigen Beplankung bis zum Erreichen der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer der Querschnitt des Ständers auf nicht weniger als 60 % des Ausgangsquerschnitts durch Abbrand reduziert wurde. Zur Berechnung des verbleibenden Restquerschnittes wurden folgende Annahmen getroffen:

Fall 1

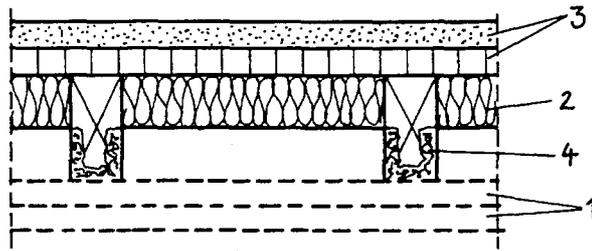
Es liegt eine vollgedämmte Konstruktion vor. Da als Dämmstoffe ausschließlich Mineralwolle-Dämmstoff mit einem Schmelzpunkt $> 1000^{\circ}\text{C}$ bei den Vergleichsuntersuchungen berücksichtigt werden und die Einheitstemperaturkurve selbst bei einer Branddauer von 90 Minuten eine Temperatur von 1000°C nicht erreicht, wird davon ausgegangen, daß die Seiten der Ständer nicht brandbeansprucht werden. Im Fall der Voldämmung wird der Abbrand daher nur für eine einseitige Beflammung ermittelt.



- 1 - Abgebrandte, feuerzugewandte Bekleidung
- 2 - Mineralwolle, Schmelzpunkt $> 1000^{\circ}\text{C}$
- 3 - feuerabgewandte, intakte Bekleidung
- 4 - einseitiger Abbrand

Fall 2

Der Wandquerschnitt ist planmäßig nur teilgedämmt. Es wird in diesem Fall der ungünstigere Fall betrachtet, daß der Dämmstoff auf der feuerabgewandten Seite eingebaut wird. Nach dem Versagenszeitpunkt der feuerzugewandten Beplankungen bis zum Erreichen der planmäßigen Feuerwiderstandsdauer ist daher für den Bereich des Ständers, der seitlich nicht mit Dämmstoff abgedeckt ist, ein dreiseitiger Abbrand zu berücksichtigen, nach Abbrand des dreiseitig beanspruchten Querschnittsteils ein einseitiger Abbrand.



- 1 - Abgebrandte, feuerzugewandte Bekleidung
- 2 - Mineralwolle, Schmelzpunkt > 1000°C
- 3 - feuerabgewandte, intakte Bekleidung
- 4 - dreiseitiger Abbrand

Die mit diesen Bedingungen berechneten Versagensdauern sind in Tabelle 2 den Tabellenwerten aus DIN 4102-4 [6-17] Tabelle 51 gegenübergestellt.

Die Berechnungen zeigen, daß die rechnerischen Ergebnisse in den meisten Fällen mit den Angaben der Tabelle 51 gut korrelieren. Lediglich für die Fälle, in denen der nach DIN 4102-4 [6-17] zulässige Ersatz von Holzwerkstoffplatten durch Gipskarton-Bauplatten oder Gipskarton-Feuerschutzplatten vorgenommen wird, ergeben sich deutlich höhere Versagensdauern, die jedoch immer noch zu einer Einstufung der Wandquerschnitte in die nach DIN 4102-4 [6-17] Tabelle 51 angegebene Feuerwiderstandsklasse führen würde. Die rechnerischen Ergebnisse entsprechen den in Prüfungen zu erwartenden Ergebnissen bei Ersatz von Holzwerkstoffplatten durch Gipsbauplatten.

Die in Tabelle 51 der DIN 4102 T.4 [6-17] enthaltenen Wandquerschnitte mit Holzwolle-Leichtbauplatten wurden wegen der fehlenden Angaben zu Holzwolle-Leichtbauplatten in Eurocode 5-1-2 [6-26] nicht untersucht.

Die Berechnungsergebnisse sind in Tabelle 2 in den letzten sieben Spalten enthalten. Die maßgebende Versagenszeit nach Gleichung C1 oder C2 ist jeweils hellgrau unterlegt. In der vorletzten Spalte sind die Ergebnisse der Überprüfung der erforderlichen Restquerschnitte angegeben. Für die Fälle, in denen ein Restquerschnitt von 60% des Ausgangsquerschnitts bei Erreichen der rechnerischen Feuerwiderstandsdauer nicht mehr vorhanden ist, wird in der letzten Spalte der Restquerschnitt bei Erreichen der Feuerwiderstandsdauer nach DIN 4102-4 [6-17] angegeben. Die in den Zeilen 18 und 19 angegebenen hohen Versagenszeiten der Beplankung insbesondere bei Ersatz der Holzwerkstoffe durch Gipswerkstoffe werden dadurch relativiert.

6.1.4 Spezielle Erläuterungen zu Decken

In Beispiel 9 wird zusätzlich noch ein Nachweis für Decken angegeben. Das Beispiel zeigt, daß die Berücksichtigung der Verringerung der Feuerwiderstandsdauer durch Plattenstöße bei einer Brandbeanspruchung von unten bei allen Platten zu sehr geringen rechnerischen Feuerwiderstandsdauern führt. Im Beispiel wird daher eine mögliche Alternative durch die Berücksichtigung des Abminderungsfaktors ξ nur bei der unteren Beplankung dargestellt. Vor der Übernahme einer entsprechenden Regelung in das NAD müssten jedoch wesentlich umfassendere Vergleichsrechnungen erfolgen.

6.1.5 Zusammenfassung zu Wände und Decken

Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen von Wänden und Decken zeigen, daß die Ergebnisse nicht zu einer Verschlechterung des derzeitigen Sicherheitsniveaus führen. Es ist jedoch zukünftig zu untersuchen, ob die Verfahren verfeinert werden können, um bei einem später evtl. vollständigen Ersatz von DIN 4102-4 [6-17] durch das Europäische Normenwerk keine Verringerung der Feuerwiderstandsdauern bewährter Konstruktionen in Kauf nehmen zu müssen oder die Beibehaltung durch Versuche erneut verifizieren zu müssen.

6.2 Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 5-1-2

Änderungen und Ergänzungen werden grau hinterlegt angegeben.

2.3 Bemessungswerte der Werkstoffeigenschaften

Absatz (1) Gl. 2.2 Es muß heißen:

$$E_{fi,d} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{E_{05}}{\gamma_{M,fi}}$$

2.5 Nachweisverfahren

2.5.3 Berechnung von Teilen der Konstruktion

Absatz (3) Gl. 2.7 Es gilt:

$$E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$$

3.1 Abbrandtiefe

Absatz (3) Gl. 3.5 Es muß heißen:

$$k_t = \max \left\{ \sqrt{\frac{20}{t_p}}, 1,0 \right.$$

4.5 Verbindungen

4.5.2 Ungeschützte Verbindungen mit Seitenhölzern

Tabelle 4.2 Es muß ergänzt werden:

Die Bemessungswerte von Beanspruchung und Tragfähigkeit bei Normaltemperatur sind mit den für die kalte Bemessung erforderlichen Querschnittsgrößen ohne die brandschutztechnisch erforderliche Erhöhung der Querschnittsabmessungen nach Absatz 4.5.2 zu ermitteln.

C 3.2 Nichtbrennbare Plattenwerkstoffe und Dämmschichten

Absatz (2) Die Regelungen gelten nur für Gipskarton-Feuerschutzplatten (Kurzzeichen: GKF) nach DIN 18 180: 1989-09, 3.1.2.

Absatz (3) Die Regelungen gelten nur für Gipskarton-Bauplatten (Kurzzeichen: GKB) nach DIN 18 180: 1989-09, 3.1.1.

6.3 Berechnung von repräsentativen Anwendungsbeispielen

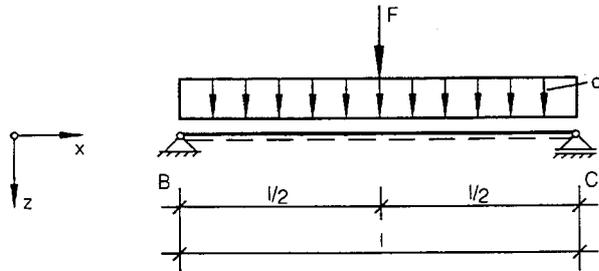
- 6.3.1 Balken auf zwei Stützen, 4-seitig beansprucht**
- 6.3.2 Druckstab, 4-seitig brandbeansprucht**
- 6.3.3 Pendelstütze, 4-seitig brandbeansprucht**
- 6.3.4 Zugstab, 4-seitig brandbeansprucht**
- 6.3.5 Satteldachbinder mit geradem Untergurt, 4-seitig beansprucht**
- 6.3.6 Satteldachbinder mit lose aufgesatteltem Firstkeil, 4-seitig beansprucht**
- 6.3.7 Zugstoß mit Stabdübeln**
- 6.3.8 Nichtraumabschließende Wände**
- 6.3.9 Raumabschließende Wand**
- 6.3.10 Nachweis eines Deckenquerschnitts**

6.3.1 Balken auf zwei Stützen, 4-seitig beansprucht

6.3.1.1 Aufgabenstellung:

Bemessung eines Balkens auf zwei Stützen

Es soll eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten erreicht werden.



geg.:	Stützweite	$l = 4,00 \text{ m}$
	Abstand der Balken	$e = 0,70 \text{ m}$
	Belastung	$q = q_g + q_p = 4,50 \text{ kN/m}^2$
		$q_g = 1,00 \text{ kN/m}^2$ (Eigenlast)
		$q_p = 3,50 \text{ kN/m}^2$ (Verkehrslast)
		$F = 5,0 \text{ kN/m}$ (ständig)
	Balkenquerschnitt	$b/h = 12/24 \text{ cm}$ NH S10/MS10
	Abstützungsabstand	$l_{ef} = l = 4,00 \text{ m}$

[6-4] Beispiel 25

6.3.1.2 Bemessung nach nationaler Normung:

Ergebnis der kalten Biegebemessung nach DIN 1052 (4/88):

$$\frac{\sigma_B}{zul \sigma_B} = 0,85 \leq 1,0 \quad (85\% \text{ige Auslastung})$$

[6-4] S.107

Brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 T.4:

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 30
 4-seitige Brandbeanspruchung
 Balken aus Vollholz aus Nadelholz S10/MS10
 Seitenverhältnis $h/b = 2,0$
 Abstützungsabstand $s = l_{ef} = 4,00 \text{ m}$
 reine Biegebeanspruchung

Somit ergibt sich eine Mindestbreite b für den Balken von:

$$b = 118 \text{ mm} \quad \text{für} \quad \frac{\sigma_B}{zul \sigma_B} = 1,0 > 0,85$$

$$\underline{\text{vorh } b = 120 \text{ mm} \geq 118 \text{ mm} = b}$$

[6-17] Tab. 75

Ausnutzung der Spannungen im Brandfall 82 %

[6-9] [6-10] BRABEM

Der Balken kann nach DIN 4102 T.4 in die Feuerwiderstandsklasse F 30 eingestuft werden.

6.3.1.3 Bemessung nach europäischer Normung:

Ergebnis der Biegebemessung nach Eurocode 5-1-1:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{12,2}{14,8} + 0 = 0,83 \leq 1,0$$

[6-2] S.227

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2:

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 30
4-seitige Brandbeanspruchung

Bemessungswert der Einwirkungen

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:
 $\max M_{fi,d} = 0,65 \cdot \max M_d = 0,65 \cdot 14,0 \text{ kNm} = 9,1 \text{ kNm}$

[6-26] Abs. 2.5.3 (3)

[6-2] S.226

$\max M_d = 14,0 \text{ kNm}$

- genaue Ermittlung der Einwirkungen:
außergewöhnliche Belastung

$$E_{fi,d} = \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_1 \cdot Q_k$$

mit $\gamma_{GA} = 1,0$ Teilsicherheit für ständige
Einwirkungen

$\psi_1 = 0,5$ Kombinationsbeiwert für
Verkehrslasten auf Decken von
Wohnräumen

[6-24] Tab. 2.3.2.2

[6-24] Abs. 2.3.2.2 P(3)

[6-25] Tab. 2.2-1

$$q_{fi,d} = e \cdot (\gamma_{GA} \cdot q_g + \psi_1 \cdot q_p) = 0,7 \cdot (1,0 \cdot 1,0 + 0,5 \cdot 3,5) = 1,92 \text{ kN/m}$$

vgl. [6-2] S.226

$$\overline{F}_{fi,d} = e \cdot \gamma_{GA} \cdot F = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 5,0 = 3,5 \text{ kN}$$

Max. Biegemoment:

$$\max M_{fi,d} = \frac{q_{fi,d} \cdot l^2}{8} + \frac{\overline{F}_{fi,d} \cdot l}{4} = \frac{1,92 \cdot 4,0^2}{8} + \frac{3,5 \cdot 4,0}{4} = 7,4 \text{ kNm}$$

Brandschutztechnische Bemessung mit ideellen Restquerschnitt nach Eurocode 5-1-2 Abs. 4.1

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

ideelle Abbrandtiefe:

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0 = \beta_0 t + k_0 d_0 = 0,8 \cdot 30 + 1,0 \cdot 7 = 31 \text{ mm}$$

[6-26] Gl. (4.1)

ideelle Querschnittswerte:

$$b_r = b - 2 \cdot d_{ef} = 12 - 2 \cdot 31 \cdot 10^{-1} = 5,8 \text{ cm}$$

$$h_r = h - 2 \cdot d_{ef} = 24 - 2 \cdot 31 \cdot 10^{-1} = 17,8 \text{ cm}$$

$$A_{fi,ef} = b_r \cdot h_r = 5,8 \cdot 17,8 = 103,2 \text{ cm}^2$$

$$W_{fi,ef} = \frac{b_r \cdot h_r^2}{6} = \frac{5,8 \cdot 17,8^2}{6} = 306,3 \text{ cm}^2$$

Stabilitätsnachweis bei Biegebeanspruchung im Brandfall

$$\sigma_{fi,m,d} = \frac{\max M_{fi,d}}{W_{fi,ef}} = \frac{9,1 \cdot 10^{-3}}{306,3 \cdot 10^{-6}} = 29,7 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{fi,m,d} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,25 \cdot \frac{24}{1,0} = 30,0 \text{ MN/m}^2$$

mit $k_{mod,fi} = 1,0$

$k_{fi} = 1,25$ für Vollholz

[6-26] Gl. (2.1)

[6-26] Abs. 4.1 (2)

[6-26] Abs. 2.3

Berücksichtigung des Kippens:

$$E_{fi,d,05} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{E_{0,05}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,25 \cdot \frac{7400}{1,0} = 9250 \text{ MN/m}^2$$

[6-26] Gl. (2.2)

$$\sigma_{fi,m,crit} = \frac{\pi \cdot b_r^2 \cdot E_{fi,d,05}}{I_{ef} \cdot h_r} \sqrt{\frac{G_{mean}}{E_{0,mean}}} = \frac{\pi \cdot 5,8^2 \cdot 9250 \cdot 10^{-4}}{4,0 \cdot 17,8 \cdot 10^{-2}} \cdot \sqrt{\frac{690}{11000}} = 34,4 \text{ MN/m}^2$$

[6-25] Abs. 5.2.2

$$\lambda_{fi,rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{fi,m,crit}}} = \sqrt{\frac{24,0}{34,4}} = 0,835$$

[6-24] Gl. (5.2.2a)

$$\Rightarrow k_{fi,crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{fi,rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,835 = 0,934$$

[6-24] Gl. (5.2.2d)

$$\frac{\sigma_{fi,m,d}}{k_{fi,crit} \cdot f_{fi,m,d}} = \frac{29,7}{0,934 \cdot 30,0} = 1,06 \geq 1,0$$

- mit den genauen Einwirkungen:

Nachweis der Biegespannungen im Brandfall

$$\sigma_{fi,m,d} = \frac{\max M_{fi,d}}{W_{fi,ef}} = \frac{7,4 \cdot 10^{-3}}{306,3 \cdot 10^{-6}} = 24,2 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{fi,m,d} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,25 \cdot \frac{24}{1,0} = 30,0 \text{ MN/m}^2$$

[6-26] Gl. (2.1)

$$\frac{\sigma_{fi,m,d}}{k_{fi,crit} \cdot f_{fi,m,d}} = \frac{24,2}{0,934 \cdot 30,0} = 0,86 \leq 1,0$$

Brandschutztechnische Bemessung mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit nach Eurocode 5-1-2 Anhang A

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

Abbrandtiefe

$$d_{char} = \beta_0 t = 0,8 \cdot 30 = 24 \text{ mm}$$

[6-26] Gl. (A.1)

reduzierte Querschnittswerte:

Fläche des Restquerschnittes

$$A_r = b_r \cdot h_r = (b - 2 \cdot d_{char}) \cdot (h - 2 \cdot d_{char}) =$$

$$A_r = (12 - 2 \cdot 24 \cdot 10^{-1}) \cdot (24 - 2 \cdot 24 \cdot 10^{-1}) = 138,2 \text{ cm}^2$$

Umfang des dem Feuer ausgesetzten, verbleibenden Restquerschnittes

$$p = 2 \cdot b_r + 2 \cdot h_r = 2 \cdot 7,2 \cdot 10^{-2} + 2 \cdot 19,2 \cdot 10^{-2} = 0,53 \text{ m}$$

$$W_r = \frac{b_r \cdot h_r^2}{6} = \frac{7,2 \cdot 19,2^2}{6} = 442,4 \text{ cm}^3$$

Nachweis der Biegespannungen im Brandfall

$$\sigma_{fi,m,d} = \frac{\max M_{fi,d}}{W_r} = \frac{9,1 \cdot 10^{-3}}{442,4 \cdot 10^{-6}} = 20,6 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{\bar{n},m,d} = k_{\text{mod},\bar{n},m} k_{\bar{n}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,\bar{n}}} = 0,809 \cdot 1,25 \cdot \frac{24}{1,0} = 24,3 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{mit } k_{\text{mod},\bar{n},m} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{0,53}{138,2 \cdot 10^{-4}} = 0,809$$

$$k_{\bar{n}} = 1,25 \quad \text{für Vollholz}$$

[6-26] Gl. (A.3)

[6-26] Abs. 2.3

Berücksichtigung des Kippens:

$$E_{\bar{n},d,05} = k_{\text{mod},\bar{n},E} k_{\bar{n}} \frac{E_{0,05}}{\gamma_{M,\bar{n}}} = 0,884 \cdot 1,25 \cdot \frac{7400}{1,0} = 8177 \text{ MN/m}^2$$

[6-26] Gl. (2.2)

$$\text{mit } k_{\text{mod},\bar{n},E} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{0,53}{138,2 \cdot 10^{-4}} = 0,884$$

[6-26] Gl. (A.5)

$$f_{\bar{n},m,\text{crit}} = \frac{\pi \cdot b_r^2 \cdot E_{\bar{n},d,05}}{I_{\text{er}} \cdot h_r} \sqrt{\frac{G_{\text{mean}}}{E_{0,\text{mean}}}} = \frac{7,2^2 \cdot 8177 \cdot 10^{-4}}{4,0 \cdot 19,2 \cdot 10^{-2}} \cdot \sqrt{\frac{690}{11000}} = 43,4 \text{ MN/m}^2$$

[6-25] Abs. 5.2.2

$$\lambda_{\bar{n},\text{rel},m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{\bar{n},m,\text{crit}}}} = \sqrt{\frac{24,0}{43,4}} = 0,744 \leq 0,75$$

[6-24] Gl. (5.2.2a)

$$\Rightarrow k_{\bar{n},\text{crit}} = 1,0$$

[6-24] Gl. (5.2.2c)

$$\frac{\sigma_{\bar{n},m,d}}{k_{\bar{n},\text{crit}} \cdot f_{\bar{n},m,d}} = \frac{20,6}{1,0 \cdot 24,3} = 0,85 \leq 1,0$$

- mit den genauen Einwirkungen:

Nachweis der Biegespannungen im Brandfall

$$\sigma_{\bar{n},m,d} = \frac{\max M_{\bar{n},d}}{W_r} = \frac{7,4 \cdot 10^{-3}}{442,4 \cdot 10^{-6}} = 16,7 \text{ MN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{\bar{n},m,d}}{k_{\bar{n},\text{crit}} \cdot f_{\bar{n},m,d}} = \frac{16,7}{1,0 \cdot 24,3} = 0,69 \leq 1,0$$

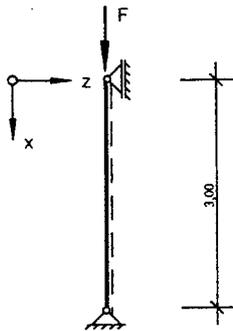
6.3.1.4 Vergleich der unterschiedlichen brandschutztechnischen Bemessungen

Berechnungsvorschrift/-verfahren		Ergebnis der Bemessung
DIN 4102 T.4 Tabellen-Verfahren		Feuerwiderstandsklasse F-30, bei einer Auslastung der Biegespannungen von 82%
Eurocode 5-1-2 mit ideellen Restquerschnitt	vereinfachte Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 30 wird <i>nicht</i> erreicht
	genaue Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 30, bei einer Auslastung der Biegespannungen von 86%
Eurocode 5-1-2 mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit	vereinfachte Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 30, bei einer Auslastung der Biegespannungen von 85%
	genaue Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 30, bei einer Auslastung der Biegespannungen von 69%

6.3.2 Druckstab, 4-seitig brandbeansprucht

6.3.2.1 Aufgabenstellung:

Bemessung einer auf Druck beanspruchten Pendelstütze. Es ist eine Feuerwiderstandsdauer von mindesten 60 Minuten gefordert.



geg.:	Belastung	$F = F_g + F_p = 300 \text{ kN}$
		$F_g = 140 \text{ kN}$ (Eigenlast)
		$F_p = 160 \text{ kN}$ (Verkehrslast)
	Pendelstütze	24/24 cm BS 11

6.3.2.2 Bemessung nach nationaler Normung:

Kalte Bemessung nach DIN 1052 (4/88):

Schlankheitsgrad:

$$\lambda = \frac{s_k}{i} = \frac{300}{6,93} = 43,3$$

mit $s_k = l = 3,00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{24}{\sqrt{12}} = 6,93 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \omega = 1,05$$

Knicknachweis:

$$\sigma_{DII} = \frac{N}{A} = \frac{F}{A} = \frac{300 \cdot 10^{-3}}{576 \cdot 10^{-4}} = 5,21 \text{ MN/m}^2$$

mit $A = b^2 = 24^2 = 576 \text{ cm}^2$

$$\text{zul } \sigma_k = \frac{\text{zul } \sigma_{DII}}{\omega} = \frac{8,5}{1,05} = 8,10 \text{ MN/m}^2$$

mit $\text{zul } \sigma_{DII} = 8,5 \text{ MN/m}^2$

$$\frac{\sigma_{DII}}{\text{zul } \sigma_k} = \frac{5,21}{8,10} = 0,64 \leq 1,0$$

[6-12] Tab. 10

[6-12] Gl. (59)

[6-12] Gl. (58)

Brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 T.4:

geforderte Feuerwiderstandsklasse F-60
 4-seitige Brandbeanspruchung
 Stütze aus Brettschichtholz
 Seitenverhältnis $h/b = 1,0$
 Knicklänge $s_k = 3,00$ m
 reine Druckbeanspruchung

Es ergibt sich eine Mindestbreite b für den Balken von:

$$b = 238 \text{ mm} \quad (\text{interpoliert}) \quad \text{für } \frac{\sigma_{DII}}{\text{zul } \sigma_k} = 0,64$$

$$\underline{\text{vorh } b = 240 \text{ mm} \geq 238 \text{ mm} = b}$$

Ausnutzung der Spannungen im Brandfall 96%.

Die Stütze kann nach DIN 4102 T.4 in die Feuerwiderstandsklasse F-60 eingestuft werden.

[6-17] Tab. 82

[6-9] [6-10] BRABEM

6.3.2.3 Bemessung nach europäischer Normung:

Kalte Bemessung nach Eurocode 5-1-1:

Bemessungswert der Einwirkungen

$$E_d = \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$$

Teilsicherheitsbeiwerte

$$\gamma_G = 1,35 \quad \text{für ständige Einwirkungen}$$

$$\gamma_Q = 1,5 \quad \text{für veränderliche Einwirkungen}$$

$$N_d = F_d = \gamma_G \cdot F_g + \gamma_{Q,1} \cdot F_p = 1,35 \cdot 140 + 1,5 \cdot 160 = 429 \text{ kN}$$

Baustoffeigenschaften

Nutzungsstufe: 2

Lasteinwirkungsdauer: kurz (Verkehrslast maßgebend)

$$f_{c,0,g,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{24}{1,3} = 16,6 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{0,g,\text{mean}} = 11500 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{0,g,05} = 9200 \text{ MN/m}^2$$

$$G_{g,\text{mean}} = 720 \text{ MN/m}^2$$

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Knicksicherheitsnachweis:

$$\lambda = \frac{s}{i} = \frac{3,0 \cdot 10^2}{6,93} = 43,3 \quad \Rightarrow \quad k_c = 0,96$$

$$\text{mit } s_k = 3,0 \cdot 10^2 \text{ cm}$$

$$i = 30 / \sqrt{12} = 8,66 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{429 \cdot 10^{-3}}{576 \cdot 10^{-4}} = 7,45 \text{ MN/m}^2$$

[6-24] Gl. (2.3.2.2a)

[6-24] Tab. 2.3.3.1

[6-25] Tab. 3.1-1

[6-24] Gl. (2.2.3.2a)

[6-24] Abs. 5.2.1

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,g,d}} = \frac{7,45}{0,96 \cdot 16,6} = 0,47 \leq 1,0$$

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2:

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 60

4-seitige Brandbeanspruchung

Bemessungswert der Einwirkungen

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

$$N_{fi,d} = 0,65 \cdot N_d = 0,65 \cdot 429 = 278,9 \text{ kN}$$

- genaue Ermittlung der Einwirkungen:

außergewöhnliche Belastung

$$E_{fi,d} = \sum \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$$

Teilsicherheitsbeiwerte

$$\gamma_{GA} = 1,0 \quad \text{für ständige Einwirkungen}$$

Kombinationsbeiwerte

$$\psi_1 = 0,5 \quad \text{für Verkehrslasten auf Decken bei Wohnräumen}$$

$$N_{fi,d} = F_{fi,d} = \gamma_{GA} \cdot F_g + \psi_1 \cdot F_p = 1,0 \cdot 140 + 0,5 \cdot 160 = 220 \text{ kN}$$

Brandschutztechnische Bemessung mit ideellen Restquerschnitt nach Eurocode 5-1-2 Abs. 4.1

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

ideelle Abbrandtiefe:

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0 = \beta_0 t + k_0 d_0 = 0,7 \cdot 60 + 1,0 \cdot 7 = 49 \text{ mm}$$

ideelle Querschnittswerte:

$$b_r = b - 2 \cdot d_{ef} = 24 - 2 \cdot 49 \cdot 10^{-1} = 14,2 \text{ cm}$$

$$A_{fi,ef} = 14,2 \cdot 14,2 = 201,6 \text{ cm}^2$$

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Knicksicherheitsnachweis:

$$\lambda_{fi} = \frac{s_k}{i_{fi}} = \frac{3,0 \cdot 10^2}{4,10} = 73,2$$

$$\text{mit } s_k = 3,0 \cdot 10^2 \text{ cm}$$

$$i_{fi,y} = 14,2 / \sqrt{12} = 4,10 \text{ cm}$$

$$\sigma_{fi,c,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_{fi,d,g,05}}{\lambda_{fi}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10580}{73,2^2} = 19,5 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{mit } E_{fi,d,g,05} = k_{mod,fi,E} k_{fi} \frac{E_{0,g,05}}{\gamma_{M,fi}} =$$

$$= 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{9200}{1,0} = 10580 \text{ MN/m}^2$$

$$k_{fi} = 1,15 \quad \text{für Brettschichtholz}$$

[6-26] Abs. 2.5.3 (3)

[6-24] Gl. (2.3.2.2b)

[6-24] Abs. 2.3.2.2

[6-25] Tab. 2.2-1

[6-26] Abs. 4.1 (1)

[6-24] Abs. 5.2.1

[6-24] Gl. (5.2.1c)

[6-26] Gl. (2.2)

[6-26] Abs. 2.3

$$\lambda_{fi,rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{\sigma_{fi,c,crit}}} = \sqrt{\frac{24,0}{19,5}} = 1,11 > 0,5$$

[6-24] Gl. (5.2.1a)

$$k_{fi} = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{fi,rel} - 0,5) + \lambda_{fi,rel}^2) = \\ = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,11 - 0,5) + 1,11^2) = 1,15$$

[6-24] Gl. (5.2.1h)

mit $\beta_c = 0,1$ für Brettschichtholz

[6-24] Abs. 5.2.1 (5)

$$k_{fi,c} = 1 / \left(k_{fi} + \sqrt{k_{fi}^2 - \lambda_{fi,rel}^2} \right) = 1 / \left(1,15 + \sqrt{1,15^2 - 1,11^2} \right) = 0,69$$

[6-24] Gl. (5.2.1g)

$$\sigma_{fi,c,0,d} = \frac{N_{fi,d}}{A_{fi,ef}} = \frac{278,9 \cdot 10^{-3}}{201,6 \cdot 10^{-4}} = 13,8 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{fi,c,0,g,d} = k_{mod,fi,c} k_{fi} \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{24}{1,0} = 27,6 \text{ MN/m}^2$$

[6-26] Gl. 2.1

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{fi,c,0,d}}{k_{fi,c} \cdot f_{fi,c,0,g,d}} = \frac{13,8}{0,69 \cdot 27,6} = 0,72 \leq 1,0$$

[6-24] Gl. (5.2.1e)

- mit den genauen Einwirkungen:

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Knicksicherheitsnachweis:

$$\sigma_{fi,c,0,d} = \frac{N_{fi,d}}{A_{fi,ef}} = \frac{220 \cdot 10^{-3}}{201,6 \cdot 10^{-4}} = 10,9 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{fi,c,0,d}}{k_{fi,c} \cdot f_{fi,c,0,g,d}} = \frac{10,9}{0,69 \cdot 27,6} = 0,57 \leq 1,0$$

[6-24] Gl. (5.2.1e)

Brandschutztechnische Bemessung mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit nach Eurocode 5-1-2 Anhang A

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

Abbrandtiefe

$$d_{char} = \beta_0 t = 0,7 \cdot 60 = 42 \text{ mm}$$

reduzierte Querschnittswerte:

[6-26] Gl. (3.1)

$$b_r = b - 2 \cdot d_{ef} = 24 - 2 \cdot 42 \cdot 10^{-1} = 15,6 \text{ cm}$$

Fläche des Restquerschnittes

$$A_r = 15,6 \cdot 15,6 = 243,4 \text{ cm}^2$$

Umfang des dem Feuer ausgesetztem, verbleibenden Restquerschnittes

$$p = 4 \cdot b_r = 4 \cdot 15,6 \cdot 10^{-2} = 0,62 \text{ m}$$

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Baustoffeigenschaften – Bemessungswerte der Festigkeit und Steifigkeit im Brandfall

$$f_{fi,c,0,g,d} = k_{mod,fi,c} k_{fi} \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_{M,fi}} = 0,796 \cdot 1,15 \cdot \frac{24}{1,0} = 22,0 \text{ MN/m}^2$$

[6-26] Gl. (2.1)

$$\text{mit } k_{mod,fi,c} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{0,62}{243,4 \cdot 10^{-4}} = 0,796$$

[6-26] Gl. (A.4)

$$E_{\bar{n},d,g,0,5} = k_{\text{mod},\bar{n},E} k_{\bar{n}} \frac{E_{0,g,0,5}}{\gamma_{M,\bar{n}}} = 0,923 \cdot 1,15 \cdot \frac{9200}{1,0} = 9765 \text{ MN/m}^2 \quad [6-26] \text{ Gl. (2.2)}$$

$$\text{mit } k_{\text{mod},\bar{n},E} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{\rho}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{0,62}{243,4 \cdot 10^{-4}} = 0,923 \quad [6-26] \text{ Gl. (A.4)}$$

