

Nachweis der Feuerwiderstandsdauer einer Stahlbetonkragstütze mit der Zonenmethode nach DIN EN 1992-1-2

Dieses Dokument zeigt beispielhaft den Nachweis der Feuerwiderstandsdauer einer Stahlbetonkragstütze nach der Zonenmethode aus DIN EN 1992-1-2 mit zusätzlichen Annahmen, umgesetzt als heißes Modellstützenverfahren.

1 Allgemeines

- Der Stahlbetoneurocode zur Brandbemessung darf als gleichwertige Lösung unter bestimmten Bedingungen angewendet werden, siehe DIBt-Mitteilung der Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz [1] und LGA-Statik-Tipp 2011-01 [2].
- Im Folgenden soll beispielhaft der Nachweis der Feuerwiderstandsdauer einer Stahlbetonkragstütze nach vereinfachten Berechnungsmethoden (Zonenmethode) aus DIN EN 1992-1-2 [3] mit Nationalem Anhang (NA) [4] und DIBt-Hinweisen [1] geführt werden. Der NA erlaubt die Anwendung der Zonenmethode für Stützen nur mit zusätzlichen Annahmen, wie sie z.B. Cyllok / Achenbach [5] erläutern.
- Kernpunkt dieser Erläuterungen [5] ist die Abminderung der Tragfähigkeit von Druckbewehrung infolge thermischer Dehnungen. Wie statistische Untersuchungen zeigen [6], darf auf der sicheren Seite die Tragfähigkeit der Druckbewehrung auch vollständig vernachlässigt werden.
- Kombiniert man den Wegfall der Druckbewehrung [5], [6] mit dem kalten Modellstützenverfahren nach Norm, ergibt sich das heiße Modellstützenverfahren [7]. Hierbei wird für die gegebene Normalkraft mittels einer abgeschätzten Maximalkrümmung das Moment $M_{Ed,fi}$ (Theorie II. Ordnung) ermittelt und mit der Widerstandskurve $M_{Rd,fi}(N_{Rd,fi})$ des Querschnitts in einem Interaktionsdiagramm verglichen.
- Da viele Einzelwerte ermittelt werden müssen, empfiehlt sich die Umsetzung der Berechnung in ein Programm (Tabellenkalkulation, Computeralgebrasystem).

2 Statisches System, Einwirkungen und Schnittgrößen

- System, Querschnitt, Längsbewehrung und Baustoffe: siehe Bild 1

Trotz sorgfältiger Zusammenstellung dieser Information kann für fehlerhafte Angaben und deren Folgen keine Haftung von der LGA und deren Autoren übernommen werden.

statik_tipp_201102_pr.doc • Seite 1 von 5

LGA • Bereich Prüfstatik • Tillystraße 2 • 90431 Nürnberg
Tel. +49 (0) 911 81771-270 • Fax + 49 (0) 911 81771-279

Ersteller: M. Achenbach, Dr. M. Cyllok • E-Mail: marcus.achenbach@lga.de
Prüfer: Dr. U. Leißner
<http://www.lga.de>

LGA® Landesgewerbeanstalt Bayern
Körperschaft des öffentlichen Rechts
Sitz und Registergericht Nürnberg • HRA 14622
Direktor: Peter Thumann
Stv. d. Direktors: Thomas Weierganz
Vors. d. Aufsichtsrates: Bernd Grossmann

- Feuerwiderstandsdauer: 90 Minuten (R90 bzw. F90), allseitige Beflammung
- Einwirkungen:
 - $G_{k0} = 18 \text{ kN}$ (Eigengewicht der Stütze, zentrisch am Stützenkopf aufgebracht)
 - $G_k = 300 \text{ kN}$ (Ständige Last)
 - $Q_k = 50 \text{ kN}$ (Veränderliche Last: Schnee, Orte bis NN + 1.000 m: $\psi_2 = 0,0$ nach DIN EN 1991-1-2 [8], [9])

