

Dr.-Ing. Joachim Kretz

Heißbemessung von Stahlbetonstützen nach EC 2 Teil 1-2 und Nationalem Anhang (NA)

Grundlagen zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung

Um das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen und Tragwerken unter Brandeinwirkung möglichst wirklichkeitsnah beurteilen zu können, müssen das temperaturabhängige Materialverhalten sowie die sich im Tragwerk einstellenden Effekte (thermische Dehnungen, Zwangskräfte, ...) berücksichtigt und analysiert werden. Diese Analysemöglichkeit ist nur mit einem allgemeinen Nachweisverfahren (Level 3 Verfahren) möglich. Im nachfolgenden Artikel wird die in DIN EN 1991-1-2/NA CC.4.10 als Beispiel 10 angegebene Stahlbeton-Kragstütze nach dem allgemeinen Verfahren unter verschiedenen Brandeinwirkungen näher untersucht und ausgewertet.



Mit einem allgemeinen Rechenverfahren werden an einem numerischen Simulationsmodell sowohl eine thermische als auch eine mechanische Analyse durchgeführt. Bezüglich der Bauteilabmessungen, der Querschnittsformen, der Baustoffe und der thermischen Beanspruchungen bestehen grundsätzlich keine Einschränkungen, sofern die Rechengrundlagen in Form von temperaturabhängigen Materialgesetzen bekannt sind.

Für den Nachweis werden Rechengrundlagen zur Ermittlung der Temperatureinwirkungen benötigt, die im EC 1 Teil 1-2 [1] genormt sind. Darüber hinaus sind Angaben über die temperaturabhängige Veränderung der thermo-mechanischen Eigenschaften der Baustoffe (Wärmeleitfähigkeit, Festigkeit, thermische Dehnung, ...) erforderlich. Hierzu sind für Stahlbetonbauteile detaillierte Angaben im EC 2 Teil 1-2 [3] enthalten.

Um die komplexen Berechnungen bei Anwendung eines allgemeinen Rechenverfahrens zu erläutern, werden im ersten Teil des Artikels zunächst die wesentlichen Grundlagen der allgemeinen Verfahren vorgestellt. Aufbauend auf diesen Grundlagen werden dann Bemessungen nach dem allgemeinen Verfahren für Stahlbeton-Kragstützen mit dem Modul „U412.de Stahlbeton-Stützensystem mit Heißbemessung (Krag-, Pendel-, allg. Stützen)“ bei unterschiedlicher Beflammung durchgeführt und analysiert. Zur Abgrenzung des allgemeinen Verfahrens werden abschließend die wesentlichen Vereinfachungen der Level 2 Verfahren (Vereinfachtes Verfahren: Zonenmethode/ erweiterte Zonenmethode/ modifizierte erweiterte Zonenmethode) aufgeführt.

1 Grundlagen der allgemeinen Verfahren nach DIN EN 1991-1-2 und DIN EN 1992-1-2

Brandbeanspruchte Bauteile haben wegen des schnellen Anstiegs der Umgebungstemperatur zu Brandbeginn und des verzögerten Eindringens von Wärme in ihren Querschnitten von außen nach innen abnehmende Temperaturen (instationärer Temperaturzustand). Um diese unterschiedlichen Temperaturverteilungen im Querschnitt mit den stark unterschiedlichen, temperaturabhängigen thermischen und mechanischen Materialeigenschaften zur Berechnung des Feuerwiderstandes berücksichtigen zu können, ist eine möglichst dem Temperaturverlauf angepasste Querschnittsdiskretisierung erforderlich. Je genauer der Temperaturverlauf und damit der Festigkeits- und Steifigkeitsverlauf simuliert werden kann, umso wirklichkeitsnäher lassen sich das Trag- und Verformungsverhalten der Bauteile bzw. Tragwerke bestimmen. Sämtliche o.g. Einflüsse sind mit den allgemeinen Rechenverfahren zu erfassen. In dem Fachartikel [6] zur Heißbemessung von Stahlbetonstützen wurden die Grundlagen des allgemeinen Rechenverfahrens bereits beschrieben. Im Rahmen dieses Beitrages werden die Grundlagen insoweit angegeben, wie sie für das Verständnis erforderlich sind.

Der brandschutztechnische Nachweis der allgemeinen Rechenverfahren (Level 3) beinhaltet die vollständige thermische und mechanische Analyse in einem numerischen Simulationsmodell (Bild 1).

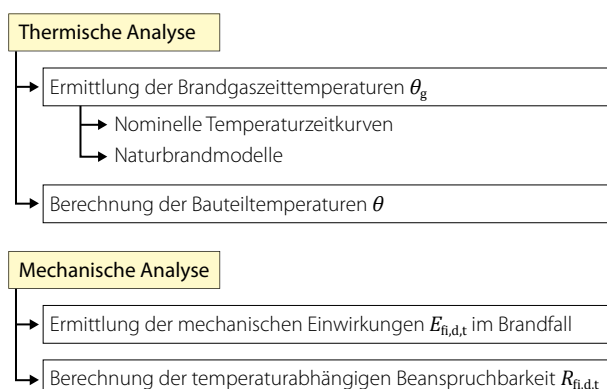


Bild 1. Allgemeine Tragwerksanalyse im Brandfall

Die thermische Analyse enthält die Ermittlung der thermischen Einwirkungen (Brandgaszeittemperaturen) und die Berechnung der Bauteiltemperaturen.

In einem zweiten Schritt werden im Rahmen der mechanischen Analyse das Trag- und Verformungsverhalten der brandbeanspruchten Bauteile berechnet. Diese Analyse berücksichtigt auf der Einwirkungsseite die Einflüsse aus der Belastung, der indirekten thermischen Einwirkungen (Zwangkräfte und -momente), sowie nichtlineare geometrische Einflüsse. Auf der Seite des Bauteilwiderstandes müssen die Einwirkungen aus dem thermo-mechanischen Baustoffverhalten und den thermischen Dehnungen berücksichtigt werden.

1.1 Thermische Analyse

1.1.1 Thermische Einwirkungen - Brandgaszeittemperaturen

Bei einem Brand entstehen Flammen und Brandgase, die die umgebende Luft erhitzen. Im Eurocode 1991-1-2 werden unterschiedliche standardisierte Temperaturzeitkurven zur Beschreibung der Heißgastemperatur θ als Funktion der Branddauer t [min] vorgegeben. In Bild 2 sind beispielhaft einige Heißgastemperaturzeitkurven angegeben.

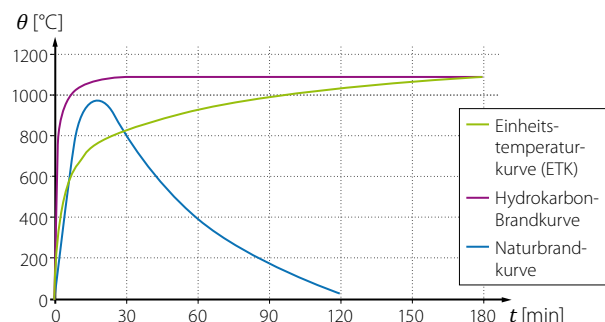


Bild 2. Nominelle Temperaturzeitkurven und Naturbrandkurve

Die Hydrokarbon-Brandkurve gibt die Entwicklung der Heißgastemperaturen bei Flüssigkeitsbränden wieder; sie wird für die brandschutztechnische Bemessung von Hochbauten normalerweise nicht angewendet. Für die normgerechte Klassifizierung von Bauteilen ist eine Festlegung auf eine bestimmte Brandbelastung bzw. Temperaturzeitkurve erforderlich. National und international wird die Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) zur normgerechten Klassifizierung von Bauteilen verwendet. Andere nominelle Temperaturzeitkurven dürfen nur in Ausnahmefällen verwendet werden.

Ein realer Brand ist jedoch über die ETK nur angenähert zu beschreiben, da nach der ETK die Temperatur während der Branddauer ständig steigt und keine Rücksicht auf die tatsächliche, zeitabhängige Brandlast genommen wird. Das tatsächliche Brandverhalten lässt sich am zuverlässigsten über speziell auf das Bauvorhaben abgestimmte Naturbrandkurven simulieren.

1.1.2 Thermische Einwirkungen - Wärmetransport

Die thermischen Einwirkungen entstehen durch das Ansteigen der Gastemperatur im Brandabschnitt und wirken durch den Netto-Wärmestrom an der Grenzschicht Bauteilumgebung/Bauteiloberfläche, auf das Tragwerk ein (Bild 3).

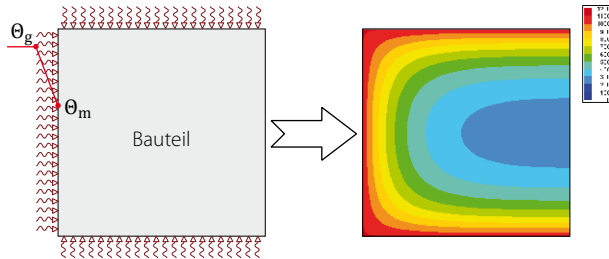


Bild 3. Skizze des Wärmestroms auf ein Bauteil und die Durchwärmung des Querschnitts nach $t = \dots$ (min) dargestellt bei dreiseitiger Beflammung

Der Netto-Wärmestrom h'_{net} ermittelt sich aus der Summe der Anteile des Wärmeübergangs aus Konvektion $h'_{net,c}$ und der Strahlung $h'_{net,r}$.

$$\text{Netto-Wärmestrom: } h'_{net} = h'_{net,r} + h'_{net,c} \quad [\text{W/m}^2]$$

Bezüglich der genauen Berechnungsansätze wird an dieser Stelle auf die weiterführende Literatur verwiesen. Als Ergebnis der thermischen Einwirkungen steigt die Temperatur in den Bauteilen; die Bauteile werden mit fortschreitender Zeit immer stärker durchwärmt.