Knicksicherheitsnachweis:

$$\lambda_{\bar{n}} = \frac{s_k}{i_{\bar{n}}} = \frac{3,0 \cdot 10^2}{4,50} = 66,7 \quad [6-24] \text{ Abs. 5.2.1}$$

$$\text{mit } s_k = 3,0 \cdot 10^2 \text{ cm}$$

$$i_{\bar{n},y} = 15,6 / \sqrt{12} = 4,50 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\bar{n},c,\text{crit}} = \frac{\pi^2 \cdot E_{\bar{n},d,g,0,5}}{\lambda_{\bar{n}}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 9765}{66,7^2} = 21,7 \text{ MN/m}^2 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1c)}$$

$$\lambda_{\bar{n},\text{rel}} = \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{\sigma_{\bar{n},c,\text{crit}}}} = \sqrt{\frac{24,0}{21,7}} = 1,05 > 0,5 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1a)}$$

$$k_{\bar{n}} = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\bar{n},\text{rel}} - 0,5) + \lambda_{\bar{n},\text{rel}}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,05 - 0,5) + 1,05^2) = 1,08 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1h)}$$

$$\text{mit } \beta_c = 0,1 \quad \text{für Brettschichtholz} \quad [6-24] \text{ Abs. 5.2.1 (5)}$$

$$k_{\bar{n},c} = 1 / \left(k_{\bar{n}} + \sqrt{k_{\bar{n}}^2 - \lambda_{\bar{n},\text{rel}}^2} \right) = 1 / \left(1,08 + \sqrt{1,08^2 - 1,05^2} \right) = 0,75 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1g)}$$

$$\sigma_{\bar{n},c,0,d} = \frac{N_{\bar{n},d}}{A_r} = \frac{278,9 \cdot 10^{-3}}{243,4 \cdot 10^{-4}} = 11,5 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c} \cdot f_{\bar{n},c,0,g,d}} = \frac{11,5}{0,75 \cdot 22,0} = \underline{0,70 \leq 1,0} \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1e)}$$

- mit den genauen Einwirkungen:

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Knicksicherheitsnachweis:

$$\sigma_{\bar{n},c,0,d} = \frac{N_{\bar{n},d}}{A_r} = \frac{220 \cdot 10^{-3}}{243,4 \cdot 10^{-4}} = 9,04 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c} \cdot f_{\bar{n},c,0,g,d}} = \frac{9,04}{0,75 \cdot 22,0} = \underline{0,55 \leq 1,0} \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1e)}$$

6.3.2.4 Vergleich der unterschiedlichen brandschutztechnischen Bemessungen

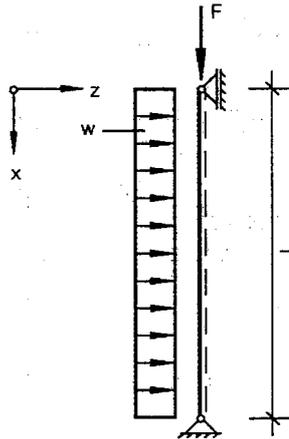
Berechnungsvorschrift/-verfahren		Ergebnis der Bemessung
DIN 4102 T.4 Tabellen-Verfahren		Feuerwiderstandsklasse F-60, bei einer Ausnutzung von 96%
Eurocode 5-1-2 mit ideellen Restquerschnitt	vereinfachte Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 60, bei einer Auslastung der Grenztragfähigkeit von 72%
	genaue Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 60, bei einer Auslastung der Grenztragfähigkeit von 57%
Eurocode 5-1-2 mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit	vereinfachte Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 60, bei einer Auslastung der Grenztragfähigkeit von 70%
	genaue Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 60, bei einer Auslastung der Grenztragfähigkeit von 55%

6.3.3 Pendelstütze, 4-seitig brandbeansprucht

6.3.3.1 Aufgabenstellung

Eine auf Druck und Biegung beanspruchte Stütze einer Außenwand ist für die Feuerwiderstandsklasse F-30 bzw. R 30 bei 3-seitiger Brandbeanspruchung zu bemessen.

vgl. [6-4] Beispiel 57



geg.: Stützweite	$l = 5,00 \text{ m}$
Belastung	$F = F_g + F_p = 180 \text{ kN}$
	$F_g = 80 \text{ kN}$ (Eigenlast)
	$F_p = 100 \text{ kN}$ (Verkehrslast)
	$w = 1,6 \text{ kN/m}$ (Windlast)
Stützenquerschnitt	$b/h = 20/30 \text{ cm}$ BS 14
	$W_y = (20 \cdot 30^2)/6 = 3000 \text{ cm}^3$

6.3.3.2 Bemessung nach nationaler Normung:

Ergebnis der kalten Biegebemessung nach DIN 1052 (4/88):

$$\frac{\sigma_D}{zul \sigma_k} + \frac{\sigma_B}{k_B \cdot 1,1 \cdot zul \sigma_B} = 0,61 + 0,12 = 0,73 \leq 1,0$$

[6-4] S.360

Brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 T.4:

geforderte Feuerwiderstandsklasse F-30
 3-seitige Brandbeanspruchung
 Stütze aus Brettschichtholz
 Seitenverhältnis $h/b = 1,5$
 Knicklänge $s_k = l = 5,00 \text{ m}$

Es ergibt sich eine Mindestbreite b für die Stütze von:

$$b = 152 \text{ mm} \quad \text{für} \quad \frac{\sigma_{D||}}{zul \sigma_k} = 0,8 > 0,61$$

$$\text{und} \quad \frac{\sigma_B}{zul \sigma_B} = 0,2 > 0,12$$

$$\text{vorh } b = 200 \text{ mm} \geq 152 \text{ mm} = b$$

Ausnutzung der Spannungen im Brandfall 54%

[6-17] Tab. 76

[6-9] [6-10] BRABEM

6.3.3.3 Bemessung nach europäischer Normung:

Kalte Bemessung nach Eurocode 5-1-1:

Bemessungswert der Einwirkungen

$$E_d = \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad [6-24] \text{ Gl. (2.3.2.2a)}$$

Teilsicherheitsbeiwerte

$$\begin{aligned} \gamma_G &= 1,35 && \text{für ständige Einwirkungen} \\ \gamma_Q &= 1,5 && \text{für veränderliche Einwirkungen} \end{aligned} \quad [6-24] \text{ Tab. 2.3.3.1}$$

Kombinationsbeiwerte

$$\begin{aligned} \psi_0 &= 0,7 && \text{für Verkehrslasten auf Decken bei Wohnräumen} \\ \psi_0 &= 0,6 && \text{für Windlasten} \end{aligned} \quad [6-25] \text{ Tabelle 2.2-1}$$

Kombination 1 (Eigengewicht + Verkehrslast + Wind):

$$N_d = F_d = \gamma_G \cdot F_g + \gamma_{Q,1} \cdot F_p = 1,35 \cdot 80 + 1,5 \cdot 100 = 258 \text{ kN}$$

$$q_d = \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot w = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1,6 = 1,44 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{1,44 \cdot 5,0^2}{8} = 4,5 \text{ kNm}$$

Kombination 2 (Eigengewicht + Wind + Verkehrslast):

$$N_d = F_d = \gamma_G \cdot F_g + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot F_p = 1,35 \cdot 80 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 100 = 213 \text{ kN}$$

$$q_d = \gamma_{Q,1} \cdot w = 1,5 \cdot 1,6 = 2,4 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{2,4 \cdot 5,0^2}{8} = 7,5 \text{ kNm}$$

Baustoffeigenschaften

Nutzungsklasse: 2
Lasteinwirkungsdauer: kurz (Windlast maßgebend)

$$f_{m,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{28}{1,3} = 19,4 \text{ MN/m}^2 \quad [6-24] \text{ Gl. (2.2.3.2a)}$$

$$f_{c,0,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{29}{1,3} = 20,1 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{0,g,\text{mean}} = 12500 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{0,g,05} = 10000 \text{ MN/m}^2$$

$$G_{g,\text{mean}} = 780 \text{ MN/m}^2$$

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Stabilitätsnachweis / Knick-Kippsicherheitsnachweis:

$$\lambda_y = \frac{s_k}{i_y} = \frac{5,0 \cdot 10^2}{8,66} = 57,7 \quad \Rightarrow \quad k_{c,y} = 0,80 \quad [6-24] \text{ Abs. 5.2.1}$$

$$\text{mit } s_k = 5,0 \cdot 10^2 \text{ cm}$$

$$i_y = 30/\sqrt{12} = 8,66 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{s_k}{i_z} = \frac{5,0 \cdot 10^2}{5,77} = 86,7 \quad \Rightarrow \quad k_{c,z} = 0,42$$

$$\text{mit } i_z = 20/\sqrt{12} = 5,77 \text{ cm}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \cdot b^2 \cdot E_{0,g,05}}{I_{ef} \cdot h} \sqrt{\frac{G_{g,mean}}{E_{0,g,mean}}} = \frac{\pi \cdot 20^2 \cdot 10000 \cdot 10^{-4}}{5,0 \cdot 30 \cdot 10^{-2}} \cdot \sqrt{\frac{780}{12500}} =$$

$$= 209,3 \text{ MN/m}^2$$

[6-25] Abs. 5.2.2

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,g,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{28,0}{209,3}} = 0,366 \leq 0,75$$

[6-24] Gl. 5.2.2a

$$\Rightarrow k_{crit} = 1,0$$

[6-24] Gl. 5.2.2c

Kombination 1

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{258 \cdot 10^{-3}}{600 \cdot 10^{-4}} = 4,3 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_d}{W_y} = \frac{4,5 \cdot 10^{-3}}{3000 \cdot 10^{-6}} = 1,5 \text{ MN/m}^2$$

Nachweise:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{4,3}{0,8 \cdot 20,1} + \frac{1,5}{1,0 \cdot 19,4} = 0,27 + 0,08 = \underline{0,35 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1f) + [6-25]
5.2.1 (4)

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{4,3}{0,42 \cdot 20,1} + 0,7 \cdot \frac{1,5}{1,0 \cdot 19,4} = 0,51 + 0,05 = \underline{0,56 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1e) + [6-25]
5.2.1 (4)Kombination 2

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{213 \cdot 10^{-3}}{600 \cdot 10^{-4}} = 3,55 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_d}{W_y} = \frac{7,5 \cdot 10^{-3}}{3000 \cdot 10^{-6}} = 2,5 \text{ MN/m}^2$$

Nachweise:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{3,55}{0,8 \cdot 20,1} + \frac{2,5}{1,0 \cdot 19,4} = 0,22 + 0,13 = \underline{0,35 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1f) + [6-25]
5.2.1 (4)

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{3,55}{0,42 \cdot 20,1} + 0,7 \cdot \frac{2,5}{1,0 \cdot 19,4} = 0,42 + 0,09 = \underline{0,51 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1e) + [6-25]
5.2.1 (4)**Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2:**

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 30

3-seitige Brandbeanspruchung

Bemessungswert der Einwirkungen

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

Kombination 1

$$N_{fi,d} = 0,65 \cdot N_d = 0,65 \cdot 258 = 167,7 \text{ kN}$$

$$M_{fi,d} = 0,65 \cdot M_d = 0,65 \cdot 4,5 = 2,9 \text{ kNm}$$

[6-26] Abs. 2.5.3 (3)

Kombination 2

$$N_{fi,d} = 0,65 \cdot N_d = 0,65 \cdot 213 = 138,5 \text{ kN}$$

$$M_{fi,d} = 0,65 \cdot M_d = 0,65 \cdot 7,5 = 4,9 \text{ kNm}$$

- genaue Ermittlung der Einwirkungen:
außergewöhnliche Belastung

$$E_{fi,d} = \sum \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

[6-24] Gl. (2.3.2.2b)

Teilsicherheitsbeiwerte

$$\gamma_{GA} = 1,0 \quad \text{für ständige Einwirkungen}$$

[6-24] Abs. 2.3.2.2 P(3)

Kombinationsbeiwerte

$$\begin{aligned} \psi_1 &= 0,5 && \text{für Verkehrslasten auf Decken bei Wohnräumen} \\ \psi_2 &= 0,3 \end{aligned}$$

[6-25] Tab. 2.2-1

$$\begin{aligned} \psi_1 &= 0,5 && \text{für Windlasten} \\ \psi_2 &= 0 \end{aligned}$$

Kombination 1 (Eigengewicht + Verkehrslast + Wind):

$$N_{fi,d} = F_{fi,d} = \gamma_{GA} \cdot F_g + \psi_{1,1} \cdot F_p = 1,0 \cdot 80 + 0,5 \cdot 100 = 130 \text{ kN}$$

$$q_{fi,d} = \psi_{2,2} \cdot w = 0,0 \cdot 1,6 = 0,0 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow M_{fi,d} = \frac{q_{fi,d} \cdot l^2}{8} = \frac{0,0 \cdot 5,0^2}{8} = 0,0 \text{ kNm}$$

Kombination 2 (Eigengewicht + Wind + Verkehrslast):

$$N_{fi,d} = F_{fi,d} = \gamma_{GA} \cdot F_g + \psi_{2,2} \cdot F_p = 1,0 \cdot 80 + 0,3 \cdot 100 = 110 \text{ kN}$$

$$q_{fi,d} = \psi_{1,1} \cdot w = 0,5 \cdot 1,6 = 0,8 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow M_{fi,d} = \frac{q_{fi,d} \cdot l^2}{8} = \frac{0,80 \cdot 5,0^2}{8} = 2,5 \text{ kNm}$$

Brandschutztechnische Bemessung mit ideellen Restquerschnitt nach Eurocode 5-1-2 Abs. 4.1

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

ideelle Abbrandtiefe:

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0 = \beta_0 t + k_0 d_0 = 0,7 \cdot 30 + 1,0 \cdot 7 = 28 \text{ mm}$$

[6-26] Gl. (4.1)

ideelle Querschnittswerte:

$$b_r = b - 2 \cdot d_{ef} = 20 - 2 \cdot 28 \cdot 10^{-1} = 14,4 \text{ cm}$$

$$h_r = h - d_{ef} = 30 - 28 \cdot 10^{-1} = 27,2 \text{ cm}$$

$$A_{fi,ef} = 14,4 \cdot 27,2 = 391,7 \text{ cm}^2$$

$$W_{fi,ef} = \frac{b_r \cdot h_r^2}{6} = \frac{14,4 \cdot 27,2^2}{6} = 1775,6 \text{ cm}^2$$

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Baustoffeigenschaften – Bemessungswerte der Festigkeit und Steifigkeit im Brandfall

$$f_{\bar{n},c,0,g,d} = k_{\text{mod},\bar{n}} k_{\bar{n}} \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_{M,\bar{n}}} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{29}{1,0} = 33,4 \text{ MN/m}^2 \quad [6-26] \text{ Gl. (2.1)}$$

$$f_{\bar{n},m,g,d} = k_{\text{mod},\bar{n}} k_{\bar{n}} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_{M,\bar{n}}} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{28}{1,0} = 32,2 \text{ MN/m}^2 \quad [6-26] \text{ Gl. (2.1)}$$

$$E_{\bar{n},d,g,05} = k_{\text{mod},\bar{n}} k_{\bar{n}} \frac{E_{0,g,05}}{\gamma_{M,\bar{n}}} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{10000}{1,0} = 11500 \text{ MN/m}^2 \quad [6-26] \text{ Gl. (2.2)}$$

$$\text{mit } k_{\text{mod},\bar{n}} = 1,0 \quad [6-26] \text{ Abs. 4.1. (2)}$$

$$k_{\bar{n}} = 1,15 \quad \text{für Brettschichtholz} \quad [6-26] \text{ Abs. 2.3}$$

Stabilitätsnachweis / Knick-Kippsicherheitsnachweis:

$$\lambda_{\bar{n},y} = \frac{s_k}{i_{\bar{n},y}} = \frac{5,0 \cdot 10^2}{7,85} = 63,7$$

$$\text{mit } s_k = 5,0 \cdot 10^2 \text{ cm}$$

$$i_{\bar{n},y} = 27,2 / \sqrt{12} = 7,85 \text{ cm}$$

$$\lambda_{\bar{n},z} = \frac{s_k}{i_{\bar{n},z}} = \frac{5,0 \cdot 10^2}{4,16} = 120,2$$

$$\text{mit } i_z = 14,4 / \sqrt{12} = 4,16 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\bar{n},c,\text{crit},y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{\bar{n},d,g,05}}{\lambda_{\bar{n},y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 11500}{63,7^2} = 28,0 \text{ MN/m}^2 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1c)}$$

$$\sigma_{\bar{n},c,\text{crit},z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{\bar{n},d,g,05}}{\lambda_{\bar{n},z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 11500}{120,2^2} = 7,86 \text{ MN/m}^2 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1d)}$$

$$\lambda_{\bar{n},\text{rel},y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{\sigma_{\bar{n},c,\text{crit},y}}} = \sqrt{\frac{29,0}{28,0}} = 1,02 > 0,5 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1a)}$$

$$\lambda_{\bar{n},\text{rel},z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{\sigma_{\bar{n},c,\text{crit},z}}} = \sqrt{\frac{29,0}{7,86}} = 1,92 > 0,5 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1b)}$$

$$k_{\bar{n},y} = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\bar{n},\text{rel},y} - 0,5) + \lambda_{\bar{n},\text{rel},y}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,02 - 0,5) + 1,02^2) = 1,05 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1h)}$$

$$k_{\bar{n},z} = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\bar{n},\text{rel},z} - 0,5) + \lambda_{\bar{n},\text{rel},z}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,92 - 0,5) + 1,92^2) = 2,41$$

$$\text{mit } \beta_c = 0,1 \quad \text{für Brettschichtholz}$$

$$k_{\bar{n},c,y} = 1 / \left(k_{\bar{n},y} + \sqrt{k_{\bar{n},y}^2 - \lambda_{\bar{n},\text{rel},y}^2} \right) = 1 / \left(1,05 + \sqrt{1,05^2 - 1,02^2} \right) = 0,77 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1g)}$$

$$k_{\bar{n},c,z} = 1 / \left(k_{\bar{n},z} + \sqrt{k_{\bar{n},z}^2 - \lambda_{\bar{n},\text{rel},z}^2} \right) = 1 / \left(2,41 + \sqrt{2,41^2 - 1,92^2} \right) = 0,26$$

$$\sigma_{\bar{n},m,\text{crit}} = \frac{\pi \cdot b_r^2 \cdot E_{\bar{n},d,g,05}}{I_{\text{ef}} \cdot h_r} \sqrt{\frac{G_{g,\text{mean}}}{E_{0,g,\text{mean}}}} = \frac{\pi \cdot 14,4^2 \cdot 11500 \cdot 10^{-4}}{5,0 \cdot 27,2 \cdot 10^{-2}} \cdot \sqrt{\frac{780}{12500}} = 137,6 \text{ MN/m}^2 \quad [6-25] \text{ Abs. 5.2.2}$$

$$\lambda_{fi,rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,g,k}}{\sigma_{fi,m,crit}}} = \sqrt{\frac{28,0}{137,6}} = 0,451 \leq 0,75$$

[6-24] Gl. (5.2.2a)

$$\Rightarrow k_{fi,crit} = 1,0$$

[6-24] Gl. (5.2.2c)

Kombination 1

$$\sigma_{fi,c,0,d} = \frac{N_{fi,d}}{A_{fi,ef}} = \frac{167,7 \cdot 10^{-3}}{391,7 \cdot 10^{-4}} = 4,28 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{fi,m,y,d} = \frac{M_{fi,d}}{W_{fi,ef}} = \frac{2,9 \cdot 10^{-3}}{1775,6 \cdot 10^{-6}} = 1,63 \text{ MN/m}^2$$

Nachweise:

$$\frac{\sigma_{fi,c,0,d}}{k_{fi,c,y} \cdot f_{fi,c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{fi,m,y,d}}{k_{fi,crit} \cdot f_{fi,m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{4,28}{0,77 \cdot 33,4} + \frac{1,63}{1,0 \cdot 32,2} = 0,17 + 0,05 = \underline{0,22 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1f) + [6-25]
5.2.1 (4)

$$\frac{\sigma_{fi,c,0,d}}{k_{fi,c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{fi,m,y,d}}{k_{fi,crit} \cdot f_{fi,m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{4,28}{0,26 \cdot 33,4} + 0,7 \cdot \frac{1,63}{1,0 \cdot 32,2} = 0,49 + 0,04 = \underline{0,53 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1e) + [6-25]
5.2.1 (4)Kombination 2

$$\sigma_{fi,c,0,d} = \frac{N_{fi,d}}{A_{fi,ef}} = \frac{138,5 \cdot 10^{-3}}{391,7 \cdot 10^{-4}} = 3,54 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{fi,m,y,d} = \frac{M_{fi,d}}{W_{fi,ef}} = \frac{4,9 \cdot 10^{-3}}{1775,6 \cdot 10^{-6}} = 2,76 \text{ MN/m}^2$$

Nachweise:

$$\frac{\sigma_{fi,c,0,d}}{k_{fi,c,y} \cdot f_{fi,c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{fi,m,y,d}}{k_{fi,crit} \cdot f_{fi,m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{3,54}{0,77 \cdot 33,4} + \frac{2,76}{1,0 \cdot 32,2} = 0,14 + 0,09 = \underline{0,23 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1f) + [6-25]
5.2.1 (4)

$$\frac{\sigma_{fi,c,0,d}}{k_{fi,c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{fi,m,y,d}}{k_{fi,crit} \cdot f_{fi,m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{3,54}{0,26 \cdot 33,4} + 0,7 \cdot \frac{2,76}{1,0 \cdot 32,2} = 0,41 + 0,06 = \underline{0,47 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1e) + [6-25]
5.2.1 (4)

- mit den genauen Einwirkungen:

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Stabilitätsnachweis / Knick-Kippsicherheitsnachweis:

Kombination 1

$$\sigma_{fi,c,0,d} = \frac{N_{fi,d}}{A_{fi,ef}} = \frac{130 \cdot 10^{-3}}{391,7 \cdot 10^{-4}} = 3,32 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{fi,m,y,d} = \frac{M_{fi,d}}{W_{fi,ef}} = \frac{0,0 \cdot 10^{-3}}{1775,6 \cdot 10^{-6}} = 0 \text{ MN/m}^2$$

Nachweise:

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,y} \cdot f_{\bar{n},c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{3,32}{0,77 \cdot 33,4} + \frac{0}{1,0 \cdot 32,2} = 0,13 + 0 = \underline{0,13 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1f) + [6-25]
5.2.1 (4)

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{3,32}{0,26 \cdot 33,4} + 0,7 \cdot \frac{0}{1,0 \cdot 32,2} = 0,38 + 0 = \underline{0,38 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1e) + [6-25]
5.2.1 (4)Kombination 2

$$\sigma_{\bar{n},c,0,d} = \frac{N_{\bar{n},d}}{A_{\bar{n},ef}} = \frac{110 \cdot 10^{-3}}{391,7 \cdot 10^{-4}} = 2,81 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\bar{n},m,y,d} = \frac{M_{\bar{n},d}}{W_{\bar{n},ef}} = \frac{2,5 \cdot 10^{-3}}{1775,6 \cdot 10^{-6}} = 1,41 \text{ MN/m}^2$$

Nachweise:

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,y} \cdot f_{\bar{n},c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{2,81}{0,77 \cdot 33,4} + \frac{1,41}{1,0 \cdot 32,2} = 0,11 + 0,04 = \underline{0,15 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1f) + [6-25]
5.2.1 (4)

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{2,81}{0,26 \cdot 33,4} + 0,7 \cdot \frac{1,41}{1,0 \cdot 32,2} = 0,32 + 0,03 = \underline{0,35 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1e) + [6-25]
5.2.1 (4)**Brandschutztechnische Bemessung mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit nach Eurocode 5-1-2 Anhang A**

- vereinfacht mit $E_{\bar{n},d} = 0,65 \cdot E_d$:

Abbrandtiefe ohne Berücksichtigung des Eckabbrandes:

$$d_{char} = \beta_0 t = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ mm}$$

reduzierte Querschnittswerte:

$$b_r = b - 2 \cdot d_{ef} = 20 - 2 \cdot 21 \cdot 10^{-1} = 15,8 \text{ cm}$$

$$h_r = h - d_{ef} = 30 - 21 \cdot 10^{-1} = 27,9 \text{ cm}$$

Fläche des Restquerschnittes

$$A_r = 15,8 \cdot 27,9 = 440,8 \text{ cm}^2$$

Widerstandsmoment des Restquerschnittes

$$W_r = \frac{b_r \cdot h_r^2}{6} = \frac{15,8 \cdot 27,9^2}{6} = 2049,8 \text{ cm}^2$$

Umfang des dem Feuer ausgesetztem, verbleibenden Restquerschnittes

$$p = 2 \cdot b_r + 2 \cdot h_r = 2 \cdot 15,8 \cdot 10^{-2} + 2 \cdot 27,9 \cdot 10^{-2} = 0,87 \text{ m}$$

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Baustoffeigenschaften – Bemessungswerte der Festigkeit und Steifigkeit im Brandfall

$$f_{fi,c,0,g,d} = k_{mod,fi,c} k_{fi} \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_{M,fi}} = 0,842 \cdot 1,15 \cdot \frac{29}{1,0} = 28,1 \text{ MN/m}^2 \quad [6-26] \text{ Gl. (2.1)}$$

$$\text{mit } k_{mod,fi,c} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{0,87}{440,8 \cdot 10^{-4}} = 0,842 \quad [6-26] \text{ Gl. (A.4)}$$

$$f_{fi,m,g,d} = k_{mod,fi,m} k_{fi} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_{M,fi}} = 0,901 \cdot 1,15 \cdot \frac{28}{1,0} = 29,0 \text{ MN/m}^2 \quad [6-26] \text{ Gl. (2.1)}$$

$$\text{mit } k_{mod,fi,m} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{0,87}{440,8 \cdot 10^{-4}} = 0,901 \quad [6-26] \text{ Gl. (A.3)}$$

$$E_{fi,d,g,05} = k_{mod,fi,E} k_{fi} \frac{E_{0,g,05}}{\gamma_{M,fi}} = 0,940 \cdot 1,15 \cdot \frac{10000}{1,0} = 10810 \text{ MN/m}^2 \quad [6-26] \text{ Gl. (2.2)}$$

$$\text{mit } k_{mod,fi,E} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{0,87}{440,8 \cdot 10^{-4}} = 0,940 \quad [6-26] \text{ Gl. (A.5)}$$

Stabilitätsnachweis / Knick-Kippsicherheitsnachweis:

$$\lambda_{fi,y} = \frac{s_k}{i_{fi,y}} = \frac{5,0 \cdot 10^2}{8,05} = 62,1 \quad [6-24] \text{ Abs. 5.2.1}$$

$$\text{mit } s_k = 5,0 \cdot 10^2 \text{ cm}$$

$$i_{fi,y} = 27,9 / \sqrt{12} = 8,05 \text{ cm}$$

$$\lambda_{fi,z} = \frac{s_k}{i_{fi,z}} = \frac{5,0 \cdot 10^2}{4,56} = 109,6$$

$$\text{mit } i_z = 15,8 / \sqrt{12} = 4,56 \text{ cm}$$

$$\sigma_{fi,c,crit,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{fi,d,g,05}}{\lambda_{fi,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10810}{62,1^2} = 27,7 \text{ MN/m}^2 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1c)}$$

$$\sigma_{fi,c,crit,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{fi,d,g,05}}{\lambda_{fi,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10810}{109,6^2} = 8,88 \text{ MN/m}^2 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1d)}$$

$$\lambda_{fi,rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{\sigma_{fi,c,crit,y}}} = \sqrt{\frac{29,0}{27,7}} = 1,03 > 0,5 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1a)}$$

$$\lambda_{fi,rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{\sigma_{fi,c,crit,z}}} = \sqrt{\frac{29,0}{8,88}} = 1,81 > 0,5 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1b)}$$

$$k_{fi,y} = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{fi,rel,y} - 0,5) + \lambda_{fi,rel,y}^2) =$$

$$= 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,03 - 0,5) + 1,03^2) = 1,06 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1h)}$$

$$k_{fi,z} = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{fi,rel,z} - 0,5) + \lambda_{fi,rel,z}^2) =$$

$$= 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,81 - 0,5) + 1,81^2) = 2,20$$

$$\text{mit } \beta_c = 0,1 \quad \text{für Brettschichtholz}$$

$$k_{\bar{n},c,y} = 1 / \left(k_{\bar{n},y} + \sqrt{k_{\bar{n},y}^2 - \lambda_{\bar{n},rel,y}^2} \right) = 1 / \left(1,06 + \sqrt{1,06^2 - 1,03^2} \right) = 0,76 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1g)}$$

$$k_{\bar{n},c,z} = 1 / \left(k_{\bar{n},z} + \sqrt{k_{\bar{n},z}^2 - \lambda_{\bar{n},rel,z}^2} \right) = 1 / \left(2,20 + \sqrt{2,20^2 - 1,81^2} \right) = 0,29$$

$$\sigma_{\bar{n},m,crit} = \frac{\pi \cdot b_r^2 \cdot E_{\bar{n},d,g,05}}{I_{ef} \cdot h_r} \sqrt{\frac{G_{g,mean}}{E_{0,g,mean}}} = [6-25] \text{ Abs. 5.2.2}$$

$$= \frac{\pi \cdot 15,8^2 \cdot 10810 \cdot 10^{-4}}{5,0 \cdot 27,9 \cdot 10^{-2}} \cdot \sqrt{\frac{780}{12500}} = 151,8 \text{ MN/m}^2$$

$$\lambda_{\bar{n},rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,g,k}}{\sigma_{\bar{n},m,crit}}} = \sqrt{\frac{28,0}{151,8}} = 0,43 \leq 0,75 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.2a)}$$

$$\Rightarrow k_{\bar{n},crit} = 1,0 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.2c)}$$

Kombination 1

$$\sigma_{\bar{n},c,0,d} = \frac{N_{\bar{n},d}}{A_r} = \frac{167,7 \cdot 10^{-3}}{440,8 \cdot 10^{-4}} = 3,80 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\bar{n},m,y,d} = \frac{M_{\bar{n},d}}{W_r} = \frac{2,9 \cdot 10^{-3}}{2049,8 \cdot 10^{-6}} = 1,41 \text{ MN/m}^2$$

Nachweise:

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,y} \cdot f_{\bar{n},c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1f)} + [6-25] \text{ 5.2.1 (4)}$$

$$\frac{3,80}{0,76 \cdot 28,1} + \frac{1,41}{1,0 \cdot 29,0} = 0,18 + 0,05 = \underline{0,23 \leq 1,0}$$

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1e)} + [6-25] \text{ 5.2.1 (4)}$$

$$\frac{3,80}{0,29 \cdot 28,1} + 0,7 \cdot \frac{1,41}{1,0 \cdot 29,0} = 0,47 + 0,03 = \underline{0,50 \leq 1,0}$$

Kombination 2

$$\sigma_{\bar{n},c,0,d} = \frac{N_{\bar{n},d}}{A_r} = \frac{138,5 \cdot 10^{-3}}{440,8 \cdot 10^{-4}} = 3,14 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\bar{n},m,y,d} = \frac{M_{\bar{n},d}}{W_r} = \frac{4,9 \cdot 10^{-3}}{2049,8 \cdot 10^{-6}} = 2,39 \text{ MN/m}^2$$

Nachweise:

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,y} \cdot f_{\bar{n},c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1f)} + [6-25] \text{ 5.2.1 (4)}$$

$$\frac{3,14}{0,76 \cdot 28,1} + \frac{2,39}{1,0 \cdot 29,0} = 0,15 + 0,08 = \underline{0,23 \leq 1,0}$$

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1e)} + [6-25] \text{ 5.2.1 (4)}$$

$$\frac{3,14}{0,29 \cdot 28,1} + 0,7 \cdot \frac{2,39}{1,0 \cdot 29,0} = 0,39 + 0,06 = \underline{0,45 \leq 1,0}$$

- mit den genauen Einwirkungen:

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Stabilitätsnachweis / Knick-Kippsicherheitsnachweis:

Kombination 1

$$\sigma_{\bar{n},c,0,d} = \frac{N_{\bar{n},d}}{A_r} = \frac{130 \cdot 10^{-3}}{440,8 \cdot 10^{-4}} = 2,95 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\bar{n},m,y,d} = \frac{M_{\bar{n},d}}{W_r} = \frac{0,0 \cdot 10^{-3}}{2049,8 \cdot 10^{-6}} = 0 \text{ MN/m}^2$$

Nachweise:

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,y} \cdot f_{\bar{n},c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{2,95}{0,76 \cdot 28,1} + \frac{0}{1,0 \cdot 29,0} = 0,14 + 0 = \underline{0,14 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1f) + [6-25]
5.2.1 (4)

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{2,95}{0,29 \cdot 28,1} + 0,7 \cdot \frac{0}{1,0 \cdot 29,0} = 0,36 + 0 = \underline{0,36 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1e) + [6-25]
5.2.1 (4)

Kombination 2

$$\sigma_{\bar{n},c,0,d} = \frac{N_{\bar{n},d}}{A_r} = \frac{110 \cdot 10^{-3}}{440,8 \cdot 10^{-4}} = 2,50 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\bar{n},m,y,d} = \frac{M_{\bar{n},d}}{W_r} = \frac{2,5 \cdot 10^{-3}}{2049,8 \cdot 10^{-6}} = 1,22 \text{ MN/m}^2$$

Nachweise:

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,y} \cdot f_{\bar{n},c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{2,50}{0,76 \cdot 28,1} + \frac{1,22}{1,0 \cdot 29,0} = 0,12 + 0,04 = \underline{0,16 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1f) + [6-25]
5.2.1 (4)

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{\bar{n},m,y,d}}{k_{\bar{n},crit} \cdot f_{\bar{n},m,g,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{2,50}{0,29 \cdot 28,1} + 0,7 \cdot \frac{1,22}{1,0 \cdot 29,0} = 0,31 + 0,03 = \underline{0,34 \leq 1,0}$$

[6-24] Gl. (5.2.1e) + [6-25]
5.2.1 (4)

6.3.3.4 Vergleich der unterschiedlichen brandschutztechnischen Bemessungen

Berechnungsvorschrift/-verfahren		Ergebnis der Bemessung
DIN 4102 T.4 Tabellen-Verfahren		Feuerwiderstandsklasse F-30, bei einer Ausnutzung von 54%
Eurocode 5-1-2 mit ideellen Restquerschnitt	vereinfachte Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 30, bei einer Auslastung der Grenztragfähigkeit von 53%
	genaue Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 30, bei einer Auslastung der Grenztragfähigkeit von 38%
Eurocode 5-1-2 mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit	vereinfachte Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 30, bei einer Auslastung der Grenztragfähigkeit von 50%
	genaue Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 30, bei einer Auslastung der Grenztragfähigkeit von 36%

6.3.4 Zugstab, 4-seitig brandbeansprucht

6.3.4.1 Aufgabenstellung:

Bemessung eines auf Zug beanspruchten Diagonalstabes einer Fachwerkstruktur. Die Konstruktion soll eine Feuerwiderstandsdauer von mindesten 60 Minuten aufweisen.

geg.: Belastung	$F = F_g + F_p = 240 \text{ kN}$
	$F_g = 100 \text{ kN}$ (Eigenlast)
	$F_p = 140 \text{ kN}$ (Verkehrslast)
Zugstab	20/20 cm S 13

6.3.4.2 Bemessung nach nationaler Normung:

Kalte Bemessung nach DIN 1052 (4/88) Änderung 1 (10/96):

Spannungsnachweis:

$$\sigma_{z||} = \frac{N}{A} = \frac{F}{A} = \frac{240 \cdot 10^{-3}}{20^2 \cdot 10^{-4}} = 6,00 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{zul } \sigma_{z||} = 9,0 \text{ MN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{z||}}{\text{zul } \sigma_z} = \frac{6,0}{9,0} = 0,67 \leq 1,0$$

Brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 T.4 (3/94):

geforderte Feuerwiderstandsklasse F-60
 4-seitige Brandbeanspruchung
 Zugdiagonale aus Vollholz S13
 Seitenverhältnis $h/b = 1,0$
 reine Zugbeanspruchung

Es ergibt sich eine Mindestbreite b für den Zugstab von:

$$b = 177 \text{ mm} \quad (\text{interpoliert}) \quad \text{für } \frac{\sigma_{z||}}{\text{zul } \sigma_z} = 0,67$$

$$\text{vorh } b = 200 \text{ mm} \geq 177 \text{ mm} = b$$

Ausnutzung der Spannungen im Brandfall 66 %.