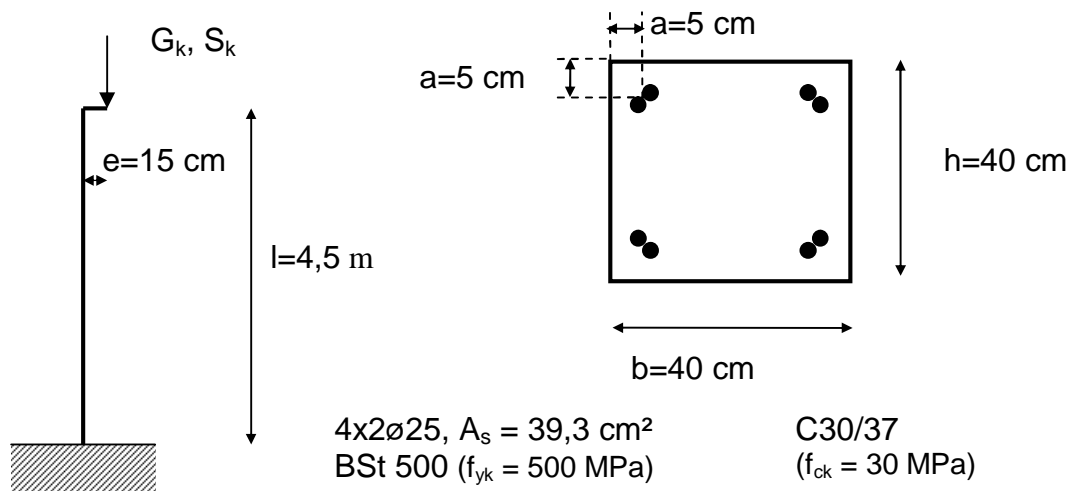


Bild 1 System, Querschnitt, Längsbewehrung und Ausmitten

- Schnittgrößen (Bemessungsniveau Brandfall, Druckkräfte sind positiv, vgl. auch [7]):

$$N_{Edfi} := (18 + 300) \text{ kN} = 318 \text{ kN}$$

$$M_{Ed0fi} := 300 \text{ kN} \cdot 0,15 \text{ m} = 45 \text{ kNm}$$

- Knicklänge:

$$l_0 := 2 \cdot l = 9,0 \text{ m}$$

- Ersatzausmitte (Th.I.Ord):

$$e_0 := \frac{M_{Ed0fi}}{N_{Edfi}} = 14,2 \text{ cm}$$

3 Rechenwerte der Zonenmethode

- Temperatur Betonstahl (für $a = 5 \text{ cm}$ nach Bild A.13, DIN EN 1992-1-2):
 $\theta_s \approx 520^\circ\text{C}$
- Abminderung Betonstahlfestigkeit (vgl. Bild 4.2a, Kurve 3, DIN EN 1992-1-2):
 $k_s(520^\circ\text{C}) := 0,523$ (NB: günstiger als ENV!)

- Betonstahlfestigkeit:
 $f_{sdfi} := k_s(520^\circ\text{C}) \cdot f_{yk} = 261 \text{ MPa}$
- Temperatur Beton (im Mittelpunkt nach Bild A.13 aus DIN EN 1992-1-2):
 $\theta_c < 75^\circ\text{C}$
- Abminderung Betondruckfestigkeit (vgl. Bild 4.1, Kurve 1, DIN EN 1992-1-2):
 $k_c(75^\circ\text{C}) := 1,00$
- Betondruckfestigkeit:
 $f_{cd,fi} := k_c(75^\circ\text{C}) \cdot f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Querschnittsabminderung ($w = 200 \text{ mm}$, vgl. Bild B.5c, DIN EN 1992-1-2 bzw. [5]):
 $a_z \approx 40 \text{ mm}$
- Restquerschnitt, vgl. [7]:
 $b_{fi} := b - 2 \cdot a_z = 32,0 \text{ cm}$ $h_{fi} := h - 2 \cdot a_z = 32,0 \text{ cm}$
- Randdehnungen (Näherung nach [7]):
 $\varepsilon_{sp} := 0,28\%$ (const.)
 $\varepsilon_{c1} := -0,35\%$ (NB: „Mindestwert“, kann bei größeren Betontemperaturen im Mittelpunkt auch Werte $\leq -0,35\%$ annehmen!)
- Krümmung:

$$\kappa := \frac{\varepsilon_{sp} + |\varepsilon_{c1}|}{h - a_z - a} = 20,32 \frac{1}{\text{km}}$$
- Ausmitten:
 $e_2 := 0,1 \kappa \cdot l_0^2 = 16,5 \text{ cm}$ $e_{tot} := e_0 + e_2 = 30,7 \text{ cm}$
- Einwirkung (Th.II.Ord.):
 $N_{Edfi} = 318,0 \text{ kN}$ $M_{Edfi} := N_{Edfi} \cdot e_{tot} = 97,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$

4 Berechnung der Widerstandsgrößen ausgewählter Dehnungszustände für das Interaktionsdiagramm [7]

- Zur Vorzeichendefinition der inneren Schnittgrößen (Spannungsergebnisse) siehe auch Cyllok und Achenbach [7]. Die Bezeichnungen für Spannungen, Festigkeiten etc. entsprechen DIN EN 1992-1-2.