1.1.3 Temperaturverteilung in Bauteilen

Grundlage für die Berechnung der Temperaturverteilung in Bauteilen (Temperaturfelder) ist die Differentialgleichung von Fourier zur Beschreibung der instationären Wärmeleitung in Festkörpern.

$$\frac{\delta T}{\delta t} = a \cdot \left(\frac{\delta^2 T}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 T}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 T}{\delta z^2} \right)$$

mit

T	Temperatur [K]
t	Zeit [s]
a	$= \frac{\lambda}{\rho \cdot c_p}$ Temperaturleitzahl [m ² /s]
λ	Wärmeleitfähigkeit [W/(mk)]
ρ	Rohdichte [kg/m ³]
c_p	spezifische Wärme [J/(kgK)]
x, y, z	Raumkoordinaten [m]

Da sich die thermischen Werkstoffkennwerte der Wärmeleitfähigkeit λ , der spezifischen Wärme c_p und der Rohdichte ρ unter Temperaturbeanspruchung verändern, ist eine analytische Lösung der Differentialgleichung nicht möglich. Die Lösung der Differentialgleichung muss deshalb mit numerischen Methoden erfolgen, wie z.B. der Methode der Finiten Elemente.

In Bild 4 ist die Temperaturverteilung nach unterschiedlichen Brandeinwirkungsdauern t [min] beispielhaft für einen dreiseitig beflamten Rechteckquerschnitt dargestellt.

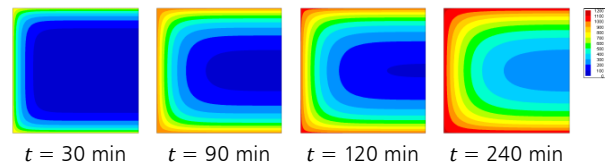


Bild 4. Temperaturfelder eines dreiseitig beflamten Rechteckquerschnitts nach $t = \dots$ (min) Branddauer

1.2 Mechanische Analyse

Die mechanische Analyse gliedert sich, wie bereits aus Bild 1 bekannt, in die:

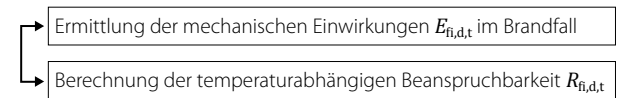


Bild 5. Mechanische Analyse

In einem numerischen Berechnungsverfahren werden die Einwirkungen im Brandfall der zeitabhängigen Beanspruchbarkeit der Konstruktion (Bauteil, Teil- oder Gesamtsystem) gegenübergestellt und so das Tragverhalten bestimmt. Der Nachweis einer ausreichenden Tragfähigkeit im Brandfall gilt als erbracht, wenn die Tragfähigkeit (mechanische Beanspruchbarkeit $R_{fi,d,t}$) über die gesamte Branddauer größer als die mechanische Beanspruchung (Einwirkung) $E_{fi,d,t}$ ist (Bild 6).

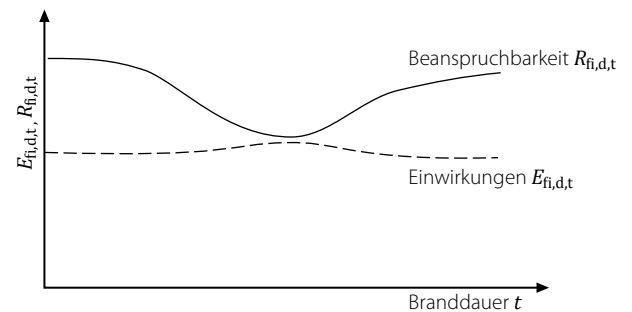


Bild 6. Tragverhalten unter Berücksichtigung der Brandeinwirkung

1.2.1 Mechanische Einwirkungen im Brandfall

Der Nachweis gegen Versagen des Tragwerks oder des Bauteils im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Brandfall ist mit Einwirkungen nach der Kombinationsregel für die außergewöhnliche Bemessungssituation zu führen. Es ist nicht erforderlich die Brandeinwirkungen mit anderen, davon unabhängigen außergewöhnlichen Einwirkungen (z.B. Anprall, ...) zu überlagern. Nähere Angaben dazu sind [6] zu entnehmen.

1.2.2 Grundlagen zur Bestimmung der Beanspruchbarkeit $R_{fi,d,t}$

Die allgemeinen Rechenverfahren für die mechanische Analyse bauen auf den anerkannten Prinzipien und Voraussetzungen der Theorie der Tragwerksmechanik auf. Dabei werden die temperaturabhängigen Veränderungen der mechanischen Materialeigenschaften berücksichtigt.

Über die mechanische Analyse des Querschnitts erfolgt zunächst die Ermittlung des resultierenden Dehnungszustands und der zugehörigen Spannungen unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Linien sowie der temperaturabhängigen thermischen Dehnungen.

Aus der thermischen Analyse des Querschnitts ist das Temperaturfeld zum Zeitpunkt t bekannt. Diese Temperaturprofile erzeugen thermische Verlängerungen. Denkt man sich die einzelnen Teilelemente des Querschnitts freigeschnitten, d.h. aus unabhängigen Längsfasern (Thermoelementen) zusammengesetzt, die sich in Längsrichtung frei bewegen können, so stellen sich für jedes Thermoelement unterschiedlich große freie thermische Dehnungen ein. Diese thermischen Dehnungen sind für die einzelnen Thermoelemente in Abhängigkeit von der jeweiligen Temperatur zu bestimmen. Sie sind über den Querschnitt nicht linear verteilt, so dass der Querschnitt nicht eben bleibt. In Bild 7 ist beispielhaft die thermische Dehnungsverteilung eines Stahlbetonquerschnitts (Querschnittshälfte) bei vierseitiger Beflammung unter der Annahme der freien thermischen Dehnungen dargestellt.

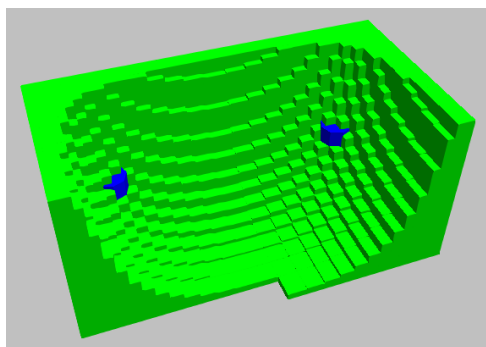


Bild 7. Freie thermische Dehnungen eines Stahlbetonquerschnitts

Bei der Berechnung der Spannungen wird die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts vorausgesetzt. Da die freien thermischen Dehnungen die Verträglichkeit verletzen, müssen sich im Querschnitt aus Verträglichkeitsgründen thermische Eigenspannungen einstellen. Diese Eigenspannungen sind für jedes Teilelement (Thermoelement) so zu bestimmen, dass die Verträglichkeitsbedingungen und die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind. Bei diesen Berechnungen sind sämtliche Dehnungsanteile des Querschnitts über die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien zu ermitteln.

1.2.3 Temperaturabhängige Werkstoffeigenschaften

Als Grundlage der Berechnungsverfahren dienen die in DIN EN 1992-1-2 [3] geregelten thermischen und mechanischen Eigenschaften von Beton und Stahl (Betonstahl) bei erhöhten Temperaturen. Die mechanischen Eigenschaften der Werkstoffe sind über temperaturabhängige Spannungs-Dehnungsbeziehungen und über die thermischen Dehnungen beschrieben.

1.2.3.1 Thermische Eigenschaften

Die Dichte von Beton und von Betonstahl darf über den gesamten Temperaturbereich als konstant angenommen werden. Die Veränderung der Rohdichte des Betons in Abhängigkeit von der Temperatur wird durch den Wasserverlust beeinflusst. Die Werte der Rohdichte sind DIN EN 1992-1-2 im Abschnitt 3.3.2 zu entnehmen.

Die thermische Leitfähigkeit λ_c des Betons nimmt als temperaturabhängige Kenngröße mit steigender Temperatur gemäß Bild 8 ab. Dabei sind die Werte der thermischen Leitfähigkeit in DIN EN 1992-1-2, Abschnitt 3.3.3, als obere und untere Grenzwerte gemäß Bild 8 festgelegt. Der für die Nachweisführung / Bemessung zu berücksichtigende Wert λ_c ist im Nationalen Anhang geregelt.

Nach dem NA für Deutschland ist als Wert der thermischen Leitfähigkeit λ_c der Wert der oberen Grenzkurve zu verwenden.

Anmerkung: Da im Anhang A zur DIN EN 1992-1-2 die Temperaturprofile für ausgewählte Querschnitte mit Werten der thermischen Leitfähigkeit λ_c auf der Grundlage der unteren Grenzkurve erstellt wurden, sind diese Temperaturprofile für Bemessungen (z.B. nach Vereinfachten Verfahren) in Deutschland nicht zutreffend und damit nicht anwendbar.

Auch der Bewehrungsstahl zeigt eine Abnahme der Wärmeleitfähigkeit bei steigender Temperatur (Bild 9). Sie ist aber im Vergleich zum Beton wesentlich höher.

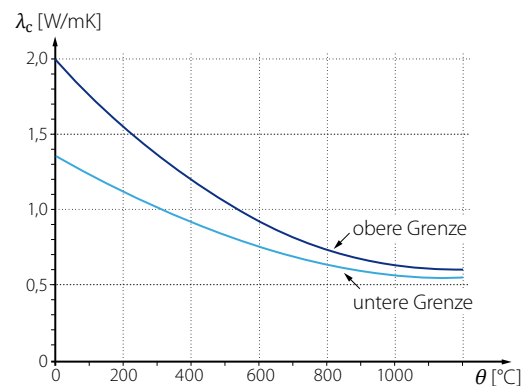


Bild 8. Thermische Leitfähigkeit des Betons als Funktion der Temperatur nach [3]

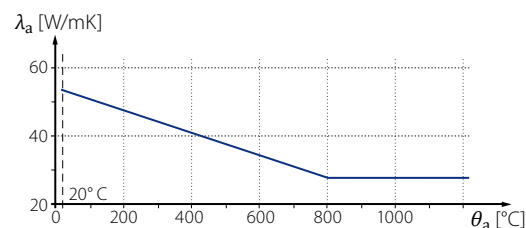


Bild 9. Thermische Leitfähigkeit des Betonstahls als Funktion der Temperatur nach [3]

Als weitere temperaturabhängige Werkstoffkenngröße ist die spezifische Wärmekapazität c zu berücksichtigen. Mit zunehmender Temperatur steigt die spezifische Wärmekapazität sowohl des Betons als auch der Stahlbetonbewehrung. Auffallend ist der plötzliche Anstieg der spezifischen Wärmekapazität von Stahl (bedingt durch Gefügeänderung des Stahls) im Bereich von 680 bis 800 °C. Der temperaturabhängige Verlauf der spezifischen Wärme ist in den Bildern 10 und 11 angegeben.

