

# Rechenbeispiel zum EN 1991 Teil 1-2: Vollbrand im Bürogebäude

P. Schaumann, T. Trautmann

Universität Hannover – Institut für Stahlbau, Hannover, Deutschland

## 1 AUFGABENSTELLUNG

Zu ermitteln ist die Gastemperatur eines Vollbrandes in einem Büro. Der Brandabschnitt entspricht dem Raum aus dem „Simulated Office“-Versuch des Cardingtongebäudes. Da die Gastemperatur im Versuch gemessen wurde, kann diese mit der Berechnung verglichen werden.

Zur Berechnung der Gastemperatur wurde ein Naturbrandmodell gewählt. Für Brände mit „Flash-over“ wird das Modell für Vollbrände verwendet. Ein vereinfachtes Berechnungsverfahren für eine parametrische Temperaturzeitkurve ist in dem EN 1991-1-2, Anhang A gegeben.



Abbildung 1: Cardingtongebäude (links) und Büroraum des „Simulated Office“-Versuchs (rechts)

Grundfläche:	$A_f = 135 \text{ m}^2$
Gesamtfläche der vertikalen Öffnungen:	$A_v = 27 \text{ m}^2$
vertikaler Öffnungsfaktor:	$\alpha_v = 0,2$
horizontaler Öffnungsfaktor:	$\alpha_h = 0,0$
Höhe:	$H = 4,0 \text{ m}$
durchschnittliche Fensterhöhe:	$h_{eq} = 1,8 \text{ m}$ (Annahme)
Leichtbeton:	$\rho = 1900 \text{ kg/m}^3$
	$c = 840 \text{ J/kgK}$
	$\lambda = 1,0 \text{ W/mK}$
Brandentwicklungsrate:	Mittel

## 2 BERECHNUNG DER BRANDLASTDICHTE

EN 1991-1-2

Für die Berechnung der Brandlastdichte existiert in dem EN 1991-1-2, Anhang E ein Rechenmodell. Der Bemessungswert der Brandlastdichte kann entweder durch Messungen oder in Einzelfällen auf Grundlage nationaler Brandschutzanforderungen ermittelt werden.

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n$$

Anhang E.1

mit:

$m$  Abbrandfaktor

$\delta_{q1}$  Faktor, der die Brandentstehungsgefahr in Abhängigkeit der Brandabschnittsgröße berücksichtigt

$\delta_{q2}$  Faktor, der die Brandentstehungsgefahr in Abhängigkeit der Art der Nutzung berücksichtigt

$\delta_n$  Faktor zur Berücksichtigung verschiedener aktiver Brandbekämpfungsmaßnahmen

Die Brandlast besteht zu 20 % aus Kunststoffen, zu 11 % aus Papier und zu 69 % aus Holz. Da der Hauptbestandteil der Brandlast zellstoffhaltiges Material ist, darf der Abbrandfaktor mit

$$m = 0,8$$

angenommen werden.

Der Faktor  $\delta_{q1}$  berücksichtigt die Brandentstehungsgefahr in Abhängigkeit der Brandabschnittsgröße (siehe Tabelle 1).

Tabelle 1: Brandentstehungsgefahr in Abhängigkeit der Brandabschnittsgröße (siehe EN 1991-1-2, Tabelle E.1)

	Grundfläche des Brandabschnittes $A_f$ [m <sup>2</sup> ]				
	≤ 25	≤ 250	≤ 2500	≤ 5000	≤ 10 000
Brandentstehungsgefahr $\delta_{q1}$	1,10	1,50	1,90	2,00	2,13

$$\delta_{q1} = 1,5$$

Der Faktor  $\delta_{q2}$  berücksichtigt die Brandentstehungsgefahr in Abhängigkeit der Art der Nutzung (siehe Tabelle 2).

Tabelle 2: Brandentstehungsgefahr in Abhängigkeit der Art der Nutzung (siehe EN 1991-1-2, Tabelle E.1)

Brandentstehungsgefahr $\delta_{q2}$	Beispiele für verschiedene Nutzungen
0,78	Kunstgalerie, Museum, Schwimmbad
1,00	Büro, Wohngebäude, Hotel, Papierindustrie
1,22	Fertigung von Maschinen und Motoren
1,44	Chemische Labore, Malerwerkstätten
1,66	Herstellung von Feuerwerken oder Farben

$$\delta_{q2} = 1,5$$

Der Faktor  $\delta_n$ , der die aktiven Brandbekämpfungsmaßnahmen berücksichtigt, wird wie folgt ermittelt:

$$\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni}$$

Die Faktoren  $\delta_{ni}$  können der Tabelle 3 entnommen werden.

Tabelle 3: Faktoren  $\delta_{ni}$  (siehe EN 1991-1-2, Tabelle E.2)

$\delta_{ni}$ – Abhängigkeit für die Brandbekämpfung				
Automatische Brandbekämpfung	Automatisches Wasser Löschsystem	$\delta_{n1}$	0,61	
			0	1,0
	Unabhängige Wasserversorgung	$\delta_{n2}$	1	0,87
2			0,7	
Automatische Branderkennung	Automatische Branderkennung und Alarm	$\delta_{n3}$	durch Wärme oder	0,87
			$\delta_{n4}$	durch Rauch
	Automatische Alarmübermittlung zur Feuerwehr	$\delta_{n5}$	0,87	
Manuelle Brandbekämpfung	Werksfeuerwehr	$\delta_{n6}$	0,61	
	Externe Feuerwehr	$\delta_{n7}$	0,78	
	Sichere Zugangswege	$\delta_{n8}$	0,9 oder 1,0 oder 1,5	
	Geräte zur Brandbekämpfung	$\delta_{n9}$	1,0 oder 1,5	
	Rauchabzug	$\delta_{n10}$	1,0 oder 1,5	

$$\delta_n = 1,0 \cdot 0,73 \cdot 0,87 \cdot 0,78 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,50$$

$$Q_{fi,k} = \sum M_{k,i} \cdot H_{ui} \cdot \psi_i$$

mit:

$M_{k,i}$  die Menge der brennbaren Stoffe [kg]

$H_{ui}$  die Netto-Verbrennungswärme [MJ/kg], siehe EN 1991-1-2, Tabelle E.3

$\psi_i$  ein möglicher Beiwert zur Berücksichtigung geschützter Brandlasten

Die Brandlast ist äquivalent zu 46 kg Holz/m<sup>2</sup>. Die charakteristische Brandlast errechnet sich zu:

$$Q_{fi,k} = (135 \cdot 46) \cdot 17,5 \cdot 1,0 = 108\,675 \text{ MJ}$$

Die charakteristische Brandlastdichte wird wie folgt berechnet:

$$q_{f,k} = Q_{fi,k} / A_f = 108\,675 / 135 = 805 \text{ MJ/m}^2$$

Der Bemessungswert der Brandlastdichte ist:

$$\begin{aligned} q_{f,d} &= 805 \cdot 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \\ &= 483,0 \text{ MJ/m}^2 \end{aligned}$$

### 3 ERMITTLUNG DER PARAMETERISCHEN TEMPERATURZEITKURVE

Es muss ermittelt werden, ob der Brand ventilations- oder brandlastgesteuert ist. Ist er brandlastgesteuert, so wird der Öffnungsfaktor  $O$  bei der Berechnung der Erwärmungskurve durch  $O_{lim}$  ersetzt.

Mit

$$O = \sqrt{h_{eq}} \cdot A_v / A_t = \sqrt{1,8} \cdot 27 / 474 = 0,076 \text{ m}^{1/2} \begin{cases} \geq 0,02 \\ \leq 0,2 \end{cases}$$

Anhang E.2

Anhang A

und

$$q_{t,d} = q_{f,d} \cdot A_f / A_t = 483,0 \cdot 135 / 474 = 137,6 \text{ MJ/m}^2$$

kann die Berechnung erfolgen (mit  $t_{\text{lim}}$  aus Tabelle 4):

$$0,2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O = 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot 137,6 / 0,076 = 0,362 \text{ h} > t_{\text{lim}} = 0,333 \text{ h}$$

⇒ Der Brand ist ventilationsgesteuert

Für die Berechnung der Temperaturzeitkurve wird der Faktor  $b$  benötigt. Dieser Faktor berücksichtigt die thermischen Eigenschaften der Umfassungsbau- teile. Die Werte für die Dichte, die spezifische Wärmekapazität und die Wär- meleitfähigkeit können für Raumtemperatur angenommen werden.

$$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} = \sqrt{1900 \cdot 840 \cdot 1,0} = 1263,3 \frac{\text{J}}{\text{m}^2 \text{s}^{1/2} \text{K}} \begin{cases} \geq 100 \\ \leq 2200 \end{cases}$$

Die Temperaturzeitkurve in der Erwärmungsphase wird wie folgt ermittelt:

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,2 \cdot t^*} - 0,204 \cdot e^{-1,7 \cdot t^*} - 0,472 \cdot e^{-19 \cdot t^*})$$

Da der Brand ventilationsgesteuert ist, wird  $t^*$  berechnet zu:

$$t^* = t \cdot \Gamma$$

mit:

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0,04/1160)^2} = \frac{(0,076/1263,3)^2}{(0,04/1160)^2} = 3,04$$

Nun kann die Erwärmungsphase berechnet werden:

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,2 \cdot (3,04 \cdot t)} - 0,204 \cdot e^{-1,7 \cdot (3,04 \cdot t)} - 0,472 \cdot e^{-19 \cdot (3,04 \cdot t)})$$

Für die Berechnung der Abkühlphase wird die maximale Temperatur benötigt.

$$\theta_{\text{max}} = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,2 \cdot t^*_{\text{max}}} - 0,204 \cdot e^{-1,7 \cdot t^*_{\text{max}}} - 0,472 \cdot e^{-19 \cdot t^*_{\text{max}}})$$

mit:

$$t^*_{\text{max}} = t_{\text{max}} \cdot \Gamma$$

Die Zeit  $t_{\text{max}}$  wird wie folgt ermittelt, wobei  $t_{\text{lim}}$  der Tabelle 4 entnommen wer- den kann.

$$t_{\text{max}} = \max \begin{cases} 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O = 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot 137,6 / 0,076 = 0,362 \text{ h} \\ t_{\text{lim}} = 0,333 \text{ h} \end{cases}$$

Tabelle 4. Zeit  $t_{\text{lim}}$  für verschiedene Brandentwicklungsraten

	Langsame Brandent- wicklungsrate	Mittlere Brandentwick- lungsrate	Schnelle Brandent- wicklungsrate
$t_{\text{lim}}$ [h]	0,417	0,333	0,250

Daraus ergibt sich für  $t_{\max}^*$ :

$$t_{\max}^* = 0.362 \cdot 3.04 = 1.10 \text{ h}$$

Die maximale Temperatur errechnet sich zu:

$$\begin{aligned}\theta_{\max} &= 20 + 1325 \cdot (1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot 1.10} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot 1.10} - 0.427 \cdot e^{-19 \cdot 1.10}) \\ &= 958,8 \text{ }^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Während der Abkühlungsphase werden  $t^*$  und  $t_{\max}^*$  wie folgt berechnet:

$$t^* = t \cdot \Gamma = t \cdot 3,04 \quad [\text{h}]$$

$$t_{\max}^* = (0,2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O) \cdot \Gamma = 1,10 \text{ h}$$

Die Temperaturzeitkurve während der Abkühlungsphase für  $t_{\max}^* \leq 0,5 \text{ h}$  wird ermittelt zu:

$$\begin{aligned}\theta_g &= \theta_{\max} - 625 \cdot (t^* - t_{\max}^* \cdot x) \\ &= 958,8 - 625 \cdot (t \cdot 3,04 - 1,10 \cdot 1,0)\end{aligned}$$

mit:

$$t_{\max} > t_{\text{lim}} \quad x = 1,0$$

Die Kombination der Erwärmungs- und Abkühlungskurve ergibt die parametrische Temperaturzeitkurve (siehe Abbildung 2).

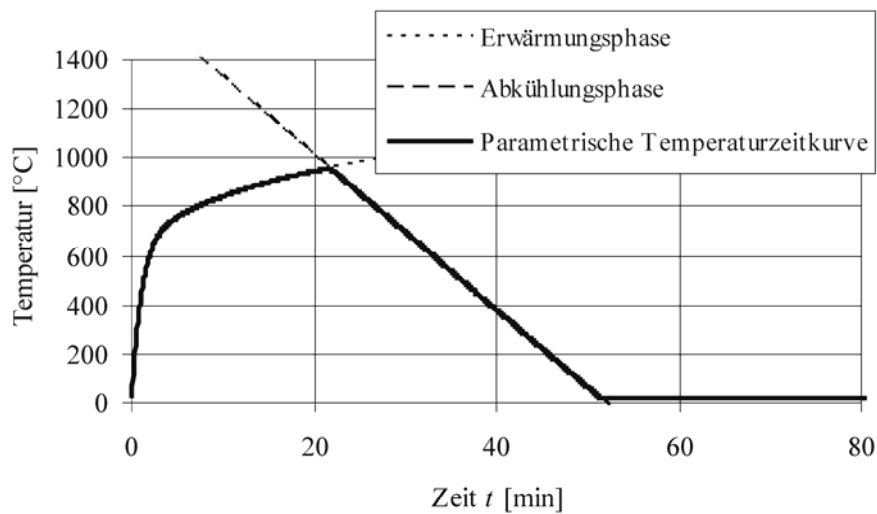


Abbildung 2: Gastemperatur des Büros, mit der parametrischen Temperaturzeitkurve berechnet

#### 4 VERGLEICH VON BERECHNUNG UND VERSUCHSERGEBNISSEN

Um die Berechnung mit den gemessenen Temperaturen vergleichen zu können, müssen die Faktoren  $\delta_1$ ,  $\delta_2$  und  $\delta_{ni}$  bei der Berechnung der Brandlastdichte zu 1,0 gesetzt werden (siehe Abbildung 3).

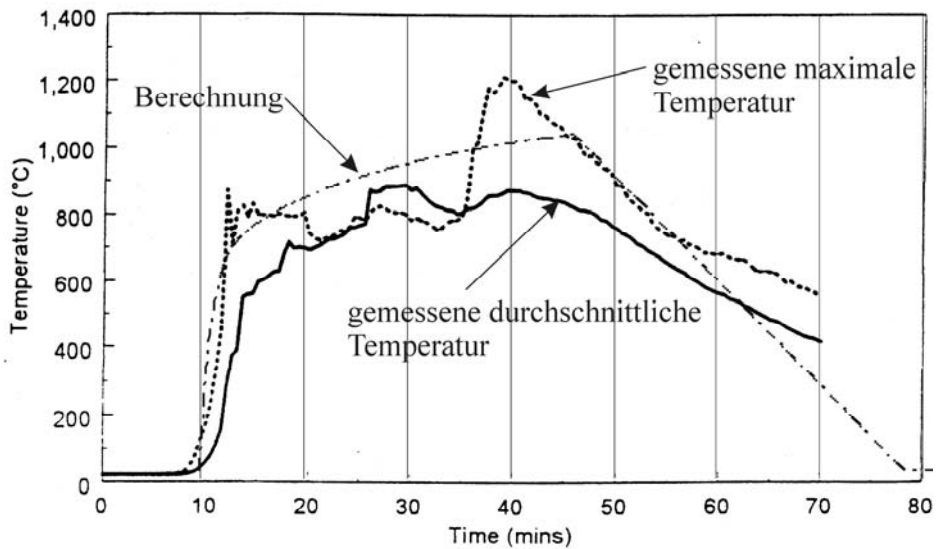


Abbildung 3. Vergleich von berechneter und gemessener Temperaturzeitkurve

#### REFERENZEN

- EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkung auf Tragwerke*, Brüssel: CEN, November 2002  
*The Behaviour of multi-storey steel framed buildings in fire*, Moorgate: British Steel plc, Swinden Technology Centre, 1998  
*Valorisation Project: Natural Fire Safety Concept*, Sponsored by ECSC, June 2001

# Rechenbeispiel zum EN 1991 Teil 1-2: Lokaler Brand im Parkhaus

P. Schaumann, T. Trautmann

Universität Hannover – Institut für Stahlbau, Hannover, Deutschland

## 1 AUFGABENSTELLUNG

Die Stahltemperatur eines Stahlträgers ist zu ermitteln. Er gehört zu dem Tragwerk einer Tiefgarage unter einem Einkaufszentrum in Auchan, Luxemburg. Die Träger der Tiefgarage wurden ohne Brandschutzbekleidung ausgeführt. Als maßgebender Lastfall wurde ein brennender PKW in der Mitte des Trägers ermittelt (siehe Abbildung 1).

Um die Stahltemperatur zu ermitteln wird das Naturbrandmodell für lokale Brände verwendet.

