

# Feuerinduziertes Zugrisswachstum in druckbeanspruchten Stahlbetonstützen

Maximilian Sorgner, Lukas Seeliger, Bernhard Pichler

Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen, TU Wien, Karlsplatz 13/202, 1040 Wien

**Zusammenfassung:** Axiale Normalspannungen von Stahlbetonstützen zufolge Temperatureinwirkung werden mithilfe eines ingenieurmechanischen Modells bestimmt. Das von der Temperatureinwirkung erzeugte und räumlich nichtlineare thermische Eigenverzerrungsfeld wird in vier Anteile zerlegt: die Eigendehnung und die beiden Eigenverkrümmungen der Stabachse sowie die Eigenverwölbung der Querschnitte. Letzterer Anteil ist gemäß der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte *verhindert*, während sich die anderen Anteile auf Strukturniveau je nach Lagerung entweder frei ausbilden können oder *be-* bzw. *verhindert* sind. Der Einfluss der Lagerung auf die Stabachsdehnung und die Spannungsverteilung wird im Zuge der Strukturanalyse einer Stahlbetonstütze analysiert. Dabei wird gezeigt, dass in Stützen mit freier Stabachsdehnung unter Brandbelastung nennenswerte Zugspannungen hervorgerufen werden, und dass Stützen mit *verhinderter* Stabachsdehnung ausschließlich Druckspannungen erfahren, die im Randbereich zu Druckversagen führen können.

## 1 Einleitung

Baukonstruktionen sind in der Regel variablen Umgebungstemperaturen ausgesetzt. Diese zeitlich variablen Einwirkungen stellen insbesondere im Lastfall Brandeinwirkung eine Herausforderung für die Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen dar. Ein Großteil der Forschung in diesem Bereich konzentrierte sich auf Experimente, bei denen Temperaturen und Verformungen unter hoher Brandbelastung gemessen wurden. Modelle beruhen meistens auf der Finite-Elemente-Methode (FEM) und dienen insbesondere zur Berechnung von Spannungs- und Dehnungsverteilungen, siehe z.B. [2]. Díaz Flores et al. [1] verwendeten nichtlineare 3D-FEM Simulationen zur Untersuchung spannungsinduzierter Schädigung eines Stahlbetonrahmens während der ersten 30 min eines Feuertests mit moderater Brandeinwirkung. Um zuverlässige Ergebnisse zu erhalten, sind eine feine Diskretisierung und somit ein großer Rechenaufwand erforderlich. Sorgner et al. [8, 7] untersuchten

den selben Stahlbetonrahmen mit dem Ziel, den Rechenaufwand zu reduzieren. Dies wurde durch eine Modellvereinfachung erreicht. Das Wärmeleitungsproblem wurde mit Hilfe einer Fourier-Reihenlösung gelöst. Das thermomechanische Problem wurde unter Anwendung der Stabtheorie I. Ordnung behandelt. Unter Berücksichtigung von elasto-sprödem Verhalten von Beton wurde zugspannungsinduzierte Rissbildung im Inneren von druckbeanspruchten Stützen simuliert [7]. Der Einfluss der Lagerungsbedingungen auf die Rissbildung von zylindrischen Säulen unter gleichmäßiger Erwärmung der Mantelfläche wurde in [6] untersucht.

In der vorliegenden Arbeit wird analog zur Vorgangsweise in [5] das Modell auf zweiachsige Biegung erweitert (siehe Abschnitt 2). Das räumlich nichtlineare thermische Eigenverzerrungsfeld wird analog zu Wang et al. [9] in einen konstanten (= Eigendehnung der Stabachse), zwei lineare (= Eigenkrümmungen der Stabachse), sowie einen nichtlinearen Anteil (= Eigenverwölbung der Querschnitte) zerlegt, siehe auch [4, 3]. Normalspannungen zufolge mechanischer und thermischer Belastung werden nach Stabtheorie I. Ordnung bestimmt. Im Zuge der Strukturanalyse eines Rahmens, der eine Stahlbetonstütze mit Rechteckquerschnitt beinhaltet, die einer gleichmäßigen Erwärmung der Mantelfläche ausgesetzt ist, werden die Auswirkungen der Beschränkung der thermischen Eigendehnung der Stütze auf die axiale Normalspannungsverteilung diskutiert (siehe Abschnitt 3). In Abschnitt 4 werden Schlussfolgerungen gezogen.