Bild 12 zeigt die thermischen Dehnungen $\Delta l/l$ von Beton mit quarzhaltigem Zuschlag, Betonstahl und Spannstahl in Abhängigkeit der Temperatur. Der Wert $\Delta l/l$ definiert das Verhältnis aus der temperaturbedingten Längenänderung des Bauteils zur Länge des Bauteils bei 20°C.

Bei der Ermittlung der thermischen Dehnungen des Betons ist die Art des Zuschlags (Beton mit quarzhaltigem oder kalksteinhaltigem Zuschlag) zu beachten. Die jeweiligen Beton-Dehnungen ermitteln sich nach Abschnitt 3.3.1 in DIN EN 1992-1-2 [3].

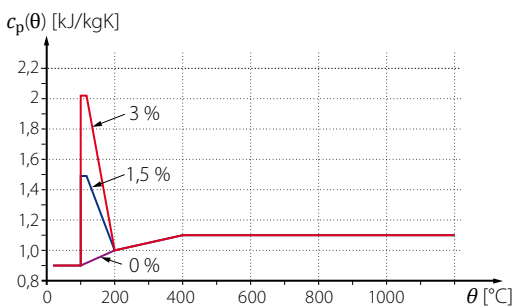


Bild 10. Spezifische Wärme von Beton mit quarzhaltigem Zuschlag $c_p(\theta)$ in Abhängigkeit der Temperatur nach [3] (für Feuchtegehalt $u = 0,0, 1,5$ und $3,0$ Gew. %)

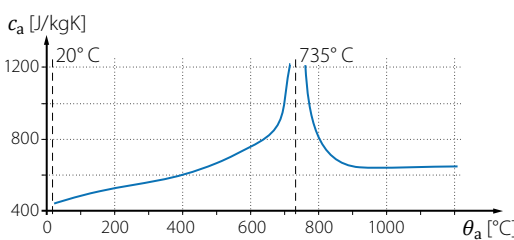


Bild 11. Spezifische Wärme von Betonstahl in Abhängigkeit der Temperatur

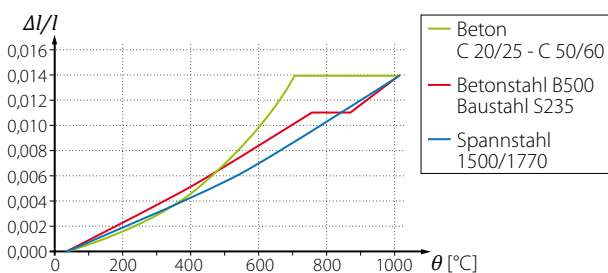


Bild 12. Thermische Dehnungen $\Delta l/l$ von Betonstahl mit quarzhaltigem Zuschlag, Betonstahl und Spannstahl in Abhängigkeit der Temperatur

1.2.3.2 Mechanische Eigenschaften

Grundlage der brandschutztechnischen Bauteil- und Tragwerksanalyse sind die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien sowie die thermischen Dehnungen der Baustoffe.

Die verschiedenen Baustoffe (Stahl, Beton, Betonstahl, ...) unterliegen einem stark temperaturabhängigem Verhalten. Wie die nachfolgenden σ - ϵ -Diagramme für Beton (Bild 13) und Betonstahl (Bild 16) zeigen, sinken die Materialfestigkeiten bei steigenden Dehnungen mit Ansteigen der Temperatur deutlich ab. Die drastische Abnahme des E-Moduls und die Abnahme der Festigkeit, verbunden mit einer großen Zunahme der Bruchdehnung, sind aus den Bildern 13 und 14 klar zu erkennen. Der relative Festigkeitsverlust ist bei Beton und Stahl nahezu gleich.

Beton:

Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen im Bild 14 werden durch zwei Parameter definiert:

- die Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$
- die Stauchung $\epsilon_{c1,\theta}$ entsprechend $f_{c,\theta}$

Die Werte für $\epsilon_{cu1,\theta}$, die den Bereich des abfallenden Kurventeils definieren, können der Tabelle 1 entnommen werden.

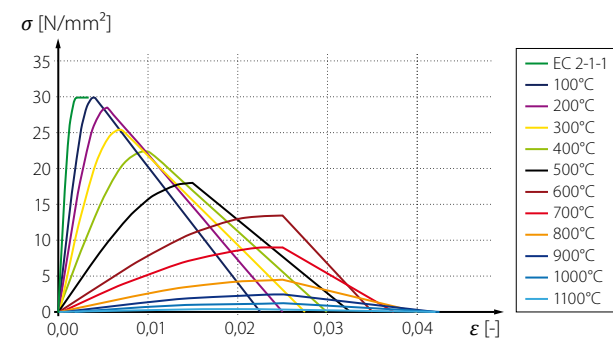


Bild 13. σ - ϵ -Diagramm von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei steigenden Temperaturen

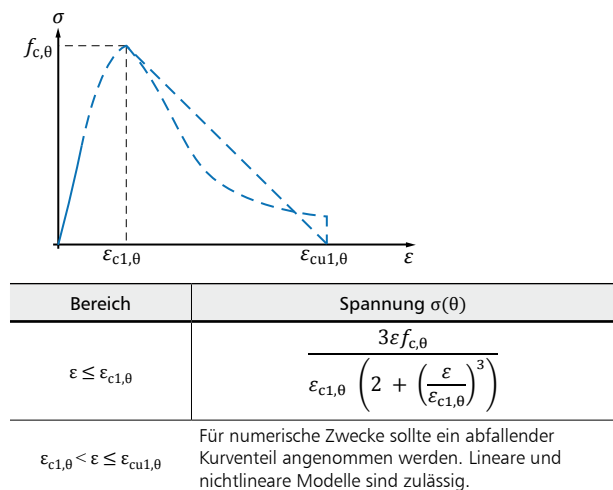


Bild 14. Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für druckbeanspruchten Beton bei erhöhten Temperaturen nach [3]

Die Verformungsfähigkeit des Betons nimmt bei höheren Temperaturen stark zu (ϵ_{c1} nimmt von 2,5 ‰ bei 20 °C auf Werte zwischen 10 bis 20 ‰ bei ca. 600 °C zu). Infolge dieser großen Zunahme lagern sich die Spannungen aus den stark erwärmten Bereichen (beflammte Randbereiche) auf die Bereiche mit niedrigeren Temperaturen (Kernbereiche) um. Im Laufe der Branddauer kommt es so zu ständigen Umlagerungen innerhalb des Querschnitts und ggf. des Tragwerks.

Beton Temp. θ [°C]	Quarzhaltige Zuschläge			Kalksteinhaltige Zuschläge		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

Tab. 1. Werte für die Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Normalbeton mit quarz- oder kalksteinhaltigem Zuschlag bei erhöhten Temperaturen nach [3]

Betonstahl:

Die Spannungs-Dehnungslinien des Betonstahls sind dem EC 2 [3] zu entnehmen.

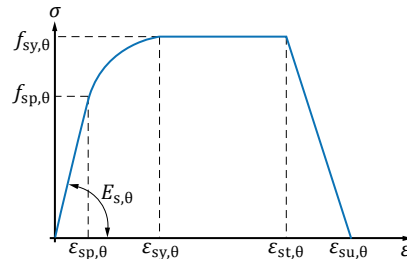
Die σ - ϵ -Diagramme des Betonstahls sind im Wesentlichen durch drei Parameter definiert:

- die Neigung der elastischen Geraden $E_{s,\theta}$
- die Proportionalitätsgrenze $f_{sp,\theta}$
- das maximale Spannungsniveau $f_{sy,\theta}$ bzw. die Fließgrenze

Die Kennlinien des Betonstahls (Bild 15) haben einen funktionellen Zusammenhang der Form: $\sigma = f(\epsilon, \theta)$

Die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehungen können nach DIN EN 1992-1-2 aus Tabelle 3.2a entnommen werden. Für Zwischenwerte der Temperatur ist eine lineare Interpolation der Werte zulässig.

Die Herstellung des Betonstahls hat einen signifikanten Einfluss auf die Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung unter erhöhten Temperaturen. In Tabelle 2 sind deshalb die Abminderungsfaktoren $f_{sy,\theta} / f_{yk}$ bzw. $E_{s,\theta} / E_s$ angegeben, unterschieden nach warmgewalzten oder kaltverformten Betonstählen.



Bereich	Spannung $\sigma(\theta)$	Tangentenmodul
$\epsilon_{sp,\theta}$	$\epsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\epsilon_{sp,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a) \cdot [a^2 - (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon)}{a[a^2 - (\epsilon - \epsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\epsilon_{sy,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\epsilon_{st,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} \left[1 - \frac{(\epsilon - \epsilon_{st,\theta})}{(\epsilon_{su,\theta} - \epsilon_{st,\theta})} \right]$	-
$\epsilon = \epsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Parameter *	$\epsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\epsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\epsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\epsilon_{su,\theta} = 0,20$ Klasse A Bewehrung: $\epsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\epsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Hilfswerte	$a^2 = (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta})(\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

* Werte für Parameter $\epsilon_{pt,\theta}$ und $\epsilon_{pu,\theta}$ von Spannstahl sind aus Tabelle 3.3 zu nehmen. Die Klasse A Bewehrung wird in EN 1992-1-1, Anhang C festgelegt.