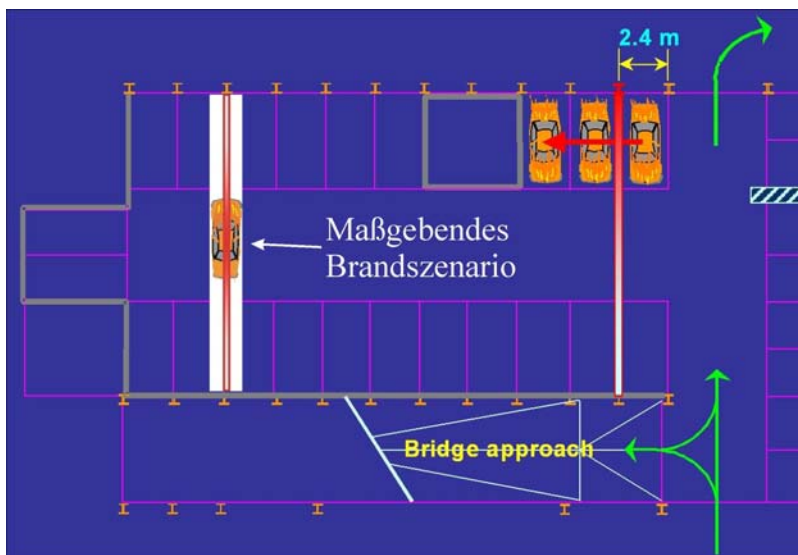


Abbildung 1: Tiefgarage eines Einkaufszentrums in Auchan, Luxemburg

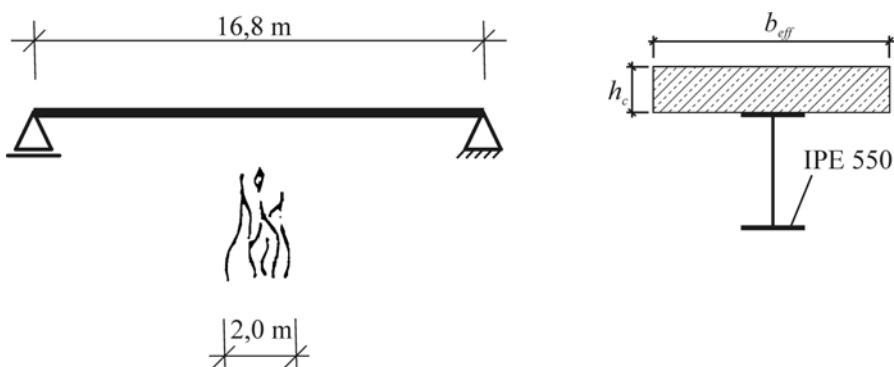


Abbildung 2: Statisches System und Querschnitt des Trägers

Durchmesser des Feuers:	$D$	= 2,0 m
Vertikaler Abstand zwischen Brandherd und Decke:	$H$	= 2,7 m
Horizontaler Abstand zwischen Träger und Flammenachse:	$r$	= 0,0 m
Emissivität der Flamme:	$\varepsilon_f$	= 1,0
Konfigurationsfaktor:	$\Phi$	= 1,0
Stephan-Boltzmann-Konstante :	$\sigma$	= $5,56 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$
Wärmeübergangskoeffizient:	$\alpha_c$	= 25,0 W/m <sup>2</sup> K

Stahlprofil:	IPE 550
Profilmfaktor:	$A_m/V = 140 \text{ 1/m}$
Dichte:	$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
Emissivität der Oberfläche:	$\varepsilon_m = 0,7$
Korrekturfaktor:	$k_{sh} = 1,0$

## 2 ENERGIEFREISETZUNGSRATE

ECSC Projekt

Die Energiefreisetzungsrate wird normalerweise nach EN 1991-1-2, Abschnitt E.3 ermittelt. Für die Bemessung der Träger der Tiefgarage wurde die Energiefreisetzungsrate dem ECSC Projekt „Development of design rules for steel structures subjected to natural fires in CLOSED CAR PARKS“ entnommen.

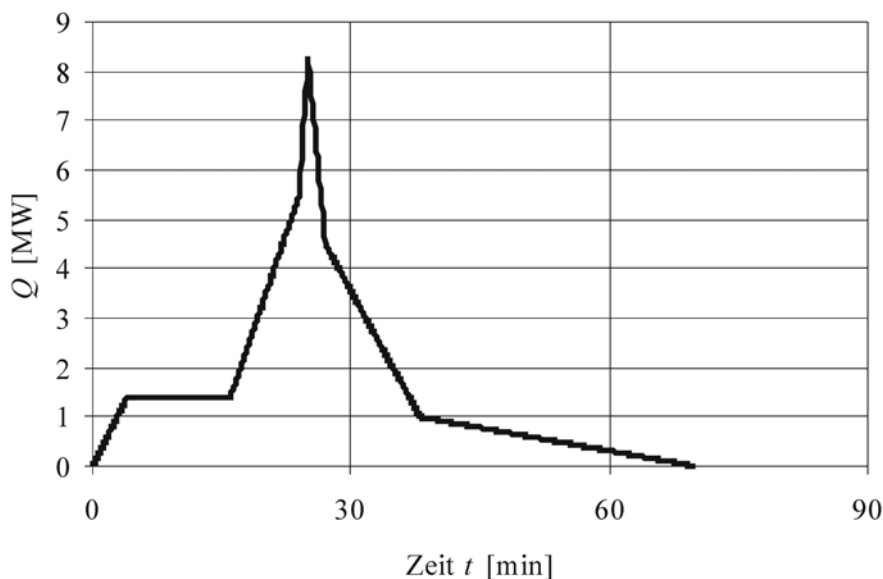


Abbildung 3. Energiefreisetzungsrate eines PKW

## 3 BERECHNUNG DER STAHLTEMPERATUREN

EN 1991-1-2

### 3.1 Berechnung der Flammenlänge

Als erstes wird die Flammenlänge benötigt.

$$L_f = -1,02 \cdot D + 0,0148 \cdot Q^{2/5} = -2,04 + 0,0148 \cdot Q^{2/5}$$

Anhang C

Die Funktion mit der Energiefreisetzungsrate aus Abbildung 3 ergibt die Flammenlänge, dargestellt in Abbildung 4. Mit einer Deckenhöhe von 2,80 m erreicht die Flamme die Decke in einem Zeitraum von 16,9 min bis 35,3 min.

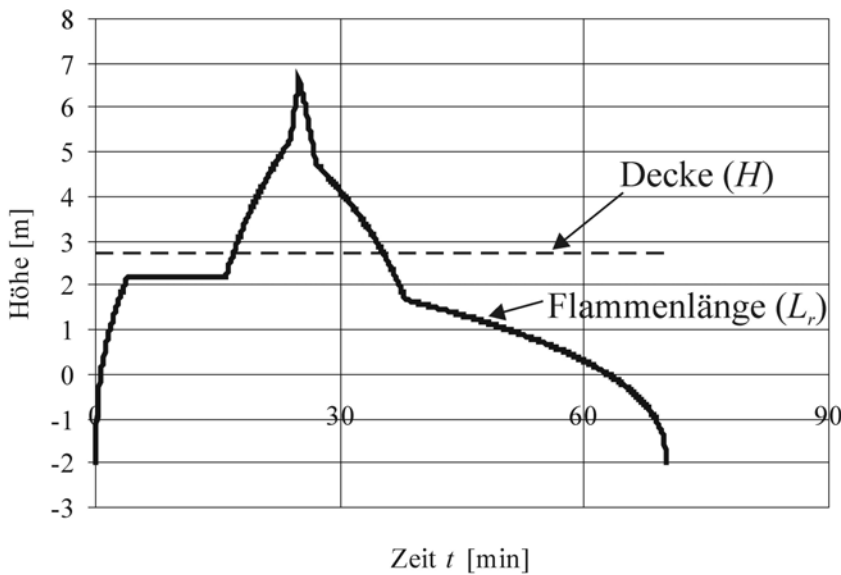


Abbildung 4. Flammenlänge des lokalen Brandes

Es ist wichtig zu wissen, ob die Flamme die Decke berührt oder nicht, da für beide Fälle ein unterschiedliches Berechnungsmodell verwendet wird (siehe Abbildung 5).

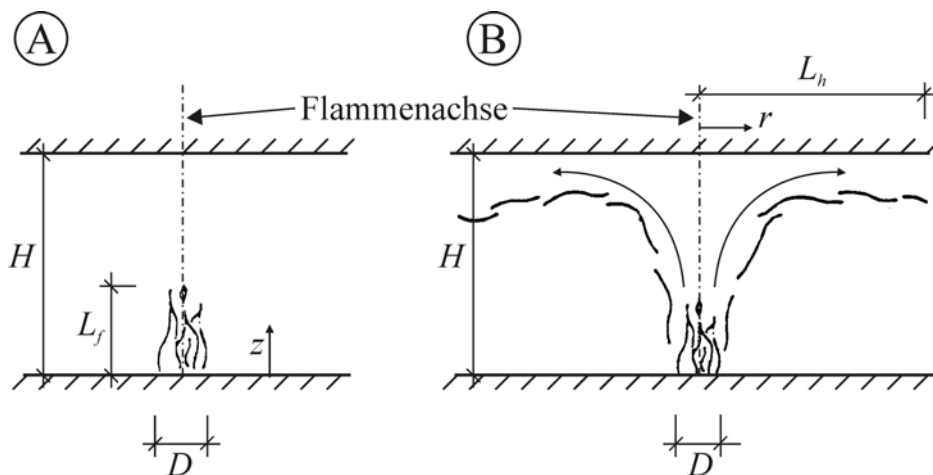


Abbildung 5: Brandmodelle: Flamme erreicht die Decke nicht (A); Flamme erreicht die Decke (B)

### 3.2 Berechnung des Netto-Wärmestroms

#### 3.2.1 Erster Fall: Die Flamme erreicht die Decke nicht

Der Netto-Wärmestrom errechnet sich nach Abschnitt 3.1 des EN 1991-1-2:

$$\begin{aligned} \dot{h}_{net} &= \alpha_c \cdot (\theta_{(z)} - \theta_m) + \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left( (\theta_{(z)} + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right) \\ &= 25,0 \cdot (\theta_{(z)} - \theta_m) + 3,892 \cdot 10^{-8} \cdot \left( (\theta_{(z)} + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right) \end{aligned}$$

Die Gastemperatur wird wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned}\theta_{(z)} &= 20 + 0,25 \cdot (0,8 \cdot Q)^{2/3} \cdot (z - z_0)^{-5/3} \leq 900 \text{ °C} \\ &= 20 + 0,25 \cdot (0,8 \cdot Q)^{2/3} \cdot (0,66 - 0,0052 \cdot Q^{2/5})^{-5/3} \leq 900 \text{ °C}\end{aligned}$$

mit:

$z$  Höhe entlang der Flammenachse (2,7 m)

$z_0$  gedachte Ursprung der Achse [m]

$$z_0 = -1,02 \cdot D + 0,0052 \cdot Q^{2/5} = -2,04 + 0,0052 \cdot Q^{2/5}$$

### 3.2.2 Zweiter Fall: Die Flamme erreicht die Decke

In diesem Fall wird der Netto-Wärmestrom wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned}\dot{h}_{net} &= \dot{h} - \alpha_c \cdot (\theta_m - 20) - \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot ((\theta_m + 273)^4 - (293)^4) \\ &= \dot{h} - 25,0 \cdot (\theta_m - 20) - 3,892 \cdot 10^{-8} \cdot ((\theta_m + 273)^4 - (293)^4)\end{aligned}$$

Der Netto-Wärmestrom hängt vom Parameter  $y$  ab. Für verschiedene Größenordnungen von  $y$  wird der Netto-Wärmestrom auf unterschiedliche Weise berechnet.

für  $y \leq 0,30$ :

$$\dot{h} = 100\,000$$

für  $0,30 < y < 1,0$ :

$$\dot{h} = 136\,300 - 121\,000 \cdot y$$

für  $y \geq 1,0$ :

$$\dot{h} = 15\,000 \cdot y^{-3,7}$$

mit:

$$y = \frac{r + H + z'}{L_h + H + z'} = \frac{2,7 + z'}{L_h + 2,7 + z'}$$

Die horizontale Flammenausbreitung wird berechnet nach:

$$L_h = \left( 2,9 \cdot H \cdot (Q_H^*)^{0,33} \right) - H = \left( 7,83 \cdot (Q_H^*)^{0,33} \right) - 2,7$$

mit:

$$Q_H^* = Q / (1,11 \cdot 10^6 \cdot H^{2,5}) = Q / (1,11 \cdot 10^6 \cdot 2,7^{2,5})$$

Die vertikale Lage des Brandherdes wird wie folgt berechnet:

für  $Q_D^* < 1,0$ :

$$z' = 2,4 \cdot D \cdot \left( (Q_D^*)^{2/5} - (Q_D^*)^{2/3} \right) = 4,8 \cdot \left( (Q_D^*)^{2/5} - (Q_D^*)^{2/3} \right)$$

für  $Q_D^* \geq 1,0$ :

$$z' = 2,4 \cdot D \cdot \left( 1,0 - (Q_D^*)^{2/5} \right) = 4,8 \cdot \left( 1,0 - (Q_D^*)^{2/5} \right)$$

mit:

$$Q_D^* = Q / (1,11 \cdot 10^6 \cdot D^{2,5}) = Q / (1,11 \cdot 10^6 \cdot 2,0^{2,5})$$

### 3.3 Berechnung der Stahltemperaturzeitkurve

prEN 1993-1-2

Die spezifische Wärmekapazität des Stahls  $c_a$  wird zur Berechnung der Stahltemperatur benötigt. Dieser Parameter ist in dem prEN 1993-1-2, Abschnitt 3.4.1.2 in Abhängigkeit der Stahltemperatur angegeben.

Abschnitt 3.4.1.2

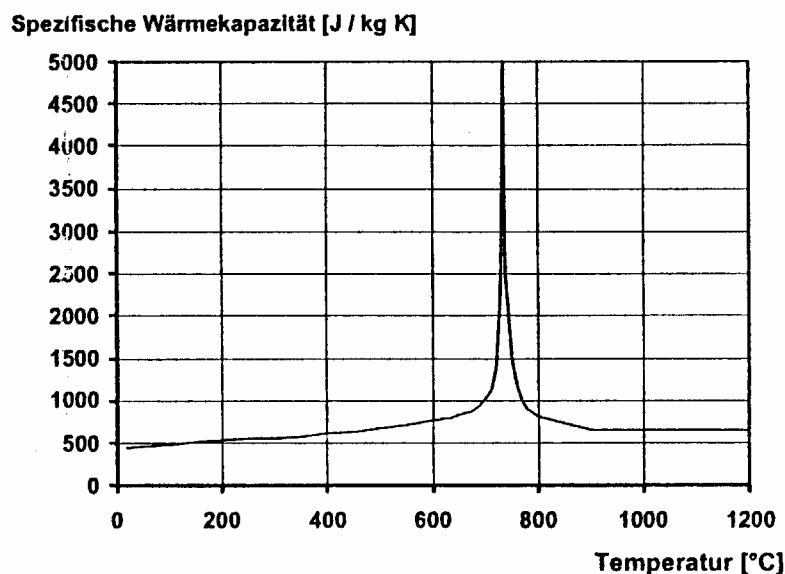


Abbildung 6. Spezifische Wärmekapazität (siehe prEN 1993 Teil 1-2, Abbildung 3.4)

$$\theta_{a,t} = \theta_m + k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net} \cdot \Delta t = \theta_m + 1,49 \cdot 10^{-4} \cdot \dot{h}_{net}$$

Abschnitt 4.2.5.1

Die Stahltemperaturzeitkurve ist in Abbildung 6 dargestellt. Zusätzlich sind zu Vergleichszwecken die Ergebnisse der FEM-Analyse von PROFILARBED aufgeführt.

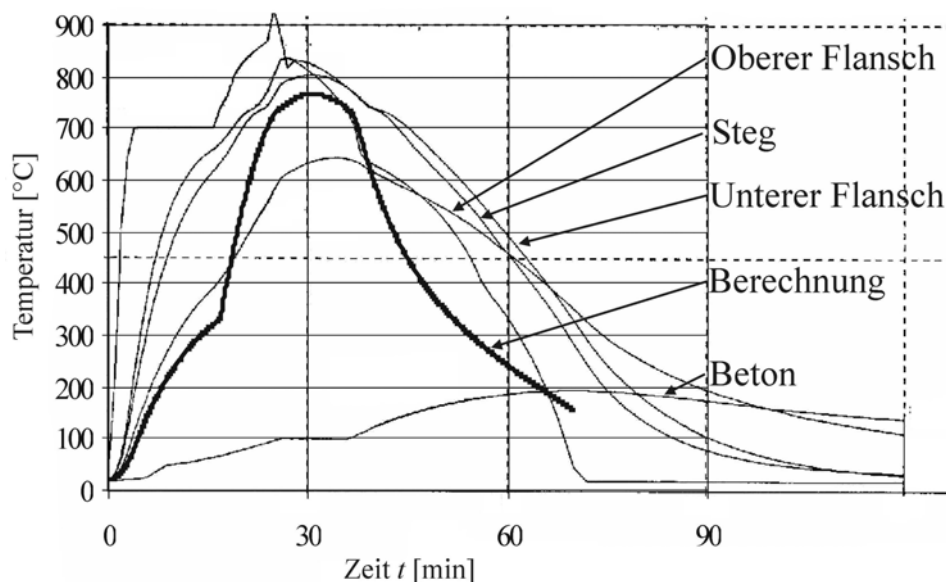


Abbildung 7. Vergleich der Berechnung mit der FEM-Analyse von PROFILARBED

### REFERENZEN

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkung auf Tragwerke*, Brüssel: CEN, November 2002

prEN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahltragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung im Brandfall*, Brüssel: CEN, November 2003

ECSC Projekt, *Development of design rules for steel structures subjected to natural fires in CLOSED CAR PARKS*, CEC Vereinbarung 7210-SA/211/318/518/620/933, Brüssel, Juni 1996

# Rechenbeispiel zum EN 1993 Teil 1-2: Druckbeanspruchte Stahlstütze

P. Schaumann, T. Trautmann

Universität Hannover – Institut für Stahlbau, Hannover, Deutschland

## 1 AUFGABENSTELLUNG

Es ist eine Stahlstütze eines Kaufhauses brandschutztechnisch nachzuweisen. Diese Stütze hat eine Länge von 3,0 m, ist Teil eines ausgesteiften Tragwerks und biegesteif an der oberen und unteren Stütze angeschlossen. Während der Brandeinwirkung kann die Knicklänge reduziert werden (siehe Abbildung 1). Die Stahlstütze ist zentrisch belastet dem Feuer von allen vier Seiten ausgesetzt. Als Brandschutzmaßnahme wurde eine Kastenbekleidung aus Gipskartonplatten gewählt. Die benötigte Feuerwiderstandsklasse ist R 90.