## 2 Thermische Normalspannungen in Stahlbetonstäben

### 2.1 Thermisches Eigenverzerrungsfeld bei zweiachsiger Biegung

Betrachtet werden gerade Stahlbetonstützen. Die  $x$ -Achse folgt der Stabachse. Die  $y$ - und  $z$ -Achsen sind Hauptträgheitsachsen mit Ursprung in den Querschnittsschwerpunkten.

Instationäre Wärmeleitung in den Querschnittsebenen führt zu räumlich nichtlinearen Temperaturfeldern in den Querschnitten,  $T(y, z; t)$ , und somit zu räumlich nichtlinearen Verteilungen der thermischen Eigenverzerrungen  $\varepsilon^e(y, z; t)$ . Letztere sind das Produkt aus dem linearen Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha(y, z)$  und der Temperaturdifferenz  $\Delta T(y, z; t)$ , relativ zur Referenztemperatur  $T_r$ :

$$\varepsilon_{xx}^e = \varepsilon_{yy}^e = \varepsilon_{zz}^e = \alpha \Delta T \quad \text{mit} \quad \Delta T = T(y, z, t) - T_r. \quad (1)$$

Das axiale Verschiebungsfeld eines stabförmigen Bauteils, der zweiachsiger Biegung unterworfen ist, kann auf Basis der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte und unter Verwendung linearer Kinematik wie folgt formuliert werden:

$$u(x, y, z) = u_s(x) - \frac{\partial v_s(x)}{\partial x} y - \frac{\partial w_s(x)}{\partial x} z. \quad (2)$$

Dabei bezeichnet  $u_s(x)$  die Längsverschiebung der Querschnitte und  $\partial v_s(x)/\partial x$  sowie  $\partial w_s(x)/\partial x$  deren Rotationen. Das axiale Normalverzerrungsfeld erhält man durch Einsetzen von Gl. (2) in die Definition der Komponente  $\varepsilon_{xx}$  des linearisierten Verzerrungstensors:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = \varepsilon_x + \kappa_z y + \kappa_y z, \quad (3)$$

wobei  $\varepsilon_x = \frac{\partial u_s(x)}{\partial x}$  die Stabachsenehnung und  $\kappa_z = -\frac{\partial^2 v_s(x)}{\partial x^2}$  bzw.  $\kappa_y = -\frac{\partial^2 w_s(x)}{\partial x^2}$  die Stabachsenverkrümmungen beschreiben. Das axiale Normalspannungsfeld erhält man durch Einsetzen von Gl. (1) und (3) in das Hooke'sche Gesetz für den einaxialen Spannungszustand:

$$\sigma_{xx} = E(\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{xx}^e) = E(\varepsilon_x + \kappa_z y + \kappa_y z - \alpha \Delta T), \quad (4)$$

wobei  $E = E(y, z)$  die Verteilung des Elastizitätsmoduls in den Querschnittsebenen des Stahlbetonstabes beschreibt. Einsetzen von Gl. (4) in die Definition der Normalkraft,  $N = \int_A \sigma_{xx} dA$ , führt zur konstitutiven Beziehung

$$N = \overline{EA}(\varepsilon_x - \varepsilon_x^e), \quad (5)$$

wobei  $\overline{EA} = \int_A E dA$  die Dehnsteifigkeit des Querschnitts bezeichnet,  $\varepsilon_x$  die Stabachsenehnung und  $\varepsilon_x^e$  die Eigendehnung der Stabachse, die sich wie folgt ergibt:

$$\varepsilon_x^e = \frac{1}{\overline{EA}} \int_A E \alpha \Delta T dA. \quad (6)$$