Bild 15. Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Betonstahl bei erhöhten Temperaturen nach [3]

Stahltemperatur θ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	warmgewalzt	kaltverformt	warmgewalzt	kaltverformt	warmgewalzt	kaltverformt
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tab. 2. Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von warmgewalztem und kaltverformtem Betonstahl (Klasse N) bei erhöhten Temperaturen nach [3]

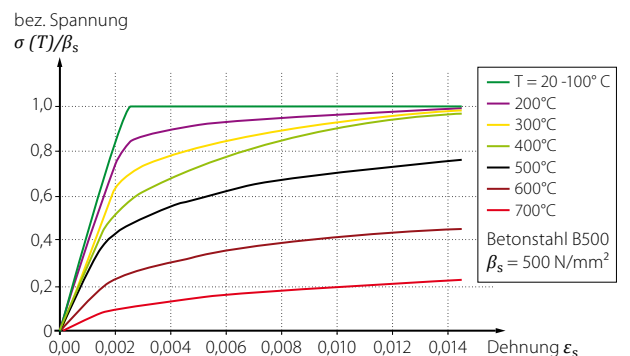


Bild 16. σ - ϵ -Diagramm von Betonstahl bei erhöhten Temperaturen

1.3 Ermittlung der Tragfähigkeit

Nach der Erfassung aller zuvor beschriebenen Einflussgrößen (thermische und mechanische Materialeigenschaften) erfolgt als abschließender Nachweis der Heißbemessung die Ermittlung der Querschnitts- und Systemtragfähigkeit.

Um all die Einflussgrößen berücksichtigen zu können ist eine leistungsfähige Software erforderlich, die es u.a. ermöglicht, den Querschnitt mit vielen Teilelementen zu diskretisieren und das Zusammenwirken der Teilelemente zu einer gemeinsamen Tragwirkung sicherzustellen. Dabei ist zu beachten, dass die temperaturabhängigen Arbeitslinien für jedes Teilelement unterschiedlich sind (sein können).

Die temperaturabhängige – und damit zeitabhängige – permanente Umlagerung der Spannungen innerhalb des Querschnitts (von den heißen Randbereichen auf den kälteren Kernbereich), die zunehmende Entfestigung sowie die ggf. vorhandene Änderung der Randbedingungen des statischen Systems müssen über das Rechenverfahren berücksichtigt werden, um eine wirklichkeitsnahe Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens zu gewährleisten.

Auf die mit fortschreitender Branddauer t verstärkte Durchwärmung des Stahlbetonquerschnitts, die damit verbundene Steifigkeitsänderung sowie die daraus resultierende Verformungszunahme wird im Rahmen der Vorstellung der Bemessung von Stahlbeton-Kragstützen unter verschiedenen Brandeinwirkungen im Kapitel 2 näher eingegangen.

1.4 Simulationsschritte des allgemeinen Verfahrens

Bild 17 zeigt prinzipiell die einzelnen Simulationsschritte zur Bestimmung des Trag- und Verformungsverhaltens unter Brandbeanspruchung mit allgemeinen Rechenverfahren.

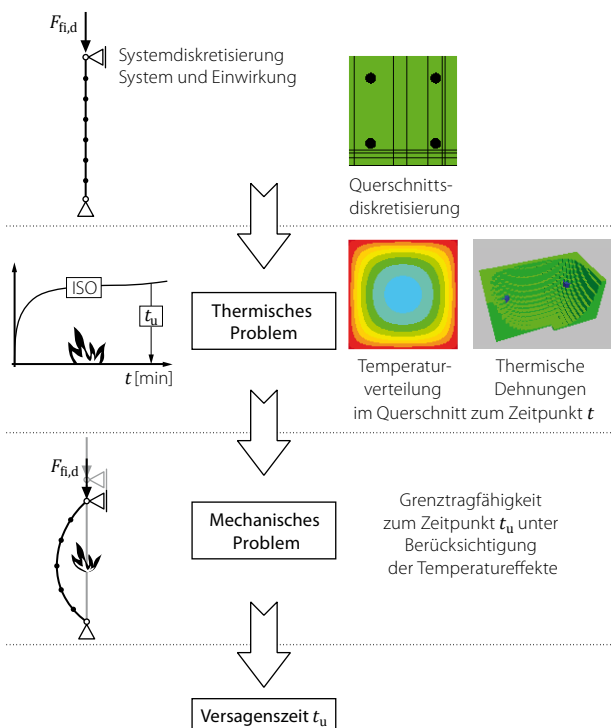


Bild 17. Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens unter Brandeinwirkung mit allgemeinen Rechenverfahren

2 Bemessung nach dem allgemeinen Rechenverfahren der DIN EN 1991-1-2

Nach NDP zu 4.1(1) in DIN EN 1992-1-2/NA „Bemessungsverfahren – Allgemeines“ dürfen zur brandschutztechnischen Bewertung von Tragwerken oder Teiltragwerken allgemeine Rechenverfahren mit Rechenprogrammen angewendet werden, wenn diese validiert sind. Der Nationale Anhang DIN EN 1991-1-2/NA, Anhang CC, enthält Beispiele für das Validierungsverfahren. Zur Validierung der numerischen Berechnung an Stützen ist eine Stahlbeton-Kragstütze als Beispiel 10 bei vierseitiger Beflammung angegeben.

Im Rahmen der Bemessung nach dem allgemeinen Rechenverfahren wird u.a. dieses Beispiel 10 aus EC 1 Teil 1-2/NA behandelt. Zusätzlich zum Vergleich der „Endergebnisse“ wie Versagenszeitpunkt, Fußmoment und maximale Kopfverschiebung wird auch das Trag- und Verformungsverhalten während der Branddauer näher analysiert.

Wesentliche Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten treten bei asymmetrischer Beflammung infolge der thermischen Dehnungen auf. Die Stahlbeton-Kragstütze des Validierungsbeispiels 10 wird deshalb in weiteren Analysen unter asymmetrischer Beflammung untersucht.

Zur qualitativen Abschätzung und zum Vergleich des Trag- und Verformungsverhaltens wird in einem ersten Schritt das Momenten-Krümmungsverhalten des Stützenquerschnitts unter unterschiedlichen Beflammungen auf Querschnittsebene untersucht.

2.1 Momenten-Krümmungsverhalten für unterschiedliche Beflammungen

Der im Validierungsbeispiel 10 angegebene Stahlbeton-Stützenquerschnitt ($h/b = 36/36$ cm in C 20/25 mit 6 \varnothing 20 mm) wird mit einer zentrischen Druckkraft von 100 kN belastet. Auf Querschnittsebene wird anschließend dessen Momenten-Krümmungsverhalten nach 90 Minuten Branddauer entsprechend der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) für unterschiedliche Beflammungen mit dem BauStatik-Modul „S853.de Stahlbeton-Querschnitte, Analyse im Brandfall“ untersucht. Die sich nach dem allgemeinen Rechenverfahren für unterschiedliche Beflammungen einstellenden Momenten-Krümmungslinien sind in Bild 18 dargestellt.

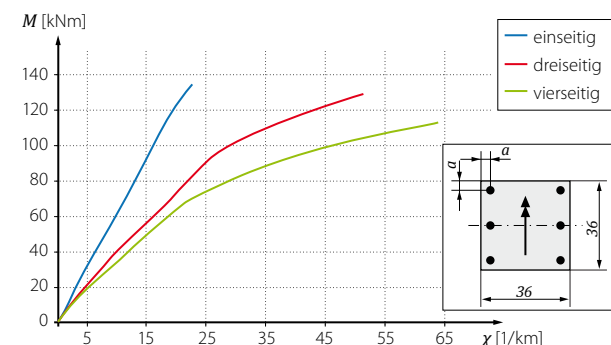


Bild 18. Momenten-Krümmungs-Diagramm für Stahlbeton-Querschnitt nach $t = 90$ min Branddauer nach ETK bei unterschiedlicher Beflammung

Eine vierseitige Beflammung führt zur größten Durchwärmung des Querschnitts und damit zum größten Steifigkeitsverlust (verglichen mit drei- und einseitiger Beflammung). Ebenso ist die Momententragfähigkeit ($M_{fi,Rd,90} = 114 \text{ kNm}$) geringer als bei dreiseitiger ($M_{fi,Rd,90} = 129 \text{ kNm}$) und einseitiger ($M_{fi,Rd,90} = 135 \text{ kNm}$) Beflammung.

2.2 Allgemeines zur Bemessung von Stahlbeton-Stützen unter Brandeinwirkung

Die Verformbarkeit der Stützen nimmt unter Brandeinwirkung deutlich zu. Dies ist direkt anhand der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien erkennbar. Nicht nur die Größe der Festigkeit unter Brandeinwirkung ist deutlich geringer, die maximale Festigkeit des erhitzten Materials kann darüber hinaus auch erst bei größeren Verformungen aktiviert werden. Eine realitätsnahe Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens ist deshalb von besonderer Bedeutung.

Insbesondere sind bei den Stützenberechnungen die Auswirkungen der thermischen Dehnungen zu berücksichtigen. Infolge der unterschiedlichen Temperaturen im Querschnitt entstehen Eigenspannungen und durch die Längenänderung bzw. Verdrehung (bei asymmetrischer Brandbeanspruchung) der Stütze entstehen ggf. indirekte Einwirkungen auf das Tragwerk, die zu geänderten Schnittgrößen führen können.

2.3 Bemessung von Stahlbeton-Stützen bei vierseitiger Beflammung

Berechnet und analysiert wird im Folgenden eine Stahlbeton-Kragstütze unter vierseitiger Brandbeanspruchung, die als Validierungsbeispiel 10 in DIN EN 1991-1-2/NA, Anhang CC, beschrieben ist. Die numerischen Berechnungen auf der Grundlage des allgemeinen Rechenverfahrens werden mit dem BauStatik-Modul „U412.de Stahlbeton-Stützensystem mit Heißbemessung (Krag-, Pendel-, allgemeine Stütze)“ durchgeführt. Die Berechnungen können in gleicher Weise auch mit dem BauStatik-Modul „U403.de Stahlbeton-Stützensystem mit Heißbemessung (Krag- und Pendelstütze)“ durchgeführt werden, das ebenfalls auf der Grundlage des allgemeinen Rechenverfahrens arbeitet.