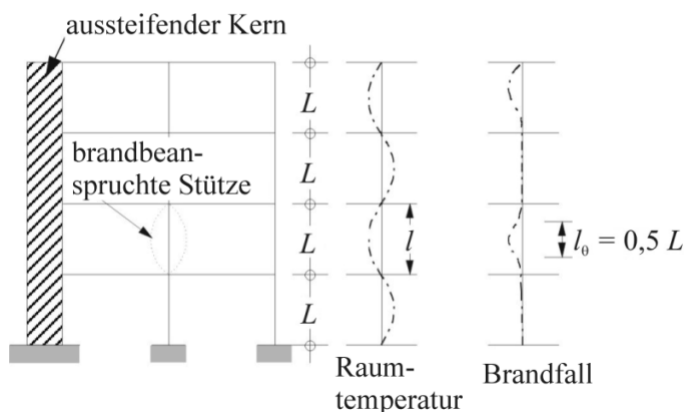


Abbildung 1: Knicklängen von Stützen in ausgesteiften Systemen

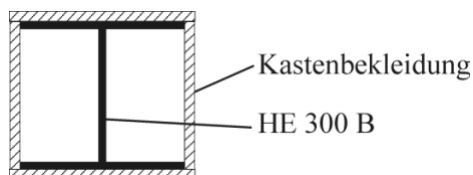


Abbildung 2: Querschnitt der Stahlstütze

Materialeigenschaften:

Stahlstütze:

Profil: Walzprofil HE 300 B

Stahlgüte: S 235

Querschnittsklasse: 1

Streckgrenze:  $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$

Querschnittsfläche:	$A_a = 149 \text{ cm}^2$
Elastizitätsmodul:	$E_a = 21\,000 \text{ kN/cm}^2$
Flächenträgheitsmoment:	$I_a = 8560 \text{ cm}^4$ (weak axis)
Bekleidung:	
Material:	Gips
Dicke:	$d_p = 3,0 \text{ cm}$ (Kastenbekleidung)
Wärmeleitfähigkeit:	$\lambda_p = 0,2 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$
Spezifische Wärmekapazität:	$c_p = 1700 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$
Dichte:	$\rho_p = 945 \text{ kg/m}^3$
Lasten:	
Ständige Lasten:	$G_k = 1200 \text{ kN}$
Veränderliche Lasten:	$P_k = 600 \text{ kN}$

## 2 FEUERWIDERSTAND EINER STÜTZE UNTER ZENTRISCHER DRUCKBEANSPRUCHUNG

### 2.1 Mechanische Einwirkungen im Brandfall

EN 1991-1-2

Die Kombination von mechanischen Einwirkungen im Brandfall folgt der Regel für außergewöhnliche Ereignisse:

$$E_{dA} = E \left( \sum G_k + A_d + \sum \gamma_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Abschnitt 4.3

Der Kombinationsfaktor für Kaufhäuser wird mit  $\gamma_{2,1} = 0,6$  angenommen. Die Bemessungslast ergibt sich zu:

$$N_{fi,d} = 1200 + 0,6 \cdot 600 = 1560 \text{ kN}$$

### 2.2 Berechnung der Stahltemperatur

EN 1993-1-2

Die Stahltemperatur kann dem Euronogramm entnommen werden (ECCS No.89). Um dieses zu nutzen, wird der Profilmomentfaktor  $A_p/V$  benötigt, der sich für Hohlkastenbekleidungen mit vierseitiger Beflammung wie folgt berechnet:

$$A_p/V = 2 \cdot (b + h) / A_a = 2 \cdot (30 + 30) \cdot 10^2 / 149 = 81 \text{ m}^{-1}$$

Abschnitt 4.2.5.2

Die Stahltemperatur ergibt sich zu:

$$\left( A_p/V \right) \cdot \left( I_p/d_p \right) = 81 \cdot 0,2 / 0,03 = 540 \text{ W/m}^3\text{K}$$

ECCS No.89

$$\Rightarrow \vartheta_{a,max,90} \sim 445 \text{ }^\circ\text{C}$$

### 2.3 Nachweis auf Temperaturebene

EN 1993-1-2

Nach EN 1993-1-2, Abschnitt 4.2.4 (2) darf der Nachweis auf Temperaturebene nicht durchgeführt werden, da bei der Stütze die Stabilitätseinflüsse berücksichtigt werden müssen.

Abschnitt 4.2.4

### 2.4 Nachweis auf Tragfähigkeitsebene

Der Nachweis wird als plastischer Tragfähigkeitsnachweis durchgeführt.

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$$

Abschnitt 2.4.2

Für Druckkräfte ist folgender Nachweis zu führen:

$$N_{fi,d} \leq N_{b,fi,dRd}$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit errechnet sich zu:

$$N_{b,fi,Rd} = c_{fi} \cdot A_a \cdot k_{y,q,max} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}$$

Abschnitt 4.2.3.2

Die Abminderungsfaktoren  $k_{y,q}$  and  $k_{E,q}$  sind abhängig von der Stahltemperatur  $\theta_{a,max,90}$  und können dem EN 1993-1-2, Tabelle 3.1 entnommen werden. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

$$\Rightarrow k_{y,445^\circ C} = 0,901$$

$$k_{E,445^\circ C} = 0,655$$

Abschnitt 3.2.1

Zur Berechnung des Abminderungsfaktors  $\lambda_{fi,q}$  wird der bezogene Schlankheitsgrad im Brandfall benötigt.

$$\bar{\lambda}_{fi,q} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{k_{y,q}/k_{E,q}} = 0,21 \cdot \sqrt{0,901/0,655} = 0,25$$

Abschnitt 4.2.3.2

mit:

$$\bar{\lambda} = L_{Kz} / (i_z \cdot I_a) = (0,5 \cdot 300) / (7,58 \cdot 93,9) = 0,21$$

EN 1993-1-1

Abschnitt 6.3.1.3

Der Abminderungsfaktor für das Biegeknicken ist:

EN 1993-1-2

$$c_{fi} = \frac{1}{j + \sqrt{j^2 - \bar{I}^2}} = \frac{1}{0,61 + \sqrt{0,61^2 - 0,14^2}} = 0,86$$

Abschnitt 4.2.3.2

mit:

$$j = 0,5 \cdot [1 + a \cdot \bar{I} + \bar{I}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,65 \cdot 0,25 + 0,25^2] = 0,61$$

und:

$$a = 0,65 \cdot \sqrt{235/f_y} = 0,65 \cdot \sqrt{235/235} = 0,65$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit errechnet sich zu:

$$N_{b,fi,Rd} = 0,86 \cdot 149 \cdot 0,901 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 2713 \text{ kN}$$

Nachweis:

$$N_{fi,d} / N_{b,fi,Rd} = 1560 / 2713 = 0,58 < 1 \quad \checkmark$$

## REFERENZEN

- ECCS No.89, *Euro-Nomogram*, Brussels: ECCS – Technical Committee 3 – Fire Safety of Steel Structures, 1995
- EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkung auf Tragwerke*, Brüssel: CEN, November 2002
- EN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahltragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Bemessungsregeln für den Hochbau*, Brüssel: CEN, Mai 2002
- EN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahltragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung im Brandfall*, Brüssel: CEN, November 2003

# Rechenbeispiel zum prEN 1993 Teil 1-2: Träger mit Biege- und Druckbeanspruchung

P. Schaumann, T. Trautmann

Universität Hannover – Institut für Stahlbau, Hannover, Deutschland

## 1 AUFGABENSTELLUNG

In diesem Beispiel wird ein Stahlträger brandschutztechnisch bemessen. Dieser ist mit einer gleichförmigen Streckenlast und einer Druckkraft belastet. Stabilitätseinflüsse sind zu berücksichtigen. Der Träger ist Teil eines Bürogebäudes. Eine Kastenbekleidung aus Gipskartonplatten ist als Brandschutzmaßnahme gewählt und durch eine Betondecke ist der Träger einer dreiseitigen Beflammung ausgesetzt. Zwischen Betondecke und Stahlträger können keine Schubkräfte übertragen werden. Die benötigte Feuerwiderstandsklasse beträgt R 90.

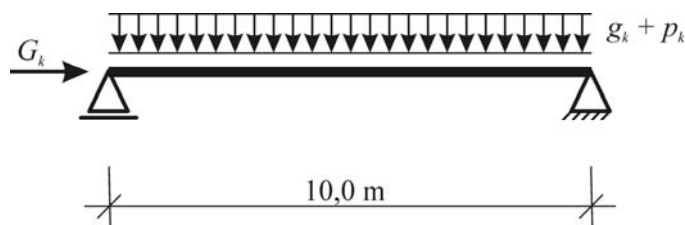


Abbildung 1: Statisches System

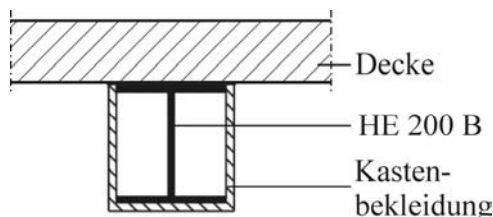


Abbildung 2: Querschnitt des Stahlträgers

Materialeigenschaften:

Träger:

Profil:	Walzprofil HE 200 B
Stahlgüte:	S 235
Querschnittsklasse:	1
Streckgrenze:	$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul:	$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Schubmodul:	$G = 81\,000 \text{ N/mm}^2$

Querschnittsfläche:	$A_a = 7810 \text{ mm}^2$
Flächenträgheitsmoment:	$I_z = 2000 \text{ cm}^4$
Torsionsflächenmoment:	$I_t = 59,3 \text{ cm}^4$
Wölbflächenmoment:	$I_w = 171\,100 \text{ cm}^6$
Widerstandsmomente:	$W_{el,y} = 570 \text{ cm}^3$
	$W_{pl,y} = 642,5 \text{ cm}^3$

Bekleidung:	
Material:	Gipskartonplatten
Dicke:	$d_p = 20 \text{ mm}$ (Kastenbekleidung)
Wärmeleitfähigkeit:	$\lambda_p = 0,2 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$
Spezifische Wärmekapazität:	$c_p = 1700 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$
Dichte:	$\rho_p = 945 \text{ kg/m}^3$

Lasten:	
Eigengewicht:	$G_k = 96,3 \text{ kN}$
	$g_k = 1,5 \text{ kN/m}$
Verkehrslast:	$p_k = 1,5 \text{ kN/m}$

## 2 FEUERWIDERSTAND EINES TRÄGERS MIT BIEGE- UND DRUCKBEANSPRUCHUNG

### 2.1 Mechanische Einwirkungen im Brandfall

EN 1991-1-2

Die Kombination von mechanischen Einwirkungen im Brandfall folgt der Regel für außergewöhnliche Ereignisse:

$$E_{dA} = E \left( \sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Abschnitt 4.3

Der Kombinationsfaktor wird mit  $\psi_{2,1} = 0,3$  angenommen. Die Bemessungslasten ergeben sich so zu:

$$N_{fi,d} = 96,3 \text{ kN}$$

$$M_{fi,d} = [1,5 + 0,3 \cdot 1,5] \cdot \frac{10,0^2}{8} = 24,38 \text{ kNm}$$

### 2.2 Berechnung der Stahltemperatur

prEN 1993-1-2

Die Stahltemperatur kann dem Euronogramm entnommen werden (ECCS No.89). Um dieses zu nutzen, wird der Profilmomentfaktor  $A_p/V$  benötigt, der sich für Hohlkastenbekleidungen mit dreiseitiger Beflammung wie folgt berechnet:

$$\frac{A_p}{V} = \frac{2 \cdot h + b}{A_a} = \frac{2 \cdot 20,0 + 20,0}{78,1} \cdot 10^2 = 77 \text{ m}^{-1}$$

Abschnitt 4.2.5.2

Mit

$$\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} = 77 \cdot \frac{0,2}{0,02} = 770 \frac{\text{W}}{\text{m}^3 \cdot \text{K}},$$

ECCS No.89

ergibt sich die Stahltemperatur zu:

$$\Rightarrow \theta_{a,max,90} \approx 540 \text{ }^\circ\text{C}$$

### 2.3 Nachweis auf Temperaturebene

Nach Abschnitt 4.2.4 (2) des prEN 1993-1-2 darf der Nachweis auf Temperaturebene nicht durchgeführt werden, da bei dem Träger die Stabilitätseinflüsse berücksichtigt werden müssen.

prEN 1993-1-2

Abschnitt 4.2.4

### 2.4 Nachweis auf Tragfähigkeitsebene

Bauteile der Querschnittsklasse 1 mit Biege- und Druckbeanspruchung sind auf Biegeknicken und Biegedrillknicken zu untersuchen.

#### 2.4.1 Biegeknicken

Der Nachweis für das Biegeknicken lautet:

$$\frac{N_{fi,d}}{\chi_{min,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_y \cdot M_{y,fi,d}}{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \leq 1$$

Abschnitt 4.2.3.5

Der Abminderungsfaktor  $\chi_{min,fi}$  ist das Minimum der beiden Abminderungsfaktoren für Biegeknicken  $\chi_{y,fi}$  und  $\chi_{z,fi}$ . Der bezogene Schlankheitsgrad für die Stahltemperatur  $\theta_a$  wird für die Berechnung der Abminderungsfaktoren benötigt.

Für die Berechnung der bezogenen Schlankheitsgrade im Brandfall, sind die bezogenen Schlankheitsgrade bei Raumtemperatur zu ermitteln.

prEN 1993-1-1

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y \cdot \lambda_a} = \frac{1000}{8,54 \cdot 93,9} = 1,25$$

Abschnitt 6.3.1.3

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z \cdot \lambda_a} = \frac{1000}{5,07 \cdot 93,9} = 2,10$$

Die Faktoren  $k_{y,\theta}$  und  $k_{E,\theta}$  können dem prEN 1993-1-2 Tabelle 3.1 entnommen werden:

prEN 1993-1-2

$$\Rightarrow k_{y,\theta} = 0,656$$

Abschnitt 3.2.1

$$k_{E,\theta} = 0,484$$

Mit diesen Faktoren können die bezogenen Schlankheitsgrade im Brandfall ermittelt werden:

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = \bar{\lambda}_y \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 1,25 \sqrt{\frac{0,656}{0,484}} = 1,46$$

Abschnitt 4.2.3.2

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} = \bar{\lambda}_z \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 2,1 \sqrt{\frac{0,656}{0,484}} = 2,44$$

Mit

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{235/f_y} = 0,65 \cdot \sqrt{235/235} = 0,65$$

und

$$\varphi_{y,\theta} = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} + \bar{\lambda}_{y,\theta}^2) = \frac{1}{2} \cdot (1 + 0,65 \cdot 1,46 + 1,46^2) = 2,04,$$

$$\varphi_{z,\theta} = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{z,\theta} + \bar{\lambda}_{z,\theta}^2) = \frac{1}{2} \cdot (1 + 0,65 \cdot 2,44 + 2,44^2) = 4,27$$

können die Abminderungsfaktoren  $\chi_{y,fi}$  und  $\chi_{z,fi}$  berechnet werden:

$$\chi_{y,fi} = \frac{1}{\varphi_{y,\theta} + \sqrt{\varphi_{y,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{y,\theta}^2}} = \frac{1}{2,04 + \sqrt{2,04^2 - 1,46^2}} = 0,29$$

$$\chi_{z,fi} = \frac{1}{\varphi_{z,\theta} + \sqrt{\varphi_{z,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{z,\theta}^2}} = \frac{1}{4,27 + \sqrt{4,27^2 - 2,44^2}} = 0,13$$

Nachweis:

$$\frac{96,3}{0,13 \cdot 78,1 \cdot 0,656 \cdot 23,5} + \frac{1,33 \cdot 2438}{642,5 \cdot 0,656 \cdot 23,5} = 0,94 < 1 \quad \checkmark$$

Abschnitt 4.2.3.5

mit:

$$\begin{aligned} \mu_y &= (1,2 \cdot \beta_{M,y} - 3) \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0,44 \cdot \beta_{M,y} - 0,29 \\ &= (1,2 \cdot 1,3 - 3) \cdot 1,46 + 0,44 \cdot 1,3 - 0,29 \\ &= -1,82 \end{aligned}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{fi,d}}{\chi_{y,fi} \cdot A_a \cdot f_y / \gamma_{m,fi}} = 1 - \frac{-1,82 \cdot 96,3}{0,29 \cdot 78,1 \cdot 23,5 / 1,0} = 1,33$$

#### 2.4.2 Biegedrillknicken

Der Nachweis für das Biegedrillknicken lautet:

$$\frac{N_{fi,d}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,fi,d}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \leq 1$$

Für die Berechnung der bezogenen Schlankheitsgrade im Brandfall, sind die bezogenen Schlankheitsgrade bei Raumtemperatur zu ermitteln.

prEN 1993-1-1

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{642,5 \cdot 23,5}{14\,420,4}} = 1,05$$

Abschnitt 6.3.2.2

mit:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left[ \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right]$$

Abschnitt C.2.2

$$= 1,12 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21\,000 \cdot 2000}{(1,0 \cdot 1000)^2}$$

$$\left[ \sqrt{\left( \frac{1,0}{1,0} \right)^2 \frac{171\,100}{2000} + \frac{(1,0 \cdot 1000)^2 \cdot 8100 \cdot 59,3}{\pi^2 \cdot 21\,000 \cdot 2000} + \left( 0,45 \cdot \frac{20}{2} \right)^2} - 0,45 \cdot \frac{20}{2} \right]$$

$$= 14\,420,4 \text{ kNcm}$$

Während der Brandbeanspruchung ändert sich der bezogene Schlankheitsgrad zu:

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 1,02 \cdot \sqrt{\frac{0,656}{0,484}} = 1,19$$

Mit

$$\phi_{LT,\theta} = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,\theta} + \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2) = \frac{1}{2} \cdot (1 + 0,65 \cdot 1,19 + 1,19^2) = 1,59,$$

ergibt sich  $\chi_{LT,\theta}$  zu:

$$\chi_{LT,\theta} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2}} = \frac{1}{1,59 + \sqrt{1,59^2 - 1,19^2}} = 0,38$$

Nachweis:

$$\frac{96,3}{0,13 \cdot 78,1 \cdot 0,656 \cdot 23,5/1,0} + \frac{0,20 \cdot 2438}{0,38 \cdot 642,5 \cdot 0,656 \cdot 23,5/1,0}$$

$$= 0,60 + 0,13 = 0,73 \leq 1 \quad \checkmark$$

mit:

$$k_{LT} = \frac{\mu_{LT} \cdot N_{fi,d}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} = \frac{0,33 \cdot 93,3}{0,13 \cdot 78,1 \cdot 0,656 \cdot 23,5/1,0} = 0,20$$

$$\begin{aligned} \mu_{LT} &= 0,15 \cdot \bar{\lambda}_{z,\theta} \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 < 0,9 \\ &= 0,15 \cdot 2,44 \cdot 1,3 - 0,15 \\ &= 0,33 < 0,9 \end{aligned}$$

## REFERENZEN

- ECCS No.89, *Euro-Nomogram*, Brussels: ECCS – Technical Committee 3 – Fire Safety of Steel Structures, 1995
- EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkung auf Tragwerke*, Brüssel: CEN, November 2002
- prEN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahltragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Bemessungsregeln für den Hochbau*, Brüssel: CEN, Mai 2002
- prEN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahltragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung im Brandfall*, Brüssel: CEN, November 2003

prEN 1993-1-2

Abschnitt 4.2.3.3

Abschnitt 4.2.3.5

# Rechenbeispiel zum EN 1993 Teil 1-2: Hohlkastenträger

P. Schaumann, T. Trautmann

Universität Hannover – Institut für Stahlbau, Hannover, Deutschland

## 1 AUFGABENSTELLUNG

Ein geschweißter Hohlkastenträger ist brandschutztechnisch nachzuweisen. Dieser ist Teil einer Dachkonstruktion einer Halle und hat eine Länge von 35,0 m. Die Träger sind in einem Abstand von 10,0 m angeordnet, sind mit einer Streckenlast belastet und gegen seitliches Ausweichen behindert. Es soll nachgewiesen werden, ob der Träger ohne brandschutztechnische Maßnahmen die geforderte Feuerwiderstandsklasse von R 30 erreichen kann.