4.1 Fall A: Querschnitt überdrückt

$$N_{RdfiA} := b_{fi} \cdot h_{fi} \cdot f_{cd,fi} = 3072 \text{ kN} \qquad M_{RdfiA} := 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.2 Fall B: Querschnitt mit Randdehnungen 0 und ε_{c1}

$$N_{RdfiB} := \frac{2}{3} \cdot b_{fi} \cdot h_{fi} \cdot f_{cdfi} = 2048.0 \text{ kN} \quad M_{RdfiB} := N_{RdfiB} \cdot \left(\frac{h_{fi}}{2} - \frac{3}{8} \cdot h_{fi} \right) = 81.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.3 Fall C: Querschnitt mit Randdehnungen ε_{c1} und ε_{sp}

$$\varepsilon_{sC} := \varepsilon_{sp} \quad x_C := \frac{|\varepsilon_{c1}|}{\varepsilon_{sC} + |\varepsilon_{c1}|} \cdot (h - a_z - a) = 17.2 \text{ cm}$$

$$F_{cC} := \frac{2}{3} \cdot b_{fi} \cdot x_C \cdot f_{cdfi} = 1102.2 \text{ kN} \quad z_{cC} := \frac{h_{fi}}{2} - \frac{3}{8} \cdot x_C = 9.5 \text{ cm}$$

$$F_s := \frac{A_{stot}}{2} \cdot f_{sdfi} = 513.8 \text{ kN} \quad z_s := \frac{h}{2} - a = 15.0 \text{ cm}$$

$$N_{RdfiC} := F_{cC} - F_s = 588.4 \text{ kN} \quad M_{RdfiC} := F_{cC} \cdot z_{cC} + F_s \cdot z_s = 182.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.4 Fall D: Querschnitt mit Randdehnungen ε_{c1} und $3\varepsilon_{sp}$

$$\varepsilon_{sD} := 3\varepsilon_{sp} \quad x_D := \frac{|\varepsilon_{c1}|}{\varepsilon_{sD} + |\varepsilon_{c1}|} \cdot (h - a_z - a) = 9.1 \text{ cm}$$

$$F_{cD} := \frac{2}{3} \cdot b_{fi} \cdot x_D \cdot f_{cdfi} = 583.5 \text{ kN} \quad z_{cD} := \frac{h_{fi}}{2} - \frac{3}{8} \cdot x_D = 12.6 \text{ cm}$$

$$F_s = 513.8 \text{ kN} \quad z_s = 15.0 \text{ cm}$$

$$\Delta\kappa_D := \frac{\varepsilon_{sD} - \varepsilon_{sp}}{h - a_z - a} = 18.1 \cdot \frac{1}{\text{km}}$$

$$N_{RdfiD} := F_{cD} - F_s = 69.7 \text{ kN} \quad M_{RdfiD} := F_{cD} \cdot z_{cD} + F_s \cdot z_s - N_{Edfi} \cdot \Delta\kappa_D \cdot \frac{l_0^2}{10} = 104.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.5 Fall E: Querschnitt mit Randdehnungen ε_{c1} und $>3\varepsilon_{sp}$

- NB: Dehnung ε_{sE} iterativ bestimmt für $N_{RdfiE} = 0$.