Einsetzen von Gl. (4) in die Definition des Biegemoments um die  $y$ -Achse,  $M_y = \int_A \sigma_{xx} z dA$ , und um die  $z$ -Achse,  $M_z = -\int_A \sigma_{xx} y dA$ , führt zu den konstitutiven Beziehungen

$$M_y = \overline{EI}_y(\kappa_y - \kappa_y^e), \quad M_z = -\overline{EI}_z(\kappa_z - \kappa_z^e), \quad (7)$$

wobei  $\overline{EI}_y = \int_A E z^2 dA$  bzw.  $\overline{EI}_z = \int_A E y^2 dA$  die Biegesteifigkeiten des Querschnitts bezeichnen,  $\kappa_y$  bzw.  $\kappa_z$  die Stabachsenverkrümmungen, jeweils um die  $y$ - und die  $z$ -Achse, sowie  $\kappa_y^e$  und  $\kappa_z^e$  die Eigenverkrümmungen der Stabachse, die sich wie folgt ergeben:

$$\kappa_y^e = \frac{1}{\overline{EI}_y} \int_A E \alpha \Delta T z dA, \quad \kappa_z^e = \frac{1}{\overline{EI}_z} \int_A E \alpha \Delta T y dA. \quad (8)$$

Für Stahlbetonquerschnitte werden die in Gl. (5) und (7) eingeführten Steifigkeiten mit Hilfe eines äquivalenten homogenen Betonquerschnitts mit der Fläche  $A^{eq}$  und den Flächenträgheitsmomenten 2. Ordnung  $I_y^{eq}$  bzw.  $I_z^{eq}$ , unter der Annahme des Verbundes von Beton und Stahl, ermittelt. Bezeichnet man die Elastizitätsmodul von Beton mit  $E_c$  folgen die Steifigkeiten zu

$$\overline{EA} = E_c A^{eq}, \quad \overline{EI}_y = E_c I_y^{eq}, \quad \overline{EI}_z = E_c I_z^{eq}. \quad (9)$$

$A^{eq}$ ,  $I_y^{eq}$  und  $I_z^{eq}$  ergeben sich für einen rechteckigen Stahlbetonquerschnitt mit Breite  $b$  und Höhe  $h$ , der  $L$  Bewehrungsstäbe enthält, wobei der  $j$ -te Bewehrungsstab mit den Koordinaten

$y_j/z_j$  eine Fläche von  $A_j$  aufweist, zu

$$A^{eq} = bh + (n_E - 1) \sum_{j=1}^L A_j, \quad (10)$$

$$I_y^{eq} = \frac{bh^3}{12} + (n_E - 1) \sum_{j=1}^L \left( \frac{A_j^2}{4\pi} + A_j z_j^2 \right), \quad (11)$$

$$I_z^{eq} = \frac{b^3 h}{12} + (n_E - 1) \sum_{j=1}^L \left( \frac{A_j^2}{4\pi} + A_j y_j^2 \right), \quad (12)$$

wobei  $n_E = E_s/E_c$  das Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Stahl und Beton bezeichnet. Einsetzen von Gl. (10)-(12) in Gl. (6) und (8) liefert die Eigendehnung sowie die Eigenverkrümmungen der Stabachse zu

$$\varepsilon_x^e = \frac{1}{A^{eq}} \left( \int_{A_c} \alpha_c \Delta T \, dA + n_E \sum_{j=1}^L \alpha_s \Delta T_j A_j \right), \quad (13)$$

$$\kappa_y^e = \frac{1}{I_y^{eq}} \left( \int_{A_c} \alpha_c \Delta T z \, dA + n_E \sum_{j=1}^L \alpha_s \Delta T_j A_j z_j \right), \quad (14)$$

$$\kappa_z^e = \frac{1}{I_z^{eq}} \left( \int_{A_c} \alpha_c \Delta T y \, dA + n_E \sum_{j=1}^L \alpha_s \Delta T_j A_j y_j \right), \quad (15)$$

wobei  $\alpha_c$  den Wärmeausdehnungskoeffizient für Beton und  $\alpha_s$  jenen für Stahl bezeichnet.  $\Delta T_j$  bezeichnet die Temperaturänderung im  $j$ -ten Bewehrungsstab.

Das räumlich nichtlineare Eigenverzerrungsfeld kann somit in einen konstanten Anteil, zwei lineare Anteile, sowie einen nichtlinearen Anteil, zerlegt werden [9, 5]:

$$\alpha(y, z) \Delta T(y, z) = \varepsilon_x^e + \kappa_y^e z + \kappa_z^e y + \varepsilon_w^e(y, z), \quad (16)$$

wobei  $\varepsilon_w^e$  den nichtlinearen Anteil, die Eigenverwölbung des Querschnitts, bezeichnet.