Der Zugstab kann nach DIN 4102 T4 in Verbindung mit dem Holz Brandschutz Handbuch in die Feuerwiderstandsklasse F-60 eingestuft werden.

[6-17] Tab. E5-36

[6-9] [6-10] BRABEM

6.3.4.3 Bemessung nach europäischer Normung:

Kalte Bemessung nach Eurocode 5-1-1:

Bemessungswert der Einwirkungen

$$E_d = \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$$

[6-24] Gl. (2.3.2.2a)

Teilsicherheitsbeiwerte

 $\gamma_G = 1,35$ für ständige Einwirkungen

[6-24] Tab. 2.3.3.1

 $\gamma_Q = 1,5$ für veränderliche Einwirkungen

$$N_d = F_d = \gamma_G \cdot F_g + \gamma_{Q,1} \cdot F_p = 1,35 \cdot 100 + 1,5 \cdot 140 = 345 \text{ kN}$$

Baustoffeigenschaften

Nutzungsklasse: 2

[6-25] Tab. 3.1-1

Lasteinwirkungsdauer: kurz (Verkehrslast maßgebend)

$$f_{t,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{18}{1,3} = 12,46 \text{ MN/m}^2$$

[6-24] Gl. (2.2.3.2a)

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Spannungsnachweis:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{345,0 \cdot 10^{-3}}{20^2 \cdot 10^{-4}} = 8,63 \text{ MN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{8,63}{12,46} = \underline{0,69} \leq 1,0$$

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2:

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 60

4-seitige Brandbeanspruchung

Bemessungswert der Einwirkungen

[6-26] Abs. 2.5.3 (3)

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:
 $N_{fi,d} = 0,65 \cdot N_d = 0,65 \cdot 345 = 224,25 \text{ kN}$

- genaue Ermittlung der Einwirkungen:
außergewöhnliche Belastung

$$E_{fi,d} = \sum \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$$

[6-24] Gl. (2.3.2.2b)

Teilsicherheitsbeiwert

 $\gamma_{GA} = 1,0$ für ständige Einwirkungen

[6-24] Abs. 2.3.2.2

Kombinationsbeiwert

 $\psi_1 = 0,5$ für Verkehrslasten auf Decken bei Wohnräumen

[6-25] Tab. 2.2-1

$$N_{fi,d} = F_{fi,d} = \gamma_{GA} \cdot F_g + \psi_1 \cdot F_p = 1,0 \cdot 100 + 0,5 \cdot 140 = 170 \text{ kN}$$

Brandschutztechnische Bemessung mit ideellen Restquerschnitt nach Eurocode 5-1-2 Abs. 4.1

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

ideelle Abbrandtiefe:

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0 = \beta_0 t + k_0 d_0 = 0,8 \cdot 60 + 1,0 \cdot 7 = 55 \text{ mm}$$

[6-26] Abs. 4.1 (1)

ideelle Querschnittswerte:

$$b_r = b - 2 \cdot d_{ef} = 20 - 2 \cdot 55 \cdot 10^{-1} = 9,0 \text{ cm}$$

$$A_{fi,ef} = 9,0^2 = 81,0 \text{ cm}^2$$

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Spannungsnachweis:

$$\sigma_{fi,t,0,d} = \frac{N_{fi,d}}{A_{fi,ef}} = \frac{224,25 \cdot 10^{-3}}{81,0 \cdot 10^{-4}} = 27,69 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{fi,t,0,g,d} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,25 \cdot \frac{18}{1,0} = 22,50 \text{ MN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{fi,t,0,d}}{f_{fi,t,0,d}} = \frac{27,69}{22,50} = 1,23 > 1,0$$

Brandschutznachweis nicht erfüllt!

- mit den genauen Einwirkungen:

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Spannungsnachweis:

$$\sigma_{fi,t,0,d} = \frac{N_{fi,d}}{A_{fi,ef}} = \frac{170 \cdot 10^{-3}}{81,0 \cdot 10^{-4}} = 20,89 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{fi,t,0,d}}{f_{fi,t,0,d}} = \frac{20,89}{22,50} = 0,93 \leq 1,0$$

Brandschutztechnische Bemessung mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit nach Eurocode 5-1-2 Anhang A

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

Abbrandtiefe

$$d_{char} = \beta_0 t = 0,8 \cdot 60 = 48 \text{ mm}$$

reduzierte Querschnittswerte:

$$b_r = b - 2 \cdot d_{ef} = 20 - 2 \cdot 48 \cdot 10^{-1} = 10,4 \text{ cm}$$

Fläche des Restquerschnittes

$$A_r = b_r \cdot h_r = 10,4^2 = 108,16 \text{ cm}^2$$

Umfang des dem Feuer ausgesetztem, verbleibenden Restquerschnittes

$$p = 4 \cdot b_r = 4 \cdot 10,4 = 41,6 \text{ cm}$$

[6-26] Gl. (3.1)

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Baustoffeigenschaften – Bemessungswerte der Festigkeit und Steifigkeit im Brandfall

$$f_{fi,t,0,d} = k_{mod,fi,t} k_{fi} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_{M,fi}} = 0,88 \cdot 1,25 \cdot \frac{18,0}{1,0} = 19,8 \text{ MN/m}^2 \quad [6-26] \text{ Gl. (2.1)}$$

$$\text{mit } k_{mod,fi,t} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{41,6 \cdot 10^{-2}}{108,16 \cdot 10^{-4}} = 0,88 \quad [6-26] \text{ Gl. (A.5)}$$

Spannungsnachweis:

$$\sigma_{fi,t,0,d} = \frac{N_{fi,d}}{A_r} = \frac{224,25 \cdot 10^{-3}}{108,16 \cdot 10^{-4}} = 20,73 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{fi,t,0,d}}{f_{fi,t,0,d}} = \frac{20,73}{19,8} = 1,05 > 1,0$$

Brandschutznachweis nicht erfüllt!

- mit den genauen Einwirkungen:

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Spannungsnachweis:

$$\sigma_{fi,t,0,d} = \frac{N_{fi,d}}{A_r} = \frac{170 \cdot 10^{-3}}{108,16 \cdot 10^{-4}} = 15,72 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{fi,t,0,d}}{f_{fi,t,0,d}} = \frac{15,72}{19,80} = 0,79 \leq 1,0$$

6.3.4.4 Vergleich der unterschiedlichen brandschutztechnischen Bemessungen

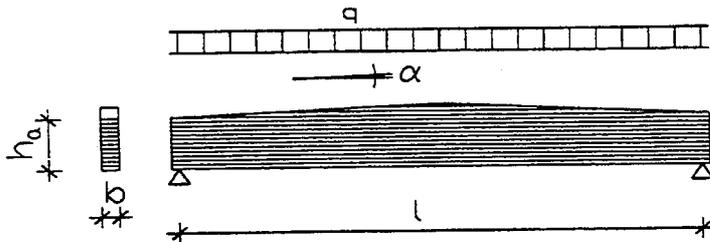
Berechnungsvorschrift/-verfahren		Ergebnis der Bemessung
DIN 4102 T.4 Tabellen-Verfahren		Feuerwiderstandsklasse F-60, bei einer Ausnutzung von 66%
Eurocode 5-1-2 Mit ideellen Restquerschnitt	vereinfachte Einwirkungen genaue Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 60 wird <u>nicht</u> erreicht Feuerwiderstandsklasse R 60, bei einer Auslastung der Grenztragfähigkeit von 93%
Eurocode 5-1-2 Mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit	vereinfachte Einwirkungen genaue Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R 60 wird <u>nicht</u> erreicht Feuerwiderstandsklasse R 60, bei einer Auslastung der Grenztragfähigkeit von 79%

6.3.5 Satteldachbinder mit geradem Untergurt, 4-seitig beansprucht

6.3.5.1 Aufgabenstellung:

Bemessung eines Satteldachbinders mit geradem Untergurt
Es soll eine Feuerwiderstandsdauer von 30 (60) Minuten erreicht werden.

[6-11] Beispiel 1.2.1



geg.:	Stützweite	$l = 19,84 \text{ m}$
	Binderabstand	$e = 6,00 \text{ m}$
	Bindergeometrie	$h_a = 700 \text{ mm}$
		$h_{ap} = 1220 \text{ mm}$
		$b = 160 \text{ mm}$
		$\alpha = 3,00^\circ$

Brettschichtholz aus Nadelholz BS 14k
kontinuierliche Kippsicherung

<u>Belastung:</u>	$q = q_g + q_p = 3,60 + 4,50 = 8,10 \text{ kN/m Gfl.}$
Dachaufbau	$0,47 \cdot 6,00 = 2,82 \text{ kN/m Gfl.}$
Eigengewicht Binder	$\approx 0,78 \text{ kN/m Gfl.}$
	<hr/>
	$q_g = 3,60 \text{ kN/m Gfl.}$

Schnee	$s = q_p = 0,75 \cdot 6,00 = 4,50 \text{ kN/m Gfl.}$
--------	--

6.3.5.2 Bemessung nach nationaler Normung:

Schnittkräfte:

Querkraft:

$$\max V = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{8,10 \cdot 19,84}{2} = 80,35 \text{ kN}$$

Biegemomente:

- an der Stelle der größten Biegespannung $\xi_0 \cdot l$

$$M_{\xi_0} = \frac{1}{2} \cdot \xi_0 \cdot \xi'_0 \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,287 \cdot 0,713 \cdot 8,10 \cdot 19,84^2$$

$$= 326,22 \text{ kNm}$$

$$\text{mit } \xi_0 = \frac{h_a}{2 \cdot h_{ap}} = \frac{700}{2 \cdot 1220} = 0,287$$

$$\text{und } \xi'_0 = 1 - \xi_0 = 1 - 0,287 = 0,713$$

- in Feldmitte

$$\max M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8,10 \cdot 19,84^2}{8} = 398,55 \text{ kNm}$$

kalte Bemessung nach DIN 1052 (4/88):

Biegespannungsnachweis an der Stelle ξ_0 der größten Biegespannung

$$\sigma_{\xi_0} = \frac{M_{\xi_0}}{W_{\xi_0}} = \frac{326,22 \cdot 6 \cdot 10^{-3}}{16,0 \cdot 99,8^2 \cdot 10^{-6}} = 12,28 \text{ MN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{mit } h_{\xi_0} &= h_a + 2 \cdot (h_{ap} - h_a) \cdot \xi_0 \\ &= 700 + 2 \cdot (1220 - 700) \cdot 0,287 = 998 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{\sigma_{\xi_0}}{\text{zul } \sigma_B} = \frac{12,28}{14,0} = 0,88 < 1,0$$

Längsspannungen in Feldmitte

$$\max \sigma_{II} = \kappa_I \cdot \frac{\max M}{W_m} = 1,09 \cdot \frac{398,55 \cdot 10^{-3}}{39,69 \cdot 10^{-3}} = 10,95 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{mit } \kappa_I = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha = 1,09$$

[6-12] Gl. (26)

$$W_m = \frac{16 \cdot 122^2}{6} = 39,69 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\frac{\max \sigma_{II}}{\text{zul } \sigma_B} = \frac{10,95}{14,00} = 0,78 < 1,0$$

Querzugspannungen

$$\max \sigma_{\perp} = \kappa_q \cdot \frac{\max M}{W_m} = 0,01 \cdot \frac{398,55 \cdot 10^{-3}}{39,69 \cdot 10^{-3}} = 0,10 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{mit } \kappa_q = 0,2 \cdot \tan \alpha = 0,01$$

[6-12] Gl. (21)

$$\frac{\max \sigma_{\perp}}{\text{zul } \sigma_{z\perp}} = \frac{0,10}{0,2} = 0,5 < 1,0$$

Brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102-4:

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 30-B (**F 60-B**)

4-seitige Brandbeanspruchung

Binder aus BS 14

Querschnittshöhe 99,8 cm (an der bemessungsmaßgebenden Stelle)

reine Biegebeanspruchung

Somit ergibt sich eine Mindestbreite b für den Balken von:

$$b = 95 \text{ mm } (\mathbf{b=143 \text{ mm}})$$

[6-9] [6-10] BRABEM

$$\underline{\text{vorh } b = 160 \text{ mm} \geq 95 \text{ mm} = b} \quad (\mathbf{\text{vorh } b = 160 \text{ mm} > 143 \text{ mm}})$$

Ausnutzungsgrad im Brandfall 41% (75%)

Der Balken kann nach DIN 4102 T.4 in die Feuerwiderstandsklasse F 30 eingestuft werden.

(Der Balken kann nach DIN 4102 T.4 in die Feuerwiderstandsklasse F 60 eingestuft werden.)

6.3.5.3 Bemessung nach europäischer Normung

Kalte Bemessung nach Eurocode 5-1-1:

Bemessungswert der Einwirkungen

$$E_d = \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$q_d = \gamma_G \cdot q_g + \gamma_q \cdot s$$

$$q_d = 1,35 \cdot 3,60 + 1,5 \cdot 4,50 = 11,6 \text{ kN/m}$$

[6-24] Gl. (2.3.2.2a)

Bemessungswert der Beanspruchungen

Querkraft:

$$\max V_d = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{11,6 \cdot 19,84}{2} = 115 \text{ kN}$$

Biegemomente:

- an der Stelle der größten Biegespannung $\xi_0 l$

$$M_{\xi_0} = \frac{1}{2} \xi_0 \xi_0' q_d l^2 = \frac{1}{2} 0,287 \cdot 0,713 \cdot 11,6 \cdot 19,84^2 = 467 \text{ kNm}$$

- in Feldmitte

$$M_{ap,d} = \frac{1}{8} q_d l^2 = \frac{1}{8} 11,6 \cdot 19,84^2 = 571 \text{ kNm}$$

Ergebnisse der kalten Bemessung nach Eurocode 5-1-1:

[6-11] S. 52 - 55

Schub am Auflager:

$$\tau_d = \frac{3 \max V}{2 \cdot h_a b} = \frac{3 \cdot 115 \cdot 10^3}{2 \cdot 700 \cdot 160} = 1,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,g,d}} = \frac{1,54}{1,87} = 0,82 < 1,00$$

Biegeandspannung an der Stelle der maximalen Spannungen:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{\xi_0}}{W_{\xi_0}} = \frac{6 \cdot 467 \cdot 10^6}{160 \cdot 998^2} = 17,6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{mit: } h_{\xi_0} = 998 \text{ mm}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,g,d}} = \frac{17,6}{19,4} = 0,91 < 1,00$$

Biegeandspannung in Feldmitte (Zugrand):

$$\sigma_{m,d} = k_f \cdot \frac{6 \cdot M_{ap}}{b \cdot h_{ap}^2} = 1,09 \cdot \frac{6 \cdot 571 \cdot 10^6}{160 \cdot 1220^2} = 15,68$$

$$\text{mit } k_f = \kappa_f = 1,09$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_r \cdot f_{m,d}} = \frac{15,68}{19,4} = 0,81 < 1,0$$

$$\text{mit } k_r = 1 \text{ für Satteldachträger mit geradem Untergurt}$$

[6-24] Gl. (5.2.4b)

[6-24] Gl. (5.2.4c)

[6-24] Abs. 5.2.4 (4)

Biegespannungen am angeschnittenen Rand:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = (1 - 4 \tan^2 \alpha) \frac{6 \cdot M_{\xi_0}}{bh_{\xi_0}^2} = (1 - 4 \tan^2 3^\circ) \frac{6 \cdot 467 \cdot 10^6}{160 \cdot 998^2} = 17,4 \text{ N/mm}^2 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.3b)}$$

$$f_{m,\alpha,g,d} = \frac{f_{m,g,d}}{\frac{f_{m,g,d}}{f_{c,90,g,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{19,4}{\frac{19,4}{3,81} \sin^2 3^\circ + \cos^2 3^\circ} = 19,2 \text{ N/mm}^2 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.3e)}$$

$$\frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{f_{m,\alpha,g,d}} = \frac{17,4}{19,2} = 0,91 < 1,00$$

Querzug:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} \leq \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2} k_{dis} f_{t,90,g,d} \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.4 k-l)}$$

mit $k_{dis} = 1,4$

$$V = bh_{ap}(2h_{ap} - 0,5h_{ap} \tan \alpha) / 2 = 0,24 \text{ m}^3 \quad [6-24] \text{ Abs. 5.2.4 (5)}$$

$$V_0 = 0,01 \text{ m}^3 \text{ (Bezugsvolumen)}$$

$$\left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2} = \left(\frac{0,01}{0,24} \right)^{0,2} = 0,53$$

$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 = 0,01 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.4m)}$$

$$\text{mit } \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) = 0 \quad \text{und} \quad k_5 = 0,20 \tan \alpha = 0,01 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.4n)}$$

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} = 0,01 \frac{6 \cdot 571 \cdot 10^6}{160 \cdot 1220^2} = 0,14 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{\left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2} k_{dis} f_{t,90,g,d}} = \frac{0,14}{0,53 \cdot 1,40 \cdot 0,31} = 0,63 < 1,00$$

Im weiteren wird davon ausgegangen, daß zur zusätzlichen Querzugsicherung eingeleimte Gewindestangen im Firstbereich eingebaut werden. Ein Querzugnachweis im Brandfall erfolgt daher nicht.

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2:

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 30 (**R 60**)

4-seitige Brandbeanspruchung

Bemessungswert der Einwirkungen

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:
 - $\max M_{fi,ap,d} = 0,65 \cdot \max M_{ap,d} = 0,65 \cdot 571,0 \text{ kNm} = 371,2 \text{ kNm}$
 - $\max M_{fi,\xi_0,d} = 0,65 \cdot \max M_{\xi_0,d} = 0,65 \cdot 467,2 \text{ kNm} = 303,7 \text{ kNm}$
 - $\max V_{fi,d} = 0,65 \cdot \max V_d = 0,65 \cdot 115 = 74,5 \text{ kN}$

- genaue Ermittlung der Einwirkungen:

außergewöhnliche Belastung

$$E_{fi,d} = \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_1 \cdot Q_k$$

mit $\gamma_{GA} = 1,0$ Teilsicherheit für ständige Einwirkungen
 $\psi_1 = 0,2$ Kombinationsbeiwert für Schneelasten

$$q_{fi,d} = (\gamma_{GA} \cdot q_g + \psi_1 \cdot q_p) = (1,0 \cdot 3,60 + 0,2 \cdot 4,50) = 4,50 \text{ kN/m}$$

Max. Biegemoment:

$$\max M_{ap,fi,d} = \frac{q_{fi,d} \cdot l^2}{8} = \frac{4,50 \cdot 19,84^2}{8} = 221,4 \text{ kNm}$$

$$\max M_{\xi_0,fi,d} = \frac{1}{2} \xi_0 \xi_0' q_{fi,d} l^2 = \frac{1}{2} 0,287 \cdot 0,713 \cdot 4,50 \cdot 19,84^2 = 181,2 \text{ kNm}$$

$$\max V_{fi,d} = \frac{q_{fi,d} l}{2} = \frac{4,50 \cdot 19,84}{2} = 44,64 \text{ kN}$$

[6-24] Tab. 2.3.2.2

[6-24] Abs. 2.3.2.2 P(3)

[6-25] Tab. 2.2-1

Brandschutztechnische Bemessung mit ideellem Restquerschnitt nach Eurocode 5-1-2 Abs. 4.1

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

ideelle Abbrandtiefe:

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0 = \beta_0 t + k_0 d_0 = 0,7 \cdot 30 + 1,0 \cdot 7 = 28 \text{ mm (49 mm)}$$

[6-26] Abs. 4.1 (1)

ideelle Querschnittswerte:

$$b_r = b - 2 \cdot d_{ef} = 16 - 2 \cdot 28 \cdot 10^{-1} = 10,4 \text{ cm (6,2 cm)}$$

$$h_{a,r} = h_a - 2 \cdot d_{ef} = 70 - 2 \cdot 28 \cdot 10^{-1} = 64,4 \text{ cm (60,2 cm)}$$

$$h_{ap,r} = h_{ap} - 2 \cdot d_{ef} = 122 - 2 \cdot 28 \cdot 10^{-1} = 116,4 \text{ cm (112,2 cm)}$$

$$h_{\xi_0,r} = h_{\xi_0} - 2 \cdot d_{ef} = 99,8 - 2 \cdot 28 \cdot 10^{-1} = 94,2 \text{ cm (90,0 cm)}$$

$$A_{ap,fi,ef} = b_r \cdot h_{ap,r} = 10,4 \cdot 116,4 = 1210,6 \text{ cm}^2 (695,6 \text{ cm}^2)$$

$$W_{ap,fi,ef} = \frac{b_r \cdot h_{ap,r}^2}{6} = \frac{10,4 \cdot 116,4^2}{6} = 23484,9 \text{ cm}^3 (13008,5 \text{ cm}^3)$$

$$W_{\xi_0,fi,ef} = \frac{b_r \cdot h_{\xi_0,r}^2}{6} = \frac{10,4 \cdot 94,2^2}{6} = 15381,0 \text{ cm}^3 (8370 \text{ cm}^3)$$

Biegerandspannung an der Stelle der maximalen Spannungen:

$$\sigma_{fi,\xi_0,m,d} = \frac{M_{fi,\xi_0,d}}{W_{\xi_0}} = \frac{6 \cdot 303,7 \cdot 10^6}{104 \cdot 942^2} = 19,75 \text{ N/mm}^2 (36,28 \text{ N/mm}^2)$$

$$\text{mit } h_{fi,\xi_0} = 942 \text{ mm}$$

$$f_{fi,m,g,d} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,15 \frac{28,0}{1,0} = 32,2 \text{ N/mm}^2$$

[6-26] Gl. (2.1)

$$\text{mit } k_{mod,fi} = 1,0$$

$$k_{fi} = 1,15 \text{ für Brettschichtholz}$$

[6-26] Abs. 2.3

$$\frac{\sigma_{fi,\xi_0,m,d}}{f_{fi,m,g,d}} = \frac{19,75}{32,2} = 0,61 < 1,00 (1,13 > 1,00)$$

Biegebeanspruchung in Feldmitte wird im Brandfall nicht untersucht, da bei gleicher Querschnittsbreite sie nicht bemessungsmaßgebend ist.

Biegespannungen am angeschnittenen Rand:

$$\sigma_{fi,m,\alpha,d} = (1 - 4 \tan^2 \alpha) \frac{M_{fi,\xi_0} \cdot 6}{b_r \cdot h_{\xi_0}^2} = (1 - 4 \tan^2 3^\circ) \frac{303,7 \cdot 10^6 \cdot 6}{104 \cdot 942^2} \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.3b)}$$

$$= 15,6 \text{ N/mm}^2 \quad (35,88 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_{fi,m,\alpha,g,d} = \frac{f_{fi,m,g,d}}{\frac{f_{fi,m,g,d}}{f_{fi,c,90,g,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32,2}{\frac{32,2}{6,33} \sin^2 3^\circ + \cos^2 3^\circ} \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.3e)}$$

$$= 31,84 \text{ N/mm}^2$$

mit $k_{\text{mod},fi} = 1,0$

$$f_{fi,c,90,g,d} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{5,5}{1,0} = 6,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{fi,m,\alpha,d}}{f_{fi,m,\alpha,g,d}} = \frac{15,6}{31,84} = 0,49 < 1,00 \quad (1,13 > 1,00)$$

Es wird angenommen, daß die Abminderung für Querdruck der Abminderung für Längsdruck entspricht. Vergleichende Rechnungen haben einen nur geringen Einfluß der Querdruckabminderung auf die Ergebnisse gezeigt, so daß diese Annahme gerechtfertigt erscheint.

- mit den genauen Einwirkungen:

Biegerandspannung an der Stelle der maximalen Spannungen:

$$\sigma_{fi,m,\xi_0,d} = \frac{M_{fi,\xi_0,d}}{W_{\xi_0}} = \frac{6 \cdot 181,2 \cdot 10^6}{104 \cdot 942^2} = 11,78 \text{ N/mm}^2 \quad (21,65 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_{fi,m,g,d} = k_{\text{mod},fi} k_{fi} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{28,0}{1,0} = 32,2 \text{ N/mm}^2$$

mit $k_{\text{mod},fi} = 1,0$

$k_{fi} = 1,15$ für Brettschichtholz

$$\frac{\sigma_{fi,\xi_0,m,d}}{f_{fi,m,g,d}} = \frac{11,78}{32,2} = 0,37 < 1,00 \quad (0,67 < 1,00)$$

Biegespannungen am angeschnittenen Rand:

$$\sigma_{fi,m,\alpha,d} = (1 - 4 \tan^2 \alpha) \frac{6 \cdot M_{fi,\xi_0}}{b_r \cdot h_{\xi_0}^2} = (1 - 4 \tan^2 3^\circ) \frac{6 \cdot 181,2 \cdot 10^6}{104 \cdot 942^2} \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.3b)}$$

$$= 11,65 \text{ N/mm}^2 \quad (21,41 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_{fi,m,\alpha,g,d} = \frac{f_{fi,m,g,d}}{\frac{f_{fi,m,g,d}}{f_{fi,c,90,g,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32,2}{\frac{32,2}{6,33} \sin^2 3^\circ + \cos^2 3^\circ} \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.3e)}$$

$$= 31,48 \text{ N/mm}^2$$

mit $k_{\text{mod},fi} = 1,0$

$$\frac{\sigma_{fi,m,\alpha,d}}{f_{fi,m,\alpha,d}} = \frac{11,65}{31,48} = 0,37 < 1,00 \quad (0,75 < 1,00)$$

Brandschutztechnische Bemessung mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit nach Eurocode 5-1-2 Anhang A

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

Abbrandtiefe:

$$d_{char} = \beta_0 t = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ mm } (42 \text{ mm})$$

[6-26] Gl. (A.1)

reduzierte Querschnittswerte:

$$b_r = b - 2 \cdot d_{char} = 16 - 2 \cdot 21 \cdot 10^{-1} = 11,8 \text{ cm } (7,6 \text{ cm})$$

$$h_{a,r} = h_a - 2 \cdot d_{char} = 70 - 2 \cdot 21 \cdot 10^{-1} = 65,8 \text{ cm } (61,6 \text{ cm})$$

$$h_{ap,r} = h_{ap} - 2 \cdot d_{char} = 122 - 2 \cdot 21 \cdot 10^{-1} = 117,8 \text{ cm } (113,6 \text{ cm})$$

$$h_{\xi_0,r} = h_{\xi_0} - 2 \cdot d_{char} = 99,8 - 2 \cdot 21 \cdot 10^{-1} = 95,6 \text{ cm } (91,4 \text{ cm})$$

$$A_{ap,fi,ef} = b_r \cdot h_{ap,r} = 11,8 \cdot 117,8 = 1390,0 \text{ cm}^2 (863,4 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\xi_0,fi,r} = 11,8 \cdot 95,6 = 1128,0 \text{ cm}^2 (694,64 \text{ cm}^2)$$

$$p_{ap} = 2 \cdot b_r + 2 \cdot h_{ap,r} = 2 \cdot 11,8 + 2 \cdot 117,8 = 259,2 \text{ cm } (242,4 \text{ cm})$$

$$p_{\xi_0,r} = 2 \cdot b_r + 2 \cdot h_{\xi_0,r} = 2 \cdot 11,8 + 2 \cdot 95,6 = 214,8 \text{ cm } (198,0 \text{ cm})$$

$$W_{ap,fi,ef} = \frac{b_r \cdot h_{ap,r}^2}{6} = \frac{11,8 \cdot 117,8^2}{6} = 27291,1 \text{ cm}^3 (16346,3 \text{ cm}^3)$$

$$W_{\xi_0,fi,ef} = \frac{b_r \cdot h_{\xi_0,r}^2}{6} = \frac{11,8 \cdot 95,6^2}{6} = 17974,1 \text{ cm}^3 (10581,7 \text{ cm}^3)$$

Biegerandspannung an der Stelle der maximalen Spannungen:

$$\sigma_{fi,\xi_0,m,d} = \frac{M_{fi,\xi_0,d}}{W_{\xi_0}} = \frac{6 \cdot 303,7 \cdot 10^6}{118 \cdot 956^2} = 16,89 \text{ N/mm}^2 (28,70 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_{fi,m,g,d} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_{M,fi}} = 0,90 \cdot 1,15 \frac{28,0}{1,0} = 29,0 \text{ N/mm}^2 (27,7 \text{ N/mm}^2)$$

$$\text{mit } k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{p}{A_{\xi_0,fi,r}} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{2,15}{1128,0 \cdot 10^{-4}} = 0,90 (0,86)$$

[6-26] Gl. (A.3)

$$k_{fi} = 1,15 \text{ für Brettschichtholz}$$

$$\frac{\sigma_{fi,m\xi_0,d}}{f_{fi,m,g,d}} = \frac{16,89}{29,0} = 0,59 < 1,00 (1,04 > 1,0)$$

Biegespannungen am angeschnittenen Rand:

$$\sigma_{fi,m,\alpha,d} = (1 - 4 \tan^2 \alpha) \frac{6 \cdot M_{fi,\xi_0}}{b_r h_{\xi_0,r}^2} = (1 - 4 \tan^2 3^\circ) \frac{6 \cdot 303,7 \cdot 10^6}{118 \cdot 956^2} = 16,71 \text{ N/mm}^2 (28,4 \text{ N/mm}^2)$$

[6-24] Gl. (5.2.3b)

$$f_{fi,m,\alpha,g,d} = \frac{f_{fi,m,g,d}}{f_{fi,c,90,g,d} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{29,0}{5,38 \sin^2 3^\circ + \cos^2 3^\circ} = 28,7 \text{ N/mm}^2 (27,35 \text{ N/mm}^2)$$

[6-24] Gl. (5.2.3e)

$$\text{mit } k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{2,15}{1128,0 \cdot 10^{-4}} = 0,85 (0,78)$$

[6-26] Gl. (A.4)

$$\frac{\sigma_{fi,m,\alpha,d}}{f_{fi,m,\alpha,g,d}} = \frac{16,71}{28,7} = 0,59 < 1,00 (1,04 > 1,0)$$

- mit den genauen Einwirkungen

Biegerandspannung an der Stelle der maximalen Spannungen:

$$\sigma_{f_i, \xi_0, m, d} = \frac{M_{f_i, \xi_0, d}}{W_{\xi_0}} = \frac{6 \cdot 181,2 \cdot 10^6}{118 \cdot 956^2} = 10,1 \text{ N/mm}^2 \quad (17,12 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_{f_i, m, g, d} = k_{\text{mod}, f_i} k_{f_i} \frac{f_{m, g, k}}{\gamma_{M, f_i}} = 0,90 \cdot 1,15 \frac{28,0}{1,0} = 29,0 \text{ N/mm}^2 \quad (27,7 \text{ N/mm}^2)$$

$$\text{mit } k_{\text{mod}, f_i} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{2,15}{1128,0 \cdot 10^{-4}} = 0,90 \quad (0,86)$$

$k_{f_i} = 1,15$ für Brettschichtholz

$$\frac{\sigma_{f_i, \xi_0, m, d}}{f_{f_i, m, g, d}} = \frac{10,1}{29,0} = 0,35 < 1,00 \quad (0,62 < 1,0)$$

[6-26] Gl. (A.3)

Biegespannungen am angeschnittenen Rand:

$$\sigma_{f_i, m, \alpha, d} = (1 - 4 \tan^2 \alpha) \frac{6 \cdot M_{f_i, \xi_0}}{b_r h_{\xi_0 r}^2} = (1 - 4 \tan^2 3^\circ) \frac{6 \cdot 181,2 \cdot 10^6}{118 \cdot 956^2}$$

$$= 10,0 \text{ N/mm}^2 \quad (16,93 \text{ N/mm}^2)$$

[6-24] Gl. (5.2.3b)

$$f_{f_i, m, \alpha, g, d} = \frac{f_{f_i, m, g, d}}{\frac{f_{f_i, m, g, d}}{f_{f_i, c, 90, d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{29,0}{\frac{29,0}{5,38} \sin^2 3^\circ + \cos^2 3^\circ} = 28,7 \text{ N/mm}^2$$

[6-24] Gl. (5.2.3e)

(27,35 N/mm²)

$$\text{mit } k_{\text{mod}, f_i} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{2,15}{1128,0 \cdot 10^{-4}} = 0,85 \quad (0,77)$$

[6-26] Gl. (A.4)

$$\frac{\sigma_{f_i, m, \alpha, d}}{f_{f_i, m, \alpha, g, d}} = \frac{10,0}{28,7} = 0,35 < 1,00 \quad (0,62 < 1,0)$$

6.3.5.4 Vergleich der unterschiedlichen brandschutztechnischen Bemessungen

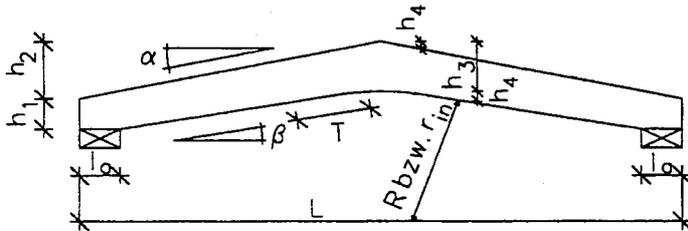
Berechnungsvorschrift/-verfahren		Ergebnis der Bemessung	
		Biegerandspannung an Stelle max $M_{fi, \xi_0, d}$	Biegespannung am angeschnittenen Rand
DIN 4102-4 BRABEM		Feuerwiderstandsklasse F-30 (F-60), bei einer Ausnutzung der Spannungen von 41% (75%)	
Eurocode 5-1-2 Mit ideellen Restquerschnitt	Vereinfachte Einwirkungen $E_{fi, d} = 0,65 \cdot E_d$	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Auslastung der Biegerandspannung von 61% (113%)	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Auslastung der Biegespannung von 49% (113%)
	Genauere Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Auslastung der Biegerandspannung von 37% (67%)	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Auslastung der Biegespannung von 37% (75%)
Eurocode 5-1-2 Mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit	Vereinfachte Einwirkungen $E_{fi, d} = 0,65 \cdot E_d$	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Auslastung der Biegerandspannung von 59% (104%)	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Auslastung der Biegespannung von 59% (104%)
	Genauere Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Auslastung der Biegerandspannung von 35% (63%)	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Auslastung der Biegespannung von 35% (63%)

6.3.6 Satteldachbinder mit lose aufgesatteltm Firstkeil, 4-seitig beansprucht

6.3.6.1 Aufgabenstellung:

Bemessung eines Satteldachbinders mit gekrümmten Untergurt
Es soll eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten erreicht werden.