Im Rahmen des Validierungsbeispiels ist der Zeitpunkt des Versagens einer Stahlbeton-Kragstütze für eine gegebene Beanspruchung bei einer allseitigen Brandbeanspruchung zu ermitteln. Die Kragstütze mit einer Länge von 7.00 m aus Beton C20/25 ist mit 6 Ø 20 mm ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$), warmgewaltem Stabstahl B500B der Klasse N bewehrt. Belastet wird die Kragstütze am Stützenkopf mit einer exzentrisch ($e_1 = 3.50 \text{ cm}$) angreifenden Normalkraft und einer über die Systemlänge angreifenden Streckenlast aus Wind. Der Stützenquerschnitt besitzt die Abmessungen $b = h = 36.0 \text{ cm}$. Der Achsabstand der Bewehrung beträgt $a = 5.50 \text{ cm}$.

Die weiteren Angaben sind Bild 19 und Tabelle 3 (≙ Tabelle CC.20 aus EC 1 Teil 1-2/NA) zu entnehmen.

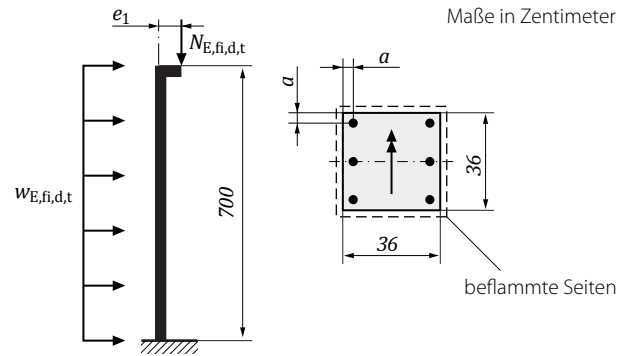


Bild 19. Querschnitt und System der Stahlbeton-Kragstütze

Abmessungen	$l / b / h$ in cm	700 / 36 / 36	
Knicklänge im Brand	$l_{0,fi}$ in m	14,0	
Lastausmitte im Brand	e_1 in cm	3,5	
Achsabstand	a in mm	55	
Belastung	$N_{E,fi,d,t}$ in kN	-79	
	$w_{E,fi,d,t}$ in kN/m	1,74	
Beton C20/25 (3% Feuchte (Massenanteile))	$f_{ck}(20^\circ\text{C})$ in N/mm ²	20	
Betonstahl	$f_{yk}(20^\circ\text{C})$ in N/mm ²	500	
Spannungs-Dehnungs-Linien	Beton ^a	DIN EN 1992-1-2	
	Betonstahl ^b		
Temperaturbeanspruchung	ETK (4-seitig)	DIN EN 1991-1-2	
Wärmeübergangskoeffizient	α_c in W/(m ² · K)	25	
Emissivität	ϵ_m	0,70	
Thermische und physikalische Materialwerte	Beton	$\lambda, \rho, c_p, \epsilon_{th,c}$	DIN EN 1992-1-2
	Betonstahl	$\lambda, \rho, c_a, \epsilon_{th,s}$	DIN EN 1994-1-2

^a Mit überwiegend quarzithaltiger Gesteinskörnung und der Rohdichte $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$
^b Klasse N, warmgewalzt

Tab. 3. Abmessungen, Belastungen und Materialeigenschaften

Für einige ausgewählte Zeitpunkte sind die sich einstellenden Temperaturprofile in Bild 20 dargestellt.

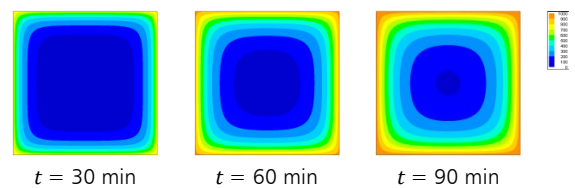


Bild 20. Ermittelte Temperaturprofile bei vierseitiger Beflammung für $t = 30, 60$ und 90 Minuten Branddauer ETK

Mit steigender Temperaturbeanspruchung sinkt die Festigkeit der Materialien deutlich ab. Wesentlich stärker als die Reduzierung der Festigkeit machen sich die Abnahme des Elastizitätsmoduls (Bild 21) und damit die Verringerung der Steifigkeit des Querschnitts bemerkbar.

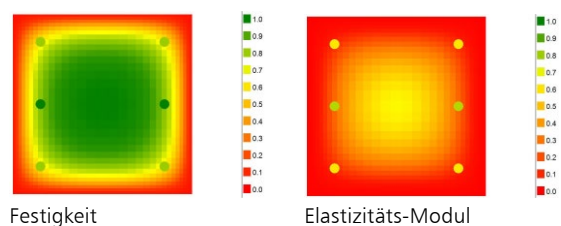


Bild 21. Reduktionsfaktoren nach 90 Min. ETK

Bei gleichbleibender äußerer Belastung führt eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung bei kontinuierlich abnehmender Steifigkeit infolge der Temperaturerwärmung zu permanent zunehmenden Verformungen. Gleichzeitig reduziert sich die Biegetragfähigkeit des Querschnitts mit zunehmender Branddauer.

In den nachfolgenden Bildern 22 bis 24 werden die Einflüsse (Temperaturentwicklung) und deren Auswirkungen (Verformungen, Momente) über die Branddauer dargestellt. Die Versagenszeit t_u ermittelt sich zu $t_u = 97$ Minuten.

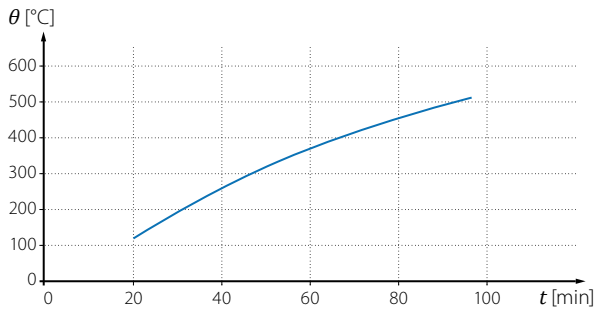


Bild 22. Temperaturentwicklung in den Eckeisen in °C

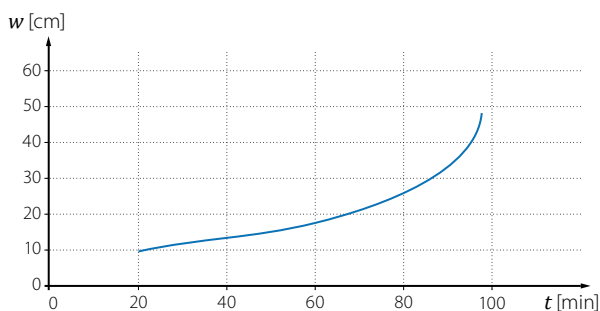


Bild 23. Horizontale Verschiebung am Stützenkopf in cm

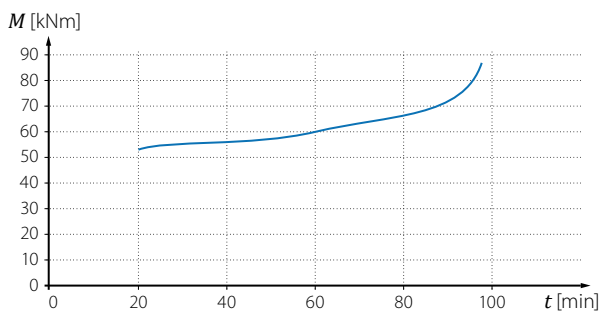


Bild 24. Momente am Stützenfuß

	Referenzgröße X	berechnete Größe X'	Abweichung (X'-X)/X · 100 [%]	Grenzabweichung [%]
Versagenszeit t_u in min	93	97	+ 4,0	±3
horizontale Verformung am Stützenkopf w_z in mm nach $t = 90$ min Branddauer	381	331	-13,1	±15
Moment am Stützenfuß $M_{e,fi,d}$ in kNm nach $t = 90$ min Branddauer	75,5	71,5	-5,3	±5

Anmerkung:
Die Temperatur in der Bewehrung nach $t = 90$ min Branddauer beträgt:
- Eckeisen $\theta_s = 502$ °C; 492

Tab. 4. Referenz- und berechnete Größen für die Stahlbeton-Kragstütze (≙ Tabelle CC.21 aus EC 1 Teil 1-2/NA)

In Tabelle 4 sind die berechneten Größen, die Referenzgrößen sowie die Abweichungen für die Stahlbeton-Kragstütze bei vierseitiger Beflammung eingetragen.

Die Abweichungen in den Validierungsgrößen erklären sich dadurch, dass die berechneten Temperaturen niedriger (z.B. Eckeisen: 492 °C zu 502 °C als Referenzwert) sind als die zugehörigen Referenzgrößen. Die Temperaturen des vorgegebenen Temperaturfeldes nach 90 Minuten Branddauer (Referenztemperaturfeld) werden nach eigenen Berechnungen erst nach 93 Minuten Branddauer erreicht.

Vergleichsberechnungen u.a. mit dem Programm ANSYS bestätigen die niedrigeren Temperaturen. Nach Temperaturadaption liefert die anschließende mechanische Berechnung mit U412.de nachfolgende Resultate.

	Referenzgröße X	berechnete Größe X'	Abweichung (X'-X)/X · 100 [%]	Grenzabweichung [%]
Versagenszeit t_u in min	93	94	+ 1,1	±3
horizontale Verformung am Stützenkopf w_z in mm nach $t = 90$ min Branddauer	381	371	-2,6	±15
Moment am Stützenfuß $M_{e,fi,d}$ in kNm nach $t = 90$ min Branddauer	75,5	74,7	-1,1	±5

Anmerkung:
Die Temperatur in der Bewehrung nach $t = 90$ min Branddauer beträgt:
- Eckeisen $\theta_s = 502$ °C; 504

Tab. 5. Referenz- und berechnete Größen für die Stahlbeton-Kragstütze nach Temperaturadaption

2.4 Bemessung von Stahlbeton-Stützen bei dreiseitiger Beflammung

DIN EN 1991-1-2/NA enthält kein Validierungsbeispiel für dreiseitige bzw. einseitige Beflammung. Aber gerade bei asymmetrischer Beflammung sind Effekte zu berücksichtigen, die bei allseitiger Beflammung nicht auftreten. Eine asymmetrische Beflammung führt zu nicht symmetrischen Temperaturverteilungen im Querschnitt und damit zu einer nicht symmetrischen Steifigkeits- und Festigkeitsverteilung. Die infolge Temperatur auftretenden thermischen Dehnungen sind ebenfalls nicht symmetrisch über den Querschnitt verteilt und erzeugen dadurch eine zusätzliche Krümmung. Diese Krümmung ist additiv zur ggf. vorhandenen Lastausmitte zu berücksichtigen. Die Simulation bei dreiseitiger Beflammung wird in Analogie zur allseitigen Beflammung durchgeführt. Zur Erläuterung der temperaturabhängigen Vorgänge werden auszugsweise die Temperaturfelder, die Festigkeitsentwicklung sowie die Steifigkeitsentwicklung analysiert. Anschließend werden die Auswirkungen der Brandeinwirkung am statischen System wie zuvor bei vierseitiger Beflammung betrachtet (Versagenszeit, Temperaturentwicklung Bewehrung, horizontale Kopfverschiebung, Moment am Stützenfuß).