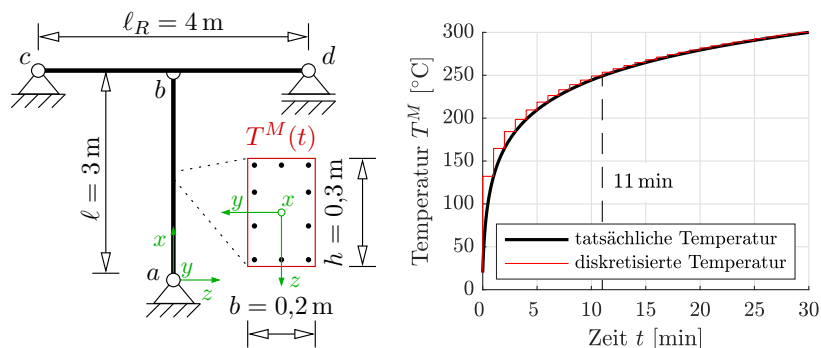
## 2.2 Normalspannungen in thermisch beanspruchten Stahlbetonstäben

Die Normalspannungen werden durch Herausheben von  $\varepsilon_x$ ,  $\kappa_y$  und  $\kappa_z$  aus den konstitutiven Beziehungen (5) und (7), und anschließendes Einsetzen der erhaltenen Ausdrücke in die Gl. (4) ermittelt:

$$\sigma_{xx}(y, z) = \frac{N E(y, z)}{EA} + \frac{M_y E(y, z)}{EI_y} z - \frac{M_z E(y, z)}{EI_z} y + \sigma_{xx}^e(y, z). \quad (17)$$

Die Normalspannungen zufolge verhinderter Querschnittsverwölbung lauten dabei:

$$\sigma_{xx}^e(y, z) = -E(y, z) [\alpha(y, z) \Delta T(y, z) - \varepsilon_x^e - \kappa_y^e z - \kappa_z^e y]. \quad (18)$$



**Abbildung 1:** Struktur und Temperaturentwicklung auf der Mantelfläche  $T^M(t)$ : tatsächlicher (schwarz) und diskretisierter (rot) Verlauf.

Für Stahlbetonquerschnitte folgen die thermomechanischen Normalspannungen im Beton,  $\sigma_{xx,c}$ , und im Stahl,  $\sigma_{xx,s}$ , zu

$$\sigma_{xx,c} = \frac{N}{A^{eq}} + \frac{M_y}{I_y^{eq}} z - \frac{M_z}{I_z^{eq}} y - E_c (\alpha_c \Delta T(y,z) - \varepsilon_x^e - \kappa_y^e z - \kappa_z^e y), \quad (19)$$

$$\sigma_{xx,s} = n_E \left[ \frac{N}{A^{eq}} + \frac{M_y}{I_y^{eq}} z_j - \frac{M_z}{I_z^{eq}} y_j - E_c (\alpha_s \Delta T_j - \varepsilon_x^e - \kappa_y^e z_j - \kappa_z^e y_j) \right]. \quad (20)$$

### 3 Strukturanalyse einer thermisch beanspruchten Stütze

Eine Stahlbeton-Stütze mit Länge  $\ell = 3 \text{ m}$  und rechteckigem Querschnitt mit Breite  $b = 0,2 \text{ m}$  und Höhe  $h = 0,3 \text{ m}$  wird unter thermischer Beanspruchung untersucht. Es werden Beton C40/50 und Betonstahl B550B in Rechnung gestellt, siehe Tabelle 1. Die Bewehrung

**Tabelle 1:** Materialeigenschaften von Beton und Stahl bei Raumtemperatur [8].

	Beton	Stahl
Elastizitätsmodul	$E_c = 33.4 \text{ GPa}$	$E_s = 195 \text{ GPa}$
Wärmeausdehnungskoeffizient	$\alpha_c = 9.03 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$	$\alpha_s = 12.2 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

besteht aus 10 Stäben mit einem Durchmesser von 12 mm, siehe Abb. 1. Die Betondeckung beträgt 30 mm. Der Stützenfuß ist frei drehbar und unverschieblich gelagert. Der Stützenkopf ist mit einem Halbgelenk an einen durchlaufenden Riegel mit Biegesteifigkeit  $E I_R = 5 \times 10^5 \text{ kN m}^2$  und Länge  $l_R = 4 \text{ m}$  angeschlossen, siehe Abb. 1.