[6-11] Beispiel 1.2.2



geg.: Brettschichtholz aus Nadelholz BS 14k

Stützweite	$l = 19,84 \text{ m}$
Binderabstand	$e = 6,00 \text{ m}$
Bindergeometrie	$h_1 = 600 \text{ mm}$
	$h_2 = 1770 \text{ mm}$
	$h_3 = 1250 \text{ mm}$
	$h_4 = 155 \text{ mm}$
	$b = 160 \text{ mm}$
	$l_a = 240 \text{ mm}$
	$R = r_{in} = 25,0 \text{ m}$
	$T = 2,79 \text{ m}$
	$\alpha = 10,0^\circ$
	$\beta = 6,37^\circ$
	$\delta = \alpha - \beta = 3,63^\circ$
	$L = 20,08 \text{ m}$

Gegen Kippen im Abstand $a = 3,45 \text{ m}$ gehalten

Belastung: $q = q_g + q_p = 3,60 + 4,50 = 8,10 \text{ kN/m Gfl.}$

Dachaufbau $0,47 \cdot 6,00 = 2,82 \text{ kN/m Gfl.}$

Eigengewicht Binder $\approx 0,78 \text{ kN/m Gfl.}$

$q_g = 3,60 \text{ kN/m Gfl.}$

Schnee $s = q_p = 0,75 \cdot 6,00 = 4,50 \text{ kN/m Gfl.}$

6.3.6.2 Bemessung nach nationaler Normung:

Schnittkräfte

Querkräfte:

$$\max V = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{8,10 \cdot 19,84}{2} = 80,35 \text{ kN}$$

Biegemomente:

- an der Stelle der größten Biegespannung ξ_0

$$M_{\xi_0} = \frac{1}{2} \cdot \xi_0 \cdot \xi'_0 \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,76 \cdot 8,10 \cdot 19,84^2 = 290,78 \text{ kNm}$$

$$\text{mit } \xi_0 = \frac{h_1}{2 \cdot h_3} = \frac{600}{2 \cdot 1250} = 0,24$$

$$\text{und } \xi'_0 = 1 - \xi_0 = 1 - 0,24 = 0,76$$

- in Feldmitte

$$\max M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8,10 \cdot 19,84^2}{8} = 398,55 \text{ kNm}$$

kalte Bemessung nach DIN 1052 (4/88)

Biegespannungsnachweis an der Stelle ξ_0 der größten Biegespannung

$$\sigma_{\xi_0} = \frac{M_{\xi_0}}{W_{\xi_0}} = \frac{290,78 \cdot 6 \cdot 10^{-3}}{16,0 \cdot 912^2 \cdot 10^{-6}} = 13,11 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{mit } h_{\xi_0} = h_1 + 2 \cdot (h_3 - h_1) \cdot \xi_0 = 600 + 2 \cdot (1250 - 600) \cdot 0,24 = 912 \text{ mm}$$

$$\frac{\sigma_{\xi_0}}{1,1 \cdot k_B \cdot \text{zul } \sigma_B} = \frac{13,11}{1,0 \cdot 14,0} = 0,94 < 1,0$$

mit Kippschlankheit

$$\lambda_B = \sqrt{\frac{a \cdot h_{\xi_0} \cdot \gamma_1 \cdot \text{zul } \sigma_B}{\pi \cdot b^2 \cdot \sqrt{E_{II} \cdot G_T}}} = \sqrt{\frac{3,45 \cdot 0,912 \cdot 2,0 \cdot 14,0}{\pi \cdot 0,16^2 \cdot \sqrt{11000 \cdot 500}}} = 0,68 < 0,75$$

$$\Rightarrow k_B = 1,0$$

$$\Rightarrow 1,1 \cdot k_B = 1,1 \cdot 1,0 \geq 1,0$$

$$\Rightarrow 1,1 \cdot k_B = 1,0$$

Längsspannungen in Feldmitte (Biegezugspannungen):

$$\max \sigma_{II} = \kappa_I \cdot \frac{\max M}{W_m} = 1,019 \cdot \frac{398,55 \cdot 10^{-3}}{41,67 \cdot 10^{-3}} = 9,75 \text{ MN/m}^2$$

$$\kappa_I = 1 + 0,35 \cdot \frac{h_3}{r_{in}} + 0,6 \cdot \left(\frac{h_3}{r_{in}} \right)^2$$

$$\text{mit } = 1 + 0,35 \cdot \frac{1,250}{25,0} + 0,6 \cdot \left(\frac{1,250}{25,0} \right)^2$$

$$= 1,019$$

$$W_m = \frac{16 \cdot 125^2}{6} = 41,67 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$$

$$\frac{\max \sigma_{II}}{\text{zul } \sigma_B} = \frac{9,75}{14,00} = 0,70 < 1,0$$

Querspannungen

$$\max \sigma_{\perp} = \kappa_q \cdot \frac{\max M}{W_m} = 0,0125 \cdot \frac{398,55 \cdot 10^{-3}}{41,67 \cdot 10^{-3}} = 0,12 \text{ MN/m}^2$$

$$\kappa_q = 0,25 \cdot \frac{h_3}{r_{in}} = 0,25 \cdot \frac{1,25}{250} = 0,0125$$

$$\frac{\max \sigma_{\perp}}{\text{zul } \sigma_{zL}} = \frac{0,12}{0,2} = 0,6 < 1,0$$

[6-12] Gl. (26)

[6-12] Gl. (21)

Brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102-4:

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 30-B
 4-seitige Brandbeanspruchung
 Binder aus BS 14k
 Seitenverhältnis $h_3/b = 7,81$
 reine Biegebeanspruchung

Somit ergibt sich eine Mindestbreite b für den Balken von:

$$b = 134 \text{ mm}$$

$$\underline{\text{vorh } b = 160 \text{ mm} \geq 134 \text{ mm} = b}$$

Ausnutzungsgrad im Brandfall 53%.

Der Balken kann nach DIN 4102 T.4 in die Feuerwiderstandsklasse F 30 eingestuft werden.

[6-9] [6-10] BRABEM

6.3.6.3 Bemessung nach europäischer Normung**Bemessungswert der Einwirkungen**

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_G \cdot q_G + \gamma_q \cdot s \\ &= 1,35 \cdot 3,60 + 1,5 \cdot 4,50 = 11,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bemessungswert der Beanspruchungen

Querkraft:

$$\max V_d = \frac{q_d l}{2} = \frac{11,6 \cdot 19,84}{2} = 115 \text{ kN}$$

Biegemomente:

an der Stelle der größten Biegespannung $\xi_0 l$

$$M_{\xi_0, d} = \frac{1}{2} \xi_0 \xi_0' q_d l^2 = \frac{1}{2} 0,24 \cdot 0,76 \cdot 11,6 \cdot 19,84^2 = 416 \text{ kNm}$$

in Feldmitte

$$M_{ap, d} = \frac{1}{8} q_d l^2 = \frac{1}{8} 11,6 \cdot 19,84^2 = 571 \text{ kNm}$$

Ergebnisse der kalten Bemessung nach Eurocode 5-1-1:Schub am Auflager

$$\frac{\tau_d}{f_{v, g, d}} = 0,96 < 1,0$$

Biegespannungen an der Stelle der max. Spannungen / Kipp-sicherheitsnachweis

$$\frac{\sigma_{m, d}}{k_{crit} f_{m, g, d}} = 0,97 < 1,0$$

[6-11] S. 57-58

Querzug

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{\left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} \cdot k_{dis} \cdot f_{t,90,g,d}} = 0,63 < 1,0$$

Randspannungen am angeschnittenen Rand

$$\frac{\sigma_{m,\delta,d}}{f_{m,\delta,g,d}} = 0,97 < 1,0$$

Biegerandspannungen in Feldmitte (Zugrand)

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{ap}}{b \cdot h_{ap}^2} = 1,019 \cdot \frac{6 \cdot 571 \cdot 10^6}{160 \cdot 1250^2} = 13,96 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{mit } k_l = \kappa_l = 1,019$$

[6-24] Gl. (5.2.4c)

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_r \cdot f_{m,d}} = \frac{13,96}{1,0 \cdot 19,4} = 0,72 < 1,0$$

$$\text{mit } k_r = 1 \text{ da } \frac{r_i}{t} = \frac{25}{0,03} = 833 > 240$$

[6-24] Abs. 5.2.4 (4)

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2:

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 30
4-seitige Brandbeanspruchung

Bemessungswert der Einwirkungen

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:
 $\max M_{fi,ap,d} = 0,65 \cdot \max M_{ap,d} = 0,65 \cdot 571,0 \text{ kNm} = 371,2 \text{ kNm}$
 $\max M_{fi,\xi_0,d} = 0,65 \cdot \max M_{\xi_0,d} = 0,65 \cdot 416,0 \text{ kNm} = 270,4 \text{ kNm}$
 $\max V_{fi,d} = 0,65 \cdot \max V_d = 0,65 \cdot 115 = 74,8 \text{ kN}$
- genaue Ermittlung der Einwirkungen:

außergewöhnliche Belastung

$$E_{fi,d} = \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_1 \cdot Q_k$$

$$\text{mit } \gamma_{GA} = 1,0 \text{ Teilsicherheit für ständige Einwirkungen}$$

$$\psi_1 = 0,2 \text{ Kombinationsbeiwert für Schneelasten}$$

[6-24] Tab. 2.3.2.2

[6-24] Abs. 2.3.2.2 P(3)

[6-24] Tab. 2.2-1

$$q_{fi,d} = (\gamma_{GA} \cdot q_g + \psi_1 \cdot q_p) = (1,0 \cdot 3,60 + 0,2 \cdot 4,50) = 4,50 \text{ kN/m}$$

Max. Biegemoment:

$$\max M_{fi,ap,d} = \frac{q_{fi,d} \cdot l^2}{8} = \frac{4,50 \cdot 19,84^2}{8} = 221,4 \text{ kNm}$$

$$\max M_{fi,\xi_0,d} = \frac{1}{2} \xi_0 \xi_0' q_{fi,d} l^2 = \frac{1}{2} 0,24 \cdot 0,76 \cdot 4,50 \cdot 19,84^2 = 161,5 \text{ kNm}$$

$$\max V_{fi,d} = \frac{q_{fi,d} \cdot l}{2} = \frac{4,50 \cdot 19,84}{2} = 44,64 \text{ kN}$$

Brandschutztechnische Bemessung mit ideellen Restquerschnitt nach Eurocode 5-1-2 Abs. 4.1

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

ideelle Abbrandtiefe:

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0 = \beta_0 t + k_0 d_0 = 0,7 \cdot 30 + 1,0 \cdot 7 = 28 \text{ mm}$$

[6-26] Abs. 4.1 (1)

ideelle Querschnittswerte:

$$b_r = b - 2 \cdot d_{ef} = 16 - 2 \cdot 28 \cdot 10^{-1} = 10,4 \text{ cm}$$

$$h_{a,r} = h_a - 2 \cdot d_{ef} = 60 - 2 \cdot 28 \cdot 10^{-1} = 54,4 \text{ cm}$$

$$h_{3,r} = h_3 - 2 \cdot d_{ef} = 125 - 2 \cdot 28 \cdot 10^{-1} = 119,4 \text{ cm}$$

$$h_{\xi_0,r} = h_{\xi_0} - 2 \cdot d_{ef} = 91,2 - 2 \cdot 28 \cdot 10^{-1} = 85,6 \text{ cm}$$

$$A_{3,fi,ef} = b_r \cdot h_{3,r} = 10,4 \cdot 119,4 = 1241,8 \text{ cm}^2$$

$$W_{3,fi,ef} = \frac{b_r \cdot h_{3,r}^2}{6} = \frac{10,4 \cdot 119,4^2}{6} = 24711,0 \text{ cm}^3$$

$$W_{\xi_0,fi,ef} = \frac{b_r \cdot h_{\xi_0,r}^2}{6} = \frac{10,4 \cdot 85,6^2}{6} = 12700,8 \text{ cm}^3$$

Biegerandspannung an der Stelle der maximalen Spannungen:

$$\sigma_{fi,m,\xi,d} = \frac{M_{fi,\xi_0,d}}{W_{\xi_0}} = \frac{6 \cdot 270,4 \cdot 10^6}{104 \cdot 856^2} = 21,29 \text{ N/mm}^2 \text{ mit: } h_{fi,\xi_0} = 856 \text{ mm}$$

$$f_{fi,m,g,d} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,15 \frac{28,0}{1,0} = 32,2 \text{ N/mm}^2$$

[6-26] Gl. (2.1)

mit $k_{mod,fi} = 1,0$

$k_{fi} = 1,15$ für Brettschichtholz

$$\frac{\sigma_{fi,m,\xi_0,d}}{f_{fi,m,g,d}} = \frac{21,29}{32,2} = 0,66 < 1,00$$

Querzug:

Es wird davon ausgegangen, daß zur zusätzlichen Querzugsicherung eingeleimte Gewindestangen im Firstbereich eingebaut werden. Ein Querzugnachweis im Brandfall erfolgt daher nicht.

Randspannung am angeschnittenen Rand

$$f_{fi,m,\alpha,g,d} = \frac{f_{fi,m,g,d}}{\frac{f_{fi,m,g,d}}{f_{fi,c,90,g,d}} \sin^2 \delta + \cos^2 \delta} = \frac{32,2}{\frac{32,2}{6,33} \sin^2 3,63^\circ + \cos^2 3,63^\circ} = 31,68 \text{ N/mm}^2$$

[6-24] Gl. (5.2.3e)

$$\sigma_{fi,m,d} = (1 - 4 \tan^2 \delta) \frac{6 \cdot M_{fi,\xi_0,d}}{bh_{\xi_0}^2} = (1 - 4 \tan^2 3,63^\circ) \frac{6 \cdot 270,4 \cdot 10^6}{104 \cdot 856^2}$$

$$= 20,94 \text{ N/mm}^2$$

mit $k_{\text{mod},fi} = 1,0$

$k_{fi} = 1,15$ für Brettschichtholz

$$\frac{\sigma_{fi,m,d}}{f_{fi,m,g,d}} = \frac{20,94}{31,68} = 0,66 < 1,0$$

Es wird angenommen, daß die Abminderung für Querdruck der Abminderung für Längsdruck entspricht. Vergleichende Rechnungen haben einen nur geringen Einfluß der querdruckabminderung auf die Ergebnisse gezeigt, so daß diese Annahme gerechtfertigt erscheint.

Kippsicherheitsnachweis

$$\sigma_{fi,m,d} \leq k_{\text{crit}} f_{fi,m,g,d}$$

$$\lambda_{fi,rel,m} = \sqrt{\frac{l_{ef} h_{\xi_0} f_{fi,m,k}}{\pi b_r^2 E_{0,g,05}}} \sqrt{\frac{E_{0,g,mean}}{G_{g,mean}}}$$

$$= \sqrt{\frac{3450 \cdot 856}{\pi \cdot 104^2}} \frac{28,0}{10000} \sqrt{\frac{12500}{780}} = 0,99$$

mit $l_{ef} = 3450 \text{ mm}$; $h_{\xi_0} = 856 \text{ mm}$

$$k_{fi,crit} = \begin{cases} 1 & \text{für } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{für } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,40 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{für } 1,40 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow k_{fi,crit} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,99 = 0,82$$

$$\frac{\sigma_{fi,m,d}}{k_{\text{crit}} f_{fi,m,g,d}} = \frac{21,29}{0,82 \cdot 32,2} = 0,81 < 1,0$$

- mit den genauen Einwirkungen:

Biegerandspannung an der Stelle der maximalen Spannungen:

$$\sigma_{fi,m,\xi_0,d} = \frac{M_{fi,\xi_0,d}}{W_{\xi_0}} = \frac{6 \cdot 161,5 \cdot 10^6}{104 \cdot 856^2} = 12,72 \text{ N/mm}^2 \text{ mit: } h_{fi,\xi_0} = 856 \text{ mm}$$

$$f_{fi,m,g,d} = k_{\text{mod},fi} k_{fi} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,15 \frac{28,0}{1,0} = 32,2 \text{ N/mm}^2$$

mit $k_{\text{mod},fi} = 1,0$

$k_{fi} = 1,15$ für Brettschichtholz

$$\frac{\sigma_{fi,m,\xi_0,d}}{f_{fi,m,g,d}} = \frac{12,72}{32,2} = 0,40 < 1,0$$

[6-24] Gl. (5.2.3b)

[6-24] Gl. (5.2.2 b)

[6-24] Gl. (5.2.2 a)

[6-25] Gl. (5.2.2 (2))

Charakteristische Steifigkeiten und Festigkeiten aus

[6-25] Tab. 3.3-1

[6-24] Gl. (5.2.2 c)

[6-24] Gl. (5.2.2 d)

[6-24] Gl. (5.2.2 e)

[6-26] Gl. (2.1)

Randspannung am angeschnittenen Rand

$$f_{fi,m,\alpha,g,d} = \frac{f_{fi,m,g,d}}{\frac{f_{fi,m,g,d}}{f_{fi,c,90,g,d}} \sin^2 \delta + \cos^2 \delta} = \frac{32,2}{\frac{32,2}{6,33} \sin^2 3,63^\circ + \cos^2 3,63^\circ}$$

$$= 31,68 \text{ N/mm}^2$$

[6-24] Gl. (5.2.3e)

$$\sigma_{fi,m,\alpha,d} = (1 - 4 \tan^2 \delta) \frac{6 \cdot M_{fi,\xi_0,d}}{bh_{\xi_0}^2} = (1 - 4 \tan^2 3,63^\circ) \frac{6 \cdot 161,5 \cdot 10^6}{104 \cdot 856^2}$$

$$= 12,51 \text{ N/mm}^2$$

[6-24] Gl. (5.2.3b)

mit $k_{\text{mod},fi} = 1,0$ $k_{fi} = 1,15$ für Brettschichtholz

$$\frac{\sigma_{fi,m,\alpha,d}}{f_{fi,m,\alpha,g,d}} = \frac{12,51}{31,68} = 0,39 < 1,0$$

Kippsicherheitsnachweis

$$\sigma_{fi,m,d} \leq k_{\text{crit}} f_{fi,m,g,d}$$

[6-24] Gl. (5.2.2 b)

$$\lambda_{fi,rel,m} = \sqrt{\frac{l_{ef} h_{\xi_0r}}{\pi b_r^2} \frac{f_{fi,m,k}}{E_{0,g,05}} \sqrt{\frac{E_{0,g,mean}}{G_{g,mean}}}}$$

$$= \sqrt{\frac{3450 \cdot 856}{\pi \cdot 104^2} \frac{28,0}{10000} \sqrt{\frac{12500}{780}}} = 0,99$$

[6-24] Gl. (5.2.2 a)

[6-25] Gl. (5.2.2 (2))

Charakteristische Steifigkeiten und Festigkeiten aus

[6-25] Tab. 3.3-1

mit $l_{ef} = 3450 \text{ mm}$; $h_{\xi_0} = 856 \text{ mm}$

$$k_{fi,crit} = \begin{cases} 1 & \text{für } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{für } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,40 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{für } 1,40 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

[6-24] Gl. (5.2.2 c)

[6-24] Gl. (5.2.2 d)

[6-24] Gl. (5.2.2 e)

$$\Rightarrow k_{fi,crit} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,99 = 0,82$$

$$\frac{\sigma_{fi,m,d}}{k_{\text{crit}} f_{fi,m,g,d}} = \frac{12,72}{0,82 \cdot 32,2} = 0,48 < 1,0$$

Brandschutztechnische Bemessung mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit nach Eurocode 5-1-2 Anhang A

- vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

Abbrandtiefe ohne Berücksichtigung des Eckabbrandes:

$$d_{\text{char}} = \beta_0 t = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ mm}$$

reduzierte Querschnittswerte:

$$b_r = b - 2 \cdot d_{\text{char}} = 16 - 2 \cdot 21 \cdot 10^{-1} = 11,8 \text{ cm}$$

$$h_{a,r} = h_a - 2 \cdot d_{\text{char}} = 60 - 2 \cdot 21 \cdot 10^{-1} = 55,8 \text{ cm}$$

$$h_{3,r} = h_3 - 2 \cdot d_{\text{char}} = 125 - 2 \cdot 21 \cdot 10^{-1} = 120,8 \text{ cm}$$

$$h_{\xi_0r} = h_{\xi_0} - 2 \cdot d_{\text{char}} = 91,2 - 2 \cdot 21 \cdot 10^{-1} = 87,0 \text{ cm}$$

[6-26] Gl. (A.1)

$$A_{3,fi,ef} = b_r \cdot h_{3,r} = 11,8 \cdot 120,8 = 1425,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\xi_0,fi,r} = 11,8 \cdot 87,0 = 1026,6 \text{ cm}^2$$

$$p_3 = 2 \cdot b_r + 2 \cdot h_{3,r} = 2 \cdot 11,8 + 2 \cdot 120,8 = 265,2 \text{ cm}$$

$$p_{\xi_0,r} = 2 \cdot b_r + 2 \cdot h_{\xi_0,r} = 2 \cdot 11,8 + 2 \cdot 87,0 = 197,6 \text{ cm}$$

$$W_{ap,fi,ef} = \frac{b_r \cdot h_{3,r}^2}{6} = \frac{11,8 \cdot 120,8^2}{6} = 28699 \text{ cm}^2$$

$$W_{\xi_0,fi,ef} = \frac{b_r \cdot h_{\xi_0,r}^2}{6} = \frac{11,8 \cdot 87,0^2}{6} = 14886 \text{ cm}^2$$

Biegerandspannung an der Stelle der maximalen Spannungen:

$$\sigma_{fi,m,\xi_0,d} = \frac{M_{fi,\xi_0,d}}{W_{\xi_0}} = \frac{6 \cdot 270,4 \cdot 10^6}{118 \cdot 870^2} = 18,17 \text{ N/mm}^2 \text{ mit: } h_{fi,\xi_0} = 870 \text{ mm}$$

$$f_{fi,m,g,d} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_{M,fi}} = 0,90 \cdot 1,15 \frac{28,0}{1,0} = 29,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{mit } k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{p_{\xi_0,r}}{A_{\xi_0,fi,r}} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{1,976}{1026,6 \cdot 10^{-4}} = 0,90$$

$k_{fi} = 1,15$ für Brettschichtholz

$$\frac{\sigma_{fi,m,\xi_0,d}}{f_{fi,m,g,d}} = \frac{18,17}{29,0} = 0,63 < 1,00$$

[6-26] Gl. (A.3)

Randspannung am angeschnittenen Rand

$$f_{fi,m,\alpha,g,d} = \frac{f_{fi,m,g,d}}{\frac{f_{fi,m,g,d}}{f_{fi,c,90,g,d}} \sin^2 \delta + \cos^2 \delta} = \frac{29,0}{\frac{29,0}{5,38} \sin^2 3,63^\circ + \cos^2 3,63^\circ} = 28,5 \text{ N/mm}^2$$

[6-24] Gl. (5.2.3e)

$$\sigma_{fi,m,\alpha,d} = (1 - 4 \tan^2 \delta) \frac{6 \cdot M_{fi,\xi_0,d}}{bh_{\xi_0}^2} = (1 - 4 \tan^2 3,63^\circ) \frac{6 \cdot 270,4 \cdot 10^6}{118 \cdot 870^2} = 17,88 \text{ N/mm}^2$$

[6-24] Gl. (5.2.3b)

$$\text{mit } k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{1,976}{1023,6 \cdot 10^{-4}} = 0,85$$

[6-4] Gl. (A.4)

$k_{fi} = 1,15$ für Brettschichtholz

$$\frac{\sigma_{fi,m,\alpha,d}}{f_{fi,m,\alpha,g,d}} = \frac{17,88}{28,50} = 0,63 < 1,0$$

Kippsicherheitsnachweis

$$\sigma_{fi,m,d} \leq k_{crit} f_{fi,m,g,d}$$

[6-24] Gl. (5.2.2 b)

$$\lambda_{fi,rel,m} = \sqrt{\frac{l_{ef} h_{\xi_0} f_{fi,m,k}}{\pi b_r^2 E_{0,g,05}} \sqrt{\frac{E_{0,g,mean}}{G_{g,mean}}}}$$

$$= \sqrt{\frac{3450 \cdot 870 \cdot 28,0}{\pi \cdot 118^2 \cdot 10000} \sqrt{\frac{12500}{780}}} = 0,88$$

mit $l_{ef}=3450\text{mm}$; $h_{\xi_0} = 870\text{mm}$

$$k_{fi,crit} = \begin{cases} 1 & \text{für } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{für } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,40 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{für } 1,40 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow k_{fi,crit} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,88 = 0,90$$

$$\frac{\sigma_{fi,m,d}}{k_{crit} f_{fi,m,g,d}} = \frac{16,77}{0,90 \cdot 28,5} = 0,65 < 1,0$$

- mit den genauen Einwirkungen

Biegerandspannung an der Stelle der maximalen Spannungen:

$$\sigma_{fi,m,\xi_0,d} = \frac{M_{fi,\xi_0,d}}{W_{\xi_0}} = \frac{6 \cdot 161,5 \cdot 10^6}{118 \cdot 870^2} = 10,85 \text{N/mm}^2 \text{ mit } h_{fi,\xi_0} = 870\text{mm}$$

$$f_{fi,m,g,d} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_{M,fi}} = 0,90 \cdot 1,15 \frac{28,0}{1,0} = 29,0 \text{N/mm}^2$$

$$\text{mit } k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{1,976}{1026,6 \cdot 10^{-4}} = 0,90$$

$$k_{fi} = 1,15 \text{ für Brettschichtholz}$$

$$\frac{\sigma_{fi,m,\xi,d}}{f_{fi,m,g,d}} = \frac{10,85}{29,0} = 0,37 < 1,00$$

Randspannung am angeschnittenen Rand

$$f_{fi,m,\alpha,g,d} = \frac{f_{fi,m,g,d}}{\frac{f_{fi,m,g,d}}{f_{fi,c,90,g,d}} \sin^2 \delta + \cos^2 \delta} = \frac{29,0}{\frac{29,0}{5,38} \sin^2 3,63^\circ + \cos^2 3,63^\circ}$$

$$= 28,5 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{fi,m,\alpha,d} = (1 - 4 \tan^2 \delta) \frac{6 \cdot M_{fi,\xi_0,d}}{bh_{\xi_0}^2} = (1 - 4 \tan^2 3,63^\circ) \frac{6 \cdot 161,5 \cdot 10^6}{118 \cdot 870^2}$$

$$= 10,67 \text{N/mm}^2$$

$$\text{mit } k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{1,976}{1023,6 \cdot 10^{-4}} = 0,85$$

$$k_{fi} = 1,15 \text{ für Brettschichtholz}$$

$$\frac{\sigma_{fi,m,\alpha,d}}{f_{fi,m,\alpha,g,d}} = \frac{10,67}{28,50} = 0,37 < 1,0$$

Kippsicherheitsnachweis:

$$\sigma_{fi,m,d} \leq k_{crit} f_{fi,m,g,d}$$

[6-24] Gl. (5.2.2 a)
[6-25] Gl. (5.2.2 (2))
Charakteristische Steifigkeiten
und Festigkeiten aus
[6-25] Tab. 3.3-1

[6-24] Gl. (5.2.2 c)

[6-24] Gl. (5.2.2 d)

[6-24] Gl. (5.2.2 e)

[6-26] Gl. (2.1)

[6-26] Gl. (A.3)

[6-24] Gl. (5.2.3e)

[6-24] Gl. (5.2.3b)

[6-26] Gl. (A.4)

[6-24] Gl. (5.2.2b)

$$\lambda_{fi,rel,m} = \sqrt{\frac{l_{ef} h_{\xi_0} f_{fi,m,k} \sqrt{E_{0,g,mean}}}{\pi b_r^2 E_{0,g,05} G_{g,mean}}}$$

$$= \sqrt{\frac{3450 \cdot 870 \cdot 28,0}{\pi \cdot 118^2 \cdot 10000} \sqrt{\frac{12500}{780}}} = 0,88$$

mit $l_{ef} = 3450 \text{ mm}$; $h_{\xi_0} = 870 \text{ mm}$

$$k_{fi,crit} = \begin{cases} 1 & \text{für } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{für } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,40 \\ 1 / \lambda_{rel,m}^2 & \text{für } 1,40 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow k_{fi,crit} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,88 = 0,90$$

$$\frac{\sigma_{fi,m,d}}{k_{crit} f_{fi,m,g,d}} = \frac{10,85}{0,90 \cdot 28,5} = 0,42 < 1,0$$

[6-24] Gl. (5.2.2a)
 [6-25] Gl. (5.2.2 (2))
 Charakteristische Steifigkeiten
 und Festigkeiten aus
 [6-25] Tab. 3.3-1

[6-24] Gl. (5.2.2c)

[6-24] Gl. (5.2.2d)

[6-24] Gl. (5.2.2e)

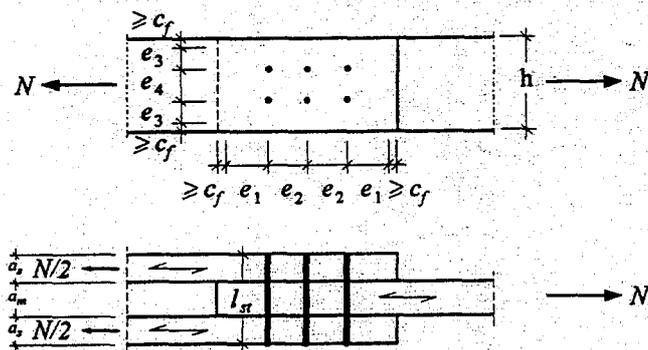
6.3.6.4 Vergleich der unterschiedlichen brandschutztechnischen Bemessungen

		Ergebnis der Bemessung		
Berechnungsvorschrift/-verfahren		Biegerandspannung an Stelle $\max M_{fi,\xi,d}$	Randspannung am angeschnittenen Rand	Kippen
DIN 4102-4	BRABEM	Feuerwiderstandsklasse F-30, bei einer Ausnutzung der Spannungen von 47%		
Eurocode 5-1-2 Mit ideellen Restquerschnitt	Vereinfachte Einwirkungen $E_{fi,d}=0,65 \cdot E_d$	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der Biegerandspannung von 66%	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der Biegespannung von 66%	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der kritischen Kippspannung von 80%
	Genaue Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der Biegerandspannung von 40%	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der Biegespannung von 39%	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der kritischen Kippspannung von 48%
Eurocode 5-1-2 Mit reduzierter Steifigkeit und Festigkeit	Vereinfachte Einwirkungen $E_{fi,d}=0,65 \cdot E_d$	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der Biegerandspannung von 63%	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der Biegespannung von 63%	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der kritischen Kippspannung von 65%
	Genaue Einwirkungen	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der Biegerandspannung von 37%	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der Biegespannung von 37%	Feuerwiderstandsklasse R30, bei einer Ausnutzung der kritischen Kippspannung von 42%

6.3.7 Zugstoß mit Stabdübeln

6.3.7.1 Aufgabenstellung:

Brandschutztechnische Bemessung eines Zugstoßes mit zwei Seitenhölzern und einem Mittelholz mit insgesamt sechs Stabdübeln für eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten.



geg.: 6 Stabdübel $\varnothing 16$ S 235 $\Rightarrow f_{u,k} = 360 \text{ N/mm}^2$
 Belastung $N = N_g + N_p = 70 \text{ kN}$
 $N_g = 40 \text{ kN}$ (Eigenlast)
 $N_p = 30 \text{ kN}$ (Verkehrslast)

Nadelholz S 10
 $a_s = 8 \text{ cm}$ $a_m = 10 \text{ cm}$ $h = 18 \text{ cm}$
 $l_{st} = 2 \cdot 8 + 10 = 26 \text{ cm}$

Die Abstände e_1 bis e_4 halten die Mindestabstände in der kalten und warmen Bemessung ein.