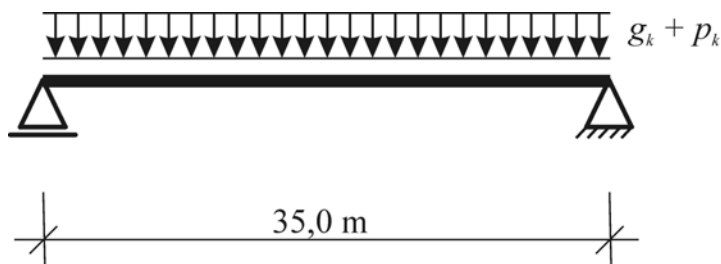


Abbildung 1: Statisches System

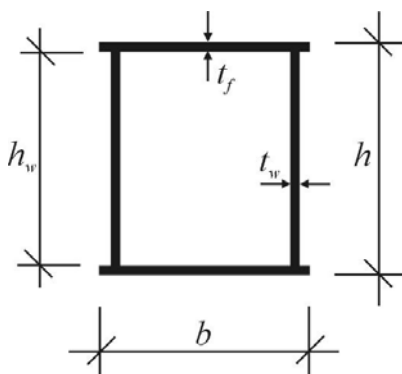


Abbildung 2: Querschnitt des Hohlkastenträgers

Materialeigenschaften:

Stahlgüte:	S 355
Streckgrenze:	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Höhe:	$h = 700 \text{ mm}$
Höhe des Steges:	$h_w = 650 \text{ mm}$
Breite:	$b = 450 \text{ mm}$
Dicke des Flansches:	$t_f = 25 \text{ mm}$

Dicke des Steges:	$t_w = 25 \text{ mm}$
Querschnittsfläche des Flansches:	$A_f = 11\,250 \text{ mm}^2$
Querschnittsfläche des Steges:	$A_w = 16\,250 \text{ mm}^2$
Dichte:	$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
Emissivität des Stahls:	$\varepsilon_m = 0,7$
Emissivität des Feuers:	$\varepsilon_r = 1,0$
Konfigurationsfaktor:	$\Phi = 1,0$
Wärmeübergangskoeffizient:	$\alpha_c = 25,0 \text{ W/m}^2\text{K}$
Stephan-Boltzmann-Konstante:	$\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$
Lasten:	
Ständige Lasten:	
Eigengewicht Träger:	$g_{a,k} = 4,32 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Dach:	$g_{r,k} = 5,0 \text{ kN/m}$
Veränderliche Lasten:	
Schneelast:	$p_{s,k} = 11,25 \text{ kN/m}$

## 2 FEUERWIDERSTAND DES HOHLKASTENTRÄGERS

### 2.1 Mechanische Einwirkungen im Brandfall

EN 1991-1-2

Die Kombination von mechanischen Einwirkungen im Brandfall folgt der Regel für außergewöhnliche Ereignisse:

$$E_{dA} = E \left( \sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Abschnitt 4.3

Der Kombinationsfaktor für Schneelasten wird mit  $\psi_{2,1} = 0,0$  angenommen. Die Bemessungslast ergibt sich zu:

$$M_{fi,d} = \left[ (4,32 + 5,0) + 0,0 \cdot 11,25 \right] \cdot \frac{35,0^2}{8} = 1427,1 \text{ kNm}$$

### 2.2 Berechnung der Stahltemperatur

prEN 1993-1-2

Der Temperaturanstieg des Stahlquerschnitts errechnet sich zu:

Abschnitt 4.2.5.1

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net,d} \cdot \Delta t = 1,0 \cdot \frac{40}{600 \cdot 7850} \cdot 5 \cdot \dot{h}_{net} = 4,25 \cdot 10^{-5} \cdot \dot{h}_{net}$$

mit:

$k_{sh}$  Korrekturfaktor für den Abschattungseffekt ( $k_{sh} = 1,0$ )

$\Delta t$  Zeitintervall ( $\Delta t = 5$  Sekunden)

$A_m/V$  Profilmfaktor für ungeschützte Stahlbauteile

$$A_m/V = 1/t = 1/0,025 = 40 \text{ 1/m}$$

Der Nettowärmestrom wird nach EN 1991-1-2 berechnet.

EN 1991-1-2

$$\begin{aligned} \dot{h}_{net} &= \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) + \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_r \cdot \sigma \cdot \left( (\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right) \\ &= 25 \cdot (\theta_g - \theta_m) + 3,969 \cdot 10^{-8} \cdot \left( (\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right) \end{aligned}$$

Abschnitt 3.1

Als Brandkurve wird die Einheits-Temperaturzeitkurve gewählt.

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

Abschnitt 3.2.1

Die Stahltemperaturzeitkurve ist in Abbildung 3 dargestellt:

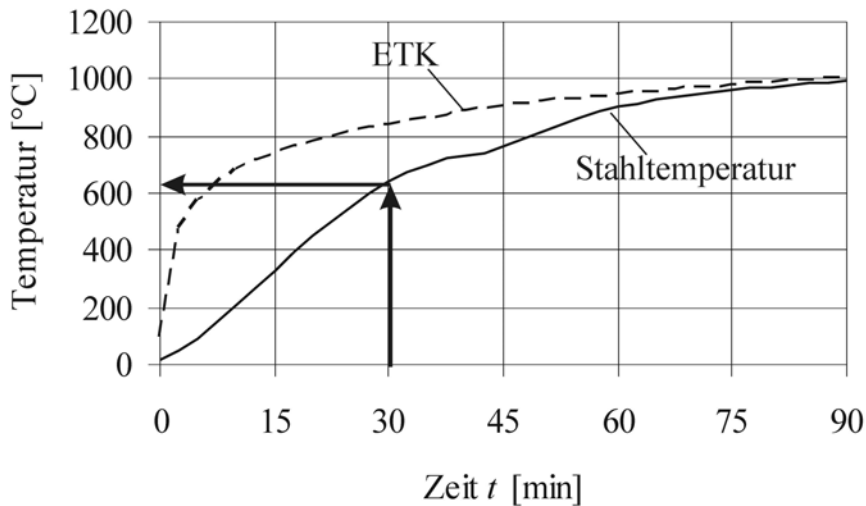


Figure 3. Stahltemperaturzeitkurve des Hohlkastenträgers

$$\Rightarrow \theta_{a,max,30} = 646 \text{ °C}$$

### 2.3 Nachweis auf Temperaturebene

prEN 1993-1-2

Um den Ausnutzungsgrad zu ermitteln, wird der Bemessungswert der Momenten Tragfähigkeit im Brandfall zum Zeitpunkt  $t = 0$  benötigt.

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd,0} &= W_{pl} \cdot f_y \cdot k_{y,\theta,max} / \gamma_{M,fi} \\ &= 12\,875\,000 \cdot 355 \cdot \frac{1,0}{1,0} \cdot 10^{-6} \\ &= 4570,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Abschnitt 4.2.3.3

mit:

$$\begin{aligned} k_{y,\theta,max} &= 1,0 \quad \text{for } \theta = 20 \text{ °C at the time } t = 0 \\ \gamma_{M,fi} &= 1,0 \end{aligned}$$

und:

$$\begin{aligned} W_{pl} &= 2 \cdot \left( \frac{2 \cdot A_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} + A_f \cdot \frac{h - t_w}{2} \right) \\ &= 2 \cdot \left( 16\,250 \cdot \frac{650}{4} + 11\,250 \cdot \frac{700 - 25}{2} \right) \\ &= 12\,875\,000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Der Ausnutzungsgrad ergibt sich zu:

$$\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0} = M_{fi,d} / M_{fi,Rd,0} = 1427,1 / 4570,6 = 0,31$$

Abschnitt 4.2.4

Die kritische Temperatur  $\theta_{a,cr}$  für diesen Ausnutzungsgrad kann dem prEN 1993-1-2, Tabelle 4.1 entnommen werden.

$$\Rightarrow \theta_{a,cr} = 659 \text{ °C}$$

Nachweis:

$$\frac{646}{659} = 0,98 < 1 \quad \checkmark$$

## 2.4 Nachweis auf der Tragfähigkeitsebene

Für die Berechnung der Momententragfähigkeit ist der Abminderungsfaktor für die Streckgrenze  $k_{y,\theta}$  für die Temperatur  $\theta_{a,max,30} = 646 \text{ °C}$  zu bestimmen. Dieser kann dem prEN 1993-1-2, Tabelle 3.1 entnommen werden.

$$k_{y,\theta} = 0,360$$

Zusätzlich müssen die Anpassungsfaktoren  $\kappa_1$  und  $\kappa_2$  bestimmt werden.

Der Anpassungsfaktor  $\kappa_1$  berücksichtigt eine ungleichmäßige Temperaturverteilung über den Querschnitt.

Abschnitt 3.2.1

Table 1. Anpassungsfaktor  $\kappa_1$

	$\kappa_1 [-]$
Träger, der von allen vier Seiten brandbeansprucht wird	1,0
Ungeschützter Träger mit einer Stahlbeton- oder Stahlverbundplatte auf der einen Seite und Brandbeanspruchung auf den anderen drei Seiten	0,7
Brandgeschützter Träger mit einer Stahlbeton- oder Stahlverbundplatte auf der einen Seite und Brandbeanspruchung auf den anderen drei Seiten	0,85

Abschnitt 4.2.3.3

Der Träger ist ein ungeschützter Träger, der von allen vier Seiten brandbeansprucht wird.

$$\kappa_1 = 1,0$$

Der Anpassungsfaktor  $\kappa_2$  berücksichtigt eine ungleichmäßige Temperaturverteilung entlang des Trägers.

Table 2. Anpassungsfaktor  $\kappa_2$

	$\kappa_2 [-]$
An den Auflagern statisch unbestimmt gelagerter Träger	0,85
In allen anderen Fällen	1,0

Der Träger ist statisch bestimmt gelagert und der Nachweis wird in Feldmitte durchgeführt.

$$\kappa_2 = 1,0$$

Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit berechnet sich zu:

$$\begin{aligned} M_{fi,t,Rd} &= M_{pl,Rd,20^\circ C} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,fi}} \cdot \frac{1}{\kappa_1 \cdot \kappa_2} \\ &= (12\,870\,000 \cdot 355/1,1) \cdot 0,36 \cdot \frac{1,1}{1,0} \cdot \frac{1}{1,0 \cdot 1,0} \cdot 10^{-6} = 1645,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Nachweis:

$$\frac{1427,1}{1645,4} = 0,87 < 1 \quad \checkmark$$

## REFERENZEN

- EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkung auf Tragwerke*, Brüssel: CEN, November 2002  
prEN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahltragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung im Brandfall*, Brüssel: CEN, November 2003

# Rechenbeispiel zum prEN 1994 Teil 1-2: Verbunddecke

P. Schaumann, T. Trautmann

Universität Hannover – Institut für Stahlbau, Hannover, Deutschland

## 1 AUFGABENSTELLUNG

Eine Verbunddecke ist brandschutztechnisch nachzuweisen. Sie ist Teil eines Einkaufszentrums und hat eine Spannweite von 4,8 m. Die Verbunddecke wird als Kette von Einfeldträgern bemessen und soll eine Feuerwiderstandsklasse von R 90 erreichen.

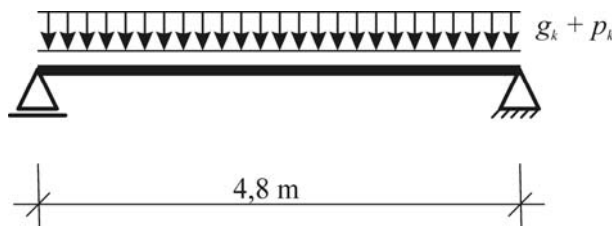


Abbildung 1: Statisches System

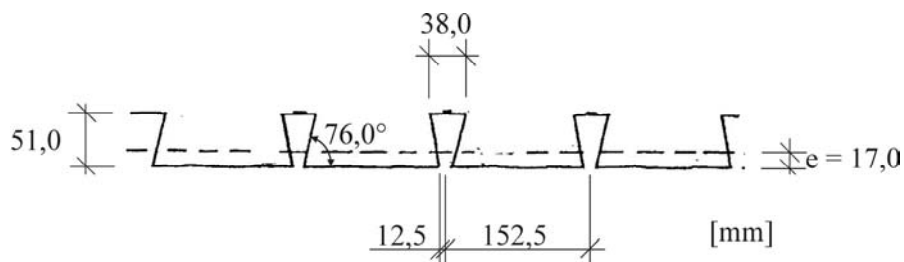


Abbildung 2: Stahlprofilblech

Materialeigenschaften:

Stahlprofilblech:

Streckgrenze:  $f_{yp} = 350 \text{ N/mm}^2$   
Querschnittsfläche:  $A_p = 1562 \text{ mm}^2/\text{m}$   
Parameter für m+k Methode:  $k = 0,150 \text{ N/mm}^2$

Beton:

Festigkeitsklasse: C 25/30  
Druckfestigkeit:  $f_c = 25 \text{ N/mm}^2$   
Höhe:  $h_t = 140 \text{ mm}$   
Querschnittsfläche:  $A_c = 131\,600 \text{ mm}^2/\text{m}$

Lasten:

Ständige Lasten:

Eigengewicht Profilblech:  $g_{p,k} = 0,13 \text{ kN/m}^2$

Eigengewicht Beton:  $g_{c,k} = 3,29 \text{ kN/m}^2$

Ausbaukosten:  $g_{f,k} = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Veränderliche Lasten:

Verkehrslast:  $p_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Bemessungsmoment

bei Raumtemperatur:  $M_{s,d} = 39,56 \text{ kNm}$

## 2 FEUERWIDERSTAND DER VERBUNDDECKE

Die Decke wird nach dem vereinfachten Verfahren nach prEN1994-1-2, Abschnitt 4.3 und Annex D nachgewiesen.

### 2.1 Geometrische Abmessungen und Anwendungsbereich

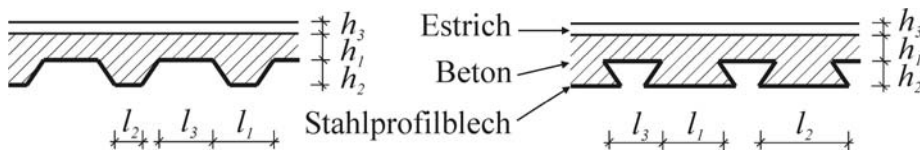


Figure 3. Geometrie von Verbunddecken

$h_1 = 89 \text{ mm}$

$h_2 = 51 \text{ mm}$

$l_1 = 115 \text{ mm}$

$l_2 = 140 \text{ mm}$

$l_3 = 38 \text{ mm}$

Tabelle 1. Anwendungsbereich für Decken aus Normalbeton und hinterschnittenen Stahlprofilblechen

Anwendungsbereich für hinterschnittene Profilbleche [mm]	Vorhandene geome- trische Abmessungen [mm]
$77,0 \leq l_1 \leq 135,0$	$l_1 = 115,0$
$110 \leq l_2 \leq 150,0$	$l_2 = 140,0$
$38,5 \leq l_3 \leq 97,5$	$l_3 = 38,0$
$50,0 \leq h_1 \leq 130,0$	$h_1 = 89,0$
$30,0 \leq h_2 \leq 70,0$	$h_2 = 51,0$

prEN 1994-1-2  
Abschnitt 4.3.2

### 2.2 Mechanische Einwirkungen im Brandfall

Die Kombination von mechanischen Einwirkungen im Brandfall folgt der Regel für außergewöhnliche Ereignisse.

$$E_{dA} = E \left( \sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Nach prEN 1994-1-2 darf die Einwirkung  $E_d$  für den Brandfall mit dem Faktor  $\eta_{fi}$  reduziert werden. Dieser berechnet sich zu:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{(0,13 + 3,29 + 1,2) + 0,6 \cdot 5,0}{1,35 \cdot (0,13 + 3,29 + 1,2) + 1,5 \cdot 5,0} = 0,55$$

Mit  $\eta_{fi}$  kann der Bemessungswert der Einwirkung im Brandfall  $M_{fi,d}$  ermittelt werden.

$$M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_{s,d} = 0,55 \cdot 39,56 = 21,94 \text{ kNm/m}$$

EN 1991-1-2

Abschnitt 4.3

prEN 1994-1-2

Abschnitt 2.4.2

### 2.3 Wärmedämmkriterium

Das Wärmedämmkriterium "I" soll eine übermäßige Wärmeleitung des Bauteils verhindern. Die Temperatur soll im Mittel nicht mehr als 140 °C und maximal nicht mehr als 180 °C über der Anfangstemperatur liegen.