Die Mantelfläche der Stütze wird ausgehend von einem isothermalen Zustand bei  $T_r = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  einer einheitlichen Temperaturgeschichte  $T^M(t)$  unterworfen, siehe Abb. 1. Das Temperaturfeld in der Stütze ist die Lösung eines biaxialen Wärmeleitungsproblems [7]. Daraus ergibt

sich die in Gl. (1) beschriebene Temperaturdifferenz zu

$$\Delta T(y, z, t) = T^M(t) - T_r - \sum_{k=1}^{N_T} \sum_{n=0}^{15} \sum_{m=0}^{15} \frac{16 \Delta T_k^M (-1)^{n+m}}{(2n+1)(2m+1)\pi^2} \cos\left(\frac{(2n+1)\pi}{b} y\right) \cos\left(\frac{(2m+1)\pi}{h} z\right) \exp\left(-a \left[ \left(\frac{(2n+1)\pi}{b}\right)^2 + \left(\frac{(2m+1)\pi}{h}\right)^2 \right] \langle t - t_k \rangle\right), \quad (21)$$

wobei  $a = 0,749 \text{ mm}^2/\text{s}$  die Temperaturleitfähigkeit von Beton beschreibt. Die zeitlich variable Temperaturrandbedingung wird dabei in  $N_T$  Temperaturinkremente zu je 1 min diskretisiert:  $\Delta T_k^M = T^M(t_k) - T^M(t_{k-1})$  mit  $k = 1, 2, \dots, N_T$  und  $T^M(t_0) = T_r$ . Die gewinkelten Klammern beschreiben den Macaulay-Operator:  $\langle t - t_k \rangle := 1/2(t - t_k + |t - t_k|)$ .

Einsetzen der Temperaturdifferenz (21) in Gl. (13)-(15) und Auswerten für die beschriebene Stütze, elf Minuten nach dem Start der Brandbelastung, liefert numerische Ergebnisse für die Eigendehnung  $\varepsilon_x^e = 6.8448 \times 10^{-4}$  und die Eigenverkrümmungen der Stabachse,  $\kappa_y^e = \kappa_z^e = 0$ . Die Eigendehnung der Stabachse wird als einzig wirksame mechanische Einwirkung auf das Tragwerk angesetzt, da durch diese thermische Beanspruchung keine Biegemomente aktiviert werden:  $M_y = M_z \equiv 0$ .

### 3.1 Normalkraft in Abhängigkeit der Biegesteifigkeit des Riegels

Eigendehnungen können sich bei statisch bestimmten Strukturen frei ausbilden, während sie bei statisch unbestimmten Strukturen zumindest behindert sind. Die Beschränkung der Eigendehnung wird im untersuchten Beispiel durch einen Riegel mit Biegesteifigkeit  $EI_R$  verursacht. Er wird als Wegfeder mit Steifigkeit  $k = 48 EI_R / \ell_R^3$  modelliert. Die Federsteifigkeit  $k$  verknüpft die Normalkraft  $N$  linear mit der zugehörigen Verschiebung am Knoten  $b$ ,  $u_b$ :  $N = -k u_b$ . Das negative Vorzeichen folgt dabei aus der Vorzeichendefinition einer Drucknormalkraft. Unter Berücksichtigung des Federgesetzes, der Federsteifigkeit des Riegels und der Länge der Stütze  $\ell$  ergibt sich die Stabachsendehnung zu

$$\varepsilon_x = \frac{u_b}{\ell} = -\frac{N \ell_R^3}{48 EI_R \ell}. \quad (22)$$

Die Normalkraft als Funktion der Eigendehnung der Stabachse erhält man durch Einsetzen von Gl. (22) in Gl. (5) und Auflösen nach  $N$ :

$$N = -\frac{\varepsilon_x}{\frac{\ell_R^3}{48 EI_R \ell} + \frac{1}{EA}}, \quad (23)$$

wobei die Normalkraft gleich (i) Null ist, wenn sich die Eigendehnung frei ausbilden kann, d.h. wenn die Biegesteifigkeit des Riegels gleich Null ist, und gleich (ii)  $-\varepsilon_x^e EA$ , wenn die Eigendehnung verhindert ist, d.h. wenn die Biegesteifigkeit des Riegels unendlich groß ist.