[6-25] Tab. 6.1-1

6.3.7.2 Bemessung nach nationaler Normung:

Kalte Stabdübelbemessung nach DIN 1052 (4/88):

Werte für das Mittelholz: zul $\sigma_1 = 8,5 \text{ MN/m}^2$ $B = 51,0 \text{ MN/m}^2$

Werte für das Seitenholz: zul $\sigma_1 = 5,5 \text{ MN/m}^2$ $B = 33,0 \text{ MN/m}^2$

Die maßgebende zulässige Belastung für die Verbindung ergibt sich in diesem Fall zu (Mittelholz bemessungsmaßgebend)

$$\text{zul } N_{DIN 1052} = \min \begin{cases} 6 \cdot 8,5 \cdot 10 \cdot 16 \cdot 10^{-2} = 81,6 \text{ kN} \\ 6 \cdot 51 \cdot 16^2 \cdot 10^{-3} = 78,3 \text{ kN} \end{cases}$$

$\Rightarrow \text{zul } N_{DIN 1052} = 78,3 \text{ kN} \geq 70 \text{ kN} = N$ (Auslastung: 89%)

Warme Stabdübelbemessung nach DIN 4102 T.4 (3/94):

geforderte Feuerwiderstandsklasse F 30

Der Abminderungsfaktor η ergibt sich zu

$$\eta = \frac{d_{st}/a_s}{\min(d_{st}/a_s)} = \frac{d_{st}/a_s}{0,16 \cdot \sqrt{\frac{a_m}{a_s} \cdot \left(1 + \left[\frac{110}{l_{st}}\right]^4\right)}}$$

[13] Tab.

[13] Gl.

[17] (3/94) Gl. 18

$$\eta = \frac{16 \cdot 10^{-1} / 8}{0,16 \cdot \sqrt{\frac{10}{8}} \cdot \left(1 + \left[\frac{110}{26 \cdot 10}\right]^{\frac{1}{4}}\right)} = 1,09 > 1,0$$

⇒ $\eta = 1,0$ (keine Lastabminderung im Brandfall erforderlich)

Für sechs Stabdübel ergibt sich damit die zulässige Belastung zu

$$\begin{aligned} \text{zul } N_{DIN 4102} &= 6 \cdot 1,25 \cdot 1,0 \cdot 5,5 \cdot \left(8 - 0,7 \cdot 10^{-1} \cdot 30\right) \cdot 16 \cdot 1,0 \cdot 10^{-2} \\ &= 6 \cdot 6,49 = 39,0 \text{ kN} \geq 35,0 \text{ kN} = N/2 \end{aligned}$$

(Auslastung: 90%)

[6-17] (3/94) Gl. 20

6.3.7.3 Bemessung nach europäischer Normung:

Kalte Stabdübelbemessung nach Eurocode 5-1-1:

Bemessungswert der Einwirkungen

$$E_d = \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$$

Teilsicherheitsbeiwerte

$\gamma_G = 1,35$ für ständige Einwirkungen
 $\gamma_Q = 1,5$ für veränderliche Einwirkungen

$$N_d = \gamma_G \cdot N_g + \gamma_{Q,1} \cdot N_p = 1,35 \cdot 40 + 1,5 \cdot 30 = 99 \text{ kN}$$

Baustoffeigenschaften

Nutzungsklasse: 2
 Lasteinwirkungsdauer: kurz (Verkehrslast maßgebend)
 ⇒ $k_{\text{mod}} = 0,9$

Nadelholz S 10:

Charakteristische Rohdichte: $\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$

Charakteristische Lochleibungsfestigkeit:

$$f_{h,1,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,16) \cdot 380 = 26,2 \text{ N/mm}^2$$

Charakteristischer Wert des Fließmomentes des Verbindungsmittels:

$$M_{y,k} = 0,8 \cdot \frac{f_{u,k} \cdot d^3}{6} = 0,8 \cdot \frac{360 \cdot 16^3}{6} = 196608 \text{ Nmm}$$

Bemessungswerte:

$$f_{h,1,d} = \frac{k_{\text{mod},1} \cdot f_{h,1,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 26,2}{1,3} = 18,1 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,d} = \frac{M_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{196608}{1,1} = 178700 \text{ Nmm}$$

[6-24] Gl. (2.3.2.2a)

[6-24] Tab. 2.3.3.1

[6-25] Tab. 3.1-1

[6-24] Tab. 3.1.7

[6-25] Tab. 3.2-1

[6-24] Gl. (6.5.1.2b)

[6-24] Gl. (6.5.1.2e)

[6-24] Gl. (6.2.1)

[6-24] Gl. (6.2.1n)

Bemessungswert der Tragfähigkeit:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d \\ 0,5 \cdot f_{h,1,d} \cdot t_2 \cdot d \cdot \beta \\ 1,1 \cdot \frac{f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,d}}{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \\ 1,1 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,d} \cdot f_{h,1,d} \cdot d} \end{array} \right.$$

[6-24] Gl. (6.2.1g) bis Gl. (6.2.1k)

mit $\beta = f_{h,2,d} / f_{h,1,d} = 1,0$

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} 181 \cdot 80 \cdot 16 \\ 0,5 \cdot 181 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 1,0 \\ 1,1 \cdot \frac{181 \cdot 80 \cdot 16}{2 + 1,0} \left[\sqrt{2 \cdot 1,0 \cdot (1 + 1,0) + \frac{4 \cdot 1,0 \cdot (2 + 1,0) \cdot 178700}{181 \cdot 16 \cdot 80^2}} - 1,0 \right] \\ 1,1 \sqrt{\frac{2 \cdot 1,0}{1 + 1,0}} \cdot \sqrt{2 \cdot 178700 \cdot 181 \cdot 16} \end{array} \right.$$

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} 23168N \\ 14480N \\ 10796N \\ 11191N \end{array} \right. \Rightarrow \underline{R_d = 10796 N}$$

[6-24] Abs. 6.2.1 (1)

Bemessungswert der Tragfähigkeit der Stabdübel:

$$R_{d,dow} = 2 \cdot 6 \cdot 10796 = 129552 N \hat{=} 129,6 kN$$

Nachweis der Stabdübelverbindung:

$$\underline{R_{d,dow} = 129,6 kN \geq 99 kN = N_d} \quad (\text{Auslastung: } 76\%)$$

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2:

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 30

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2 Abs. 4.5

$$a_{fi} = \beta_0 \cdot (t_{fi,req} - 15) = 0,8 \cdot (30 - 15) = 12 \text{ mm}$$

[6-26] Gl. (4.2)

Mit a_{fi} ergibt sich eine Seitenholzdicke t_1 zu:

$$t_1 = a_s + a_{fi} = 80 + 12 = 92 \text{ mm}$$

[6-26] Abs. 4.5.2 (2)

Überprüfung der Mindestseitenholzdicke:

$$t_1 = 92 \text{ mm} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{t_{fi,req}}{1,25 - \eta_n} = \frac{30}{1,25 - 0,76} = 61 \text{ mm} \\ 1,6 \cdot t_{fi,req} = 1,6 \cdot 30 = 48 \text{ mm} \end{array} \right.$$

[6-26] Gl. (4.3) bis Gl. (4.5)

mit $\eta_n = \frac{E_d}{R_{d,n}} = \frac{N_d}{R_{d,dow}} = \frac{99}{129,6} = 0,76$

$t_{fi,req} = 30 \text{ min}$ erforderlicher Feuerwiderstand

$t_{1,min} = 40 \text{ mm}$ erforderliche Mindestdicke für das Seitenholz bei Bemessung unter Normaltemperaturen (iterativ bestimmt für eine Auslastung der Verbindung von 100%)

[6-26] Gl. (4.6)

Nach [6-4] Abs. 4.5.2 (5) ist der Feuerwiderstand R 30 eingehalten, wenn das Verhältnis η_n der Bemessungswerte von Beanspruchung und Tragfähigkeit bei Normaltemperatur das Verhältnis η_{30} nicht überschreitet.

Verhältnis η_{30} für Stabdübel:

$$\eta_{30} = 0,80 \quad \text{mit} \quad \frac{t_{max}}{d} = \frac{100}{16} = 6,25 \approx 6$$

[6-26] Tab. 4.2

$$\eta_n = 0,76 \leq 0,80 = \eta_{30}$$

⇒ Feuerwiderstand R 30 ist erfüllt!

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2 Anhang B

Verhältnis η_{30} für Stabdübel:

$$\eta_{30} = \frac{c \cdot d}{\mu \left(1,0 + \left[\frac{110}{l'} \right]^4 \right)} = \frac{6,0 \cdot 16}{95,9 \left(1,0 + \left[\frac{110}{284} \right]^4 \right)} = 0,98$$

[6-26] Gl. (B.5)

mit $c = 6,0$ für Mittelholz

$$\mu = \sqrt{t_1 \cdot t_2} = \sqrt{92 \cdot 100} = 95,9$$

$l' = 284 \text{ mm}$ für Stabdübel ohne Überstand

[6-26] Anhang B Abs. B.3

$$\eta_n = 0,76 \leq 0,98 = \eta_{30}$$

⇒ Feuerwiderstand R 30 ist erfüllt!

6.3.7.4 Vergleich der unterschiedlichen brandschutztechnischen Bemessungen

Berechnungsvorschrift/-verfahren	Ergebnis der Bemessung
DIN 4102 T.4	Feuerwiderstandsklasse F-30, bei einer Auslastung von 90%
Eurocode 5-1-2 Abs. 4.5	Feuerwiderstandsklasse R 30
Eurocode 5-1-2 Anhang B	Feuerwiderstandsklasse R 30

6.3.8 Nichtraumabschließende Wände

6.3.8.1 Aufgabenstellung

Für die in Bild 6.2 dargestellte nichtraumabschließende Wand ist eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten nachzuweisen.

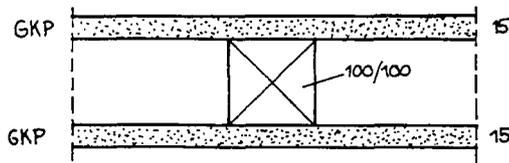


Bild 6.2

6.3.8.2 Bemessung nach nationaler Normung:

Brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 Teil 4

Nach Abschnitt 4.12, Tab. 50 Zeile 5b der DIN erreicht die zu beurteilende, tragende, nichtraumabschließende Wand in Holztafelbauart eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten.

[6-17] Tab. 50 Zeile 5

Maximal übertragbare Normalkraft:

$$\begin{aligned}zul N &= zul \sigma_D \cdot h \cdot b = 2,5 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \cdot 100 = 25 \text{ kN} \\ \text{mit } zul \sigma_D &= 2,5 \text{ N/mm}^2 = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ kN/mm}^2\end{aligned}$$

Annahme:

$$\begin{aligned}50\% \text{ Eigenlast} & \quad F_g = 12,5 \text{ kN} \\ 50\% \text{ Verkehrslast} & \quad F_q = 12,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

6.3.8.3 Bemessung nach europäischer Normung:

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2:

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 30

Bemessungswert der Einwirkungen

vereinfacht mit $E_{fi,d} = 0,65 \cdot E_d$:

$$\begin{aligned}E_{fi,d} &= 0,65 \cdot E_d = 0,65 \cdot 35,63 = 23,16 \text{ kN} \\ \text{mit } E_d &= \gamma_G \cdot F_g + \gamma_Q \cdot F_q = 1,35 \cdot 12,5 + 1,5 \cdot 12,5 = 35,63 \text{ kN}\end{aligned}$$

[6-24] Gl. (2.3.2.2a)

Brandschutztechnische Bemessung

Versagenszeit der Gipskartonplatten:

$$t_{pr} = 1,7 \cdot \xi \cdot t_p = 1,7 \cdot 1,0 \cdot 15 = 25,5 \text{ min}$$

[6-26] Gl. (C.8)

$$\begin{aligned}\text{mit } \zeta &= 1,0 & \text{für Wände} \\ t_p &= 15 \text{ mm} & \text{Dicke der Gipskartonplatte}\end{aligned}$$

[6-26] Abs. C.3.2

Anzusetzende Branddauer für den Pfosten:

$$t_{pr} = t_{t,req} - t_{pr} = 30 - 25,5 = 4,5 \text{ min}$$

Reduzierter Querschnitt:

$$A_r = b_r \cdot h_r = 92,80^2 = 8612 \text{ mm}^2$$

$$\text{mit } b_r = h_r = h - 2 \cdot \beta_0 \cdot t_{Pf} = 100 - 2 \cdot 0,8 \cdot 4,5 = 92,80 \text{ mm}$$

Verbleibender Restquerschnitt:

$$\frac{8612}{100 \cdot 100} \cdot 100 = 86,1\% \geq 60\%$$

Baustoffeigenschaften

$$f_{\bar{n},c,0,d} = k_{\text{mod},f,c} \cdot k_{\bar{n}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,\bar{n}}} = 0,655 \cdot 1,25 \cdot \frac{24}{1,0} = 19,65 \text{ MN/m}^2 \quad [6-26] \text{ Gl. (2.1)}$$

$$\text{mit } k_{\bar{n}} = 1,25 \quad \text{für Vollholz}$$

$$k_{\text{mod},f,c} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{371,2 \cdot 10^{-3}}{8612 \cdot 10^{-6}} = 0,655 \quad [6-26] \text{ Gl. (A.4)}$$

$$\text{und } p = 2(b_r + h_r) = 4 \cdot 92,8 = 371,2 \text{ mm}$$

$$E_{\bar{n},d,0,5} = k_{\text{mod},f,E} \cdot k_{\bar{n}} \frac{E_{0,05}}{\gamma_{M,\bar{n}}} = 0,869 \cdot 1,25 \cdot \frac{7400}{1,0} = 8038 \text{ MN/m}^2 \quad [6-26] \text{ Gl. (2.2)}$$

$$\text{mit } k_{\text{mod},f,E} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{371,2 \cdot 10^{-3}}{8612 \cdot 10^{-6}} = 0,869 \quad [6-26] \text{ Gl. (A.5)}$$

Knicksicherheitsnachweis für eine Branddauer von 4,5 min:

$$\lambda_{\bar{n}} = \frac{s_k}{i_{\bar{n}}} = \frac{2500}{26,8} = 93,3 \quad [6-24] \text{ Abs. 5.2.1}$$

$$\text{mit } s_k = 2500 \text{ mm}$$

$$i_{\bar{n}} = 92,8 / \sqrt{12} = 26,8 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\bar{n},c,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_{\bar{n},d,0,5}}{\lambda_{\bar{n}}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 8038}{93,3^2} = 9,11 \text{ N/mm}^2 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1c)}$$

$$\lambda_{\bar{n},rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{\bar{n},c,crit}}} = \sqrt{\frac{21,0}{9,11}} = 1,52 > 0,5 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1a)}$$

$$k_{\bar{n}} = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\bar{n},rel} - 0,5) + \lambda_{\bar{n},rel}^2) \\ = 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1,52 - 0,5) + 1,52^2) = 1,76 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1h)}$$

$$\text{mit } \beta_c = 0,2 \quad \text{für Vollholz} \quad [6-24] \text{ Abs. 5.2.1 (5)}$$

$$k_{\bar{n},c} = 1 / \left(k_{\bar{n}} + \sqrt{k_{\bar{n}}^2 - \lambda_{\bar{n},rel}^2} \right) = 1 / \left(1,76 + \sqrt{1,76^2 - 1,52^2} \right) = 0,378 \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1g)}$$

$$\sigma_{\bar{n},c,0,d} = \frac{E_{\bar{n},d}}{A_{\bar{n},ef}} = \frac{23,16 \cdot 10^{-3}}{86,12 \cdot 10^{-4}} = 2,69 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{\bar{n},c,0,d}}{k_{\bar{n},c} \cdot f_{\bar{n},c,0,d}} = \frac{2,69}{0,378 \cdot 19,65} = 0,36 < 1,0 \Rightarrow \text{Nachweis erfüllt} \quad [6-24] \text{ Gl. (5.2.1e)}$$

**Die zu beurteilende Wand erfüllt die
Feuerwiderstandsklasse R 30 !**

6.3.9 Raumabschließende Wände

6.3.9.1 Aufgabenstellung

Für die dargestellte raumabschließende Wand ist eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten nachzuweisen.

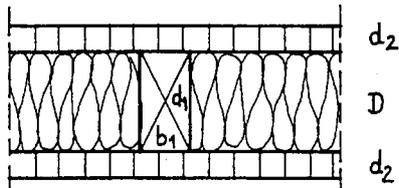


Bild 6.3

Einseitige Brandbeanspruchung

$d_2 =$ 13 mm Holzwerkstoffplatte, hier Annahme Flachpreßplatte nach DIN 68763

$D =$ 80 mm Mineralwoll-Dämmung; $\rho = 30 \text{ kg/m}^3$

$b_1 =$ 40 mm

$d_1 =$ 80 mm

6.3.9.2 Bemessung nach nationaler Normung:

Brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 Teil 4

Nach Abschnitt 4.12, Tab. 51 Zeile 1 der DIN erreicht die zu beurteilende, tragende, raumabschließende Wand in Holztafelbauart eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten.

[6-17] Tab. 51

6.3.9.3 Bemessung nach europäischer Normung:

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2:

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 30

Berechnung der Versagenszeit der inneren Beplankung

$$t_{pr,j} = \frac{t_{p,j}}{\beta_{0,j}} - t_r$$

mit

$$\beta_{0,j} = \beta_{0,\rho,t} = \beta_{0,450,20} \cdot k_p \cdot k_t \quad ; \quad t_r = 4 \text{ min}$$

$$\beta_{0,2} = 0,9 \cdot \sqrt{\frac{450}{\rho_k}} \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{20}{t_p}} \\ 1,0 \end{array} \right. = 0,9 \cdot \sqrt{\frac{450}{600}} \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{20}{13}} \\ 1,0 \end{array} \right.$$

$$= 0,9 \cdot 0,866 \cdot 1,24$$

$$= 0,967 \text{ mm/min}$$

[6-26] Gl. (3.7)

[6-26] Gl. (3.3); [6-26] Abs. 3.2 (2)

[6-26] Abs. 3.1 (3)

$$t_{pr,2} = \frac{t_{p,2}}{\beta_{0,2}} - t_r = \frac{13}{0,967} - 4 = 13,45 - 4 = 9,45 \text{ min}$$

$t_{pr,2}$ entspricht auch der Versagenszeit der Flachpreßplatten auf der äußeren Wandseite.

Berechnung der Versagenszeit der Dämmschicht

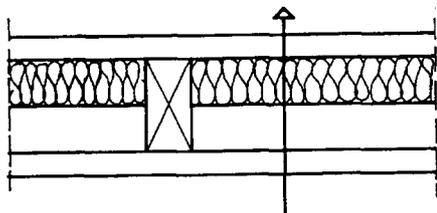
$$\begin{aligned} t_{pr} &= 0,07 \cdot (t_{ins} - 20) \cdot \sqrt{\rho_{ins}} \\ &= 0,07 \cdot (80 - 20) \cdot \sqrt{30} \\ &= 23,0 \text{ min} \end{aligned}$$

[6-26] Gl. (C.9)

Nachweis der Beschränkung der Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgewandten Seite um i. M. 140 °K

$$\sum_i t_{pr,j} \geq t_{fi,req} + [15] \quad \text{min}$$

[6-26] Gl. (C.1)



$$\sum_i t_{pr,j} = \text{Summe der Versagenszeiten aller Schichten}$$

$$\sum_i t_{pr,j} \geq 9,45 + 23,0 + 9,45 = 41,9 \text{ min}$$

Daraus ergibt sich der rechnerische Versagenszeitpunkt zu

$$\begin{aligned} t_{fi,req} &= \sum_i t_{pr,j} - [15] \\ &= 41,9 - 15 \\ &= 26,9 \text{ min} \leq 30 \text{ min} \end{aligned}$$

Da die Beplankung auf der Innenseite bereits nach 9,45 min versagt ist zusätzlich nachzuweisen, daß die Restfläche des Ständers mehr als 60 % des bei Normaltemperatur erforderlichen Querschnitts beträgt.

[6-26] Abs. C.2.3 (1)

Zu berücksichtigende Abbranddauer:

$$\begin{aligned} \Delta t &= 26,9 \text{ min} - 9,45 \text{ min} \\ &= 17,45 \text{ min} \end{aligned}$$

Die Versagenszeit für die Dämmung beträgt 23,0 min. Damit kann für den Ständer vereinfachend ein einseitiger Abbrand über die Schmalseite angenommen werden.

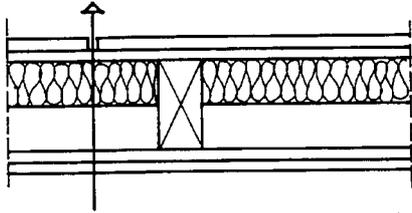
$$\begin{aligned} A_{t,fi,req} &= b_1 \cdot d_1 - b_1 \cdot \beta_0 \cdot \Delta t \\ &= 40 \cdot 80 - 40 \cdot 0,8 \cdot 17,45 = 2642 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v &= \frac{A_{t,fi,req}}{A_{t0}} \cdot 100 \quad [\%] \\ &= \frac{2642}{3200} \cdot 100 = 82,5\% > 60\% \end{aligned}$$

Nachweis der Beschränkung der maximalen Temperatur-erhöhung auf der dem Feuer abgewandten Seite um max. 180°K

$$\sum_i t_{pr,j} \geq t_{fi,req} + [5] \quad \text{min}$$

[6-26] Gl. (C.2)



$\sum_i t_{pr,j}$ = Summe der Versagenszeiten aller Schichten ohne die äußere Schicht auf der feuerabgewandten Seite

$$\sum_i t_{pr,j} = 9,45 \text{ min} + 23,0 \text{ min} = 32,5 \text{ min}$$

$$\begin{aligned} t_{fi,req} &= \sum_i t_{pr,j} - [5] \\ &= 32,5 - 5 \\ &= 27,5 \text{ min} \leq 30 \text{ min} \end{aligned}$$

Überprüfung des Restquerschnitts

[6-26] Abs. C.2.3 (1)

Zu berücksichtigende Abbranddauer des Ständers:

$$\begin{aligned} \Delta t &= 27,5 \text{ min} - 9,45 \text{ min} \\ &= 18,05 \text{ min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{t,fi,req} &= b_1 \cdot d_1 - b_1 \cdot \beta_0 \cdot \Delta t \\ &= 40 \cdot 80 - 40 \cdot 0,8 \cdot 18,05 = 2620 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v &= \frac{A_{t,fi,req}}{A_{t0}} \cdot 100 \quad [\%] \\ &= \frac{2620}{3200} \cdot 100 = 81,9\% > 60\% \end{aligned}$$

Maßgebend wird damit die Versagenszeit $t_{fi,req} = 26,9 \text{ min} < 30 \text{ min}$.

Die zu beurteilende Wand erreicht somit nicht die Feuerwiderstandsklasse R 30.

Damit liegt das rechnerische Ergebnis nach EC 5-1-2 gegenüber dem Tabellenwert nach DIN 4102-4:1994 auf der sicheren Seite.

6.3.10 Nachweis eines Deckenquerschnitts

6.3.10.1 Aufgabenstellung

Für die in Bild 6.4 dargestellte Decke ist eine Feuerwiderstands-dauer von 30 Minuten nachzuweisen. Die Decke ist raum-abschließend und von unten brandbeansprucht.

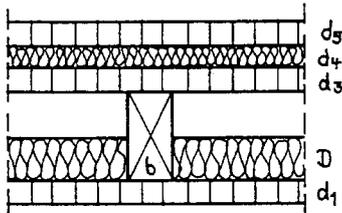


Bild 6.4

Brandbeanspruchung von unten

alle Holzwerkstoffplatten sind Flachpreßplatten nach DIN 68763

$d_1 = 16$ mm Holzwerkstoffplatte

$D = 60$ mm Mineralfaserdämmung; $\rho = 30$ kg/m³

$b = 40$ mm Vollholz S 10

$d_3 = 13$ mm Holzwerkstoffplatte

$d_4 = 15$ mm Mineralfaserdämmung; $\rho = 30$ kg/m³

$d_5 = 16$ mm Holzwerkstoffplatte

6.3.10.2 Bemessung nach nationaler Normung:

Brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 Teil 4

Die zu beurteilende, tragende, raumabschließende, von unten beanspruchte Decke erreicht nach Abschnitt 5.2, Tab. 56 Zeile 2 der DIN 4102 Teil 4 eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten.

6.3.10.3 Bemessung nach europäischer Normung:

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2:

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 30

Berechnung der Versagenszeiten der Deckenbeplankungen bei einer Beanspruchung von unten

$$t_{pr,1,3,5} = \xi \cdot \frac{t_p}{\beta_0}$$

[6-26] Gl. (C.5)

mit ξ = Faktor zur Berücksichtigung erhöhten Abbrandes im Stoßbereich von Beplankungen.

Annahme: Stoßausbildung mit 4-seitiger Nut und Feder-Profilierung entsprechend Bild C.4 d

[6-26] Bild C.4 d

$$\Rightarrow \xi = 0,40$$

$$\begin{aligned}
 \text{Schicht } d_1: \quad \beta_{0,\rho,t} &= \beta_{0,450,20} k_p k_t = 0,9 \cdot \sqrt{\frac{450}{600}} \cdot \max\left(\sqrt{\frac{20}{16}}; 1\right) \\
 &= 0,9 \cdot 0,866 \cdot 1,118 \\
 &= 0,87 \text{ mm/min}
 \end{aligned}$$

[6-26] Gl. (3.3)

$$\text{Schicht } d_3: \quad \beta_{0,\rho,t} = 0,97 \text{ mm/min}$$

$$t_{pr,1} = \xi \frac{t_p}{\beta_0} = \frac{16}{0,87} \cdot 0,40 = 7,4 \text{ min} \quad [6-26] \text{ Gl. (C.5)}$$

$$t_{pr,3} = \xi \frac{t_p}{\beta_0} = \frac{13}{0,97} \cdot 0,40 = 5,4 \text{ min}$$

$$t_{pr,5} = t_{pr,1} = 7,4 \text{ min}$$

Berechnung der Versagenszeiten der Dämmschichten

$$t_{pr} = 0,07 \cdot (t_{ins} - 20) \cdot \sqrt{\rho_{ins}} \quad \text{min} \quad [6-26] \text{ Gl. (C.9)}$$

$$t_{pr,D} = 0,07 \cdot (60 - 20) \cdot \sqrt{30} = 15,3 \text{ min}$$

$$t_{pr,A} = 0,07 \cdot (15 - 20) \cdot \sqrt{30} = -1,92 \text{ min}$$

⇒ wird nicht berücksichtigt

Nachweis der Beschränkung der Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgewandten Seite um i. M. 140 °K

Bei Decken mit Brandbeanspruchung von unten wird die unterste Bekleidung nicht berücksichtigt.

[6-26] Anhang C
Bild C1

$$\sum_i t_{pr,i} = t_{pr,D} + t_{pr,3} + t_{pr,5}$$

$$\sum_i t_{pr,i} = 15,3 + 5,4 + 7,4 = 28,1 \text{ min}$$

$$t_{fi,req} = \sum_i t_{pr,i} - 15 = 28,1 - 15 = 13,1 \text{ min} \leq 30 \text{ min}$$

[6-26] Gl. (C.1)

An dieser Stelle erscheint die doppelte Berücksichtigung der Stoßausbildung über die Abminderung mit dem Faktor ξ und dem Wegfall der unteren Bekleidung nach Bild C 1 zu konservativ.

Vergleichend wird daher ξ und damit Gleichung C.1 nur für die untere Bekleidung berücksichtigt.

$$t_{pr,3} = \frac{t_{p,3}}{\beta_{0,3}} - t_r = \frac{13}{0,97} - 4 = 9,40 \text{ min} \quad [6-26] \text{ Gl. (3.7)}$$

$$t_{pr,5} = \frac{t_{p,5}}{\beta_{0,5}} - 4 = \frac{16}{0,87} - 4 = 14,39 \text{ min}$$

$$\Rightarrow \sum t_{pr,i} = 15,3 + 9,40 + 14,39 \text{ min} = 39,09 \text{ min}$$

$$t_{fi,req} = \sum_i t_{pr,i} - 15 = 39,09 - 15 = 24,09 \text{ min} \leq 30 \text{ min}$$

[6-26] Gl. (C.1)

Nachweis der Beschränkung der Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgewandten Seite um max. 180°K

Entsprechend Bild C1 ist in diesem Fall die oberste Beplankung nicht zu berücksichtigen. Für die untere Beplankung muß t_{pr} nach Gleichung C.5 mit $\xi = 0,4$ berücksichtigt werden.

$$\Rightarrow \sum_i t_{pr,i} = 7,4 + 15,3 + 9,40 = 32,10 \text{ min}$$

$$t_{fi,req} = \sum_i t_{pr,i} - 5 = 32,10 - 5 = 27,10 \text{ min} \leq 30 \text{ min}$$

Es ist festzustellen, daß der gegebene Deckenquerschnitt nach Eurocode 5 1-2 den Feuerwiderstand R 30 nicht erreicht!