$$\varepsilon_{sE} := 3.57\varepsilon_{sp} \quad x_E := \frac{|\varepsilon_{c1}|}{\varepsilon_{sE} + |\varepsilon_{c1}|} \cdot (h - a_z - a) = 8.0 \text{ cm}$$

$$F_{cE} := \frac{2}{3} \cdot b_{fi} \cdot x_E \cdot f_{cdfi} = 513.9 \text{ kN} \quad z_{cE} := \frac{h_{fi}}{2} - \frac{3}{8} \cdot x_E = 13.0 \text{ cm}$$

$$F_s = 513.8 \text{ kN} \quad z_s = 15.0 \text{ cm}$$

$$\Delta\kappa_E := \frac{\varepsilon_{sE} - \varepsilon_{sp}}{h - a_z - a} = 23.3 \cdot \frac{1}{\text{km}}$$

$$N_{RdfiE} := F_{cE} - F_s = 0 \text{ kN} \quad M_{RdfiE} := F_{cE} \cdot z_{cE} + F_s \cdot z_s - N_{Edfi} \cdot \Delta\kappa_E \cdot \frac{l_0^2}{10} = 83.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5 Ergebnis

Die Einwirkung liegt innerhalb der Widerstandskurve, siehe Bild 2. Der Querschnitt nimmt im Brandfall die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung auf. Der Nachweis der Feuerwiderstandsdauer R90 ist erfüllt.

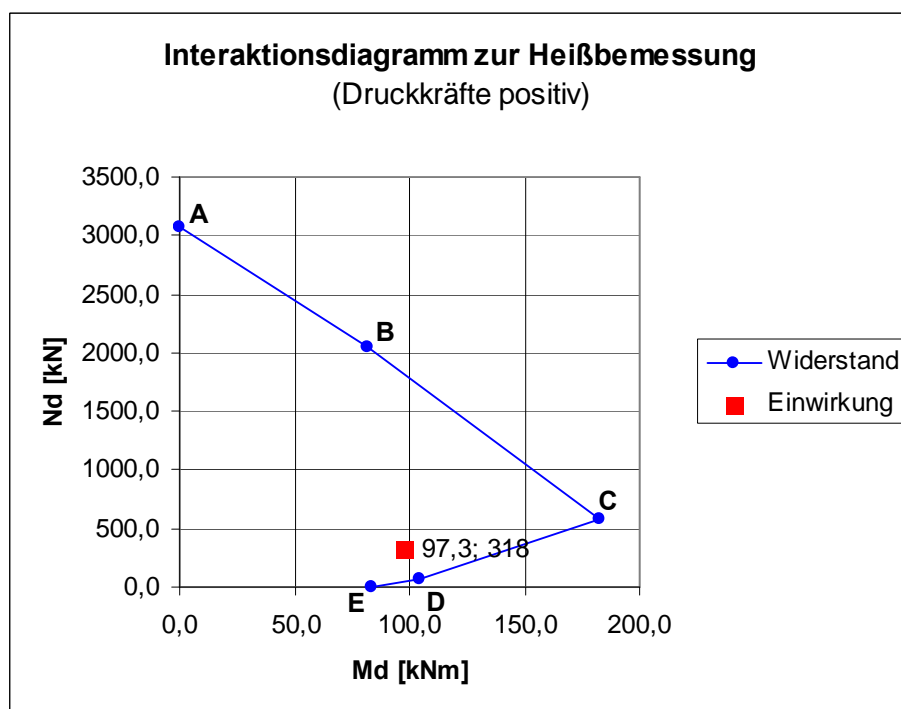


Bild 2 Interaktionsdiagramm mit ausgewählten Dehnungszuständen A bis E

6 Literatur

- [1] Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz: Erläuterungen zur Anwendung der Eurocodes vor ihrer Bekanntmachung als Technische Baubestimmungen. DIBt Mitteilungen 41 (2010), Heft 6, S. 252-257.
- [2] Cylok, M.: Nachweis der Feuerwiderstandsdauer einer Hochbaudecke nach DIN EN 1992-1-2. LGA Prüfstatik Tipp des Monats 01/2011. <http://www.lga.de>
- [3] DIN EN 1992-1-2:2010-12 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008
- [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] Cylok, M., Achenbach, M.: Anwendung der Zonenmethode für brandbeanspruchte Stahlbetonstützen. Beton- und Stahlbetonbau 12/2009, S. 813-822.
- [6] Cylok, M., Achenbach, M.: Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall: Absicherung der nicht-linearen Zonenmethode durch Laborversuche. Beton- und Stahlbetonbau 1/2011, S. 39-44.
- [7] Cylok, M., Achenbach, M.: Vereinfachte Bemessung brandbeanspruchter Stahlbetonkragstützen in Anlehnung an EC2. Beton- und Stahlbetonbau 7/2008, S. 464-471.
- [8] 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 + AC:2009
- [9] 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