Der Nachweis erfolgt im Zeitbereich. Die maximale Zeit, in der das Kriterium "I" erfüllt, berechnet sich zu:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3}$$

Der Rippengeometriefaktor  $A/L_r$  entspricht dem Profilmfaktor  $A_p/V$  für Träger. Dieser Faktor berücksichtigt, dass die Erwärmung aufgrund der Masse und der Höhe der Rippe günstig beeinflusst wird.

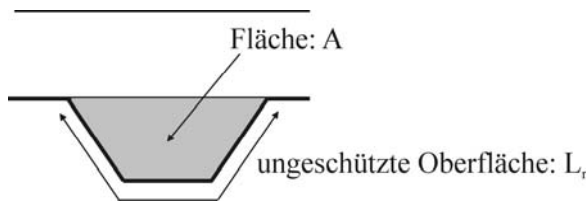


Abbildung 4: Definition des Rippengeometriefaktors

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left( \frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \cdot \sqrt{h_2^2 + \left( \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}} = \frac{52 \cdot \left( \frac{115 + 140}{2} \right)}{140 + 2 \cdot \sqrt{51^2 + \left( \frac{115 - 140}{2} \right)^2}} = 27 \text{ mm}$$

Der Sichtfaktor  $\Phi$  ist ein Maß, das die Abschirmung des oberen Flansches durch die Rippe berücksichtigt.

$$\begin{aligned} \Phi &= \left[ \sqrt{h_2^2 + \left( l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left( \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right] / l_3 \\ &= \left[ \sqrt{51^2 + \left( 38 + \frac{115 - 140}{2} \right)^2} - \sqrt{51^2 + \left( \frac{115 - 140}{2} \right)^2} \right] / 38 \\ &= 0,119 \end{aligned}$$

Die Koeffizienten  $a_i$  für Normalbeton können der Tabelle 2 entnommen werden:

Tabelle 2: Koeffizienten zur Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer nach dem Kriterium "I" (siehe prEN 1994-1-2, Anhang D, Tabelle D.1)

	$a_0$ [min]	$a_1$ [min/mm]	$a_2$ [min]	$a_3$ [min/mm]	$a_4$ mm·min	$a_5$ [min]
Normalbeton	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0
Leichtbeton	-79,2	2,18	-2,44	0,56	-542	52,3

Mit diesen Parametern ergibt sich  $t_i$  zu:

$$\begin{aligned} t_i &= (-28,8) + 1,55 \cdot 89 + (-12,6) \cdot 0,119 \\ &\quad + 0,33 \cdot 27 + (-735) \cdot 1/38 + 48 \cdot 27 \cdot 1/38 \\ &= 131,48 \text{ min} > 90 \text{ min} \quad \checkmark \end{aligned}$$

## 2.4 Plastische Momententragfähigkeit im Feld

Abschnitt 4.3.2

Die plastische Momententragfähigkeit berechnet sich zu:

$$M_{f_i,t,Rd} = \sum A_i \cdot z_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f_i}} \right) + \alpha_{slab} \cdot \sum A_j \cdot z_j \cdot k_{c,\theta,j} \cdot \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,f_i,c}} \right)$$

Für die Berechnung der Reduktionsfaktoren  $k_{y,\theta}$  von Oberflansch, Steg und Unterflansch ist deren Temperatur erforderlich. Diese berechnet sich aus:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2$$

Abschnitt D.2

Die Koeffizienten  $b_i$  können der Tabelle 3 entnommen werden.

Tabelle 3: Koeffizienten zur Bestimmung der Temperaturen im Stahlprofilblech (siehe prEN 1994-1-2, Anhang D, Tabelle D.2)

Beton	Feuerwiderstand [min]	Teil des Profilblechs	$b_0$ [°C]	$b_1$ [°C·mm]	$b_2$ [°C/mm]	$b_3$ [°C]	$b_4$ [°C]
Normalbeton	60	Unterflansch	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Steg	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Oberflansch	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Unterflansch	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Steg	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Oberflansch	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
	120	Unterflansch	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Steg	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Oberflansch	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0

Für die unterschiedlichen Teilquerschnitte ergeben sich die Temperaturen zu:  
Unterflansch:

$$\begin{aligned} \theta_{a,l} &= 1018 - 839 \cdot \frac{1}{38} - 1,55 \cdot 27 + 65,1 \cdot 0,119 - 108,1 \cdot 0,119^2 \\ &= 960,29 \text{ °C} \end{aligned}$$

Steg:

$$\begin{aligned} \theta_{a,w} &= 816 - 959 \cdot \frac{1}{38} - 2,21 \cdot 27 + 464,9 \cdot 0,119 - 340,2 \cdot 0,119^2 \\ &= 781,60 \text{ °C} \end{aligned}$$

Oberflansch:

$$\begin{aligned} \theta_{a,l} &= 618 - 2786 \cdot \frac{1}{38} - 1,79 \cdot 27 + 767,9 \cdot 0,119 - 472,0 \cdot 0,119^2 \\ &= 580,87 \text{ °C} \end{aligned}$$

Um die erforderliche Tragfähigkeit zu erreichen, muss eine Brandschutzbewehrung eingebaut werden. In jeder Sicke wird ein Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von  $\varnothing 10$  mm gewählt. Die Anordnung der Bewehrung ist in Abbildung 5 dargestellt.

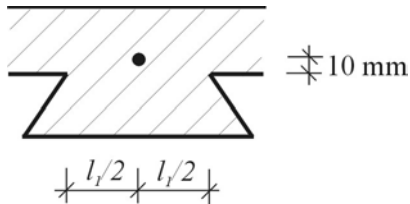


Abbildung 5: Anordnung der Brandschutzbewehrung

Die Temperatur der Bewehrung berechnet sich zu:

$$\theta_s = c_0 + c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} + c_2 \cdot z + c_3 \cdot \frac{A}{L_r} + c_4 \cdot \alpha + c_5 \cdot \frac{1}{l_3}$$

mit:

$$\begin{aligned} \frac{1}{z} &= \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} \\ &= \frac{1}{\sqrt{l_1/2}} + \frac{1}{\sqrt{l_1/2}} + \frac{1}{\sqrt{h_2 + 10}} \quad (\text{vereinfacht}) \\ &= \frac{1}{\sqrt{57}} + \frac{1}{\sqrt{57}} + \frac{1}{\sqrt{61}} \\ &= 0,393 \text{ 1/mm}^{0,5} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow z = 2,54 \text{ mm}^{0,5}$$

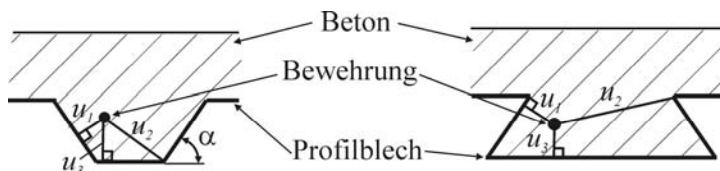


Abbildung 6: Definition der Abstände  $u_1$ ,  $u_2$ ,  $u_3$  und des Winkels  $\alpha$

Die Koeffizienten  $c_i$  für Normalbeton können der Tabelle 4 entnommen werden.

Tabelle 4: Koeffizienten zur Bestimmung der Temperatur der Brandschutzbewehrung (siehe prEN 1994-1-2, Anhang D, Tabelle D.3)

Beton	Feuerwiderstand [min]	$c_0$ [°C]	$c_1$ [°C]	$c_2$ [°C/mm <sup>0,5</sup> ]	$c_3$ [°C/mm]	$c_4$ [°C/°]	$c_5$ [°C]
Normalbeton	60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326

Mit diesen Parametern ergibt sich die Temperatur zu:

$$\begin{aligned}\theta_s &= 1342 + (-256) \cdot \frac{61}{51} + (-235) \cdot 2,54 \\ &\quad + (-5,30) \cdot 27 + 1,39 \cdot 104 + (-1267) \cdot \frac{1}{38} \\ &= 407,0 \text{ }^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Die Reduktionsfaktoren  $k_{y,i}$  können dem prEN 1994-1-2, Tabelle 3.2 entnommen werden. Für die Bewehrung ist der Abminderungsfaktor der prEN 1994-1-2, Table 3.4 zu entnehmen, da es sich um kaltverformten Stahl handelt.

Die Berechnungen der Tragfähigkeiten der Teilquerschnitte sind in Tabelle 5 aufgeführt.

Tabelle 5: Reduktionsfaktoren und Teiltragfähigkeiten

	Temperatur $\theta_i$ [°C]	Reduktionsfaktor $k_{y,i}$ [-]	Teilfläche $A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	$f_{y,i}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$Z_i$ [kN]
Unterflansch	960,29	0,047	1,204	35,0	1,98
Steg	781,60	0,132	0,904	35,0	4,18
Oberflansch	580,87	0,529	0,327	35,0	6,05
Bewehrung	407,0	0,921	0,79	50,0	36,38

Die plastische Nulllinie errechnet sich aus dem Gleichgewicht der horizontalen Kräfte. Die Gleichung wird für eine Sicke aufgestellt ( $b = l_1 + l_3$ ).

$$z_{pl} = \frac{\sum Z_i}{a_{slab} \cdot (l_1 + l_3) \cdot f_c} = \frac{1,98 + 4,18 + 6,05 + 36,38}{0,85 \cdot (115 + 38) \cdot 25 \cdot 10^{-3}} = 15,0 \text{ mm}$$

Die plastische Momententragfähigkeit für eine Sicke errechnet sich zu:

Tabelle 6: Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit für eine Sicke

	$Z_i$ [kN]	$z_i$ [cm]	$M_i$ [kNcm]
Unterflansch	1,98	14,0	27,72
Steg	4,18	$14,0 - 5,1 / 2 = 11,45$	47,86
Oberflansch	6,05	$14,0 - 5,1 = 8,9$	53,85
Bewehrung	36,38	$14,0 - 5,1 - 1,0 = 7,9$	287,4
Beton	-48,59	$1,50 / 2 = 0,75$	-36,44
			$\Sigma 380,39$

Mit einer Momententragfähigkeit  $M_{pl,rib} = 3,80$  kNm und einer Breite  $w_{rib} = 0,152$  m pro Sicke kann die plastische Momententragfähigkeit für die gesamte Verbunddecke bestimmt werden:

$$M_{fi,Rd} = 3,80 / 0,152 = 25,00 \text{ kNm/m}$$

Nachweis:

$$\frac{21,94}{25,00} = 0,88 < 1 \quad \checkmark$$

## REFERENZEN

- EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkung auf Tragwerke*, Brüssel: CEN, November 2002  
 prEN 1994, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung im Brandfall*, Brüssel: CEN, Oktober 2003

# Rechenbeispiel zum prEN 1994 Teil 1-2: Verbundträger mit profilfolgender Bekleidung

P. Schaumann, T. Trautmann

Universität Hannover – Institut für Stahlbau, Hannover, Deutschland

## 1 AUFGABENSTELLUNG

Ein Verbundträger ist brandschutztechnisch zu bemessen. Der Einfeldträger ist Teil eines Bürogebäudes und wird durch eine Streckenlast beansprucht. Da die Betondecke das Stahlprofil an der oberen Seite vor dem Feuer schützt, ist dieses nur von drei Seiten beflammt. Als Brandschutzmaßnahme wurde eine profilfolgende Bekleidung aus Putz ausgeführt, um die geforderte Feuerwiderstandsklasse von R 60 zu erreichen.

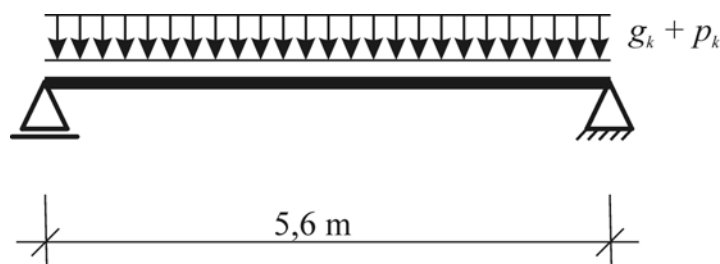


Abbildung 1: Statisches System

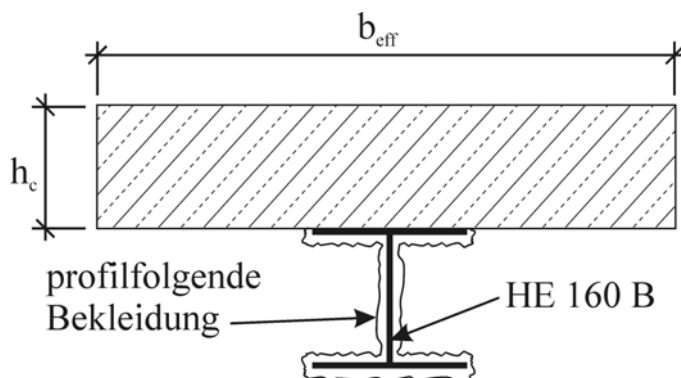


Abbildung 2: Querschnitt des Verbundträgers

Materialeigenschaften:

Stahlprofil:

Profil:

Stahlgüte:

Höhe:

Höhe des Stegs:

Breite:

Walzprofil HE 160 B

S 355

$h = 160 \text{ mm}$

$h_w = 134 \text{ mm}$

$b = b_1 = b_2 = 160 \text{ mm}$

Dicke des Stegs:	$e_w = 8 \text{ mm}$
Dicke des Flansches:	$e_f = e_1 = e_2 = 13 \text{ mm}$
Querschnittsfläche:	$A_a = 5430 \text{ mm}^2$
Streckgrenze:	$f_{y,a} = 355 \text{ N/mm}^2$
Betondecke:	
Festigkeitsklasse:	C 25/30
Höhe:	$h_c = 160 \text{ mm}$
Effektive Breite:	$b_{eff} = 1400 \text{ mm}$
Druckfestigkeit:	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul:	$E_{cm} = 29,000 \text{ N/mm}^2$
Kopfbolzendübel:	
Anzahl:	$n = 34$ (äquidistant)
Durchmesser:	$d = 22 \text{ mm}$
Zugfestigkeit:	$f_u = 500 \text{ N/mm}^2$
Bekleidung:	
Material:	Putz
Dicke:	$d_p = 15 \text{ mm}$ (profilfolgend)
Wärmeleitfähigkeit:	$\lambda_p = 0,12 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$
Spezifische Wärmekapazität:	$c_p = 1100 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$
Dichte:	$\rho_p = 550 \text{ kg/m}^3$

#### Lasten:

Ständige Lasten:	
Eigengewicht:	$g_k = 20,5 \text{ kN/m}$
Ausbaulasten:	$g_k = 7,5 \text{ kN/m}$
Veränderliche Lasten:	
Verkehrslast:	$p_k = 15,0 \text{ kN/m}$

## 2 FEUERWIDERSTNAD EINES VERBUNDTRÄGERS

### 2.1 Mechanische Einwirkungen im Brandfall

EN 1991-1-2

Die Kombination von mechanischen Einwirkungen im Brandfall folgt der Regel für außergewöhnliche Ereignisse:

$$E_{dA} = E \left( \sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Abschnitt 4.3

Der Kombinationsfaktor für Bürogebäude wird mit  $\psi_{2,1} = 0,3$  angenommen. Die Bemessungslast ergibt sich so zu:

$$M_{fi,d} = (20,5 + 7,5) + 0,3 \cdot (15,0) \cdot \frac{5,6^2}{8} = 127,4 \text{ kNm}$$

### 2.2 Berechnung der Temperaturen im Querschnitt

prEN 1994-1-2

Zur Berechnung der Temperaturen im Querschnitt wird dieser in Teilquerschnitte unterteilt. Diese sind Betondecke, Oberflansch, Steg und Unterflansch. Die Berechnung erfolgt nach prEN 1994-1-2, Abschnitt 4.3.4.2.

Die Temperaturen in den Teilquerschnitten des Stahlprofils werden mit Hilfe des Euronomogramms ermittelt ("Euronomogram", ECCS No.89, 1996). Dafür werden die Profilmfaktoren ermittelt werden.