Gegenüber DIN 4102-4, Tab. 56 liegen die rechnerisch ermittelten Versagenszeiten daher für diesen Fall auf der sicheren Seite.

[6-26] Anhang C
Bild C1

[6-26] Gl. (C.2)

6.3.9.4 Veränderte Aufgabenstellung

Die unterste Holzwerkstoffplatte der Dicke $d_1 = 16$ mm wird durch eine 13 mm dicke Holzwerkstoffplatte in Verbindung mit einer 9,5 mm dicken GKF-Platte ersetzt.

6.3.9.5 Bemessung nach nationaler Normung:

Brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 Teil 4

Die zu beurteilende Decke erreicht nach Abschnitt 5.2, Tab. 56 Zeile 2 und Fußnote 1) der DIN 4102 Teil 4 eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten.

Für den Deckenbalken ist nach Wegfall der Schutzwirkung der unteren Platte eine Brandbeanspruchung zu berücksichtigen.

[6-17] Tab. 56

6.3.9.6 Bemessung nach europäischer Normung:

Brandschutztechnische Bemessung nach Eurocode 5-1-2:

geforderte Feuerwiderstandsklasse R 30

Die Versagenszeit der GKF-Platte ergibt sich aus

$$t_{pr} = 1,9 \cdot \xi \cdot t_p \quad \text{mit } \xi = 0,8$$

$$t_{pr} = 1,9 \cdot 0,8 \cdot 9,5 = 14,4 \text{ min}$$

[6-26] Gl. (C.6)

Nachweis der Beschränkung der Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgewandten Seite um i. M. 140 °K

Unter Berücksichtigung der erhöhten Abbrandraten in den Plattenstößen nach Gl. C.5 gilt dann nach Gleichung C.1:

$$\sum_i t_{pr,i} = 5,4 + 15,3 + 5,4 + 7,4 = 33,5 \text{ min}$$

$$t_{fi,req} = \sum_i t_{pr,i} - 15 = 33,5 - 15 = 18,5 \text{ min} \leq 30 \text{ min}$$

[6-26] Gl. (C.1)

Soweit kein erhöhter Abbrand im Stoßbereich wegen der Stoßüberdeckung durch die zweite Platte berücksichtigt wird ergibt sich:

$$\sum_i t_{pr,i} = 9,40 + 15,3 + 9,40 + 14,4 = 48,5 \text{ min}$$

$$t_{fi,req} = \sum_i t_{pr,i} - 15 = 48,5 - 15 = 33,5 \text{ min} > 30 \text{ min} !$$

[6-26] Gl. (C.1)

Nachweis der Beschränkung der Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgewandten Seite um max. 180°K

$$\sum_i t_{pr,i} = 14,4 + 9,40 + 15,3 + 9,40 = 48,5 \text{ min}$$

$$t_{fi,req} = \sum_i t_{pr,i} - 5 = 48,5 - 5 = 43,5 \text{ min}$$

[6-26] Gl. (C.2)

Gegenüber DIN 4102-4 ergibt sich rechnerisch eine höhere Feuerwiderstandsdauer.

Berücksichtigt man für die Bedingungen der Gl. C.2 wiederum den erhöhten Abbrand für alle Holzwerkstoffplatten so ergibt sich:

$$\sum_i t_{pr,i} = 14,4 + 5,4 + 15,3 + 5,4 = 40,5 \text{ min}$$

$$t_{fi,req} = \sum_i t_{pr,i} - 5 = 40,5 - 5 = 35,5 \text{ min} > 30 \text{ min} !$$

[6-26] Gl. (C.2)

Ohne weitere Untersuchungen sollte daher zunächst für die Ermittlung der Versagenszeit von Holzwerkstoffplatten in Decken Gleichung C.5 verwendet werden, wenngleich die großen Ergebnisdifferenzen unbefriedigend sind.

6.4 Literatur

- [6-1] Kordina, K.; Meyer-Ottens, C., unter Mitarbeit von Scheer, C.: Holz Brandschutz Handbuch (2. Vollständig überarbeitete Auflage). Deutsche Gesellschaft für Holzforschung (DGFH), München, 1994
- [6-2] von Halász, R.; Scheer, C. (Hrsg.): Holzbau-Taschenbuch, Band 1: Grundlagen, Entwurf, Bemessung und Konstruktion, Ernst & Sohn Verlag. 9. Auflage, 1996.
- [6-3] von Halász, R.; Scheer, C. (Hrsg.): Holzbau-Taschenbuch, Band 2: DIN 1052 und Erläuterungen, Formeln, Tabellen und Nomogramme. Ernst & Sohn Verlag, 8. Auflage 1989
- [6-4] von Halász, R.; Scheer, C.; Andresen, K. (Hrsg.): Holzbau-Taschenbuch, Band 3: Bemessungsbeispiele und DIN 1052. Ernst & Sohn Verlag, 8. Auflage, 1991.
- [6-5] Scheer, C.; Knauf, Th.; Meyer-Ottens, C.: Rechnerische Brandschutzbemessung unbedeckter Holzbauteile - Grundlagen für DIN 4102 T4 (Entwurf). Bautechnik, Heft 4, 1992
- [6-6] Scheer, C.; Knauf, Th.: Brandschutz unbedeckter Holzbauteile - Mindestquerschnitte, die einer Feuerwiderstandsklasse F30 genügen. Bautechnik, Heft 4, 1994
- [6-7] Kersken-Bradley, M., Klingsch, W. und Witte, H.: Vereinfachte Regeln für die Brandbemessung von Holz und Holzverbindungen. Forschungsvorhaben: DGfH, IfBt. 1989.
- [6-8] Scheer, C.; Knauf, Th.: Brandschutz typisierter Stabdübelverbindungen Teil 1 und Teil 2. mikado Dezember 1994 und Januar 1995
- [6-9] BRABEM 1.1, Holzwirtschaftlicher Verlag der Arbeitsgemeinschaft Holz e.V.
- [6-10] Scheer, C.; Knauf, Th.: Handbuch zum Programm BRABEM V 1.1 – Brandschutz unbedeckter Holzbauteile nach DIN 4102 Teil 4. 1994
- [6-11] Arbeitsgemeinschaft Holz e.V.: Eurocode 5 – Holzbauwerke Bemessungsgrundlagen und Beispiele. Holzbau Handbuch, Reihe 2, Tragwerksplanung. Mai 1995
- [6-12] DIN 1052-1 Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung. April 1998
- [6-13] DIN 1052-2 Holzbauwerke; Mechanische Verbindungen. April 1998

- [6-14] DIN 1052-3 Holzbauwerke; Holzhäuser in Tafelbauart; Berechnung und Ausführung.
April 1998
- [6-15] DIN 1052-1/A1 Holzbauwerke - Teil 1: Berechnung und Ausführung; Änderung 1.
Oktober 1996
- [6-16] DIN 1055 Lastannahmen für Bauten
DIN 1055-1 Lagerstoffe, Baustoffe und Bauteile, Eigenlasten und Reibungswinkel.
Juli 1978
DIN 1055-3 Verkehrslasten. Juni 1971
DIN 1055-4 Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken.
August 1986
DIN 1055-5 Verkehrslasten, Schneelast und Eislast. Juni 1975
- [6-17] DIN 4102-4 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und
Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile.
März 1994
- [6-18] DIN 18180 Gipskartonplatten; Arten, Anforderungen, Prüfung. September 1989
- [6-19] DIN 18165-1 Faserdämmstoffe für das Bauwesen; Dämmstoffe für die Wärmedämmung.
Juli 1991
- [6-20] DIN 68763 Spanplatten; Flachpreßplatten für das Bauwesen; Begriffe, Anforderungen,
Prüfung, Überwachung. September 1990
- [6-21] EN 520 Gipskartonplatten; Arten; Anforderungen; Prüfverfahren. Juli 1991
- [6-22] Eurocode 1 Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf
Tragwerke Teil 2-1: Einwirkungen auf Tragwerke; Wichten, Eigenlasten,
Nutzlasten. Januar 1996
- [6-23] Eurocode 1 Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke
Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke; Einwirkungen im Brandfall. Mai 1997
- [6-24] Eurocode 5 Teil 1-1: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken. Juni 1994.
- [6-25] Nationales Anwenderdokument (NAD): Richtlinien zur Anwendung von
Eurocode 5 Teil 1-1. Februar 1995.

[6-26] Eurocode 5 Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall. Mai 1997.

[6-27] Nationales Anwenderdokument (NAD): Richtlinien zur Anwendung von Eurocode 5 Teil1-2 (Entwurf)

7 Eurocode 6 Teil 1-2

7.1 Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 6 Teil 1-2

7.1.1 Allgemeines

Im Gegensatz zu den übrigen Eurocodes verlief die Bearbeitung des Eurocodes 6 Teil 1-2 (Eurocode 6 Teil 1-2) aus den folgenden Gründen abweichend.

- Die Erarbeitung des Eurocodes 6-1-2 [7-1] erfolgte in den Jahren 1990 bis 1994. Zu diesem Zeitpunkt gab es als Grundlage für die Bearbeitung in Deutschland zahlreiche Prüfergebnisse. Außerdem diente die DIN 4102 Teil 4 Ausgabe 1984 (alt) als Grundlage, die hinsichtlich des Mauerwerksbaues völlig veraltet war. Der Mauerwerksbau war zwischenzeitlich aufgrund der Wärmeschutzverordnungen wesentlich weiterentwickelt worden und erheblich vielfältiger.
- Alle vorliegenden Erkenntnisse beruhten lediglich auf Brandprüfungen, die im Rahmen von Industrieprüfungen nach DIN 4102 Teil 2 oder DIN 4102 Teil 3 durchgeführt worden waren. Hierbei handelte es sich jeweils um Einzelprüfungen für jeweils bestimmte Mauerwerksprodukte. Es sind nie gezielt Reihen- oder Serienprüfungen durchgeführt worden, um bestimmte Kriterien zu ermitteln.
- Zeitgleich lief die Überarbeitung der DIN 4102 Teil 4 (Neufassung 1994) [7-2], die besonders im Mauerwerksbau wesentlich erweitert wurde.
- Das Projektteam bestand aus 3 Mitarbeitern:
 - Mr. Barry Haseltine (United Kingdom) Convenor
 - Fr. Christiane Hahn (Deutschland)
 - Mr. Ulf Walden (Norwegen)
- Es wurde eine Umfrage in Europa gestartet, um Prüfergebnisse und derzeitige Regelungen zusammen zu tragen.
- Der Text des Eurocodes 6-1-2 beruht auf Teilen der DIN 4102 Teil 4.
- Es waren auch Tabellen mit Tabellenwerten erarbeitet worden, die jedoch in der Schlußabstimmung gestrichen wurden. Der Convenor hatte jeweils die redaktionelle Bearbeitung durchgeführt und zum letzten Entwurf die Wert nach englischer Sicht teilweise weit nach unten korrigiert. Z.B. sollten 100 mm dicke Ziegelwände (aus Vollsteinen, Normalformat und Normalmörtel, unverputzt) in die Feuerwiderstandsklasse F 120 eingestuft werden. Derartige Wände sind in Deutschland geprüft worden; sie haben lediglich eine Feuerwiderstandsdauer von etwa 60 min erreicht.

Die englischen Wünsche beruhen auf Prüfergebnissen aus den 40er und 50er Jahren. Aus den Prüfergebnissen lassen sich jedoch keine Details zu den Prüfkörpern und zur Durchführung der Prüfungen ablesen.

Den vorliegenden Tabellenwerten konnte aus deutscher Sicht nicht zugestimmt werden, weil die Werte weit unterhalb des Sicherheitsniveaus lagen. Aufgrund der vorliegenden Prüferfahrungen konnte außerdem gesagt werden, daß auch nach den zukünftigen europäischen Prüfverfahren (CEN TC 127) diese Feuerwiderstandsklassen nicht erreicht werden. Die Prüfverfahren nach CEN TC 127 für tragende und nichttragende Wände sind maßgeblich durch deutsche Mitarbeit entstanden. Aufgrund dieser intensiven Mitarbeit konnten auch die wesentlichen deutschen Kriterien für die Prüfungen durchgesetzt werden.

Aufgrund vertraglicher Regelungen versuchte der Convenor alles, um ein positives Votum für den Eurocode 6 Teil 1-2 in der Schlußabstimmung zu erreichen. Das führte dazu, daß ein Eurocode mit leeren Tabellen verabschiedet wurde, obwohl dieses nicht sehr sinnvoll war. Es war als Kompromiß auch nicht möglich, zumindest als informativen Anhang die Tabellen mit Werten anzuhängen. Dadurch wurde jegliche Diskussion in Europa blockiert. Die wäre jedoch sehr wichtig gewesen, weil sich aus der Umfrage ergeben hat, daß in Deutschland die meisten Erkenntnisse vorliegen, die auch aktuell dem heutigen Mauerwerk entsprechen und daß die Ergebnisse aus England völlig veraltet sind und daß mit Ausnahme von einigen wenigen Werten aus Frankreich und Skandinavien keine weiteren Werte vorliegen.

- Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung lagen in keinem Land vor.

7.1.2 Grundlagen

Aufgrund der Verknüpfung des NAD zum Eurocode 6 Teil 1-2 mit dem NAD zum Eurocode 6 Teil 1-1 erfolgt letztlich eine Rückführung der "kalten Bemessung" auf die DIN 1053-1. Dies gilt sowohl für die Tabellenwerte als auch für die Rechenverfahren. Damit ergibt sich für den Ausnutzungsfaktor, der bei tragenden Wänden mit maßgebend ist, keine Neuerung.

7.1.3 Tabellenwerte

Die nunmehr vorliegenden Tabellenwerte beruhen ausschließlich auf DIN 4102 Teil 4:1994-03 und Ergebnissen von Bauteilprüfungen nach DIN 4102 Teil 2 und DIN 4102 Teil 3 aus den Jahren 1994 bis heute (1998). Für die Form der Tabellen wurde im wesentlichen der Vorgabe des Eurocodes 6 Teil 1-2 gefolgt.

Die brandschutztechnische Bemessung kann daher wie bisher in Deutschland üblich durchgeführt werden. Damit bleibt der bisher übliche Sicherheitsstandard voll erhalten.

Bei *nichttragenden* Wänden – *Klassifizierung EI* - wird in Abhängigkeit vom Baustoff – Stein – und der Wanddicke die vorhandene Feuerwiderstandsdauer abgelesen. Oder es wird die geforderte Feuerwiderstandsklasse zugrunde gelegt und damit werden mögliche Wanddicken in Abhängigkeit vom Baustoff ermittelt.

Tabellenwerte für eine *Klassifizierung E* sind bisher nicht vorgesehen, weil derartige Wände in Deutschland im bauaufsichtlichen Verfahren nicht gefordert werden.

Bei *tragenden, raumabschließenden* bzw. *nichtraumabschließenden* Wänden – *Klassifizierung REI* bzw. *R* - wird in Abhängigkeit von zunächst einmal dem Ausnutzungsfaktor und dann vom Baustoff – Stein – und der Wanddicke die vorhandene Feuerwiderstandsdauer abgelesen. Oder es wird die geforderte Feuerwiderstandsklasse zugrunde gelegt und damit werden in Abhängigkeit vom Ausnutzungsfaktor mögliche Wanddicken in Abhängigkeit vom Baustoff ermittelt. Im Gegensatz zur DIN 4102 Teil 4 sind für die Ausnutzungsfaktoren jeweils eigene Tabellen erstellt worden. Damit wurde der Vorgabe des EC 6-1-2 gefolgt.

Bei "*Brandwänden*" bzw. *Wänden mit Anforderungen an eine zusätzliche Stoßbeanspruchung* entsprechend DIN 18 230 - *Klassifizierung REI-M* bzw. *EI-M* - wird zwischen tragenden und nichttragenden Wänden nicht unterschieden. Dies entspricht dem derzeitigen Stand der DIN 4102 Teil 4. Die brandschutztechnische Bemessung erfolgt, indem in Abhängigkeit vom Baustoff – Stein – und seiner Rohdichteklasse die erforderliche Wanddicke abgelesen wird. Neu ist, daß auch Werte für eine Feuerwiderstandsdauer von 30 min, 60 min, 120 min und 180 min angegeben werden. Da bei dieser Prüfung die Stoßbeanspruchung und nicht das Feuer entscheidend ist, wurden zunächst einmal die Werte für 90 min auf 30 min und 60 min übertragen, da keine Prüfergebnisse vorliegen. Für 120 min lagen bereits einzelne Prüfergebnisse vor, die übernommen wurden. Für 180 min wurden hilfsweise erst einmal die Werte der Komplextrennwände übernommen, die aufgrund der höheren Stoßbeanspruchung damit auf der sicheren Seite liegen.

7.1.4 Vereinfachtes Rechenverfahren

Die Entwicklung des vereinfachten Rechenverfahrens erfolgte im Rahmen der bereits erwähnten Forschungsvorhaben [7-3], [7-4], [7-5], [7-6] und [7-7]. Als Grundlage wurden zunächst einmal die ermittelten Stammdaten für die einzelnen Baustoffe unter Hochtemperaturbeanspruchung verwendet. Außerdem wurden die vorhandenen Temperaturmessungen innerhalb von Mauerwerkswänden, die in den letzten Jahren bei Bauteilprüfungen nach DIN 4102 Teil 2 und DIN 4102 Teil 3 zusätzlich ermittelt wurden, ausgewertet.

Analog zu den Näherungsverfahren für Beton- und Verbundbauteilen wurde ein vereinfachtes Rechenverfahren mit sog. brandreduzierten Querschnitten entwickelt. Als Voraussetzungen wurden Lasteinleitungen, Auflagerbedingungen und Verformungsmöglichkeiten – Dehnungen und Verdrehungen – gemäß DIN 4102 Teil 2 zugrunde gelegt, da nach nationaler Meinung damit praxismgerechte Situationen simuliert werden. Außerdem wird in den europäischen Prüfverfahren die gleiche Belastungsart vorgesehen. Ausgangsbasis für die Modellbildung waren im wesentlichen die zahlreichen vorliegenden Prüferfahrungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Mauerwerk bei Brandbeanspruchung.

Für das vereinfachte Rechenverfahren werden die Temperaturentwicklungen in den einzelnen Mauerwerksarten als Rechenwerte entweder in Form von Isothermen oder in graphischer Darstellung als Ausgangsbasis zugrunde gelegt bzw. im NAD zur Verfügung gestellt. Diese Werte sind an Bauteilprüfungen nach DIN 4102 Teil 2 und DIN 4102 Teil 3 kalibriert, s. folgende Bilder 1 bis 4.

Als weiterer Grundwert werden bei *tragenden Wänden* für die einzelnen Mauerwerksarten sogenannte "Restquerschnitte", für die jeweils für bestimmte Zeitpunkte (Klassifizierungszeiträume) "Abbrandraten" festgelegt werden, bestimmt. Die Restquerschnitte werden in Abhängigkeit von der jeweiligen Temperatur in einige wenige, bestimmte Querschnittsbereiche unterteilt. Diesen Querschnittsbereichen werden bestimmte Festigkeiten zugeordnet. Anhand einer "kalten" Bemessung wird die vorhandene Belastung unter Ausnutzung des Sicherheitsfaktors auf die Querschnittsbereiche verteilt. Wenn sich dann ein Sicherheitsfaktor $< 1,0$ ergibt, ist festzustellen, daß die Tragfähigkeit verloren ist und bei $\geq 1,0$ ist die Tragfähigkeit gewährleistet.

Bei Pfeilern mit einer vierseitigen Brandbeanspruchung wird außerdem vorausgesetzt, daß die Prüfpraxis mit einer zentrischen Belastung und einer ungewollten Ausmitte gilt und daß das Tragfähigkeitsversagen durch einen Druckbruch erfolgt.

Bei Wänden mit einer einseitigen Brandbeanspruchung wird ebenfalls eine zentrische Belastung mit einer ungewollten Ausmitte vorausgesetzt. Zusätzlich wird jedoch die Verformung aufgrund der einseitigen thermischen Beanspruchung und eines 'quasi' Gelenkes aufgrund des Prüfverfahrens bis zur klaffenden Fuge oder bis zum maximal möglichen Deckendrehwinkel berücksichtigt.

Für *nichttragende* Wände kann aus den Bildern die Mindestwanddicke für das Temperaturkriterium i.M. 140 K abgelesen werden. Es ist dann das nächst höhere Mauerwerksmaß für die jeweilige Feuerwiderstandsklasse zugrunde zu legen. Bei schlanken Wänden ist zusätzlich die Verformung der Wände aufgrund der einseitigen Temperaturbeanspruchung bis zur klaffenden Fuge zu berücksichtigen.

Bild 7.1: Temperaturverteilung (Rechenwerte) in Porenbeton in Abhängigkeit von der Bauteildicke und der Zeit sowie der anzusetzenden Abbrandrate

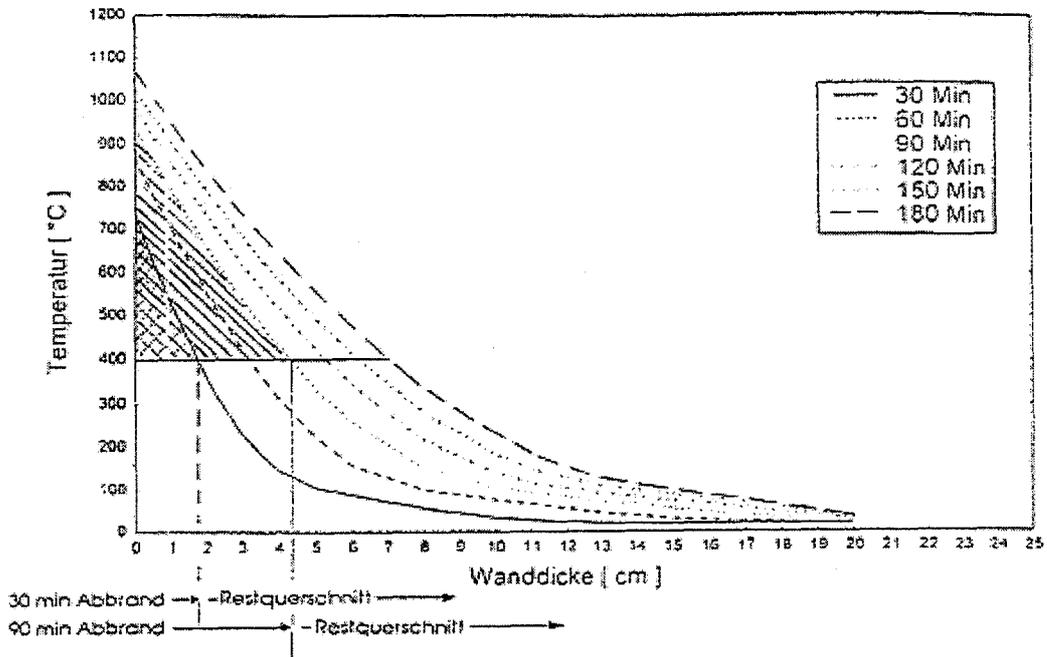


Bild 7.2: Temperaturverteilung (Rechenwerte) in Kalksandstein in Abhängigkeit von der Bauteildicke und der Zeit sowie der anzusetzenden Abbrandrate

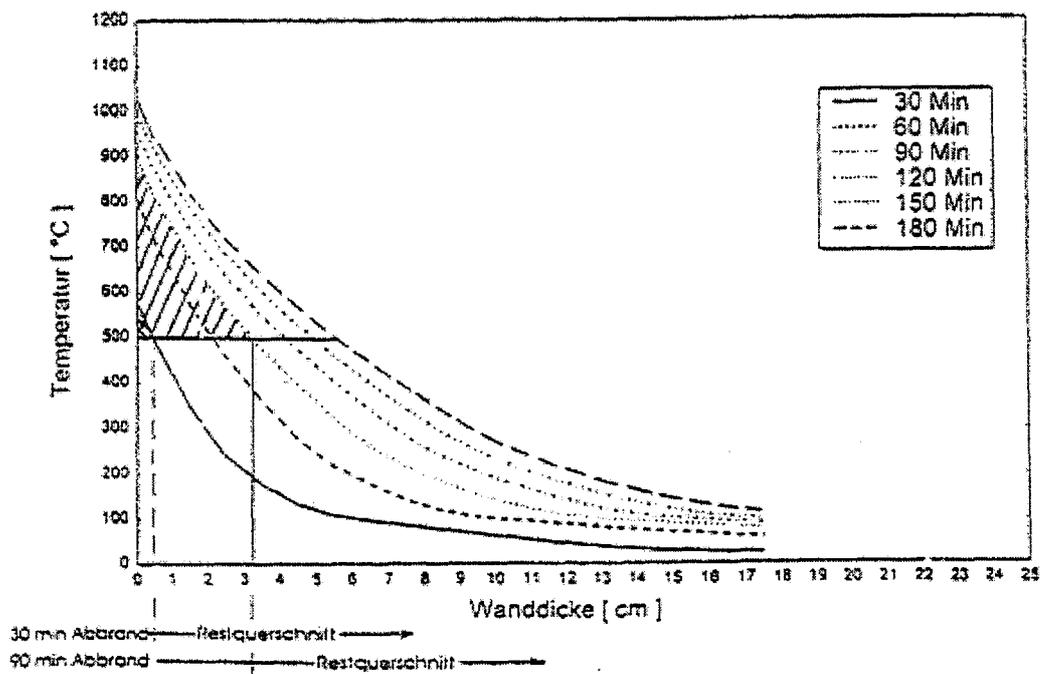


Bild 7.3: Temperaturverteilung (Rechenwerte) in Leichtbeton in Abhängigkeit von der Bauteildicke und der Zeit sowie der anzusetzenden Abbrandrate

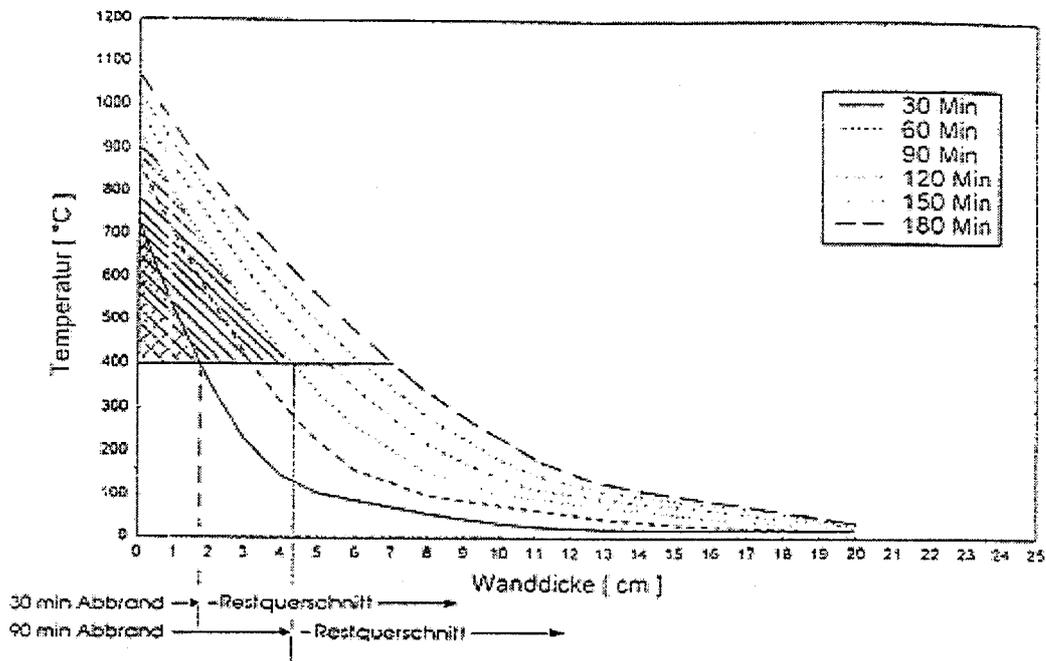
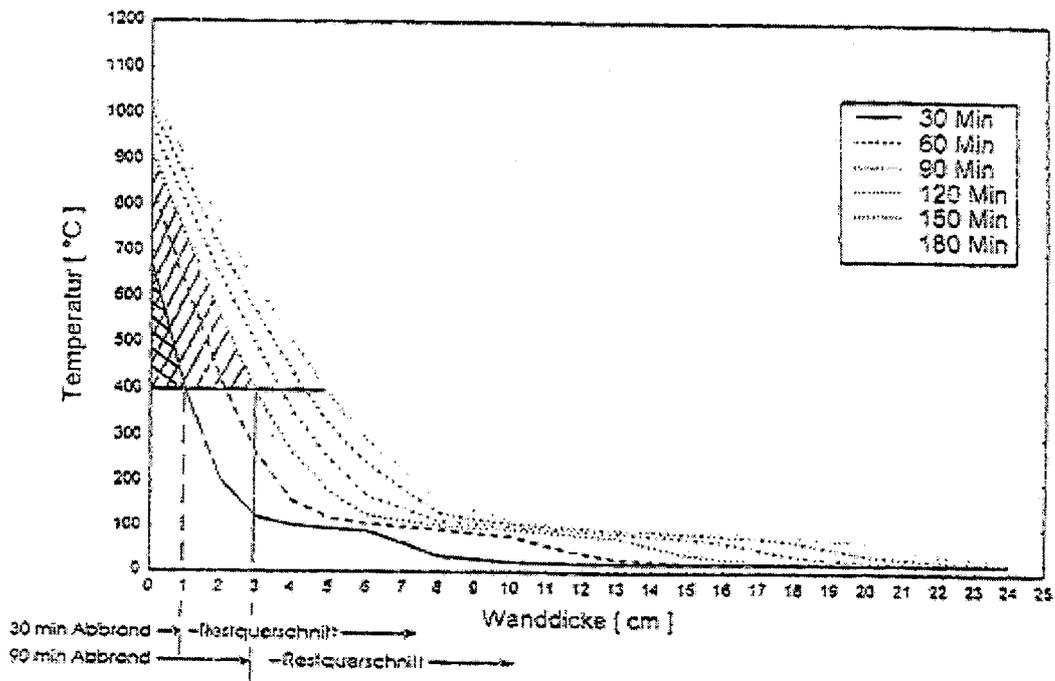


Bild 7.4: Temperaturverteilung (Rechenwerte) in Mauerziegeln in Abhängigkeit von der Bauteildicke und der Zeit sowie der anzusetzenden Abbrandrate



Das vereinfachte Rechenverfahren wurde auf der Grundlage der DIN 4102 Teil 4 entwickelt und kalibriert. Die Einzelheiten zur Durchführung des vereinfachten Rechenverfahrens sowie die Randbedingungen können dem NAD entnommen werden. Zum Nachweis der Verwendbarkeit des vereinfachten Rechenverfahrens wurden berechnete und gemessene Versagenszeiten

gegenübergestellt. Es ergab sich, daß die Abweichungen in der Regel im Rahmen von üblichen Modellunsicherheiten bei $\pm 10\%$ lagen. Mit dem vereinfachten Rechenverfahren lassen sich keine genauen Berechnungen zur Ermittlung bestimmter Feuerwiderstandsdauern durchführen. Hierbei ist zu beachten, daß Tabellenwerte in den Bereichen, wo keine Brandprüfungen vorlagen, im Rahmen der Normung (DIN 4102 Teil 4) weit auf der sicheren Seite vereinbart wurden. Außerdem waren Extrapolationen der Werte abhängig von den lieferbaren Wanddicken, so daß auch hier i.d.R. weitere Sicherheitszuschläge hinzukamen. Es kann jedoch durch einfache Berechnung festgestellt werden, ob ein bestimmter, ausgewählter Pfeiler - oder Wandquerschnitt in eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse eingeordnet werden kann.

Das vereinfachte Rechenverfahren wurde auf der Basis von ausgewählten genormten Mauerwerksarten entwickelt und daher mußten mauerwerksspezifische Randbedingungen festgelegt werden, um nicht nur die jeweils ungünstigste Mauerwerksart abzudecken.

7.2 Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument für Eurocode 6 Teil 1-2

7.2.1 Erläuterungen

Zum Verständnis des jetzt vorliegenden NAD ist es wichtig, von der Vorgeschichte des EC 6-1-2 und den Problemen zu berichten.

Eurocode 6 Teil 1-2, Fassung Juli 1995, (Eurocode 6 Teil 1-2) besteht aus 3 Abschnitten. Nach einem allgemeinen Vorwort wird im Abschnitt 1 *Allgemeines* zunächst der Anwendungsbereich definiert. Außerdem erfolgen normative Verweise und Definitionen und es werden Symbole und Einheiten zusammengefaßt. Für Mauerwerkskonstruktionen soll die Tragfähigkeit, die Verhinderung von Flammendurchtritt sowie die Begrenzung von bestimmten Temperaturerhöhungen auf der feuerabgekehrten Seite für bestimmte Zeiten nachgewiesen werden. Der Teil 1-2 gilt für

- nichttragende Innen- und Außenwände sowie
- tragende, raumabschließende Innen- und Außenwände oder
- tragende, nichtraumabschließende Innen- und Außenwände.