Grundsätzlich sind die Fälle „Beflammung auf der Zugseite“ und „Beflammung auf der Druckseite“ zu unterscheiden.

Eine Beflammung auf der Zugseite wirkt ungünstig, da zum einen die Festigkeit der Zugbewehrung stark reduziert wird und zum anderen die aus der thermischen Dehnung entstehende Verformung infolge Krümmung zusätzlich zur Lastausmitte addiert werden muss. Bei Beflammung der Druckzone ist die Tragfähigkeit der Stützen höher, da das Moment aus asymmetrischer Beflammung dem Moment aus Lastexzentrizität entgegen wirkt.

Zur eindeutigen Simulation einer asymmetrischen Beflammung ist eine Definition zu den nicht beflamten Seiten erforderlich. Ist die bzw. sind die nicht beflamten Seiten von der Energiezufuhr ausgeschlossen d.h. adiabatisch (z.B. durch eine Brandschutzverkleidung) oder ist ein Wärmetransport über Luft möglich? Je nach Situation wird sich ein unterschiedliches Temperaturfeld einstellen. Bild 25 zeigt die sich einstellenden Temperaturprofile nach bestimmten Brandauern. Der standardmäßig angenommenen Beflammung wird zum Vergleich das Temperaturfeld mit adiabatischer Ausführung der nicht beflamten Seite gegenübergestellt.

Temperaturprofile:

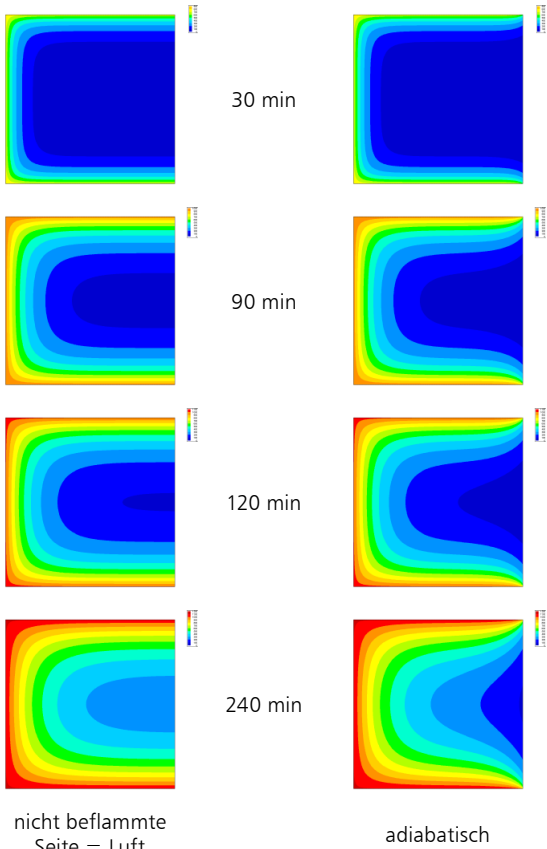


Bild 25. Temperaturfeld nach $t = \dots$ min

Festigkeitsentwicklung:

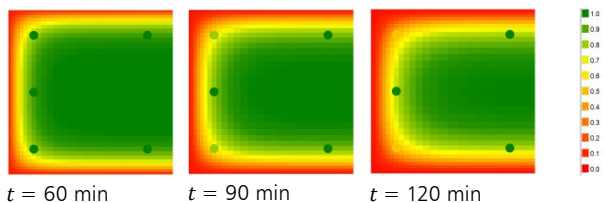


Bild 26. Reduktionsfaktoren der Festigkeit

Steifigkeitsentwicklung:

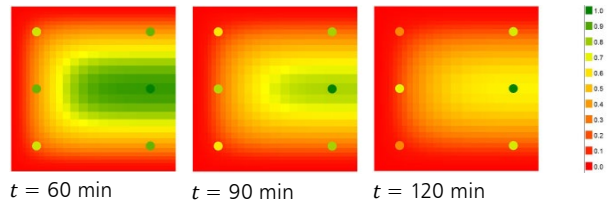


Bild 27. Reduktionsfaktoren der Elastizitätsmodule

2.4.1 Dreiseitige Beflammung mit Beflammung auf der Zugseite

Auch für die dreiseitige Beflammung (Zugseite) werden in den nachfolgenden Bildern 28 bis 30 die Einflüsse (Temperaturentwicklung) und deren Auswirkungen (Verformungen, Momente) über die Branddauer dargestellt. Die Versagenszeit t_u ermittelt sich zu $t_u = 88$ Minuten. Obwohl die Summe des Wärmeeintrags in den Stützenquerschnitt bei dreiseitiger Beflammung geringer ist als bei allseitiger Beflammung, wird der Versagenszeitpunkt t_u früher erreicht. Die Kopfverschiebung sowie das Moment am Stützenfuß stellen sich jedoch mit deutlich größeren Werten ein. Ursache hierfür sind die thermischen Dehnungen, die die Zusatzverschiebungen hervorrufen. Mit vergrößerter Kopfverschiebung steigt folgerichtig auch die Größe des Moments am Stützenfuß.

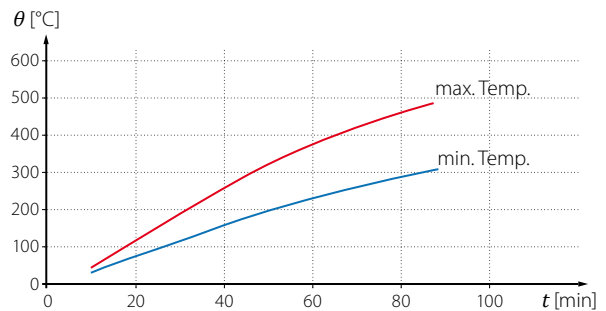


Bild 28. Temperaturentwicklung in den Ecken in $^{\circ}\text{C}$ auf der beflamten Seite (max Temp) und der gegenüberliegenden Seite

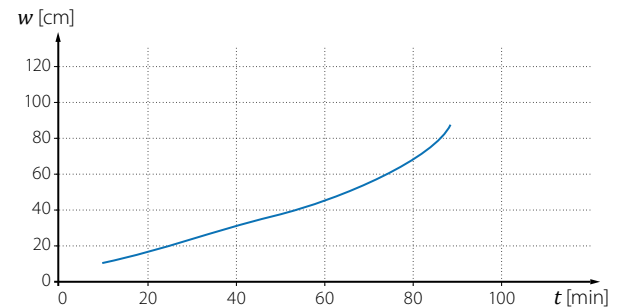


Bild 29. Horizontale Verschiebung am Stützenkopf in cm

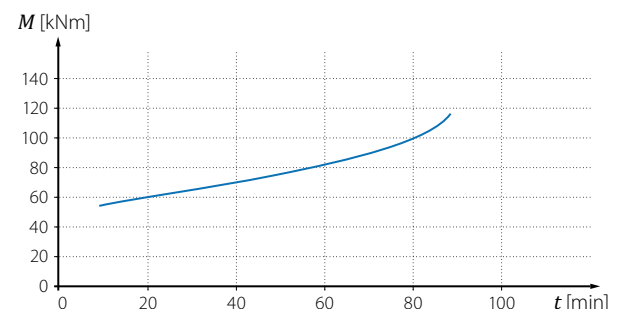


Bild 30. Momente am Stützenfuß

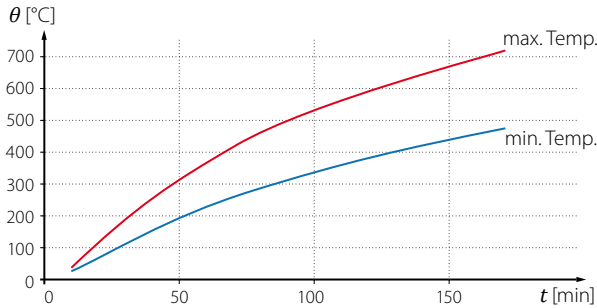


Bild 31. Temperaturentwicklung in den Eckeisen in °C auf der beflamten Seite (max Temp) und der gegenüberliegenden Seite

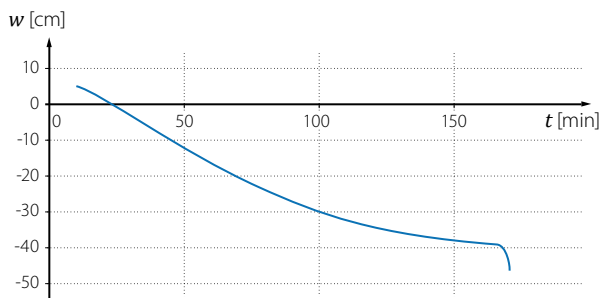


Bild 32. Horizontale Verschiebung am Stützenkopf in cm

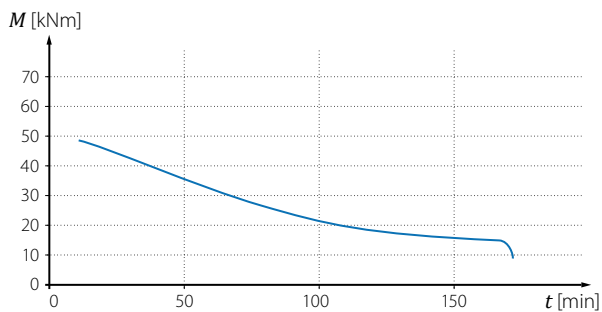


Bild 33. Momente am Stützenfuß

2.4.2 Dreiseitige Beflammung mit Beflammung auf der Druckseite

Für eine dreiseitige Beflammung auf der Druckseite werden in den nachfolgenden Bildern 31 bis 33 die Einflüsse (Temperaturentwicklung) und deren Auswirkungen (Verformungen, Momente) über die Branddauer dargestellt. Die Versagenszeit t_u ermittelt sich nun zu $t_u = 171$ Minuten. Die Stütze ist damit deutlich länger tragfähig als bei dreiseitiger Beflammung auf der Zugseite.