Unterflansch:

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_l = \frac{2 \cdot (b_1 + e_1)}{b_1 \cdot e_1} = \frac{2 \cdot (0,16 + 0,013)}{0,16 \cdot 0,013} = 166,3 \text{ m}^{-1}$$

Steg:

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_w = \frac{2 \cdot (h_w)}{h_w \cdot e_w} = \frac{2 \cdot (0,134)}{0,134 \cdot 0,008} = 250,0 \text{ m}^{-1}$$

Oberflansch (mehr als 85% des Oberflansches wird von der Decke bedeckt):

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_u = \frac{(b_2 + 2 \cdot e_2)}{b_2 \cdot e_2} = \frac{(0,16 + 2 \cdot 0,013)}{0,16 \cdot 0,013} = 89,4 \text{ m}^{-1}$$

Die Temperaturen ergeben sich nach Tabelle 1:

Abschnitt 4.3.4.2

ECCS No.89

Tabelle 1: Temperaturen der Teilquerschnitte des Stahlprofils

	$\left(\frac{A_p}{V}\right)_i \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \left[\frac{\text{W}}{\text{m}^3\text{K}}\right]$	$\theta_{a,max,60} \text{ [}^\circ\text{C]}$
Oberflansch	715	390
Steg	2000	650
Unterflansch	1330	550

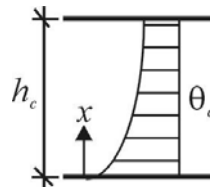
Da die Temperatur über die Deckenhöhe nicht konstant ist, variiert auch die Betondruckfestigkeit. Sie wird bei Temperaturen unter 250 °C nicht abgemindert. Darüber muss ein Abminderungsfaktor  $k_{c,\theta}$  berücksichtigt werden. Die Temperaturen dürfen in Schichten mit einer Dicke von 10 mm auf Basis der Tabelle 2 ermittelt werden.

prEN 1994-1-2

Abschnitt D.3

Tabelle 2: Temperaturverteilung einer ungeschützten Betondecke aus Normalbeton von 100 mm Höhe (siehe prEN 1994-1-2, Anhang D.3, Tabelle D.5)

Tiefe $x$ [mm]	Temperatur $q_c$ [°C] nach Branddauer von [min]					
	30	60	90	120	180	240
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	615
55	125	200	294	369	469	585
60	110	175	271	342	430	555
80	80	140	220	270	330	495
100	60	100	160	210	260	435



### 2.3 Nachweis nach vereinfachtem Berechnungsverfahren

Der Nachweis des Verbundträgers wird nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren auf Tragfähigkeitsebene durchgeführt. Die Berechnung der Momententragfähigkeit erfolgt nach Anhang E.

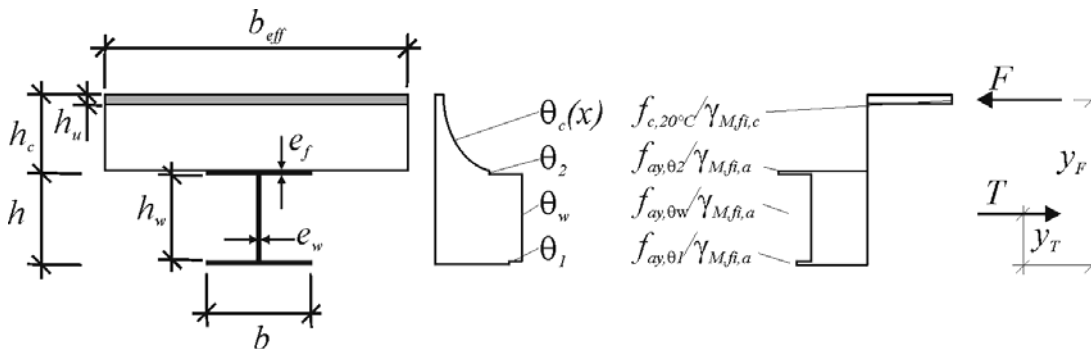


Abbildung 3: Berechnung der Momententragfähigkeit

Die Temperaturen des Stahlprofils wurden in Kapitel 2.2 ermittelt. Die Abminderungsfaktoren  $k_{y,\theta,i}$  können dem prEN 1994-1-2, Abschnitt 3.2.1, Tabelle 3.2 entnommen werden.

Tabelle 3. Berechnung der reduzierten Streckgrenzen der Teilquerschnitte

	$\theta_{a,max,60}$ [°C]	$k_{y,\theta}$ [-]	$f_{ay,\theta}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]
Oberflansch	390	1,00	35,5
Steg	650	$(0,47 + 0,23)/2 = 0,35$	12,4
Unterflansch	550	$(0,78 + 0,47)/2 = 0,625$	22,2

Abschnitt E.1

Der nächste Schritt ist die Berechnung der Zugkraft  $T$  des Stahlprofils nach Abbildung 3.

$$T = \frac{f_{ay,\theta 1} \cdot (b \cdot e_f) + f_{ay,\theta w} \cdot (h_w \cdot e_w) + f_{ay,\theta 2} \cdot (b \cdot e_f)}{\gamma_{M,fi,a}}$$

$$= \frac{22,2 \cdot (16 \cdot 1,3) + 12,4 \cdot (13,4 \cdot 0,8) + 35,5 \cdot (16 \cdot 1,3)}{1,0}$$

$$= 1333,1 \text{ kN}$$

Die Lage der Zugkraft ist:

$$y_T = \frac{f_{ay,\theta 1} \cdot \left( b \cdot \frac{e_f^2}{2} \right) + f_{ay,\theta w} \cdot (h_w \cdot e_w) \cdot \left( e_f + \frac{h_w}{2} \right) + f_{ay,\theta 2} \cdot (b \cdot e_f) \cdot \left( h - \frac{e_f}{2} \right)}{T \cdot \gamma_{M,fi,a}}$$

$$= \frac{22,2 \cdot \left( 16 \cdot \frac{1,3^2}{2} \right) + 12,4 \cdot (13,4 \cdot 0,8) \cdot \left( 1,3 + \frac{13,4}{2} \right) + 35,5 \cdot (16 \cdot 1,3) \cdot \left( 16 - \frac{1,3}{2} \right)}{1333,1 \cdot 1,0}$$

$$= 9,53 \text{ cm}$$

Bei einem Einfeldträger ist die Zugkraft  $T$  begrenzt durch:

$$T \leq N \cdot P_{fi,Rd}$$

mit:

- $N$  Anzahl der Kopfbolzendübel auf halber Länge des Einfeldträgers  
 $P_{fi,Rd}$  Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit im Brandfall

Um  $P_{fi,Rd}$  ermitteln zu können, werden die Abminderungsfaktoren  $k_{u,\theta}$  und  $k_{c,\theta}$ , sowie die Dübeltragfähigkeiten  $P_{Rd,1}$  and  $P_{Rd,2}$  bei Raumtemperatur benötigt.

Die Temperaturen für die Abminderungsfaktoren dürfen nach prEN 1994-1-2, Abschnitt 4.3.4.2.5 (2) mit 80 % (Kopfbolzendübel) bzw. 40 % (Beton) der Temperatur des Oberflansches angenommen werden. Die Abminderungsfaktoren können dem prEN 1994-1-2, Abschnitt 3.2.1, Tabelle 3.2 und Tabelle 3.3 entnommen werden.

$$\theta_v = 0,8 \cdot 390 = 312 \text{ °C}$$

$$\Rightarrow k_{u,\theta} = 1,0$$

$$\theta_c = 0,4 \cdot 390 = 156 \text{ °C}$$

$$\Rightarrow k_{c,\theta} = 0,98$$

Der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeiten bei Raumtemperatur wird nach prEN 1994-1-1 ermittelt, wobei  $\gamma_v = \gamma_{M,fi,v}$  ist.

$$P_{Rd,1} = 0,8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M,fi,v}} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0,8 \cdot \frac{50,0}{1,0} \cdot \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} = 152 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_c \cdot E_{cm}}}{\gamma_{M,fi,v}} = 0,29 \cdot 1,0 \cdot 2,2^2 \cdot \frac{\sqrt{2,5 \cdot 2900}}{1,0} = 120 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit im Brandfall berechnet sich zu:

$$P_{fi,Rd} = \min \begin{cases} P_{fi,Rd,1} = 0,8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd,1} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 152 = 121,6 \text{ kN} \\ P_{fi,Rd,2} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd,2} = 0,98 \cdot 120 = 117,6 \text{ kN} \leftarrow \text{maßgebend} \end{cases}$$

Die maximal übertragbare Zugkraft ist:

$$1333,1 \text{ kN} < 34/2 \cdot 117,6 = 1999,2 \text{ kN}$$

Wegen des Kräftegleichgewichts muss die Druckkraft gleich der Zugkraft sein. So lässt sich die Höhe der Druckzone  $h_u$  wie folgt berechnen:

$$h_u = \frac{T}{b_{eff} \cdot f_c / \gamma_{M,fi,c}} = \frac{1333,1}{140,0 \cdot 2,5 / 1,0} = 3,8 \text{ cm}$$

Nun können zwei Fälle auftreten. Im ersten Fall ist die Temperatur in der gesamten Druckzone kleiner als 250 °C. Im zweiten Fall befinden sich in der Druckzone Schichten mit Temperaturen, die größer als 250 °C sind. Um zu untersuchen, welcher Fall eintritt wird folgende Berechnung durchgeführt.

$$(h_c - h_u) = 16 - 3,8 = 12,2 \text{ cm}$$

Ist das Ergebnis größer als die Tiefe  $x$  nach Tabelle 2, so sind die Temperaturen in der Druckzone niedriger als 250 °C und die Druckfestigkeit in der Druckzone wird nicht reduziert.

$$h_{cr} = x = 5,0 \text{ cm} < 12,2 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  keine Abminderung der Betondruckfestigkeit!

prEN 1994-1-1

Abschnitt 6.3.2.1

prEN 1994-1-2

Abschnitt 4.3.4.2

Abschnitt E.1

Der Angriffspunkt der Druckkraft  $y_F$  wird wie folgt ermittelt.

$$y_F = h + h_c - (h_u/2) = 16 + 16 - (3,8/2) = 30,1 \text{ cm}$$

Die Momententragfähigkeit im Brandfall ergibt sich zu:

$$M_{fi,Rd} = T \cdot (y_F - y_T) = 1333,1 \cdot (30,1 - 9,53) \cdot 10^{-2} = 274,2 \text{ kNm}$$

Nachweis:

$$127,4/274,2 = 0,46 < 1 \quad \checkmark$$

## REFERENZEN

ECCS No.89, *Euro-Nomogram*, Brussels: ECCS – Technical Committee 3 – Fire Safety of Steel Structures, 1995

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkung auf Tragwerke*, Brüssel: CEN, November 2002

prEN 1994, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau*, Brüssel: CEN, Januar 2004

prEN 1994, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung im Brandfall*, Brüssel: CEN, Oktober 2003

# Rechenbeispiel zum prEN 1994 Teil 1-2: Kammerbetonierter Verbundträger

P. Schaumann, T. Trautmann

Universität Hannover – Institut für Stahlbau, Hannover, Deutschland

## 1 AUFGABENSTELLUNG

Ein kammerbetonierter Verbundträger ist brandschutztechnisch nachzuweisen. Es ist ein Einfeldträger mit einer Spannweite von 12,0 m. Das Stahlprofil ist kammerbetoniert und die Decke wurde als Verbunddecke ausgeführt. Die geforderte Feuerwiderstandsklasse des Warenhauses ist R 90.

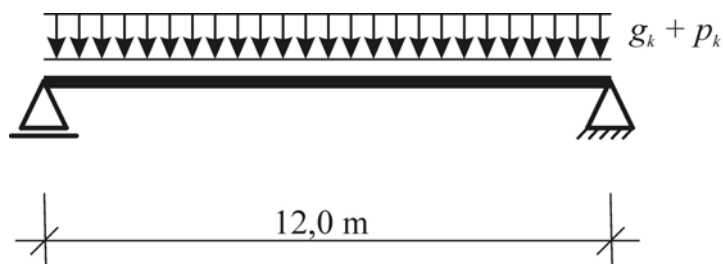


Abbildung 1: Statisches System

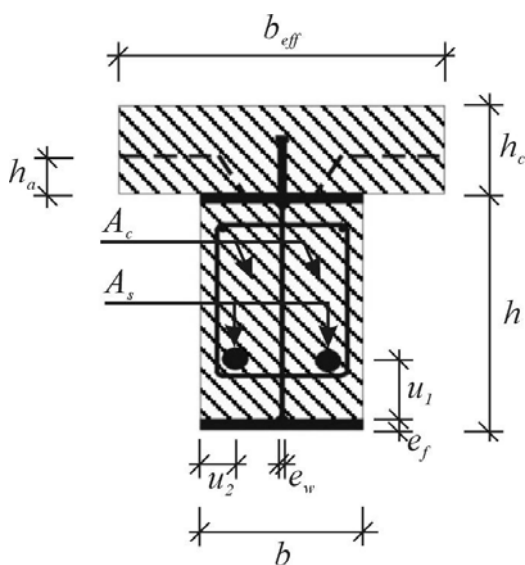


Abbildung 2: Querschnitt des Verbundträgers

## Materialeigenschaften:

### Stahlprofil:

Profil:	Walzprofil IPE 500
Stahlgüte:	S 355
Höhe:	$h = 500 \text{ mm}$
Breite:	$b = 200 \text{ mm}$
Dicke des Steges:	$e_w = 10,2 \text{ mm}$
Dicke der Flansche:	$e_f = 16 \text{ mm}$
Querschnittsfläche:	$A_a = 11\,600 \text{ mm}^2$
Streckgrenze:	$f_{y,a} = 355 \text{ N/mm}^2$

### Decke:

Festigkeitsklasse:	C 25/30
Höhe:	$h_c = 160 \text{ mm}$
Effektive Breite:	$b_{eff} = 3000 \text{ mm}$
Druckfestigkeit:	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$

### Profilblech:

Typ:	hinterschnitten
Höhe:	$h_a = 51 \text{ mm}$

### Bewehrung im Kammerbeton:

Stahlgüte:	S 500
Durchmesser:	2 Ø 30
Querschnittsfläche:	$A_s = 1410 \text{ mm}^2$
Achsabstände:	$u_l = 110 \text{ mm}$
	$u_{s,l} = 60 \text{ mm}$
Streckgrenze:	$f_{y,s} = 500 \text{ N/mm}^2$

### Kammerbeton:

Festigkeitsklasse:	C 25/30
Breite:	$b_c = 200 \text{ mm}$
Druckfestigkeit:	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$

### Lasten:

#### Ständige Lasten:

Eigengewicht:	$g_{s,k} = 15,0 \text{ kN/m}$
Ausbaulasten:	$g_{f,k} = 6,0 \text{ kN/m}$

#### Veränderliche Lasten:

Verkehrslast:	$p_k = 30,0 \text{ kN/m}$
---------------	---------------------------

## 2 FEUERWIDERSTAND EINES KAMMERBETONIERTEN VERBUNDTRÄGERS

### 2.1 Mechanische Einwirkungen im Brandfall

Die Kombination von mechanischen Einwirkungen im Brandfall folgt der Regel für außergewöhnliche Ereignisse:

$$E_{dA} = E \left( \sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Der Kombinationsfaktor für Bürogebäude wird mit  $\psi_{2,1} = 0,8$  angenommen. Die Bemessungslast ergibt sich zu:

$$M_{fi,d} = \left( (15,0 + 6,0) + 0,8 \cdot (30,0) \right) \cdot \frac{12,0^2}{8} = 810,0 \text{ kNm}$$

EN 1991-1-2

Abschnitt 4.3

## 2.2 Nachweis nach vereinfachtem Berechnungsverfahren

Um das vereinfachte Berechnungsverfahren anwenden zu können, sind Randbedingungen einzuhalten. Diese sind eine minimale Deckendicke  $h_c$ , eine minimale Profilhöhe  $h$ , eine minimale Breite  $b_c$  ( $b_c$  ist das Minimum von Profilhöhe und Breite des Kammerbetons) und eine minimale Fläche  $h \cdot b_c$ .

Tabelle 1: Randbedingungen für die Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens für kammerbetonierte Verbundträger (siehe prEN 1994-1-2, Abschnitt 4.3.4.3, Tabellen 4.9 und 4.10)

Standard fire resistance	Minimum slab thickness $h_c$ [mm]	Minimum profile height $h$ and minimum width $b_c$ [mm]	Minimum area $h \cdot b_c$ [mm <sup>2</sup> ]
R 30	60	120	17 500
R 60	80	150	24 000
R 90	100	170	35 000
R 120	120	200	50 000
R 180	150	250	80 000

$$h_c = 160 \text{ mm} > \min h_c = 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$h = 500 \text{ mm} > \min h = 170 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$b = b_c = 200 \text{ mm} > \min b_c = 170 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$h \cdot b_c = 100\,000 \text{ mm} > \min(h \cdot b_c) = 35\,000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Im Berechnungsmodell des prEN1994-1-2 Anhang F wird der Querschnitt des Verbundträgers in einzelne Teile unterteilt, die dann reduziert werden. Einige Teilquerschnitte werden über die Streckgrenze reduziert, andere über die Querschnittsfläche.