Die *normativen Verweise* sind teilweise bereits aufgrund der Weiterentwicklung einiger Normen überholt. Die *Definitionen* enthalten brandschutzspezifische Angaben. Die Absätze *Symbole* und *Einheiten* sind sehr kurz, da noch kein Rechenverfahren angeboten werden konnte.

Im Abschnitt 2 werden die *Grundlagen* definiert. Hier erfolgen Angaben zu den Leistungsanforderungen, den Einwirkungen, den Bemessungswerten der Baustoffeigenschaften sowie den Nachweismethoden. Im Absatz *Leistungsanforderungen* werden die Grundlagen zur Tragfähigkeit, zum Durchtritt von Flammen und heißen Gasen und zur Begrenzung von Temperaturerhöhungen zusammengefaßt. Die *thermischen* und *dynamischen Einwirkungen* müssen Eurocode 1 Teil 2-2 entnommen werden. *Bemessungswerte der Baustoffeigenschaften* konnten noch nicht angegeben werden, da noch keine Rechenverfahren angeboten werden. Als Nachweismethoden werden neben Brandprüfungen lediglich Tabellen angeboten. Hierin unterscheidet sich der Eurocode 6 Teil 1-2 wesentlich von den übrigen Eurocodes, da in allen anderen Brandschutzteilen der Eurocodes das Hauptaugenmerk auf Rechenverfahren gelegt wurde.

Die Grundzüge der Abschnitte 1 und 2 wurden einheitlich für alle Brandschutzteile der Eurocodes (Teile 1-2), von der Horizontalgruppe Brandschutz vorgegeben.

Im Abschnitt 3 wird der *Feuerwiderstand von Mauerwerkswänden* festgeschrieben. Zunächst werden allgemeine brandschutztechnische Informationen zur Bemessung von Wänden zusammengefaßt. Es werden Angaben zu Wandarten, Wandfunktionen, zweischaligen Wänden, zu Anschlüssen, Fugen sowie Einbauten, Rohren und Kabeln gemacht. Danach erfolgen wesentliche Einschränkungen. Diese

Vorgaben wurden auf der Grundlage von DIN 4102 Teil 4 geschrieben. Dann war es erforderlich, Definitionen zu Steinen nach den Produktnormen vorzunehmen. Da das Brandverhalten von Mauerwerkswänden wesentlich durch die Steinart, die Rohdichte, die Festigkeit, den Lochanteil sowie die Stegdicken bestimmt wird, ist es dringend erforderlich, die Steine zu definieren. In den Produktnormen sind leider nur allgemeine Angaben enthalten, die für Brandschutznachweise nicht ausreichen. Es werden dann zusätzliche Anforderungen an Mauerwerkswände, z.B. hinsichtlich der aussteifenden und unterstützenden Bauteile oder zur Schlankheit gestellt. Abschließend werden die möglichen Nachweisverfahren

- Nachweis durch Brandprüfung,
 - Nachweis durch Tabellen,
 - Nachweis durch Berechnung
- (vereinfachtes und allgemeines Rechenverfahren)

aufgezählt.

Die Tabellen waren als Kompromißlösung in der Schlußabstimmung in einen normativen Anhang geschrieben worden. Von englischer Seite wurde es strikt abgelehnt, die zuvor im Projektteam erarbeiteten Tabellenwerte als "boxed values" herauszugeben. Es wurde in letzter Minute von englischer Seite versucht, die Werte wesentlich zu reduzieren, um ihre Werte im Ziegelmauerwerk aus den 40er Jahren wiederzufinden. Es war auch nicht möglich, eine Zusatzzeile in Tabellen mit englischen Werten einzuführen. Andererseits wurde massiver Druck ausgeübt, daß der Entwurf aufgrund vertraglicher Regelungen verabschiedet werden müßte. Dadurch entstand der unvollständige Entwurf mit leeren Tabellen. Aus formalen Gründen hat CEN diesen normativen Anhang in einen informativen Anhang geändert. Ebenso war es auch nicht möglich, einen informativen Anhang mit Tabellenwerten zu verabschieden, um damit die Diskussion in Europa voran zu bringen.

Mauerwerk ist in Deutschland am vielfältigsten und am weitesten entwickelt. Für all diese verschiedenen Mauerwerksarten wurden zahlreiche Brandschutznachweise durchgeführt. Diese Brandschutznachweise basieren auf Prüfverfahren, die im wesentlichen in die europäischen Prüfverfahren eingebracht wurden. Aus den europäischen Nachbarländern wurden entweder überhaupt keine Nachweise oder sehr veraltete Nachweise vorgelegt. Aus den veralteten Nachweisen konnten überwiegend keine Einzelheiten zu den Prüfkörpern und zur Durchführung der Prüfungen entnommen werden. Wenn Details erkennbar waren, entsprachen sie in keinsten Weise den heutigen Prüfverfahren. Aufgrund der zahlreichen deutschen Prüferfahrungen konnte außerdem festgestellt werden, daß die vorgelegten Werte nicht den heutigen Anforderungen genügen. Die von englischer Seite geforderten Werte hätten das bestehende Sicherheitsniveau erheblich herabgesetzt, was nicht zu akzeptieren war. Es wäre mit Sicherheit auch nicht im Sinne der Bauaufsicht gewesen. Es sollten z.B. für Ziegelmauerwerk Wanddicken für eine Tragfähigkeit von 120 min fest geschrieben werden, die tatsächlich (nachgewiesen durch Brandprüfungen) nur Tragfähigkeiten von etwa 60 min aufweisen.

In einem weiteren Anhang zum EC 6-1-2 werden Hinweise/Randbedingungen zur Auswahl der Mauerwerksprobekörper zur Ermittlung der Feuerwiderstandsdauern angegeben. Außerdem werden die europäischen Prüfnormen zum Nachweis der Feuerwiderstandsdauer von Wänden zusammengefaßt.

Das NAD – Nationale Anwendungsdokument – die Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 6 Teil 1-2 wurde vom Arbeitskreis "Brandverhalten von Mauerwerk" unter Leitung von Frau Hahn erarbeitet. Mitarbeiter des Arbeitskreises sind Vertreter der Mauersteinindustrien – Kalksandstein, Leichtbeton, Porenbeton und Ziegel – sowie die Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau e.V. (DGfM). Dieser Arbeitskreis ist ein Unterausschuß der Normenausschüsse "Konstruktiver baulicher Brandschutz" und "DIN 4102 Teil 4".

Da Eurocode 6 Teil 1-2, wie aus den vorstehenden Erläuterungen erkennbar, bisher keine Brandschutznachweise ermöglicht, war das eine Ziel des NAD, auf der Grundlage der europäischen Normen erste Anhaltswerte für Brandschutznachweise zu liefern und diese als deutschen Kommentar für Diskussionen in den europäischen Nachbarländern vorzulegen. Das zweite und eigentlich wesentlichere Ziel war, ein Dokument zu erarbeiten, das Brandschutznachweise auf einem vergleichbarem Niveau – Tabellenwerte und Rechenverfahren - mit den übrigen Eurocodes zur Verfügung stellt.

Außerdem mußten die Vorbereitungen für einen deutschen Einspruch zum Eurocode 6 Teil 1-2 erfolgen, um zumindest bei der Überarbeitung das vielfältige deutsche Mauerwerk zu verankern. Da kein ordnungsgemäßes formelles Einspruchsverfahren durchgeführt wurde und auch das Abstimmungsverfahren nicht verständlich gelaufen ist, wurde vorsorglich das gesamte NAD mit beiden Rechenverfahren als Deutscher Kommentar eingereicht.

In der Umsetzung der o.a. Aufgaben bestanden erhebliche Probleme, die im folgenden geschildert werden. Es gibt zur Zeit noch keine verabschiedeten Baustoffnormen – Produktnormen – von CEN für Mauersteine. Die Entwürfe, die vorliegen, sind ein Kompromiß auf dem kleinsten gemeinsamen Nenner. Die Normen sind so allgemein gehalten, daß keine Definition der Steine möglich ist. Es gibt keine Steingruppen, keine Steinfestigkeitsklassen, keine Rohdichteklasse, keine Angaben / Einteilungen zu Lochungen/Stegdicken etc. Auf dieser Grundlage können keine brandschutztechnischen Aussagen gemacht werden. Es müssen daher im NAD zusätzliche Randbedingungen für die einzelnen Steinarten festgeschrieben werden, weil durch die zahlreichen durchgeführten Brandprüfungen in Deutschland bekannt ist, daß die folgenden Parameter das Brandverhalten von Mauerwerk bestimmen:

- Steinart – Kalksandstein, Leichtbeton, Porenbeton, Ziegel oder Betonsteine (wobei Betonsteine in Deutschland eine geringe Rolle spielen),

- Steinformate – Blocksteine/Plansteine, Normalformate/Großformate,
- Lochung – Vollsteine, Kammersteine, filigrane Lochungen. Insbesondere im Bereich der Ziegel werden sehr unterschiedliche und sehr vielfältige Lochungen hergestellt,
- Eigenschaften der Steine – Festigkeit, Rohdichte,
- Mörtelart – Normalmörtel, Dünnbettmörtel, Leichtmauermörtel, Zuschlagsarten,
- Vermauerung – vermörtelte Stoßfuge, z.B. Mörteltasche oder vollflächig,
unvermörtelte Stoßfuge, z.B. Stumpfstoß, Nut und Feder,
Verzahnung,
oder Trockenmauerwerk,
- Belastung – Ausnutzungsfaktor,
- Oberflächenabschluß – unverputzt, verputzt, Wärmedämmverbundsystem mit brennbarer oder nichtbrennbarer Dämmschicht.

Aus dieser Aufzählung wird deutlich, daß zahlreiche Parameter das Brandverhalten von Mauerwerk beeinflussen.

Ein weiteres Problem besteht nach wie vor darin, daß bisher kaum Bemessungen für praxismgerechte Mauerwerkswände nach Eurocode 6 Teil 1-1 durchgeführt wurden. Zur Lösung dieses Problems wurde ein Forschungsvorhaben [7-8] beauftragt, dessen Abschlußbericht jedoch bei der abschließenden Bearbeitung dieses Berichtes noch nicht vorlag. Es konnte daher nur auf Zwischenergebnisse zurückgegriffen werden. Aufgrund von einigen wenigen Vergleichsberechnungen zwischen dem EC 6-1-1 und DIN 1053 ergaben sich nach dem EC 6-1-1 höhere mögliche Belastungen insbesondere bei schlanken Wänden gegenüber DIN 1053 Teil 1. Da der Ausnutzungsfaktor, d.h. das Verhältnis der vorhandenen Belastung zur zulässigen Belastung, ein maßgebender Faktor beim Brandverhalten von Mauerwerk ist, muß dieser Punkt bei der Überarbeitung des EC 6-1-2 beachtet werden. Zum jetzigen Zeitpunkt ist dieses nicht mehr relevant, weil der EC 6-1-1 durch sein NAD im wesentlichen auf DIN 1053 Teil 1 reduziert wurde.

Weiter soll erwähnt werden, daß für alle übrigen Eurocodes – Eurocode 2 bis Eurocode 5 – allgemeine und vereinfachte Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung vorliegen und der Öffentlichkeit in den Entwürfen zur Probe vorgestellt werden. Sie werden teilweise auch schon länger von Forschern/Experten für Sonderbauten angewendet. Da im Mauerwerksbereich erst in den Jahren 1994 bis 1996 zu diesem Bereich Forschung und damit eine Entwicklung durchgeführt wurde, flossen die Ergebnisse noch nicht in den Eurocode 6 Teil 1-2 ein. Um eine Gleichbehandlung aller EC's sicherzustellen, wurde jedoch beschlossen, die Rechenverfahren für Mauerwerk über das NAD und weitere Literatur der Veröffentlichung bekannt zu geben.

Zur Lösung der vorgestellten Probleme wurde nach langer Diskussion im Arbeitskreis "Brandverhalten von Mauerwerk", im NABau-Spiegelausschuß "Konstruktiver baulicher Brandschutz" und mit Vertretern der Bauaufsicht und nach Vorlage mehrerer verschiedener Entwürfe zum NAD beschlossen, das NAD wie im folgenden beschrieben zu erstellen. Es wurde auch diskutiert, weder

Eurocode 6 Teil 1-2 noch das NAD herauszugeben. Dieses hätte zu einer ungleichen Behandlung zwischen den einzelnen Baustoffen und damit zu einer Rückstufung des Mauerwerks geführt und außerdem wäre damit das Problem nur vertagt worden. Außerdem ist das DIN verpflichtet, CEN-Papiere bzw. Vornormen der Öffentlichkeit bekannt zu machen.

In den *normativen Verweisen* wird im NAD zu Eurocode 6 Teil 1-2 als Grundlage auf Eurocode 6 Teil 1-1 und das dazugehörige NAD verwiesen. Damit wurde die kalte Bemessung zur Tragfähigkeit auf DIN 1053 Teil 1 zurückgeführt. Für diese Bemessungsgrundlage können alle in Deutschland vorliegenden Prüfergebnisse verwendet werden. Außerdem werden die europäischen CEN-Baustoffnormen außer Kraft gesetzt und durch die DIN-Baustoffnormen ersetzt.

In den Ausführungsbestimmungen für Mauerwerk – Abschnitt 3 – werden Angaben zu Putzen und Anschlüssen –Wand/Decke – durch Praxisbeispiele bzw. Verweise auf DIN 4102 Teil 4 ergänzt. Bei den Putzen besteht in der europäischen Normung das gleiche Problem wie bei den Steinnormen. Auch die Putznorm ist so allgemein gehalten, daß keine ausreichenden Angaben für brandschutztechnisch notwendige Putze entnommen werden können. Die Zusammensetzung und die Haftung der Putze ist für das Brandverhalten von Wänden entscheidend.

Außerdem wurde ein Absatz über Ausführungsbedingungen von Brandwänden eingefügt. Brandwände sind eine deutsche Eigenart. Das Prüfverfahren konnte durch intensiven Einsatz in CEN eingebracht werden; jedoch nicht die zusätzlichen Regelungen.

Alle informativen Tabellen werden als normative Tabellen in den Textteil einbezogen und, soweit für den deutschen Markt relevant, mit Werten ausgefüllt. Hierbei wird das Grundschema der Tabellen erhalten. Es werden für jede Steinart die maßgeblichen Steifigkeitsklassen und Rohdichteklassen ergänzt und die Steinarten werden mit den DIN-Baustoffnormen verknüpft. Im wesentlichen werden Werte aus DIN 4102 Teil 4 übernommen. Da die Norm jedoch einem Stand von etwa 1992/93 entspricht, werden außerdem alle neueren Prüfergebnisse der letzten 5 Jahre berücksichtigt. Es werden jedoch nur Werte von genormten Steinarten aufgenommen. Der Ausnutzungsfaktor bezieht sich aufgrund der vorstehenden normativen Verweise nunmehr auf DIN 1053 Teil 1.

Die Tabellen enthalten die neuen europäischen Klassifizierungen R, REI, EI und REI-M sowie EI-M zur Feuerwiderstandsdauer:

- R für Tragfähigkeit,
- E für Raumabschluß,
- I für Erfüllung der Temperaturkriterien,
- M für mechanische Stoßbeanspruchung (Brandwandkriterium).

Die Klassifizierungen entsprechen damit den folgenden deutschen Bezeichnungen für die Einstufung von Wänden:

- tragende, nichtraumabschließende Wand wird mit R
- tragende, raumabschließende Wand wird mit REI
- nichttragende (immer raumabschließend) Wand wird mit EI
- tragende Brandwand wird mit REI-M und
- nichttragende Brandwand wird mit EI-M klassifiziert.

Es werden Feuerwiderstandsklassen bis 180 min angegeben. Für 240 min liegen in Deutschland keine Werte vor, da sie bauaufsichtlich nicht gefordert werden.

Vorteile bietet diese Klasseneinteilung für Brandwände, da erstmals ausdrücklich zwischen tragenden und nichttragenden Wänden unterschieden wird. Außerdem können auch Werte für andere Feuerwiderstandsklassen mit Stoßbeanspruchung als nur für 90 min entnommen werden. Damit können dann ohne Probleme die Anforderungen der Industriebaurichtlinie und DIN 18230 nachgewiesen werden.

Wichtig ist außerdem, daß im NAD erstmals ein vereinfachtes Rechenverfahren, das als Anlage beigefügt wird, der Öffentlichkeit vorgestellt wird. Das vereinfachte Rechenverfahren wurde neben einem allgemeinen Rechenverfahren in den Jahren 1994 bis 1996 im Rahmen eines Forschungsvorhabens, gefördert vom BMBau, entwickelt. Ausgangspunkt für diese Arbeiten waren zunächst zahlreichen Baustoffuntersuchungen unter Hochtemperaturbeanspruchung, gefördert von der AIF und den Steinindustrien. Als Grundlage für das allgemeine Rechenverfahren wurden die bekannten Rechenverfahren für Beton eingesetzt und modifiziert. Da jedoch im Kreise der Bauaufsicht beschlossen wurde, zunächst keine allgemeinen Rechenverfahren freizugeben, wurde nur das vereinfachte Rechenverfahren im NAD aufgenommen. Das vereinfachte Rechenverfahren wird in den Abschnitten 7.1 und 7.3 näher vorgestellt. Die allgemeinen Rechenverfahren für alle Eurocodes werden an anderer Stelle der Öffentlichkeit vorgestellt werden.

Weitere Einzelheiten sind dem NAD zum EC 6-1-2 zu entnehmen.

7.2.2 Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das Nationale Anwendungsdokument

Die Gestaltung aller NAD's folgt einem formalen Schema, das für die Praxis sehr unpraktikabel ist. Dieses Schema ist nicht anwenderfreundlich, man muß sogar feststellen anwenderfeindlich. In den NAD's werden nur Änderungen und Ergänzungen gegenüber aufgenommen. Außerdem erfolgen Verweise auf DIN 4102 Teil 4. Bei diesen Änderungen, Ergänzungen, Verweisen werden jedoch jeweils nur in der Regel die Abschnitts-Nr. anderer Papiere angegeben. Um mit diesen europäischen Papieren eine Brandschutzbemessung durchführen zu können, müßte man z.B. im Mauerwerksbau mindestens 6 Papiere parallel auf dem Tisch haben – Eurocode 6 Teil 1-1 + NAD + DIN 1053 sowie Eurocode 6 Teil 1-2 + NAD + DIN 4102 Teil 4. Es ist daher zu erwarten, daß die Papiere auf freiwilliger Basis in der Praxis kaum Anwendung finden werden.

Aus den vorstehenden Gründen wurde daher im NAD Eurocode 6 Teil 1-2 zumindest für den brandschutztechnischen Bereich der jeweils maßgebende Abschnitt direkt eingefügt, um eine gewisse Lesbarkeit für den Anwender zu erreichen.

Das NAD sollte jedoch dahingehend überarbeitet werden, daß es im wesentlichen ein eigenständiges Papier wird, d.h. das es mit Eurocode 6 Teil 1-2 zu einem Papier zusammengefaßt wird, daß alle gültigen Passagen enthält. Eurocode 6 Teil 1-2 wird nur noch dann vom interessierten Leser daneben gelegt, um die Unterschiede und Änderungen zum europäischen Papier festzustellen.

7.3 Berechnung von repräsentativen Anwendungsbeispielen

7.3.1 Allgemeines

Im folgenden werden Anwendungsbeispiele für repräsentative Mauerwerkswände zusammengefaßt und die sich ergebenden Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102 Teil 4 dem zur Zeit aktuellen NAD gegenübergestellt. Es werden sowohl die Tabellenwerte als auch das vereinfachte Rechenverfahren des NAD benutzt. Es wird nochmals betont, daß aufgrund der Verknüpfung des NAD zur Eurocode 6 Teil 1-2 mit dem NAD zur Eurocode 6 Teil 1-1 die Bemessung zum jetzigen Zeitpunkt auf die DIN 1053 Teil 1 zurückgeführt wird.

Aufgrund des Forschungsvorhabens [7-8], aus dem vorläufige Ergebnisse im Rahmen des Arbeitskreises "Brandverhalten von Mauerwerk" diskutiert wurden, ist bekannt, daß sich der Ausnutzungsfaktor bei tragenden Wänden ändern wird; z.B. zeigt der Vergleich der Ergebnisse, daß die rechnerische Ausnutzung bei gleicher äußerer Belastung nach dem EC 6 kleiner ist als nach DIN 1053. Eine nach DIN 1053 ausgenutzte Wand (Ausnutzungsfaktor 1,0) hat nach EC 6 einen Ausnutzungsfaktor von z.B. 0,75. Bei dünnen Wänden sind die Abweichungen am größten. Da das Brandverhalten von Mauerwerkswänden bisher maximal bis zu einem Ausnutzungsfaktor von 1,0 nach DIN 1053 nachgewiesen wurde und bei einigen wenigen Bauteilprüfungen, bei denen der Wert überschritten wurde, vorzeitiges Versagen auftrat, werden sich zukünftig bei einer reinen Bemessung nach dem EC 6 mit größeren Ausnutzungsfaktoren Probleme ergeben. Es soll an dieser Stelle nochmals rechtzeitig darauf hingewiesen werden.

Für die Beispiele wurden Bemessungsbeispiele, soweit vorhanden, der Mauerwerksindustrien zugrunde gelegt.

Es wurden nichttragende Wände, tragende, raumabschließende Wände mit einseitiger Brandbeanspruchung, tragende, nichtraumabschließende Wände mit zweiseitiger Brandbeanspruchung und kurze Wände, Wandabschnitte mit vierseitiger Brandbeanspruchung sowie Brandwände nach den verschiedenen Bemessungsverfahren miteinander verglichen. Die Ergebnisse sind in den folgenden Tabellen 1 bis 4 für einige Mauerwerksarten zusammengefaßt worden.

7.3.2 Porenbeton

Tabelle 7.1: Vergleiche von Brandschutznachweisen

Konstruktionsmerkmale					Feuerwiderstand		
bauaufsichtl. Bezeichnung	Wandart	Wandtyp	Belastung / Ausnutzungsfaktor	Wanddicke bzw. -breite	DIN 4102 Teil 4	NAD	
				[mm]		Tabellenwerte	vereinfachtes Rechenverfahren
Flurtrennwand	nichttragende Wand	PP 2-0,4	keine	100	F 90	EI 90	115 min 2)
		PP 4-0,5	keine	75	F 60	EI 60	80 min 2)
hochbelastete Außenwand EG	tragende, raumabschließende Wand	PP 2-0,4	> 0,6	300	> F 180	> REI 180	> 180 min
		PP 4-0,5	> 0,6	240	F 180	REI 180	> 180 min
gering belastete Außenwand OG		PP 2-0,4	≤ 0,6	300	> F 180	> REI 180	>> 180 min
		PP 4-0,5	≤ 0,6	240	> F 180	> REI 180	>> 180 min
hoch belastete Innenwand EG	tragende, nicht-raumabschließende Wand	PP 2-0,4	> 0,6	200	> F 60	> R 60	> 90 min
		PP 4-0,5	> 0,6	175	F 60	R 60	< 90 min
gering belastete Innenwand OG		PP 2-0,4	≤ 0,6	175	> F 60	> R 60	> 90 min
		PP 4-0,5	≤ 0,6	150	F 30	R 30	< 90 min
hoch belastete Wandabsch-nitte	tragende, nicht-raumabschließende	PP 2-0,4	> 0,6	300 x 490	F 120	R 120	< 150 min
		PP 4-0,5	> 0,6		F 120	R 120	< 150 min
gering belastete Wandabsch-nitte	Pfeiler bzw. kurze Wände	PP 2-0,4	≤ 0,6	300 x 300	F 120	R 120	> 150 min
		PP 4-0,5	≤ 0,6		F 120	R 120	> 150 min
Gebäudetre-nnwand	Brandwand	PP 4-0,6	tragend / nichttragend	300	Brandwand	REI-M bzw. EI-M 90	nicht nachweisbar

2) ohne Berücksichtigung der Verformung

7.3.3 Kalksandstein

Tabelle 7.2: Vergleiche von Brandschutznachweisen

Konstruktionsmerkmale					Feuerwiderstand		
bauaufsichtl. Bezeichnung	Wandart	Wandtyp	Belastung / Ausnutzungsfaktor	Wanddicke bzw. -breite [mm]	DIN 4102 Teil 4	NAD	
						Tabellenwerte	vereinfachtes Rechenverfahren
Flurtrennwand	nichttragende Wand	KS-12-1,8 NM IIa	keine	115	F 120-A	EI 120	122 min 2)
		KS-PE-20-2,0, DBM	keine	100	--	EI 90	98 min 2)
hochbelastete Außenwand EG	tragende, raumabschließende Wand	KS-12-1,8 NM IIa	> 0,6	175	F 90-A	REI 90	≅ 120 min
		KS-PE-20-2,0, DBM	> 0,6	150	-- 1)	REI 90	≅ 120 min
KS-12-1,8 NM IIa		≤ 0,6	175	F 120-A	REI 120	< 180 min	
KS-PE-20-2,0, DBM		≤ 0,6	150	-- 1)	REI 120	< 180 min	
gering belastete Außenwand OG	tragende, nicht-raumabschließende Wand	KS-12-1,8 NM IIa	> 0,6	175	F 90-A	R 90	< 120 min
		KS-PE-20-2,0, DBM	> 0,6	150	-- 1)	R 90	< 120 min
hoch belastete Innenwand EG	tragende, nicht-raumabschließende Wand	KS-12-1,8 NM IIa	> 0,6	175	F 120-A	R 120	< 150 min
		KS-PE-20-2,0, DBM	≤ 0,6	150	-- 1)	R 120	< 150 min
gering belastete Innenwand OG	tragende, nicht-raumabschließende Wand	KS-12-1,8 NM IIa	> 0,6	240 x 730	F 180-A	R 180	> 180 min
		KS-PE-20-2,0, DBM	> 0,6	240 x 750	-- 1)	R 180	> 180 min
hoch belastete Wandabschnitte	Pfeiler bzw. kurze Wände	KS-12-1,8 NM IIa	≤ 0,6	240 x 730	F 180-A	R 180	>> 180 min
		KS-PE-20-2,0, DBM	≤ 0,6	240 x 750	-- 1)	nicht nachgewiesen	>> 180 min
gering belastete Wandabschnitte	Brandwand	KS-12-1,8 NM IIa	tragend / nicht-tragend	240	Brandwand	REI-M bzw. EI-M 90	nicht nachweisbar
		KS-PE-20-2,0, DBM	tragend / nicht-tragend	175	-- 1)		nicht nachweisbar

1) Zulassungspflichtig, daher nicht in DIN 4102 Teil 4 2) ohne Berücksichtigung der Verformung

7.3.4 Leichtbeton

Tabelle 7.3: Vergleiche von Brandschutznachweisen

Konstruktionsmerkmale					Feuerwiderstand		
bauaufsicht l. Bezeichnung	Wandart	Wandtyp	Belastung / Ausnutzung sfaktor	Wanddicke [mm]	DIN 4102 Teil 4	NAD	
						Tabellenwerte	vereinfachtes Rechenverfahren
Flurtrennwand	nichttragende Wand	Vbl 8-0,7	keine	95	F 90	EI 90	> 180 min 2)
		Hbl 8-0,7	keine	115	F 120	EI 120	> 180 min 2)
hochbelastete Außenwand EG	tragende, raumabschließende Wand	Vbl 8-0,7 NM IIa	> 0,6	300	> F 180	> REI 180	> 180 min
gering belastete Außenwand OG		Vbl 8-0,7 NM IIa	≤ 0,6	240	> F 180	> REI 180	>> 180 min
hoch belastete Innenwand EG	tragende, nicht-raumabschließende Wand	Vbl 8-0,7 NM IIa	> 0,6	240	F 90	R 90	< 150 min
gering belastete Innenwand OG		Vbl 8-0,7 NM IIa	≤ 0,6	175	F 60	R 60	< 120 min
hoch belastete Wandabschnitte	tragende, nicht-raumabschließende Pfeiler bzw. kurze Wände	Vbl 8-0,7 NM IIa	> 0,6	300 x 300	F 90	R 90	< 150 min
gering belastete Wandabschnitte		Vbl 8-0,7 NM IIa	≤ 0,6	240 x 300	F 90	R 90	< 150 min
Gebäudetrennwand	Brandwand	Vbl 8-0,7 NM IIa	tragend bzw. nichttragend	300	Brandwand	REI-M bzw. EI-M 90	nicht nachweisbar

2) ohne Berücksichtigung der Verformung

7.3.5 Mauerziegel

Tabelle 7.4: Vergleiche von Brandschutznachweisen

Konstruktionsmerkmale					Feuerwiderstand		
bauaufsicht l. Bezeichnung	Wandart	Wandtyp	Belastung / Ausnutzung sfaktor	Wanddicke bzw. - breite [mm]	DIN 4102 Teil 4	NAD	
						Tabellenwerte	vereinfachtes Rechenverfahren
Flurtrennwand	nichttragende Wand	Hlz B 12-0,8 NMIIa	keine	115	F 90	EI 90	115 min 2)
		Hlz W 8-0,6 LM21	keine	175	F 180	EI 180	bisher nicht nachweisbar 3)
hochbelastete Außenwand EG	tragende, raumabschließende Wand	Hlz B 12-0,8 NMIIa	> 0,6	240	F 120	REI 120	bisher nicht nachweisbar 3)
gering belastete Außenwand OG		Hlz B 12-0,8 NMIIa	≤ 0,6	175	F 120	REI 120	bisher nicht nachweisbar 3)
hoch belastete Innenwand EG	tragende, nicht-raumabschließende Wand	Hlz B 12-0,8 NMIIa	> 0,6	240	F 90	R 90	bisher nicht nachweisbar 3)
gering belastete Innenwand OG		Hlz B 12-0,8 NMIIa	≤ 0,6	175	F 90	R 90	bisher nicht nachweisbar 3)
hoch belastete Wandabschnitte	tragende, nicht-raumabschließende Pfeiler bzw. kurze Wände	Hlz B 12-0,8 NMIIa	> 0,6	300 x 490	F 90	R 90	bisher nicht nachweisbar 3)
gering belastete Wandabschnitte		Hlz B 12-0,8 NMIIa	≤ 0,6	300 x 490	F 180	R 180	bisher nicht nachweisbar 3)
Gebäudetrennwand	Brandwand	Hlz B 12-0,8 NMIIa	tragend / nichttragend	365	Brandwand	REI-M bzw. EI-M 90	nicht nachweisbar

2) ohne Berücksichtigung der Verformung

3) s. [7-9]

7.3.6 Zusammenfassung und Empfehlung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens zur Aufbereitung von Forschungsergebnissen zur Darstellung der Gleichwertigkeit von Brandschutznachweisen nach dem Eurocode 6-1.2 und nach DIN 4102 Teil 4 wurde zunächst einmal die Entstehungsgeschichte des Eurocodes 6 Teil 1-2 kurz zusammengefaßt und es wurden die Probleme bei der Bearbeitung verdeutlicht. Danach wurde berichtet, daß das NAD - Richtlinie zur Anwendung des Eurocodes 6 Teil 1-2 den derzeitigen deutschen Standard des vielfältigen Mauerwerksbau unter Berücksichtigung aktueller Prüfergebnisse nach DIN 4102 Teil 2 und DIN 4102 Teil 3 widerspiegelt. Zusätzlich wurde das in den letzten Jahren entwickelte vereinfachte Rechenverfahren in einem informativen Anhang aufgenommen, um es der Öffentlichkeit vorzustellen und auch zur Diskussion zu stellen.

Vergleiche von Brandschutznachweisen, die an praxisgerechten Mauerwerkswänden für die einzelnen wesentlichen Steinarten beispielhaft durchgeführt wurden, haben eindeutig gezeigt, daß sich für alle Brandschutznachweise vergleichbare bzw. gleiche Werte ergeben. Mit Einführung der Eurocodes und neuer europäischer Prüfverfahren in endlicher Zeit ist damit zu rechnen, daß die DIN 4102 Teil 4 entweder zurückgezogen oder nur noch aus Fragmenten bestehen wird. Es daher auch für den Mauerwerksbau unerlässlich, ein NAD zum jetzigen Zeitpunkt zu erhalten.

Aus Gründen der Gleichbehandlung aller Eurocodes Teile 1-2 und damit aller Baustoffe wird daher empfohlen, dem vorliegenden NAD zum Eurocode 6 Teil 1-2 zur Veröffentlichung zuzustimmen. Es konnte außerdem nachgewiesen werden, daß das derzeitige Sicherheitsniveau im Mauerwerksbau erhalten bleibt.