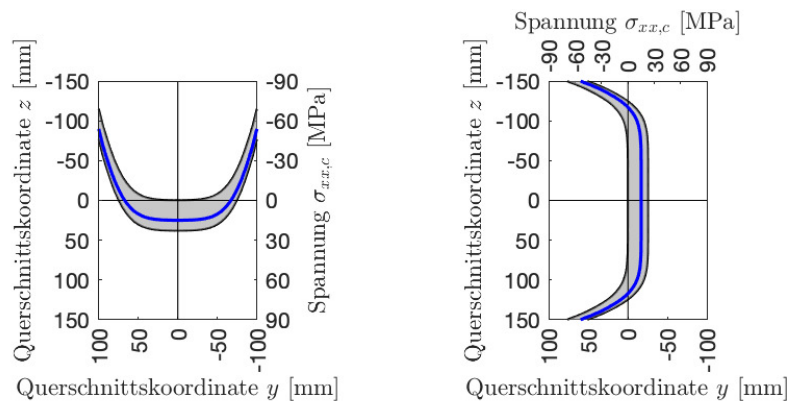
Für die hier untersuchte Struktur (siehe Abb. 1) liegt die Normalkraft in der Stütze elf Minuten nach dem Start der Brandbelastung bei  $N_S(t = 11 \text{ min}) = -508.5 \text{ kN}$ . Dieser Wert liegt zwischen den beiden diskutierten Grenzwerten  $0 \text{ kN}$  und  $-\varepsilon_x^e(t = 11 \text{ min})EA = -1496.8 \text{ kN}$ .

### 3.2 Normalspannungen in Beton nach 11-minütiger Brandeinwirkung

Im Fall freier Stabachsdehnung bestehen die Normalspannungen im Beton (19) ausschließlich aus dem Anteil zufolge *verhinderter* Querschnittsverwölbung. 11 min nach Beginn der Erwärmung werden an den Querschnittsrändern Druckspannungen von maximal  $-46.2$  MPa und im Querschnittsinneren Zugspannungen von maximal  $22.7$  MPa hervorgerufen.

Im Fall verhinderter Stabachsdehnung werden im gesamten Querschnitt Druckspannungen mit einem Maximum von  $-69.1$  MPa an den Querschnittsrändern hervorgerufen. Im Bereich der Stabachse ist der Querschnitt hingegen noch spannungsfrei, da die Wärmefront zum betrachteten Zeitpunkt noch nicht vollständig bis ins Querschnittsinnere vorgedrungen ist.

Diese Grenzfälle definieren den Bereich möglicher Normalspannungen zum Zeitpunkt  $t = 11$  min in Abhängigkeit von der Riegel-Biegesteifigkeit  $EI_R$ , siehe den grauen Bereich in Abb. 2. Für die hier untersuchte Struktur mit bekannter Riegel-Biegesteifigkeit, betragen die maximalen Druck- bzw. Zugspannungen  $-54.0$  MPa bzw.  $15.0$  MPa, siehe die blaue Kurve in Abb. 2. Zugspannungen in der Größenordnung wie sie in diesem linear-elastischem Modell berechnet werden, treten in der Realität nicht auf, da der Beton beim Erreichen seiner Zugfestigkeit reißt. Wenn die berechneten Zugspannungen nicht durch Eigengewicht oder andere zusätzliche mechanische Lasten überdrückt sind, ist eine elasto-spröde Modellerweiterung für die Simulation von Zugrisswachstum im Inneren der Stütze erforderlich [7, 6].



**Abbildung 2:** Normalspannungsprofile an den Stützenhauptachsen nach 11-minütiger Brandeinwirkung für Riegelbiegesteifigkeiten:  $0 \leq EI_R \leq \infty$ .