Die Veränderungen der Schnittgrößen (M -Verlauf) sowie der horizontalen Verformungen im Verlauf des Brandes, sind deutlich aus den Darstellungen in den Bildern 34 und 35 erkennbar. Bei Brandbeanspruchung auf der Druckseite führen die Auswirkungen der thermischen Dehnungen (Krümmung / Verschiebung) in großen Teilen des Systems zu einem Vorzeichenwechsel der Momentenbeanspruchung. Um das tatsächliche Trag- und Verformungsverhalten unter Brandeinwirkung beurteilen zu können, ist eine Analyse nach dem allgemeinen Verfahren zwingend erforderlich.

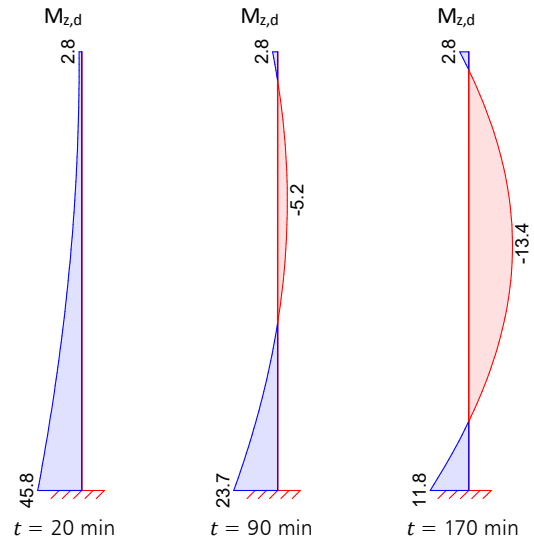


Bild 34. Änderung der Momentenbeanspruchung im stat. System. M-Verlauf nach $t = 20, 90$ und 170 Minuten Branddauer

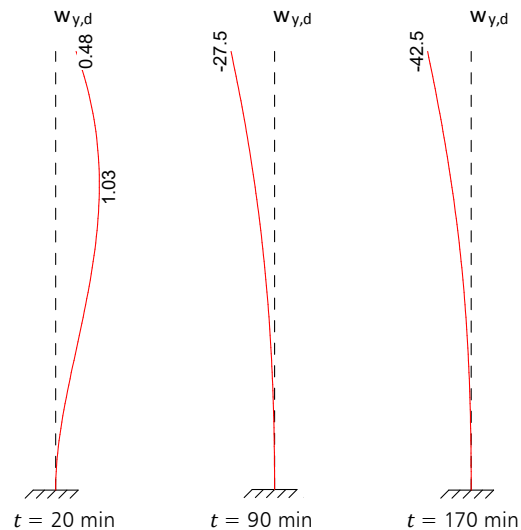


Bild 35. Änderung der horizontalen Verformung im stat. System. Verformungen nach $t = 20, 90$ und 170 Min. Branddauer

2.5 Bemessung von Stahlbeton-Stützen bei einseitiger Beflammung

Das prinzipielle Trag- und Verformungsverhalten bei einseitiger Brandbeanspruchung ist analog dem bei dreiseitiger Beflammung. Infolge der geringeren Wärmeeintragung in den Querschnitt (im gleichen Zeitintervall) sind die Tragfähigkeit sowie die Steifigkeit größer als bei dreiseitiger Beflammung. Das Versagen tritt später ein. In Bild 36 sind Temperaturfelder bei einseitiger Beflammung nach $t = 30, 120$ und 240 Minuten dargestellt.

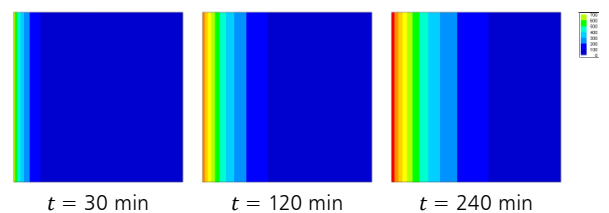


Bild 36. Temperaturfelder bei einseitiger Beflammung nach ETK für $t = 30, 120$ und 240 Minuten

2.5.1 Einseitige Beflammung mit Beflammung auf der Zugseite

Auf eine detaillierte Darstellung der Trag- und Verformungsverläufe über die Branddauer wird an dieser Stelle wegen der Analogie zur dreiseitigen Beflammung verzichtet. Die maßgebenden Kenngrößen sind:

- Versagenszeit $t_u = 156$ Minuten
- Horizontale Kopfverschiebung $w_u = 94,8$ cm
- Moment Stützenfuß $M_u = 122,9$ kNm
- Temperatur Eckeisen $\theta_s = 436$ °C

2.5.2 Einseitige Beflammung mit Beflammung auf der Druckseite

Für eine einseitige Beflammung der Stahlbeton-Kragstütze auf der Druckseite ergeben sich die maßgebenden Kenngrößen zu:

- Versagenszeit $t_u = 294$ Minuten
- Horizontale Kopfverschiebung $w_u = -105,9$ cm
- Moment Stützenfuß $M_u = -38,2$ kNm
- Temperatur Eckeisen $\theta_s = 590$ °C

2.6 Zusammenfassung der Analyseergebnisse im Brandfall bei unterschiedlicher Beflammung nach ETK

In Tabelle 6 sind die Ergebnisse der Analyse der als Beispiel 10 im EC 1 Teil 1-2/NA angegebenen Stahlbeton-Kragstütze für unterschiedliche Beflammungen zusammengefasst.

Beflammung	Versagenszeit t_u [min]	horizontale Verschiebung [cm]	Moment-Stützenfuß [kNm]	max. Temperatur Eckeisen [°C]
vierseitig	97	47,5	82,9	517
dreiseitig, Zugseite	88	88,6	115,5	484
dreiseitig, Druckseite	171	-46,1	9,1	704
einseitig, Zugseite	156	94,8	122,9	436
einseitig, Druckseite	294	-105,9	-38,2	590

Tab. 6. Berechnete Größen für die Stahlbeton-Kragstütze bei unterschiedlicher Beflammung nach ETK

2.7 Anmerkungen zu den Analyse-Ergebnissen

Die im Kapitel 2 durchgeführten Berechnungen erfolgten auf der Grundlage der Berechnungsansätze des allgemeinen Rechenverfahrens nach DIN EN 1992-1-2 für Stahlbetonbauteile. Analysiert wurde eine Stahlbeton-Kragstütze mit den Angaben zu Beispiel 10 im EC 1 Teil 1-2/NA. Die erzielten Ergebnisse sind als rein rechnerische Ergebnisse zur Beurteilung / Validierung des Rechenmoduls zu werten.

In der Realität erhalten Kragstützen i.d.R. ihre Lasten aus (ausmittig aufgelagerten) Bauteilen mit denen sie konstruktiv verbunden sind; z.B. auf einer Konsole aufgelagerter Hallenbinder. Wie realistisch der Fall der reinen Kragstütze mit einer maximalen Kopfauslenkung von ca. 886 mm (dreiseitige Beflammung, Zugseite) ist, ist im Einzelfall zu klären.

Ein auf einer Konsole am Stützenkopf aufgelagerter Träger ist je nach konstruktiver Befestigung entweder in der Lage die aus der Verschiebung entstehende „Festhaltekraft“ aufzunehmen, dann muss diese Kraft durch den Binder durchgeleitet werden, ansonsten „rutscht“ er vom Auflager. Bei einer horizontal festen Auflagerung des aufgelagerten Bauteils könnte die Festhaltekraft in einer Brandanalyse durch eine horizontal federnde Lagerung (Steifigkeit des angeschlossenen Teiltragwerks) simuliert werden, um das tatsächliche Trag- und Verformungsverhalten der Konstruktion wirklichkeitsnäher abzubilden.

3 Grundlagen und Annahmen der vereinfachten Rechenverfahren

Allgemeine Rechenverfahren führen im Brandfall sowohl eine thermische Analyse zur Bestimmung des Temperaturverlaufs im Querschnitt sowie eine mechanische Analyse zur Bestimmung der Tragfähigkeit auf der Grundlage der temperaturabhängigen Werkstoffkennlinien durch (siehe Kapitel 1 und 2).

Im Allgemeinen führen vereinfachte Verfahren keine der beiden Analysen genau durch, sondern verwenden Näherungen und Vereinfachungen, die für die Ermittlung der Tragfähigkeit im Brandfall auf der sicheren Seite liegen (sollten!).

Vereinfachungen der Näherungsverfahren:

- Verwendung von vorgegebenen Temperaturprofilen nach DIN EN 1992-1-2, Anhang A [3] für die Feuerwiderstandsklassen R30, R60, R90 oder R120

Anmerkung: Die im Anhang A zum EC 2 Teil 1-2 angegebenen Temperaturprofile wurden mit einer thermischen Leitfähigkeit von Beton nach dem unteren Grenzwert zu Abschnitt 3.3.3 ermittelt. Nach EC 2 Teil 1-2/NA sind in Deutschland jedoch die Werte nach der oberen Grenzkurve zu verwenden!
- Vereinfachte mechanische Analyse
 - Fiktive Reduktion der Querschnittsabmessungen
 - Ansatz konstanter Betoneigenschaften für den gesamten (reduzierten) Querschnitt
 - Plastische Biegebemessung

3.1 Grundlagen der Zonenmethode

Grundlage der Zonenmethode ist die Plastizitätstheorie. Über einen Ersatzquerschnitt (brandreduzierter Querschnitt; Bild 37) sollen konstante Spannungen so aufsummiert werden, dass sie die gleiche innere Kraftgröße ergeben wie die Integration der nichtlinearen Spannungen über den gesamten Querschnitt.