7.4 Literatur

- [7-1] Eurocode 6 Teil 1-2, Eurocode 6, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Mauerwerksbauten. Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall (Fassung Juli 1995)
- [7-2] DIN 4102 Teil 4, Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Ausgabe 03/1994
- [7-3] Hahn, Chr., Hosser, D.: Zur Ermittlung der Materialeigenschaften von **Kalksandsteinen** in Verbindung mit Mörtel nach DIN 1053 unter Hochtemperaturbeanspruchung als Grundlage für brandschutztechnische Nachweise, Forschungsbericht Nr. 9101/6702, iBMB 09/95
- [7-4] Hahn, Chr., Hosser, D.: Zur Ermittlung der Materialeigenschaften von **Porenbeton** in Verbindung mit Mörtel nach DIN 1053 unter Hochtemperaturbeanspruchung als Grundlage für brandschutztechnische Nachweise, Forschungsbericht Nr. 9017/6317, iBMB 11/95
- [7-5] Hahn, Chr., Hosser, D.: Zur Ermittlung der Materialeigenschaften von **Leichtbeton** in Verbindung mit Mörtel nach DIN 1053 unter Hochtemperaturbeanspruchung als Grundlage für brandschutztechnische Nachweise, Forschungsbericht Nr. 9018/6318, iBMB 11/95
- [7-6] Hahn, Chr., Hosser, D.: Zur Ermittlung der Materialeigenschaften von **Mauerziegeln** in Verbindung mit Mörtel nach DIN 1053 unter Hochtemperaturbeanspruchung als Grundlage für brandschutztechnische Nachweise, Forschungsbericht Nr. 9115/6733, iBMB 04/96
- [7-7] Hahn, Chr., Hosser, D., Richter, E.: Entwicklung eines rechnerischen Nachweisverfahrens für das Brandverhalten von Mauerwerk, Forschungsmittel des BMBau, Forschungsbericht Nr. 9104/6713, iBMB 06/96
- [7-8] Reeh, H.: Vergleich von DIN 1053-1 bzw. 100 mit EC 6 (Kurztitel) (Abschlußbericht in Vorbereitung)
- [7-9] Hahn, Chr.: Beitrag zur Entwicklung von vereinfachten und allgemeinen Rechenverfahren zum Brandverhalten von Mauerwerk unter Berücksichtigung des Baustoffverhaltens (Arbeitstitel in Vorbereitung)

8 Zusammenfassung

8.1 Zusammenfassung in deutsch

Im vorliegenden Forschungsbericht wurde untersucht, ob mit den brandschutztechnischen Bemessungsregeln der Eurocodes das gleiche Sicherheitsniveau erreicht werden kann wie mit den Brandschutznachweisen der DIN 4102 Teil 4.

Für die einzelnen baustoffbezogenen Eurocodes werden Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für die Erstellung der Nationalen Anwendungsdokumente (NAD) gegeben, hauptsächlich die Grundlagen der vereinfachten Rechenverfahren (Nachweisstufe 2) untersucht sowie Anwendungshilfen für die Bemessung von Bauteilen gegeben und eine Betrachtung zu den Tragreserven im Brand angestellt.

Die Gleichwertigkeit der Brandschutznachweise von DIN 4102 Teil 4 und der jeweiligen Eurocodes wird durch Berechnung repräsentativer Anwendungsbeispiele dokumentiert. Dabei wird zunächst ein Nachweis nach DIN 4102 Teil 4 geführt, dem dann Nachweise nach dem jeweiligen Eurocode gegenübergestellt werden.

Nicht alle Bemessungsregeln der Eurocodes können zur Zeit vollständig angewendet werden, in den NAD's müssen Einschränkungen vorgenommen werden. Beispielsweise bei der brandschutztechnischen Bemessung von Tragwerken aus Hochleistungsbeton und der Verwendung nicht-linearer Verfahren zur Schnittgrößenermittlung im Eurocode 2 Teil 1-2 besteht weiterer Forschungsbedarf, um die brandschutztechnischen Bemessungsregeln dem vorhandenen Sicherheitsniveau anpassen zu können.

Aufgrund der Ergebnisse der vorliegenden Forschungsarbeit, die sich im wesentlichen auf die repräsentativen Anwendungsbeispiele, aber auch auf die Untersuchungen der Grundlagen der Nachweisverfahren gründen, werden der ARGEBAU folgende Vorgaben für die nationale Anwendung der Brandschutzteile der Eurocodes vorgeschlagen:

Die Nachweise mittels tabellarischer Daten (Nachweisstufe 1) unter Vorgabe einer Brandbeanspruchung nach der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) werden uneingeschränkt zugelassen.

Ebenso wird es bei den Nachweisen mit vereinfachten Rechenverfahren (Nachweisstufe 2) keine Einschränkung geben, solange ein ETK-Brand zugrunde gelegt wird und die „Kaltbemessung“ ebenfalls nach Eurocode erfolgt ist. Abweichende Temperaturzeitkurven bedürfen der Zustimmung der Bauaufsicht.

Allgemeine Rechenverfahren (Nachweisstufe 3) dürfen aufgrund bisher fehlender Anforderungsprofile und Bewertungsmaßstäbe nur mit Zustimmung der Bauaufsicht von erfahrenen Fachleuten angewendet werden. Die Nachweise sind von einem für derartige Brandschutznachweise besonders qualifizierten Prüfsachverständigen zu prüfen.

Alle Regelungen in den Eurocodes und deren informativen Anhängen, die eine Abweichung von Brandschutzanforderungen der Bauordnung oder zusätzlich heranzuziehender Sonderverordnungen

zum Ziel haben, sind vorerst nicht zur Anwendung zugelassen. Ausnahmen können im Einzelfall von der Bauaufsichtsbehörde gestattet werden.

8.2 Summary in english

This research-report describes the investigation if the fire design rules of the Eurocodes have the same safety-level as the fire design method of the German standard DIN 4102 part 4.

For the Eurocodes 1 to 6 explanations, changing and adding proposals for the National Application Documents (NAD) are introduced. Describing the bases of the simplified calculation method (design step 2) supporting comments for the design of structures and a general consideration about the design-reserve in fire case are given.

The equivalence of fire design methods of DIN 4102 part 4 and the appropriate Eurocode is proved by calculation of representative examples of application. Therefore the fire design of DIN 4102 part 4 is shown and compared with the fire design of the appropriate Eurocode.

A complete application of all fire design rules of the Eurocodes is still not possible, there are some restrictions to observe in NAD's. Keeping the safety-level of fire-protection e. g. the fire design of structures of high strength concrete and using non-linear calculation methods in Eurocode 2 Part 1-2 requires additional research.

Basing on the results of this research-report concluding from the representative examples of application and the investigation of the bases of the simplified calculation method the following points are suggested to the German Building-Regulation-Commission ARGEBAU:

Design with tabulated data (design step 1) is admitted without exception when standard temperature-time curve (Eurocode 1 Part 2-2 4.2.2) is assumed.

The simplified calculation method (design step 2) is admitted without exception as well when standard temperature-time curve is pretended and the normal temperature design is based on Eurocode. Different temperature-time curves need agreement of the construction supervisory authority.

Therefore requirements and criteria's of assessment for the computer programs still have to be developed the general calculation method (design step 3) only can be used by experienced experts under agreement of construction supervisory authority. The calculation has to be checked by a qualified fire design check-engineer.

Design rules and informative annexes in Eurocodes differing from requirements of fire-protection of Building Regulations or other current regulations are not admitted. For individual case exceptions may be permitted by the construction supervisory authority.

8.3 Résumé en français

Dans le rapport de recherche présent nous avons examiné s'il était possible avec les règles de dimensionnement anti-feu de l'eurocode d'obtenir le même niveau de sécurité qu'avec les vérifications analogues de la norme allemande DIN 4102, partie 4.

Pour chacun des eurocodes relatif à un matériau nous donnons des explications, nous faisons des suggestions quant aux modifications et ajouts nécessaires pour établir les documents d'application nationaux (NAD), nous étudions principalement les bases de la méthode de calcul simplifiée (niveau 2 de vérification), nous proposons des aides d'application pour dimensionner les éléments de construction, et nous nous livrons à des considérations sur les réserves de portance lors d'un incendie.

L'équivalence des vérifications vis-à-vis de la protection incendie de la partie 4 de la DIN 4102 et des eurocodes respectifs est documentée à l'aide du calcul d'exemples d'application représentatifs. Pour cela, nous menons tout d'abord la vérification selon la DIN 4102, partie 4, à laquelle nous confrontons ensuite les vérifications d'après l'eurocode correspondant.

Il n'est pas possible, à l'heure actuelle, d'appliquer entièrement toutes les règles de dimensionnement de l'eurocode, il faut introduire des restrictions dans les NAD. Par exemple, dans l'eurocode 2, parties 1-2, pour le dimensionnement anti-feu de structures en béton à haute performance et pour l'utilisation de procédés non-linéaires servant à déterminer les sollicitations internes, de plus amples recherches s'avèrent nécessaires pour pouvoir adapter ces règles de dimensionnement au niveau de sécurité existant.

A partir des résultats du travail de recherche présent, qui se basent surtout sur les exemples représentatifs d'application, mais aussi sur les études des fondements des procédés de vérification, les préceptes suivants sont proposés à l'ARGEBAU (groupement d'entreprises de construction) pour l'utilisation nationale d'éléments coupe-feu dans les eurocodes:

Les vérifications menées au moyen de données tabellaires (niveau 1 de vérification) à partir d'une sollicitation au feu donnée par la courbe standard température-temps seront admises sans restriction. De même, il n'y aura aucune restriction pour les vérifications à l'aide du calcul simplifié (niveau 2 de vérification), tant qu'un incendie de standard température-temps sera pris pour base et que le "dimensionnement à froid" sera fait selon l'eurocode. Tout autre style de courbe température-temps nécessite l'accord de l'office de surveillance de la construction.

Etant donné l'absence actuelle de profils d'exigences et d'échelles d'évaluation, les méthodes de calcul générales (niveau 3 vérification) ne peuvent être utilisés qu'avec l'accord des autorités de surveillance, et ce par des spécialistes chevronnés. Les vérifications doivent être contrôlées par un ingénieur spécialement qualifié pour ce genre de vérifications de la protection incendie.

Toutes les règles des eurocodes et de leurs appendices informatifs dont l'objectif est de s'écarter des exigences imposées par les règlements en matière de protection incendie ou des prescriptions spéciales à prendre en compte ne sont pour le moment pas admises à être appliquées. Des exceptions peuvent être autorisées dans des cas particuliers par les autorités de surveillance de la construction.

8.4 Zusammenfassende Wertung

Vorbemerkung

Wesentliche Voraussetzung für die bauaufsichtliche Anerkennung und Einführung der brandschutztechnischen Nachweise der Eurocodes ist deren Gleichwertigkeit mit den bisher in Deutschland verwendeten tabellarischen Bemessungsvorgaben in DIN 4102 Teil 4. Der vorliegende Bericht liefert nun die erforderlichen Hintergrundinformationen und Vergleichsrechnungen, mit denen das Sicherheitsniveau der Brandschutzteile der Eurocodes eingeschätzt werden kann. Er kann auch als Hilfe bei der Anwendung in der Praxis dienen.

Im Rahmen des Forschungsauftrags des Deutschen Instituts für Bautechnik an das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig wurden auch die Federführenden der 6 Arbeitskreise des zuständigen Spiegelausschusses NABau 00.32.00 beteiligt. Die repräsentativen Anwendungsbeispiele sowie die Erläuterungen zu den Nationalen Anwendungsdokumenten zu den einzelnen Eurocode-Teilen wurden auf diese Weise mit den jeweiligen Arbeitskreisen abgestimmt.

Einleitung

Im vorliegenden Forschungsbericht wird das Grundkonzept der Brandschutzbemessung nach den Brandschutzteilen der Eurocodes und deren wesentliche Inhalte vorgestellt. Dabei werden einführende Erläuterungen zu den drei Nachweisstufen und eine generelle Betrachtung zur Sicherheitsphilosophie angestellt sowie eine Übersicht über die Erarbeitung der Nationalen Anwendungsdokumente (NAD's) gegeben. Anschließend erfolgt für die Eurocodes 1 bis 6 eine nähere Betrachtung der brandschutztechnischen Bemessungsregeln mit Kommentaren zum technischen Hintergrund der Regeln und einer Bewertung der vereinfachten Rechenverfahren. Abweichende Regelungen im NAD werden begründet. Die Nachweisverfahren werden abschließend auf repräsentative Beispiele angewendet. Dabei wird für alle Eurocodes folgende Untergliederung vorgenommen:

- Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung
- Erläuterungen, Änderungs- und Ergänzungsvorschläge für das NAD
- Berechnung von repräsentativen Anwendungsbeispielen

Allgemeines

Die seit 1995 als Europäische Vornormen (ENV) vorliegenden Eurocodes sollen in einer dreijährigen Erprobungsphase im Hinblick auf Vollständigkeit, Anwendungsfreundlichkeit und das vorhandene Sicherheitsniveau in den Mitgliedsstaaten überprüft werden. In absehbarer Zeit sollen die Brandschutzteile der Eurocodes 1 bis 6 als deutsche Vornormen in Verbindung mit den

entsprechenden NAD's zur probeweisen Anwendung in Deutschland - neben der klassischen Brandschutznorm DIN 4102 Teil 4 - freigegeben werden. Bisher sind folgende Brandschutzteile der Vornormen veröffentlicht worden:

DIN V ENV 1991-2-2 - Grundlagen und Einwirkungen

DIN V ENV 1992-1-2 - Tragwerksbemessung für Stahlbeton- und Spannbetontragwerke

DIN V ENV 1993-1-2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten

DIN V ENV 1994-1-2 - Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton

DIN V ENV 1995-1-2 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauten

DIN V ENV 1996-1-2 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten

In den Eurocodes sind erstmals für Deutschland auch rechnerische Nachweisverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Bauteilen und Tragwerken enthalten, die sich eng an die Bemessung für die Gebrauchslastfälle bei Normaltemperatur („Kaltbemessung“) der baustoffbezogenen Eurocodes anlehnen. Voraussetzung für die bauaufsichtliche Anerkennung und Einführung der brandschutztechnischen Nachweise der Eurocodes in Deutschland ist deren Gleichwertigkeit mit den bisher verwendeten tabellarischen Bemessungsvorgaben in DIN 4102 Teil 4.

Brandschutztechnische Nachweisverfahren

Die Brandschutzteile der baustoffbezogenen Eurocodes 2 bis 6 sehen grundsätzlich brandschutztechnische Nachweisverfahren auf drei Stufen vor:

- tabellarische Daten (Nachweisstufe 1)
- vereinfachte Rechenverfahren (Nachweisstufe 2)
- allgemeine Rechenverfahren (Nachweisstufe 3).

Die Nachweisverfahren mittels tabellarischer Daten beschränken sich in der Regel darauf, die Querschnittsabmessungen des zu untersuchenden Bauteils (und z. B. bei Betonbauteilen den Achsabstand der Bewehrung) mit Werten zu vergleichen, die nach Brandversuchsergebnissen zum Erreichen der vorgesehenen Feuerwiderstandsdauer erforderlich sind.

Mit den vereinfachten Rechenverfahren wird in der Regel nachgewiesen, daß alle maßgebenden Lastwirkungen auch nach Ablauf der vorgeschriebenen Feuerwiderstandsdauer eines Bauteils ohne Versagen aufgenommen werden können. Dafür werden u. a. Vereinfachungen bei der Temperaturer-

mittlung für die Bauteilquerschnitte und bei der Beschreibung des Versagenszustandes im Brandfall getroffen.

Mit Hilfe der allgemeinen Rechenverfahren wird für eine vorgegebene Feuerwiderstandsdauer das tatsächliche Tragvermögen, gegebenenfalls auch das Verformungsverhalten der Bauteile, ermittelt. Unter Verwendung dieser exakten Berechnungsmethoden kann neben der Simulation von Brandversuchen auch die Traglast eines Bauteils bei vorgegebener Temperaturzeitkurve für den Brandraum bestimmt werden. Bei lokal begrenzter Brandbeanspruchung kann das Brandverhalten von Teil- oder Gesamttragwerken mit beliebiger Temperaturzeitkurve untersucht werden.

Eurocode 1 Teil 2-2

Im Eurocode 1 Teil 2-2 werden Rechengrundlagen zur Ermittlung der Temperatur- und Lasteinwirkungen geregelt. Der Brandfall wird als ein „außergewöhnliches Ereignis“ angesehen, das nicht mit anderen, davon unabhängigen außergewöhnlichen Ereignissen überlagert zu werden braucht. Auch zeit- und lastabhängige Einflüsse auf das Tragverhalten, die vor Auftreten des Brandfalls wirksam werden, müssen nicht berücksichtigt werden. Dadurch ist es z. B. zulässig, das Trag- und Verformungsverhalten von Betonstützen im Brandfall ohne Berücksichtigung von Kriech- und Schwindeinflüssen zu ermitteln, die bis zum Zeitpunkt der Brandbeanspruchung bereits aufgetreten sind.

Bei der brandschutztechnischen Bemessung ist es in der Regel nicht erforderlich, die Abkühlphase des Brandes zu berücksichtigen.

Im Folgenden wird durch einen Vergleich der globalen Sicherheitsbeiwerte für die einzelnen Baustoffe gezeigt, daß das Sicherheitsniveau der brandschutztechnischen Nachweise nach den Eurocodes sich gegenüber DIN 4102 Teil 4 im Mittel gesehen nicht verschieben wird. Dazu wird das Lastniveau bei der Brandschutzbemessung nach DIN 4102 Teil 4 durch Division der Beanspruchbarkeit bei Normaltemperatur durch einen globalen Sicherheitsbeiwert γ bestimmt. Für die baustoffbezogenen Eurocodes kann ein entsprechendes Lastniveau aus den festgelegten Teilsicherheitsbeiwerten auf der Beanspruchbarkeitsebene γ_M und dem o. g. Reduktionsfaktor η_{fi} für die Beanspruchungsseite errechnet werden. η_{fi} wird in folgender Tabelle für einzelne Baustoffe mit $\eta_{fi} = 0,70$ und $\eta_{fi} = 0,65$ angegeben, wobei der im entsprechenden NAD empfohlene Wert kursiv hervorgehoben ist.

Vergleich der globalen Sicherheitsbeiwerte von DIN 4102 Teil 4 und Eurocode

Baustoff	DIN 4102 Teil 4: $E_N = R_N / \gamma$		Eurocode: $E_{fi,d,t} = \eta_{fi} \cdot R_k / \gamma_M$		
	γ	$1/\gamma$	γ_M	η_{fi}	η_{fi} / γ_M
Beton	2,1	0,48	1,5	0,7	0,47
Betonstahl	1,75	0,57	1,15	0,7	0,61
				0,65	0,57
Baustahl	1,71	0,58	1,1	0,70	0,64
				0,65	0,59
Holz	3,5	0,29	1,3	0,70	0,31*)
				0,65	0,29*)
			*) $E_{fi,d,t} = 0,9 \cdot 0,64 \cdot \eta_{fi} \cdot R_k / \gamma_M$ bei Holz		

Eurocode 2 Teil 1-2

Im vorliegenden Forschungsvorhaben, daß sowohl repräsentative Anwendungsbeispiele, aber auch eine kritische Untersuchung der Grundlagen des vereinfachten Rechenverfahrens umfaßt, wurde die Gleichwertigkeit der Nachweisverfahren des Eurocodes 2 Teil 1-2 mit den tabellarischen Nachweisen für Stahlbeton- und Spannbetonbauteile nach DIN 4102 Teil 4 bestätigt.

Die Gleichwertigkeit der tabellarischen Nachweise von DIN 4102 Teil 4 und Eurocode 2 Teil 1-2 ist offenkundig, da die Tabellen im wesentlichen unverändert aus DIN 4102 Teil 4 in den Eurocode worden sind.

Die brandschutztechnische Bemessung nach dem vereinfachten Rechenverfahren ist für stabförmige Bauteile in der Regel ohne großen Aufwand durchführbar. Anders als bei den tabellarischen Nachweisen läßt sich die noch vorhandene Tragreserve in Abhängigkeit von der Branddauer direkt angeben.

Die Bemessungsregeln des Eurocodes 2 Teil 1-2 können zur Zeit nicht vollständig angewendet werden, deshalb müssen im NAD Einschränkungen vorgenommen werden. Dies betrifft insbesondere die brandschutztechnische Bemessung von Tragwerken aus Hochleistungsbeton und die Verwendung nicht-linearer Verfahren zur Schnittgrößenermittlung im Brandfall. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf, um die brandschutztechnischen Bemessungsregeln entsprechend zu erweitern.

Gegen eine bauaufsichtlichen Zulassung der Nachweisstufen 1 und 2 des Eurocodes 2 Teil 1-2 bestehen aus Sicht der Verfasser keine Bedenken, wenn die vorstehenden Erläuterungen und Ergänzungsvorschläge in Verbindung mit der Nationalen Anwendungsrichtlinie beachtet werden.

Eurocode 3 Teil 1-2

Im Eurocode 3 Teil 1-2 wird auf die Angabe klassifizierter Bekleidungen wie in DIN 4102 Teil 4 in Form von Bemessungstabellen verzichtet.

Für Einzelbauteile gibt Eurocode 3 Teil 1-2 zwei Näherungsverfahren zur vereinfachten brandschutztechnischen Bemessung an. Bei beiden Verfahren ist für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer t nachzuweisen, daß die Einwirkungen im Brandfall $E_{fi,d}$ nach Eurocode 1 Teil 2-2 kleiner oder gleich dem entsprechendem Bemessungswert der Beanspruchbarkeit zum Zeitpunkt t $R_{fi,d,t}$ sind.

Im ersten Verfahren (Tragfähigkeit) wird der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit $R_{fi,d,t}$ zum Zeitpunkt t für die Temperaturverteilung im Querschnitt durch Anpassen der Beanspruchbarkeit unter Normaltemperatur nach Eurocode 3 Teil 1-1 ermittelt, wobei die mechanischen Eigenschaften von Stahl unter erhöhter Temperatur zu berücksichtigen sind.

Alternativ darf die Bemessung im zweiten Verfahren (kritische Temperatur) unter Annahme gleichförmiger Temperaturverteilung auf Temperaturebene durchgeführt werden, indem die kritische Stahltemperatur $\Theta_{a,cr}$ bestimmt wird.

Bei bekleideten Stahlkonstruktionen kann im Anschluß an beide Verfahren die Bekleidungsstärke für die angestrebte Feuerwiderstandsdauer errechnet werden. Die dem Berechnungsverfahren zugrunde liegenden thermischen Stoffkennwerte der Bekleidungen sollen künftig nach europäischen Vornormen bestimmt werden. Für in DIN 4102 Teil 4 geregelte bekleidete Stahlkonstruktionen werden im Forschungsbericht temperaturunabhängige thermische Materialeigenschaften der Brandschutzmaterialien angegeben, mit denen bei einer vereinfachten Berechnung nach Eurocode 3 Teil 1-2 unter Berücksichtigung der Randbedingungen eine Gleichwertigkeit der Nachweise nach DIN 4102 Teil 4 erreicht wird.

Im Abschlußbericht sind exemplarisch Diagramme dargestellt, aus denen man in Abhängigkeit von der kritischen Stahltemperatur, vom Profilmfaktor U/A des Stahlprofils sowie von der angestrebten Feuerwiderstandsdauer t_f die brandschutztechnisch erforderliche einlagige Plattendicke d_p für Stützen und für Träger entnehmen kann. Alternativ kann eine klassifizierte Bekleidung entsprechend DIN 4102 Teil 4 gewählt werden, die jedoch überdimensioniert wird, wenn die kritische Temperatur nach Eurocode 3 Teil 1-2 deutlich über 500°C liegt.

Eurocode 4 Teil 1-2

Für Stützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen existieren keine vereinfachte Berechnungsverfahren, die Feuerwiderstandsdauer hängt allein von der Betonüberdeckung des Stahlprofils ab.

Eine vergleichende Betrachtung für betongefüllte Hohlprofilstützen kann nicht durchgeführt werden, da das vereinfachte Berechnungsverfahren in Eurocode 4 Teil 1-2 für eine breite Anwendung nicht geeignet ist.

Verbunddecken benötigen eine Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung, daher sind die Bemessungsverfahren in Eurocode 4 Teil 1-2 nur zur Vorbemessung einsetzbar.

Dem vereinfachten Bemessungsverfahren für Verbundträgern mit ungeschützten Stahlprofilen kommt nur eine geringe praktische Bedeutung zu, da die Einstufung in Feuerwiderstandsklassen nur bei unwirtschaftlich geringer Lastausnutzung der Stahlprofile im Kaltzustand möglich ist.

Der Vergleich der Ergebnisse der Beispielrechnungen von kammerbetonierten Verbundträgern und Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen (zentrische und exzentrische Beanspruchung) hat ergeben, daß mit den Bemessungstabellen und den vereinfachten Berechnungsverfahren des Eurocodes 4 Teil 1-2 ein der tabellarischen Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 gleichwertiges Sicherheitsniveau erreicht wird. Die punktuellen Ergebnisse der Anwendungsbeispiele entsprechen dem tendenziellen Verlauf der in der Literatur dokumentierten umfangreichen Vergleichsbetrachtungen zur Absicherung vereinfachter Rechenverfahren, die im Mittel eine gute Übereinstimmung zu Versuchsergebnissen und exakten Berechnungsergebnissen ergaben.

Durch Anwendung vereinfachter Berechnungsverfahren für Verbundkonstruktionen wird eine wirtschaftlichere brandschutztechnische Bemessung für ein größeres Anwendungsspektrum bei relativ geringem Berechnungsaufwand möglich. Die Bemessungstabellen der DIN 4102 Teil 4 bieten keine Nachweismöglichkeiten für Durchlaufsysteme und Anschlüsse.

Aus Sicht der Verfasser bestehen gegen die bauaufsichtliche Zulassung der beschriebenen Nachweisverfahren der Stufen 1 und 2 des Eurocodes 4 Teil 1-2 bei Beachtung der gegebenen Hinweise und Erläuterungen und der Festlegungen im Nationalen Anwendungsdokument keine Bedenken.

Eurocode 5 Teil 1-2

Im Eurocode 5 Teil 1-2 wird auf die Angabe klassifizierter Bekleidungen wie in DIN 4102 Teil 4 in Form von Bemessungstabellen verzichtet.

Für vereinfachte Tragfähigkeitsnachweise gibt Eurocode 5 Teil 1-2 zwei Bemessungsmethoden an. Bei der Bemessung mit ideellem Restquerschnitt wird die Abbrandtiefe d um einen Betrag erhöht, so daß für den verkleinerten Restquerschnitt mit den Festigkeits- und Verformungseigenschaften wie bei Raumtemperatur gerechnet werden kann.

Die Bemessung mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit für Normbrandbeanspruchung erfolgt mit temperaturabhängigen Festigkeits- und Verformungseigenschaften an einem Restquerschnitt, der durch die Abbrandtiefe d reduziert ist.

Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen zeigen, daß das Sicherheitsniveau des Eurocodes 5 Teil 1-2 im Vergleich zur DIN 4102 Teil 4 im Mittel bestehen bleibt. Es ist jedoch künftig zu untersuchen, ob die Verfahren verfeinert werden können, um bei einzelnen bewährten Konstruktionen keine Verringerung der Feuerwiderstandsdauern hinnehmen zu müssen, wenn der Nachweis nach Eurocode 5 Teil 1-2 größere Sicherheiten aufweist als die experimentell abgesicherten Nachweise nach DIN 4102 Teil 4.

Eurocode 6 Teil 1-2

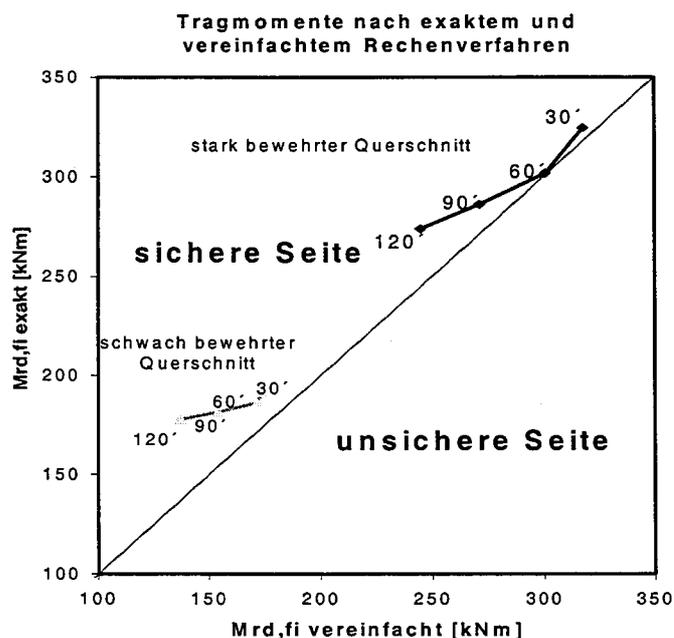
In Eurocode 6 Teil-1-2 liegen zur Zeit keine Grundlagen für die brandschutztechnische Bemessung von Mauerwerksbauten mittels tabellarischer Daten und rechnerischer Verfahren vor. Das NAD zu Eurocode 6 Teil-1-2 wird Tabellenwerte enthalten, die im wesentlichen aus DIN 4102 Teil 4 übernommen worden sind. Die Grundlagen für vereinfachte und allgemeine Rechenverfahren wurden in verschiedenen Forschungsvorhaben entwickelt. Eine ausreichende Absicherung dieser Verfahren durch Ergebnisse von Brandversuchen steht noch aus.

Aus Gründen der Gleichbehandlung aller Brandschutzteile der Eurocodes wird von der Verfasserin des Kapitels zu Eurocode 6 Teil 1-2 empfohlen, dem demnächst vorliegenden NAD zum Eurocode 6 Teil 1-2 zuzustimmen, da das derzeitige Sicherheitsniveau im Mauerwerksbau erhalten bleibt.

Vergleichsrechnungen

Die repräsentativen Anwendungsbeispiele der Eurocodes 2 bis 5 decken einen Großteil der gängigen Anwendungen in der Baupraxis ab. Es wurden stabförmige Bauteile und Flächentragwerke, Biegebauteile und Druckglieder der unterschiedlichen Bauweisen untersucht. Bei der Bestimmung der Feuerwiderstandsklasse der Beispiele ergaben sich i. d. R. keine Abweichungen bei den Nachweisen nach DIN 4102 Teil 4 bzw. den entsprechenden Eurocodes. Die Gleichwertigkeit der Nachweisverfahren ist danach gegeben.

Am Beispiel unterschiedlich bewehrter Stahlbeton-Biegebauteile werden im folgenden Bild die nach dem vereinfachten Rechenverfahren ermittelten Traglasten (Bruchmomente) mit denen einer exakten Berechnung verglichen. Es zeigt sich, daß die vereinfachten Berechnungen stets auf der sicheren Seite liegen.



Fazit

Nicht alle Bemessungsregeln der Eurocodes können zur Zeit vollständig angewendet werden, in den NAD's müssen Einschränkungen vorgenommen werden. Beispielsweise bei der brandschutztechnischen Bemessung von Tragwerken aus Hochleistungsbeton und der Verwendung nicht-linearer Verfahren zur Schnittgrößenermittlung im Eurocode 2 Teil 1-2 besteht weiterer Forschungsbedarf, um die brandschutztechnischen Bemessungsregeln dem vorhandenen Sicherheitsniveau anpassen zu können. Aufgrund der Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens werden der Bauaufsicht folgende Vorgaben für die nationale Anwendung der Brandschutzteile der Eurocodes vorgeschlagen:

Die Nachweise mittels tabellarischer Daten unter Vorgabe einer Brandbeanspruchung nach der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) werden uneingeschränkt zugelassen.

Ebenso wird es bei den Nachweisen mit vereinfachten Rechenverfahren keine Einschränkung geben, solange ein ETK-Brand zugrunde gelegt wird und die „Kaltbemessung“ ebenfalls nach Eurocode erfolgt ist. Abweichende Temperaturzeitkurven bedürfen der Zustimmung der Bauaufsicht.

Allgemeine Rechenverfahren dürfen aufgrund fehlender Anforderungsprofile und Bewertungsmaßstäbe nur nach Abstimmung mit der Bauaufsichtsbehörde angewendet werden. Die Nachweise sind von einem für derartige Brandschutznachweise besonders qualifizierten Prüfsachverständigen zu prüfen. Alle Regelungen in den Eurocodes und deren informativen Anhängen, die eine Abweichung von Brandschutzanforderungen der Bauordnung oder zusätzlich heranzuziehender Sonderverordnungen zum Ziel haben, sind vorerst nicht zur Anwendung zugelassen. Ausnahmen können im Einzelfall von der Bauaufsichtsbehörde gestattet werden.