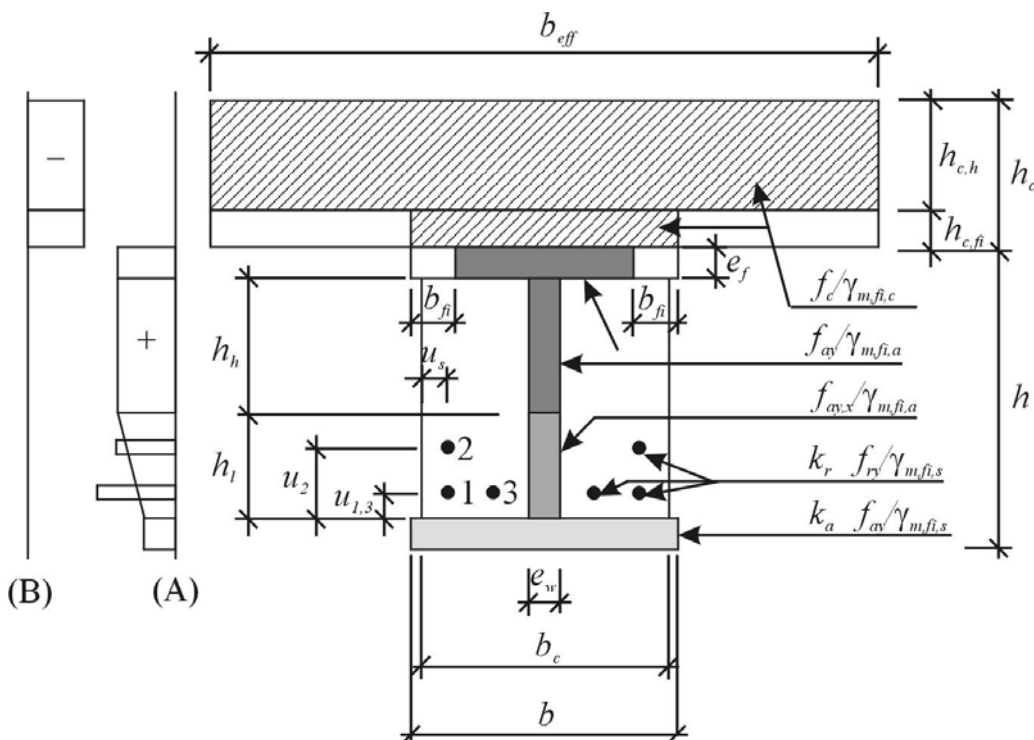


Abbildung 3: Reduzierter Querschnitt für die Berechnung der plastischen Momenten-tragfähigkeit und Spannungsverteilungen (A) im Stahl und (B) im Beton

Die Erwärmung der Decke wird über eine Dickenreduzierung  $h_{c,fi}$  berücksichtigt. Für die verschiedenen Feuerwiderstandsklassen sind in Tabelle 2 Werte für  $h_{c,fi}$  angegeben. Bei Verbunddecken mit hinterschnittenen Stahlprofilen muss außerdem eine minimale Dickenreduzierung  $h_{c,fi,min}$  in Höhe des Profilbleches erfolgen.

$$h_{c,fi} = 30 \text{ mm}$$

$$h_{c,fi,min} = 51 \text{ mm}$$

Damit ergibt sich die Höhe der Verbunddecke im Brandfall  $h_{c,h}$  zu:

$$h_{c,h} = 160 - 51 = 109 \text{ mm}$$

Tabelle 2: Dickenreduzierung  $h_{c,fi}$  der Decke im Brandfall (siehe prEN 1994-1-2, Anhang F, Tabelle F.1)

Feuerwiderstandsklasse	Dickenreduzierung der Decke $h_{c,fi}$ [mm]
R 30	10
R 60	20
R 90	30
R 120	40
R 180	55



Figure 4. Minimale Dickenreduzierung  $h_{c,fi,min}$  bei hinterschnittenen Stahlblechen

Die Erwärmung des Oberflansches des Stahlprofils wird über eine Breitenreduzierung  $b_{fi}$  berücksichtigt. Diese kann der Tabelle 3 entnommen werden.

$$b_{fi} = (16.0/2) + 30 + (200 - 200)/2 = 38,0 \text{ mm}$$

Die effektive Breite des Oberflansche im Brandfall errechnet sich zu:

$$b_{fi,u} = 200 - 2 \cdot 38 = 124,0 \text{ mm}$$

Tabelle 3: Breitenreduzierung  $b_{fi}$  des Oberflansches des Stahlprofils im Brandfall (siehe prEN 1994-1-2, Anhang F, Tabelle F.2)

Feuerwiderstandsklasse	Breitenreduzierung des Oberflansches $b_{fi}$ [mm]
R 30	$(e_f/2) + (b - b_c)/2$
R 60	$(e_f/2) + 10 + (b - b_c)/2$
R 90	$(e_f/2) + 30 + (b - b_c)/2$
R 120	$(e_f/2) + 40 + (b - b_c)/2$
R 180	$(e_f/2) + 60 + (b - b_c)/2$

Der Steg des Stahlprofils ist in zwei Teile unterteilt. Der obere Teil wird nicht reduziert, während die Streckgrenze des unteren Teils linear auf die reduzierte Streckgrenze des Unterflansches abfällt. Die Höhe des unteren Teil des Steges  $h_l$  wird berechnet zu:

$$h_l = \frac{a_1}{b_c} + \frac{a_2 \cdot e_w}{b_c \cdot h} > h_{l,\min}$$

Die Parameter  $a_1$  und  $a_2$ , sowie die minimale Höhe  $h_{l,\min}$ , können der Tabelle 4 für  $h/b_c > 2$  entnommen werden.

$$h_l = \frac{14\,000}{200} + \frac{75\,000 \cdot 10,2}{200 \cdot 500} = 77,7 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Tabelle 4: Parameter  $a_1$ ,  $a_2$  und minimale Höhe  $h_{l,\min}$  für  $h/b_c > 2$  zur Berechnung der Höhe  $h_l$  (siehe prEN 1994-1-2, Anhang F, Tabelle F.3)

Feuerwiderstandsklasse	$a_1$ [mm <sup>2</sup> ]	$a_2$ [mm <sup>2</sup> ]	$h_{l,\min}$ [mm]
R 30	3600	0	20
R 60	9500	0	30
R 90	14 000	75 000	40
R 120	23 000	110 000	45
R 180	35 000	250 000	55

Der Unterflansch wird über die Streckgrenze mit dem Faktor  $k_a$  reduziert. Dieser wird durch einen minimalen und einen maximalen Wert eingegrenzt. Die Berechnung des Faktors  $k_a$ , sowie die minimalen und maximalen Werte sind in Table 5 gegeben.

$$a_0 = 0,018 \cdot e_f + 0,7 = 0,018 \cdot 16,0 + 0,7 = 0,988$$

$$k_a = \left( 0,12 - \frac{17}{200} + \frac{500}{38 \cdot 200} \right) \cdot 0,988 = 0,100 \begin{cases} > 0,06 \\ < 0,12 \end{cases}$$

Tabelle 5. Abminderungsfaktor  $k_a$  der Streckgrenze des Unterflansches (siehe prEN 1994-1-2, Anhang F, Tabelle F.4)

Feuerwiderstandsklasse	Abminderungsfaktor $k_a$	$k_{a,\min}$	$k_{a,\max}$
R 30	$\left( 1,12 - \frac{84}{b_c} + \frac{h}{22 \cdot b_c} \right) \cdot a_0$	0,5	0,8
R 60	$\left( 0,21 - \frac{26}{b_c} + \frac{h}{24 \cdot b_c} \right) \cdot a_0$	0,12	0,4
R 90	$\left( 0,12 - \frac{17}{b_c} + \frac{h}{38 \cdot b_c} \right) \cdot a_0$	0,06	0,12
R 120	$\left( 0,1 - \frac{15}{b_c} + \frac{h}{40 \cdot b_c} \right) \cdot a_0$	0,05	0,1
R 180	$\left( 0,03 - \frac{3}{b_c} + \frac{h}{50 \cdot b_c} \right) \cdot a_0$	0,03	0,06

Die Erwärmung der Bewehrung im Kammerbeton wird über eine Reduzierung der Streckgrenze berücksichtigt. Der Abminderungsfaktor  $k_a$  ist abhängig von der Feuerwiderstandsklasse und der Lage der Bewehrungsstäbe. Wie beim Abminderungsfaktor für den Unterflansch gibt es einen Minimal- und einen Maximalwert.

$$A_m = 2 \cdot h + b_c = 2 \cdot 500 + 200 = 1200 \text{ mm}$$

$$V = h \cdot b_c = 500 \cdot 200 = 100\,000 \text{ mm}^2$$

$$u = \frac{1}{(1/u_i) + (1/u_{si}) + 1/(b_c - e_w - u_{si})}$$

$$= \frac{1}{(1/110) + (1/60) + 1/(200 - 10,2 - 60)}$$

$$= 29,88 \text{ mm}$$

$$k_r = \frac{(u \cdot a_3 + a_4) \cdot a_5}{\sqrt{A_m/V}} = \frac{(29,88 \cdot 0,026 - 0,154) \cdot 0,09}{\sqrt{1200/100\,000}} = 0,51 \begin{cases} > 0,1 \\ < 1,0 \end{cases}$$

Tabelle 6: Parameter für die Berechnung von  $k_r$  (siehe prEN 1994-1-2, Anhang F, Tabelle F.5)

Feuerwiderstandsklasse	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$k_{r,min}$	$k_{r,max}$
R 30	0,062	0,16	0,126	0,1	1,0
R 60	0,034	-0,04	0,101	0,1	1,0
R 90	0,026	-0,154	0,090	0,1	1,0
R 120	0,026	-0,284	0,082	0,1	1,0
R 180	0,024	-0,562	0,076	0,1	1,0

Es werden die Druck- und Zugkräfte der Teilquerschnitte benötigt, um die plastische Momententragfähigkeit zu berechnen.

Betondecke:

$$C_c = b_{eff} \cdot h_{c,h} \cdot \alpha_c \cdot f_c = 300,0 \cdot 10,9 \cdot 0,85 \cdot 2,5 = 6948,8 \text{ kN}$$

Oberflansch:

$$T_{f,u} = b_{fi,u} \cdot e_f \cdot f_y = 12,4 \cdot 1,60 \cdot 35,5 = 704,3 \text{ kN}$$

Oberer Teil des Stegs:

$$T_{w,u} = e_w \cdot h_h \cdot f_y = 1,02 \cdot 39,03 \cdot 35,5 = 1413,3 \text{ kN}$$

mit:

$$h_h = h - 2 \cdot e_f - h_l = 50,0 - 2 \cdot 1,6 - 7,77 = 39,03 \text{ cm}$$

Unterer Teil des Stegs:

$$T_{w,l} = e_w \cdot h_l \cdot \left( \frac{1+k_a}{2} \right) \cdot f_y = 1,02 \cdot 7,77 \cdot \left( \frac{1+0,1}{2} \right) \cdot 35,5 = 154,7 \text{ kN}$$

$$z_{w,l} = h_l \cdot \frac{2 \cdot k_a + 1}{3 \cdot (k_a + 1)} = 7,77 \cdot \frac{2 \cdot 0,1 + 1}{3 \cdot (0,1 + 1)} = 2,8 \text{ cm}$$

Unterflansch:

$$T_{f,l} = b \cdot e_f \cdot k_a \cdot f_{y,a} = 20,0 \cdot 1,6 \cdot 0,1 \cdot 35,5 = 113,6 \text{ kN}$$

Bewehrung:

$$T_r = A_s \cdot k_r \cdot f_{y,s} = 14,1 \cdot 0,51 \cdot 50,0 = 359,6 \text{ kN}$$

Da die Druckkraft  $C_c$  größer als die Summe der Zugkräfte  $T_i$  ist, befindet sich die plastische Nulllinie in der Betondecke. Die Höhe der Betondruckzone berechnet sich zu:

$$z_{pl} = \frac{\sum T_i}{\alpha_c \cdot f_c \cdot b_{eff}} = \frac{704,3 + 1413,3 + 154,7 + 113,6 + 359,6}{0,85 \cdot 2,5 \cdot 300} = 4,31 \text{ cm}$$

Die Hebelarme berechnen sich zu:

Betondecke (in Bezug zur Oberkante der Decke):

$$z_c = z_{pl} / 2 = 4,31 / 2 = 2,16 \text{ cm}$$

Oberflansch (in Bezug zum Schwerpunkt der Betondecke):

$$z_{f,u} = h_c + e_f / 2 - z_c = 16,0 + 1,6 / 2 - 2,16 = 14,64 \text{ cm}$$

Oberer Teil des Stags:

$$z_{w,u} = h_c + e_f + h_h / 2 - z_c = 16,0 + 1,6 + 39,03 / 2 - 2,16 = 34,96 \text{ cm}$$

Unterer Teil des Stags:

$$z_{w,l} = h_c + e_f + h_h + z_{w,l} - z_c = 16 + 1,6 + 39,03 + 2,8 - 2,16 = 57,27 \text{ cm}$$

Unterer Flansch:

$$z_{f,l} = h_c + h - e_f / 2 - z_c = 16,0 + 50,0 - 1,6 / 2 - 2,16 = 63,04 \text{ cm}$$

Bewehrung:

$$z_r = h_c + h - e_f - u_1 - z_c = 16,0 + 50,0 - 1,6 - 11,0 - 2,16 = 51,24 \text{ cm}$$

Die plastische Momententragfähigkeit ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd} &= T_{f,u} \cdot z_{f,u} + T_{w,u} \cdot z_{w,u} + T_{w,l} \cdot z_{w,l} + T_{f,l} \cdot z_{f,l} + T_r \cdot z_r \\ &= 704,3 \cdot 14,64 + 1413,3 \cdot 34,96 + 154,7 \cdot 57,27 + 113,6 \cdot 63,04 \\ &\quad + 359,6 \cdot 51,24 \\ &= 10\,311 + 49\,409 + 8860 + 7161 + 18\,426 \\ &= 94\,167 \text{ kNcm} = 942,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Nachweis:

$$\frac{810,0}{942,7} = 0,86 < 1 \quad \checkmark$$

## REFERENZEN

- EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkung auf Tragwerke*, Brüssel: CEN, November 2002  
prEN 1994, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung im Brandfall*, Brüssel: CEN, Oktober 2003

# Rechenbeispiel zum prEN 1994 Teil 1-2: Kammerbetonierte Verbundstütze

P. Schaumann, T. Trautmann

Universität Hannover – Institut für Stahlbau, Hannover, Deutschland

## 1 AUFGABENSTELLUNG

Eine kammerbetonierte Verbundstütze ist brandschutztechnisch nachzuweisen. Sie gehört zu dem ausgesteiften Tragwerk eines Bürogebäudes, hat eine Länge  $L = 4,0$  m und ist biegesteif an die obere und untere Stütze angeschlossen. Somit kann die Knicklänge im Brandfall reduziert werden (siehe Abbildung 1). Es wird sowohl das vereinfachte als auch das tabellarische Nachweisverfahren angewendet. Die geforderte Feuerwiderstandsklasse ist R 60.

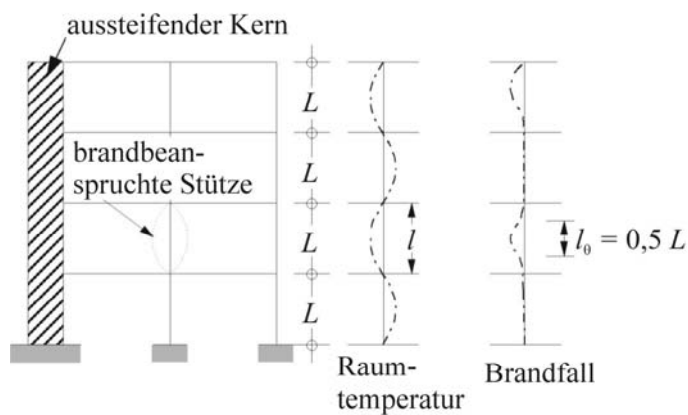


Abbildung 1: Knicklängen von Stützen in ausgesteiften Tragwerken

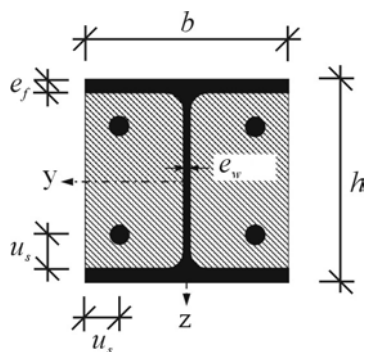


Abbildung 2: Querschnitt der kammerbetonierten Verbundstütze

Materialeigenschaften:

Stahlprofil:

Profil:	Walzprofil HE 300 B
Stahlgüte:	S 235
Höhe:	$h = 300 \text{ mm}$
Breite:	$b = 300 \text{ mm}$
Dicke des Steges:	$e_w = 11 \text{ mm}$
Dicke des Flansches:	$e_f = 19 \text{ mm}$
Querschnittsfläche:	$A_a = 14\,900 \text{ mm}^2$
Streckgrenze:	$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul:	$E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Flächenträgheitsmoment:	$I_z = 8560 \text{ cm}^4$ (weak axis)

Bewehrung:

Stahlgüte:	S 500
Durchmesser:	4 Ø 25
Querschnittsfläche:	$A_s = 1960 \text{ mm}^2$
Streckgrenze:	$f_s = 500 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul:	$E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Flächenträgheitsmoment:	$I_s = 4 \cdot 4,9 \cdot (30,0 / 2 - 5,0)^2 = 1960 \text{ cm}^4$
Achsabstand:	$u_s = 50 \text{ mm}$

Beton:

Festigkeitsklasse:	C 25/30
Querschnittsfläche:	$A_c = 300 \cdot 300 - 14\,900 - 1960 = 73\,140 \text{ mm}^2$
Druckfestigkeit:	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul:	$E_{cm} = 30\,500 \text{ N/mm}^2$
Flächenträgheitsmoment:	$I_c = 30 \cdot 30^3 / 12 - 8560 - 1960 = 56\,980 \text{ cm}^4$

Lasten:

Ständige Lasten:	$G_k = 960 \text{ kN}$
Veränderliche Lasten:	$P_k = 612,5 \text{ kN}$

## 2 FEUERWIDERSTAND EINER KAMMERBETONIERTEN VERBUNDSTÜTZE

### 2.1 Mechanische Einwirkungen im Brandfall

EN 1991-1-2

Die Kombination von mechanischen Einwirkungen im Brandfall folgt der Regel für außergewöhnliche Ereignisse:

$$E_{dA} = E \left( \sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Abschnitt 4.3

Der Kombinationsfaktor für Bürogebäude wird mit  $\psi_{2,1} = 0,3$  angenommen. Die Bemessungslast ergibt sich zu:

$$N_{fi,d} = 960 + 0,3 \cdot 612,5 = 1143,8 \text{ kN}$$

### 2.2 Vereinfachtes Berechnungsverfahren

prEN 1994-1-2

#### 2.2.1 Anwendungsbereich

Das vereinfachte Berechnungsverfahren ist ein Nachweis auf der Tragfähigkeitsebene. Es ist nachzuweisen, dass die Tragfähigkeit im Brandfall größer als die Belastung im Brandfall ist.

$$N_{fi,d} / N_{fi,Rd} \leq 1$$

Abschnitt 4.3.5.1

Der Bemessungswert der Grenznormalkraft im Brandfall für druckbeanspruchte Bauteile (mit Knicken um die schwache Achse) wird wie folgt berechnet:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd}$$

mit:

$\chi_z$  Reduktionsfaktor nach der Knickspannungskurve c und dem bezogenen Schlankheitsgrad

$N_{fi,pl,Rd}$  Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft im Brandfall

Um das vereinfachte Berechnungsverfahren anwenden zu dürfen müssen bestimmte Voraussetzungen eingehalten werden. Zusätzlich muss die Stütze Teil eines ausgesteiften Tragwerks sein.