Der „Punkt“ M (Bild 37) wird verwendet, um die reduzierte Druckfestigkeit des Betons für den gesamten Restquerschnitt (brandreduzierter Querschnitt) zu bestimmen. Anstatt mit nichtlinear über den Querschnitt verlaufenden Festigkeiten zu rechnen, wird vereinfachend ein Mittelwert der Festigkeiten bestimmt.

Vergleicht man das Prinzip-Bild 37 mit einem auf der Grundlage der thermischen Berechnung ermittelten Querschnitt (Bild 38; vgl. dazu Bild 21), so ist diese Annahme bei „richtiger“ Ermittlung der geschädigten Zone a_z nachvollziehbar.

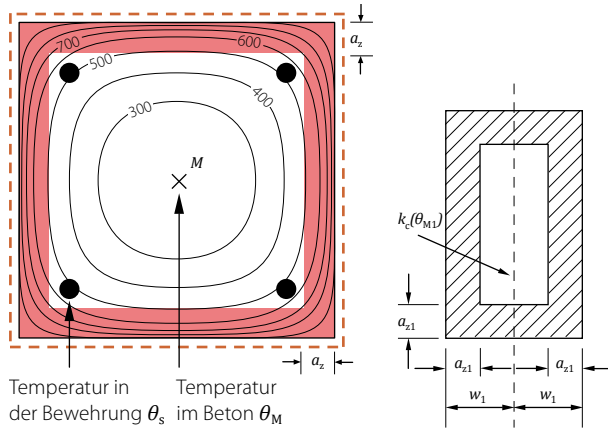


Bild 37. Brandreduzierter Querschnitt (innerer Bereich) und geschädigte Zone a_z (rot)

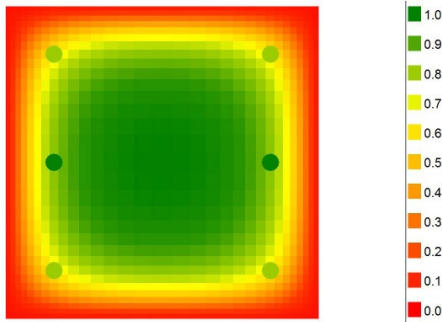


Bild 38. „Brandreduzierter“ Querschnitt definiert über Reduktionsfaktoren der Festigkeit

Nach der Zonenmethode erfolgen die Schnittgrößenermittlung und die Bemessung inklusive der Theorie II. Ordnung mit dem brandreduzierten Querschnitt und der infolge erhöhter Temperatur reduzierten Querschnittssteifigkeit (Anmerkung: die nach Vergleichsberechnungen des Autors in einigen Fällen zu günstig ermittelt wird) analog „dem Berechnungsverfahren für Normaltemperatur“.

Bei Kenntnis der signifikanten Einflüsse der thermischen Dehnungen auf das Trag- und Verformungsverhalten von schlanken Stützen, insbesondere bei asymmetrischer Beflammung (vergleiche Kapitel 2), sind die zuvor aufgeführten Berechnungsgrundlagen nicht ausreichend, um eine sichere Bemessung zu gewährleisten!

Für die Anwendung in Deutschland ist die Normungskommission gleicher Meinung und erlaubt deshalb nach DIN EN 1992-1-2/NA in NCI zu „B.2 Zonenmethode“ die Anwendung nur mit zusätzlichen Annahmen. Als zusätzliche Annahmen werden die Literaturstellen [10] und [11] angegeben.

In [7] sind die Grundlagen der Berechnungen nach der erweiterten Zonenmethode und die dazu erforderlichen Erweiterungen und Modifikationen entsprechend den Literaturstellen [10] und [11] beschrieben. An dieser Stelle wird deshalb auf eine nochmalige Darstellung mit Hinweis auf

die Literaturstelle [7] verzichtet. Das Wesentliche der jeweils angegebenen Erweiterungen und Modifikationen kann aber zusammenfassend wie folgt beschrieben werden.

Erweiterung von Cyllok und Achenbach:

Entsprechend der Veröffentlichung [10] erfolgt die wesentliche Anpassung des Verfahrens durch die Berücksichtigung einer modifizierten Betonstahl-Arbeitslinie. Nach deren Vorschlag ist „für Betonstahl unter Druck eine (Vor-)Stauchung von 0.2% anzuwenden, die über eine Spannungsreduktion auszudrücken ist“.

Erweiterungen von Zilch, Müller, Reitmeyer:

Die nach [11] vorgeschlagene Erweiterung der Zonenmethode basiert auf dem Vorschlag, die thermische Dehnung des Stahls durch eine modifizierte Arbeitslinie zu berücksichtigen. Die sich im Bewehrungsstahl einstellenden thermischen Dehnungen werden durch das Verschieben der Arbeitslinie um das Maß der thermischen Dehnungen berücksichtigt. Für den brandreduzierten Betonquerschnitt werden die thermischen Dehnungen jedoch konstant über den Querschnitt angesetzt. Die Größe der thermischen Dehnung wird aus der Mittelpunkttemperatur (mindestens 100 °C) bestimmt.

Als weitere Anpassung der erweiterten Zonenmethode verwenden Zilch et. al. eine auf die mittlere Betondehnung angepasste Temperaturdehnung. Dadurch wird das Mitwirken des Betons bei geringeren Stauchungen aktiviert und die Steifigkeit vergrößert.

Fazit:

Die in den angegebenen Literaturstellen [10] und [11] angegebenen Modifikationen mögen für die sichere Bemessung von schlanken Stützen zielführend sein, das ursprünglich vereinfachte Verfahren wird aber durch die pauschalen Anpassungen immer weniger anschaulich und nachvollziehbar.

4 Zusammenfassung

Die umfangreichen Grundlagen einer thermischen und mechanischen Analyse für die komplexen Berechnungen nach den allgemeinen Rechenverfahren werden im ersten Teil des Beitrags vorgestellt. Anschließend wird das Trag- und Verformungsverhalten der als Validierungsbeispiel 10 im EC 1 Teil 1-2/NA angegebenen Stahlbeton-Kragstütze für unterschiedliche Beflammungen mit dem BauStatik.ultimate-Modul U412.de nach dem allgemeinen Verfahren beschrieben und analysiert. Insbesondere werden die Auswirkungen der thermischen Dehnungen bei asymmetrischer Beflammung untersucht und ausgewertet.

Eine wirklichkeitsnahe Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens im Brandfall kann ausschließlich mit allgemeinen Rechenverfahren durchgeführt werden.

Dr.-Ing. Joachim Kretz
mb AEC Software GmbH
mb-news@mbaec.de

Normen und Literatur

- [1] DIN EN 1991-1-2:2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Deutsche Fassung EN 1991-1-2:2002 + A1:2005 + AC:2010
- [2] DIN EN 1991-1-2/NA:2010-12, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke.
- [3] DIN EN 1992-1-2:2010-12, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Bemessung für den Brandfall
- [4] DIN EN 1992-1-2/NA:2010-12, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall
- [5] DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [6] Kretz, J.: Heißbemessung von Stahlbetonstützen nach den Eurocodes EN 1991 Teil 1-2 und EN 1992 Teil 1-2, mb-news Nr. 4/2008.
- [7] Kretz, J.: Erweiterte Zonenmethode. Grundlagen der Berechnung und erforderliche Erweiterungen / Modifikationen. mb-news Nr. 7/2013.
- [8] Gelien, M.: Ein Beitrag zur Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall. Dissertation Bergische Universität Wuppertal, Heft 19, August 2011.
- [9] Cyllok, M.; Achenbach, M.: Vereinfachte Bemessung brandbeanspruchter Stahlbetonkragstützen in Anlehnung an EC 2. In: Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 7.
- [10] Cyllok, M.; Achenbach, M.: Anwendung der Zonenmethode für brandbeanspruchte Stahlbetonstützen. In: Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 12.
- [11] Zilch, K.; Müller, A.; Reitmayer, C.: Erweiterte Zonenmethode zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen. In: Bauingenieur, Band 85, Juni 2010.



Zur Verstärkung unseres Teams suchen wir zum nächstmöglichen Zeitpunkt eine/n engagierte/n Mitarbeiter/in für den Bereich:

Dokumentation/ Technische Redaktion

Ihr Profil:

- abgeschlossenes Studium (Uni, FH oder BA) im Bereich Bauingenieurwesen oder Architektur
- sehr gute Kommunikationsfähigkeit
- Text- und Stilsicherheit
- selbstständige und strukturierte Arbeitsweise
- Freude am ständigen Lernen sowie dem Umgang mit Software
- fundierte Erfahrungen in der Anwendung von Software

Ihre Aufgabe:

Sie konzipieren, formulieren und redigieren technische Dokumentationen wie Handbücher, Online-Tutorials, Programmbeschreibungen als Fachartikel und Seminarunterlagen. Sie arbeiten beratend mit Kollegen aus den Abteilungen Entwicklung und Qualitätssicherung zusammen, um entwicklungsbegleitend die Umsetzung der Software-Erweiterungen zu unterstützen und diese zu dokumentieren. Sie sind in der Lage, komplexe Zusammenhänge sprachlich verständlich auszudrücken und dabei anwenderorientiert zu denken.

Neben einwandfreien Umgangsformen erwarten wir Leistungsbereitschaft, eigenverantwortliches Handeln und Teamfähigkeit. Freuen Sie sich auf ein spannendes Aufgabengebiet in einem aufstrebenden, innovativen Unternehmen.

Es erwarten Sie ein offenes, von Teamgeist und Erfolgsorientierung geprägtes Arbeitsklima sowie ein auf langfristige Zusammenarbeit angelegter Arbeitsplatz mit attraktiven Konditionen.

Auch als Berufseinsteiger sind Sie bei uns willkommen.

Ihre aussagekräftigen Bewerbungsunterlagen unter Angabe Ihrer Gehaltsvorstellung sowie eines möglichen Eintrittstermins richten Sie bitte an:

mb AEC Software GmbH · Personalabteilung
Europaallee 14 · 67657 Kaiserslautern · personal@mbaec.de