## 4 Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse zeigen, dass die Behinderung der Stabachsdehnung einer Stahlbetonstütze großen Einfluss auf die Spannungsverteilung im Stützenquerschnitt hat: In Stützen mit stark *behinderter* Stabachsdehnung steigen die Druckspannungen im Brandfall in Oberflächennähe stark an. Dies kann zu Druckversagen bzw. Abplatzen von Beton führen. Bei Stützen mit schwach *behinderter* Stabachsdehnung kann der Beton aufgrund von Zugspannungen

im Querschnittsinneren bereits nach wenigen Minuten aufreißen. Dadurch reduziert sich der Widerstand gegen horizontales Abscheren stark, da entlang der Rissoberflächen nur geringe Kräfte (Rissverzahnung) übertragen werden können. Das ist vor allem für die Beurteilung der Tragfähigkeit im Erdbebenfall von Bedeutung. Selbst wenn ein Brand frühzeitig gelöscht werden kann, und die dem Brand ausgesetzte Oberfläche einer Stahlbetonstütze keine nennenswerten Schäden aufweist, ist es dennoch möglich, dass die Stütze beschädigt ist. Risse im Querschnittsinneren können durch eine visuelle Begutachtung der Oberfläche nicht erkannt werden. Das kann zu einer Fehleinschätzung des Zustands und der Tragfähigkeit führen.

## Literatur

- [1] DÍAZ FLORES, R. ; WANG, H. ; MANG, H. ; YUAN, Y. ; PICHLER, B. : Numerical analysis of a moderate fire inside a segment of a subway station. In: *Applied Sciences* 8 (2018), Nr. 11, S. 2116
- [2] GAO, W. Y. ; DAI, J.-G. ; TENG, J. G. ; CHEN, G. M.: Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. In: *Engineering Structures* 52 (2013), S. 488–501
- [3] SCHMID, S. J. ; DÍAZ FLORES, R. ; AMINBAGHAI, M. ; PICHLER, B. L. A. ; EBERHARDSTEINER, L. ; BLAB, R. ; WANG, H. : Curling stresses and thermal eigenstresses in a concrete pavement slab. In: *Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures*. CRC Press, 2022, S. 564–571
- [4] SCHMID, S. J. ; DÍAZ FLORES, R. ; AMINBAGHAI, M. ; EBERHARDSTEINER, L. ; WANG, H. ; BLAB, R. ; PICHLER, B. L. A.: Significance of eigenstresses and curling stresses for total thermal stresses in a concrete slab, as a function of subgrade stiffness. In: *International Journal of Pavement Engineering* (2022), S. 1–17
- [5] SEELIGER, L. : *Spannungen in thermisch beanspruchten Stahlbetonstützen*, TU Wien, Bachelorarbeit, 2023
- [6] SORGNER, M. ; DÍAZ FLORES, R. ; WANG, H. ; HELLMICH, C. ; PICHLER, B. L. A.: Axial Mode I Cracking in Core Regions of Compressed Reinforced Concrete Columns Subjected to Fire Loading. In: *11th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS 11)*, 2023, S. 1–10
- [7] SORGNER, M. ; DÍAZ FLORES, R. ; WANG, H. ; HELLMICH, C. ; PICHLER, B. L. A.: Hindered thermal warping triggers tensile cracking in the cores of compressed columns of a fire-loaded tunnel segment structure: Efficiency and accuracy of beam theory prediction, compared to FEM. In: *Applications in Engineering Science* 14 (2023), S. 100128
- [8] SORGNER, M. ; DÍAZ FLORES, R. ; WANG, H. ; PICHLER, B. L. A.: Engineering Mechanics Analysis of a Moderate Fire Inside a Segment of a Subway Station. In: *Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures*, 2022, S. 239–246
- [9] WANG, H. ; HÖLLER, R. ; AMINBAGHAI, M. ; HELLMICH, C. ; YUAN, Y. ; MANG, H. A. ; PICHLER, B. L.: Concrete pavements subjected to hail showers: A semi-analytical thermoelastic multiscale analysis. In: *Engineering Structures* 200 (2019), S. 109677