Abschnitt 4.3.5.2

Tabelle 1: Randbedingungen für das vereinfachte Berechnungsverfahren

Randbedingung	Vorhanden	
$\max l_\theta = 13,5 \cdot b = 13,5 \cdot 0,3 = 4,05 \text{ m}$	$l_\theta = 0,5 \cdot 4,0 = 2,0 \text{ m}$	✓
$230 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$	$h = 300 \text{ mm}$	✓
$230 \text{ mm} \leq b \leq 1100 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$	✓
$1\% \leq A_s / (A_c + A_s) \leq 6\%$	$19,6 / (731,4 + 19,6) = 0,03 = 3\%$	✓
max R 120	R 60	✓
$l_\theta < 10 \cdot b$ if $\begin{cases} 230 \leq b < 300 \text{ or} \\ h/b > 3 \end{cases}$	$b = 300 \text{ mm}$ $h/b = 300/300 = 1$	✓

### 2.2.2 Berechnung der plastischen Tragfähigkeit und der wirksamen Biegesteifigkeit

Der Querschnitt der Verbundstütze wird im Brandfall nach prEN 1994-1-2 Anhang G reduziert. Einige Teilquerschnitte werden über die Querschnittsfläche reduziert, andere über die Festigkeit und Elastizitätsmodul.

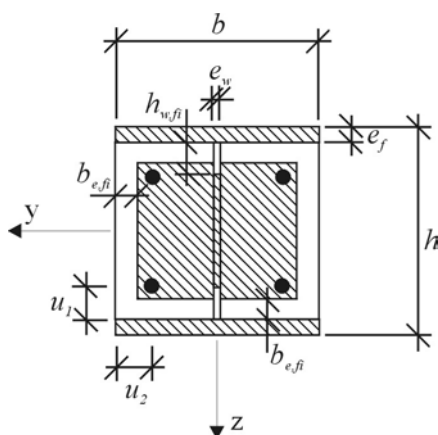


Abbildung 3: Reduzierter Querschnitt der Verbundstütze im Brandfall

Die Flansche des Stahlprofils werden über ihre Streckgrenze und dem Elastizitätsmodul reduziert.

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t \cdot A_m / V$$

Abschnitt G.2

Die Temperatur  $\theta_{o,t}$  und der Abminderungsfaktor  $k_t$  können der Table 2 entnommen werden. Der Profilmfaktor berechnet sich zu:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2 \cdot (h + b)}{h \cdot b} = \frac{2 \cdot (0,3 + 0,3)}{0,3 \cdot 0,3} = 13,3 \text{ m}^{-1}$$

Tabelle 2: Parameter zur Berechnung der durchschnittlichen Flanschttemperatur (siehe prEN 1994-1-2, Anhang G, Table G.1)

Feuerwiderstandsklasse	$\theta_{o,t}$ [°C]	$k_t$ [m°C]
R 30	550	9,65
R 60	680	9,55
R 90	805	6,15
R 120	900	4,65

Für R 60 ergibt sich eine durchschnittliche Flanschttemperatur zu:

$$\theta_{f,t} = 680 + 9,55 \cdot 13,3 = 807 \text{ °C}$$

Die Abminderungsfaktoren  $k_{y,\theta}$  and  $k_{E,\theta}$  können dem prEN 1994-1-2 Tabelle 3.2 entnommen werden. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

$$k_{y,\theta} = 0,06 + ((900 - 807)/(900 - 800)) \cdot (0,11 - 0,06) = 0,107$$

$$k_{E,\theta} = 0,0675 + ((900 - 807)/(900 - 800)) \cdot (0,09 - 0,0675) = 0,088$$

Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft und die Biegesteifigkeit im Brandfall für die Flansche errechnet sich zu:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2 \cdot (b \cdot e_f \cdot k_{y,\theta} \cdot f_{ay,f}) / \gamma_{M,fi,a} = 2 \cdot (30 \cdot 1,9 \cdot 0,107 \cdot 23,5) / 1,0 = 286,65 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,f,z} = k_{E,\theta} \cdot E_{a,f} \cdot (e_f \cdot b^3) / 6 = 0,088 \cdot 21\,000 \cdot (1,9 \cdot 30^3) / 6 = 1,58 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Der Steg des Stahlprofils wird über die Streckgrenze und über die Querschnittsfläche reduziert. Die abziehende Höhe wird wie folgt berechnet:

$$h_{w,fi} = 0,5 \cdot (h - 2 \cdot e_f) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0,16 \cdot (H_t/h)}\right)$$

Abschnitt G.3

Der Parameter  $H_t$  kann der Tabelle 3 entnommen werden.

Tabelle 3: Parameter zur Reduzierung der Steghöhe (siehe prEN 1994-1-2, Anhang G, Tabelle G.2)

Feuerwiderstandsklasse	$H_t$ [mm]
R 30	350
R 60	770
R 90	1100
R 120	1250

Damit ergibt sich  $h_{w,fi}$  zu:

$$h_{w,fi} = 0,5 \cdot (30 - 2 \cdot 1,9) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0,16 \cdot (77/30)}\right) = 3,04 \text{ cm}$$

Die Streckgrenze wird wie folgt reduziert:

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \cdot \sqrt{1 - 0,16 \cdot (H_t/h)} = 23,5 \cdot \sqrt{1 - 0,16 \cdot (77/30)} = 18,04 \text{ kN/cm}^2$$

Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft und die Biegesteifigkeit im Brandfall für den Steg errechnet sich zu:

$$\begin{aligned} N_{fi,pl,Rd,w} &= \left[ e_w \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot f_{ay,w,t} \right] / \gamma_{M,fi,a} \\ &= \left[ 1,1 \cdot (30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 3,04) \cdot 18,04 \right] / 1,0 \\ &= 399,26 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (EI)_{fi,w,z} &= \left[ E_{a,w} \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot e_w^3 \right] / 12 \\ &= \left[ 21\,000 \cdot (30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 3,04) \cdot 1,1^3 \right] / 12 \\ &= 0,0047 \cdot 10^7 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

Der Kammerbeton wird in seiner Fläche seiner Festigkeit reduziert. Ein außen liegender Streifen mit der Breite  $b_{c,fi}$  wird von der Fläche des Kammerbetons abgezogen. Diese Breite kann der Tabelle 4 entnommen werden.

$$\Rightarrow b_{c,fi} = 1,5 \text{ cm}$$

Abschnitt G.4

Tabelle 4: Reduzierung der Breite des Kammerbetons (siehe prEN 1994-1-2, Anhang G, Tabelle G.3)

Feuerwiderstandsklasse	$b_{c,fi}$ [mm]
R30	4,0
R 60	15,0
R 90	$0,5 \cdot (A_m/V) + 22,5$
R 120	$2,0 \cdot (A_m/V) + 24,0$

Die Druckfestigkeit des Betons wird mit dem Faktor  $k_{c,\theta}$  abgemindert. Dieser ist abhängig von der durchschnittlichen Betontemperatur, die der Tabelle 5 entnommen werden kann.

Tabelle 5: Durchschnittliche Betontemperatur in Abhängigkeit des Profilmfaktors (siehe prEN 1994-1-2, Anhang G, Tabelle G.4)

R 30		R 60		R 90		R 120	
$A_m/V$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$A_m/V$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$A_m/V$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$A_m/V$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
---	---	50	600	33	600	23	600
---	---	---	---	54	800	38	800
---	---	---	---	---	---	41	900
---	---	---	---	---	---	43	1000

$$\Rightarrow \theta_{c,t} = 400 - \left( (21 - 13,3) / (21 - 9) \right) \cdot (400 - 300) = 336 \text{ °C}$$

mit:

$$A_m/V = 13,3 \text{ m}^{-1},$$

Der Abminderungsfaktor  $k_{c,\theta}$  und die Stauchung  $\varepsilon_{cu,\theta}$  können dem prEN 1994-1-2 Tabelle 3.3 entnommen werden.

$$k_{c,\theta} = 0,75 + \left( (400 - 336) / (400 - 300) \right) \cdot (0,85 - 0,75) = 0,814$$

$$\varepsilon_{cu,\theta} = \left[ 10 - \left( (400 - 336) / (400 - 300) \right) \cdot (10 - 7) \right] \cdot 10^{-3} = 8,08 \cdot 10^{-3}$$

Der Sekantenmodul des Betons wird berechnet zu:

$$E_{c,sec,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c / \varepsilon_{cu,\theta} = 0,814 \cdot 2,5 / (8,08 \cdot 10^{-3}) = 251,9 \text{ kN/cm}^2$$

Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft und die Biegesteifigkeit im Brandfall für den Beton errechnet sich zu:

$$\begin{aligned} N_{fi,pl,Rd,c} &= 0,86 \cdot \left( \left( (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,fi}) \cdot (b - e_w - 2 \cdot b_{c,fi}) \right) - A_s \right) \\ &\quad \cdot f_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} \\ &= 0,86 \cdot \left( \left( (30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 1,5) \cdot (30 - 1,1 - 2 \cdot 1,5) \right) - 19,6 \right) \\ &\quad \cdot (0,814 \cdot 2,5) / 1,0 \\ &= 1017,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (EI)_{fi,c,z} &= E_{c,sec,\theta} \cdot \left( \left( (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,fi}) \cdot \left( (b - 2 \cdot b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right) / 12 \right) - I_{s,z} \right) \\ &= 251,9 \cdot \left( \left( (30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 1,5) \cdot \left( (30 - 2 \cdot 1,5)^3 - 1,1^3 \right) / 12 \right) - 1960 \right) \\ &= 0,909 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2 \end{aligned}$$

Die Bewehrung des Kammerbetons wird über die Streckgrenze und den E-Modul reduziert. Der Abminderungsfaktor  $k_{y,t}$  für die Streckgrenze kann aus Tabelle 6 abgelesen werden und Der Abminderungsfaktor  $k_{E,t}$  für den E-Modul kann der Tabelle 7 entnommen werden. Beide sind abhängig von der Feuerwiderstandsklasse und dem geometrischen Mittel der Achsabstände  $u$ .

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} = \sqrt{50 \cdot 50} = 50 \text{ mm}$$

Abschnitt G.5

mit:

- $u_1$  Achsabstand des äußeren Bewehrungsstabes vom inneren Flanschrand
- $u_2$  Achsabstand des äußeren Bewehrungsstabes von der Betonoberfläche

Tabelle 6: Abminderungsfaktor  $k_{y,t}$  für die Streckgrenze  $f_{sy}$  der Bewehrung im Kammerbeton (siehe prEN 1994-1-2, Anhang G, Tabelle G.5)

Feuerwiderstandsklasse	$u$ [mm]				
	40	45	50	55	60
R 30	1	1	1	1	1
R 60	0,789	0,883	0,976	1	1
R 90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
R 120	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

Tabelle 7: Abminderungsfaktor  $k_{E,t}$  für den E-Modul  $E_s$  der Bewehrung im Kammerbeton (siehe prEN 1994-1-2, Anhang G, Tabelle G.6)

Feuerwiderstandsklasse	$u$ [mm]				
	40	45	50	55	60
R 30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
R 60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
R 90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
R 120	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

$$\Rightarrow k_{y,t} = 0,976$$

$$k_{E,t} = 0,689$$

Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft und die Biegesteifigkeit für den Beton im Brandfall errechnet sich zu:

$$N_{f_i,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy} / \gamma_{M,f_i,s} = 19,6 \cdot 0,976 \cdot 50,0 / 1,0 = 956,5 \text{ kN}$$

$$(EI)_{f_i,s,z} = k_{E,t} \cdot E_s \cdot I_{s,z} = 0,689 \cdot 21\,000 \cdot 1960 = 2,836 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Die plastische Grenznormalkraft über den gesamten Querschnitt ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} N_{f_i,pl,Rd} &= N_{f_i,pl,Rd,f} + N_{f_i,pl,Rd,w} + N_{f_i,pl,Rd,c} + N_{f_i,pl,Rd,s} \\ &= 286,7 + 399,3 + 1017,3 + 956,5 \\ &= 2659,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Um die wirksame Biegesteifigkeit zu berechnen, werden noch Reduktionsfaktoren benötigt, die die thermischen Zwängungen berücksichtigen.

Tabelle 8. Reduktionskoeffizienten zur Berücksichtigung thermischer Zwängungen (siehe prEN 1994-1-2, Anhang G, Tabelle G.7)

Feuerwiderstandsklasse	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R 30	1,0	1,0	0,8	1,0
R 60	0,9	1,0	0,8	0,9
R 90	0,8	1,0	0,8	0,8
R 120	1,0	1,0	0,8	1,0

$$\begin{aligned} (EI)_{f_i,eff,z} &= \varphi_{f,\theta} \cdot (EI)_{f_i,f,z} + \varphi_{w,\theta} \cdot (EI)_{f_i,w,z} + \varphi_{c,\theta} \cdot (EI)_{f_i,c,z} + \varphi_{s,\theta} \cdot (EI)_{f_i,s,z} \\ &= 0,9 \cdot 1,58 \cdot 10^7 + 1,0 \cdot 0,0047 \cdot 10^7 + 0,8 \cdot 0,909 \cdot 10^7 + 0,9 \cdot 2,836 \cdot 10^7 \\ &= 4,70 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2 \end{aligned}$$

### 2.2.3 Biegeknicknachweis im Brandfall

Die Eulerknicklast oder kritische Normalkraft berechnet sich zu:

$$N_{f_i,cr,z} = \pi^2 \cdot (EI)_{f_i,eff,z} / l_\theta^2 = \pi^2 \cdot 4,70 \cdot 10^7 / (0,5 \cdot 400)^2 = 11610,7 \text{ kN}$$

mit:

$l_\theta$  Knicklänge der Verbundstütze im Brandfall

Der bezogene Schlankheitsgrad ergibt sich aus:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{f_i,pl,R} / N_{f_i,cr,z}} = \sqrt{2659,8 / 11610} = 0,48$$

mit:

$N_{f_i,pl,R}$  entspricht  $N_{f_i,pl,Rd}$  mit Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{M,f_i,I} = 1,0$

Der Abminderungsfaktor  $\chi_z$  wird nach prEN 1993-1-1 Tabelle 5.5.2 mit Knickspannungskurve c ermittelt.

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = \frac{1}{0,68 + \sqrt{0,68^2 - 0,48^2}} = 0,86$$

mit:

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_\theta - 0,2) + \bar{\lambda}_\theta^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (0,48 - 0,2) + 0,48^2) \\ &= 0,68 \end{aligned}$$

Abschnitt G.6

prEN 1993-1-1

Abschnitt 6.3.1.2

Der Bemessungswert der Grenznormalkraft ergibt sich zu:

$$N_{f_i,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{f_i,pl,Rd} = 0,86 \cdot 2659,8 = 2287,4 \text{ kN}$$

Nachweis:

$$N_{f_i,d} / N_{f_i,Rd,z} = 1143,8 / 2287,4 = 0,50 < 1 \quad \checkmark$$

### 2.3 Tabellarisches Nachweisverfahren

Das tabellarische Nachweisverfahren wird auf Festigkeitsebene durchgeführt.

Zur Bestimmung des Ausnutzungsgrades  $\eta_{f_i,t}$  muss der Bewehrungsgrad zwischen 1% and 6% liegen. Höhere oder niedrigere Werte werden vernachlässigt.

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \begin{cases} \geq 1\% \\ \leq 6\% \end{cases}$$

$$\frac{19,6}{731,4 + 19,6} = 0,03 = 3\% \begin{cases} > 1\% \\ < 6\% \end{cases}$$

Der Ausnutzungsgrad ist:

$$\eta_{f_i,t} = E_{f_i,d,t} / R_d = N_{f_i,d} / N_{Rd} = 1143,8 / 4130,4 = 0,28$$

Die Werte in Tabelle 4.6 des prEN 1994-1-2 Abschnitt 4.2.3.3 dürfen linear interpoliert werden.

$$\min b = \min h = 300 - \left( \frac{0,47 - 0,34}{0,47 - 0,28} \right) \cdot (300 - 200) = 231,6 \text{ mm}$$

Tabelle 9: Nachweis der kammerbetonierten Verbundstütze

Minimum	Vorhanden	
$\min e_w / e_f = 0,5$	$e_w / e_f = 1,1 / 1,9 = 0,58$	✓
$\min b = \min h = 200 \text{ mm}$	$b = h = 300 \text{ mm}$	✓
$\min u_s = 50 \text{ mm}$	$u_s = 50 \text{ mm}$	✓
$\min A_s / (A_c + A_s) = 4\%$	$A_s / (A_c + A_s) = 3\%$	✗

Der Bewehrungsgrad der Verbundstütze ist nach dem tabellarischen Verfahren zu niedrig. Um diesen zu erhöhen können Bewehrungsstäbe mit größerem Durchmesser gewählt werden.

Andererseits konnte die Verbundstütze mit dem vereinfachten Berechnungsverfahren erfolgreich nachgewiesen werden, was zeigt, dass das tabellarische Verfahren zu konservativen Ergebnissen führt.

### REFERENZEN

- EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkung auf Tragwerke*, Brüssel: CEN, November 2002
- prEN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahltragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Bemessungsregeln für den Hochbau*, Brüssel: CEN, Mai 2002
- prEN 1994, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung im Brandfall*, Brüssel: CEN, Oktober 2003