Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 100 (1982)

Heft: 40

Artikel: Über die Berechnung des Feuerwiderstandes von Verbundstützen mit Stahlkern

Autor: Bryl, Stanislaw / Keller, Bruno

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-74867

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Siehe Rechtliche Hinweise.

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. Voir Informations légales.

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. See Legal notice.

Download PDF: 16.03.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Über die Berechnung des Feuerwiderstandes von Verbundstützen mit Stahlkern

Von Stanislaw Bryl und Bruno Keller, Winterthur

Einleitung

Unter den verschiedenen Typen von Verbundstützen (Bild 1) nimmt die *Verbundstütze mit Stahlkern* eine besondere Stellung ein. Im Gegensatz zu den ausbetonierten Hohlprofilen ist der grösste Teil des tragenden Querschnittes durch Betonschichten geschützt. Auch im Vergleich zu den einbetonierten Walzprofilen besitzt die Kernstütze einige Vorteile, u. a. ist keine zusätzliche Armierung und keine Schalung notwendig. Der äussere Mantel aus abgekantetem Stahlblech oder aus dünnwandigen Hohlprofilen verleiht der Kernstütze erhebliche Vorteile auch gegenüber den Stahlbetonstützen. Grösster Nachteil der Stahlbetonstützen sind die Betonabplatzungen, welche die tragenden Armierungen freilegen und zu frühzeitiger Zerstörung der Stahlbetonstütze führen (Bild 2). Bei der Verbundstütze mit Stahlkern verhindert der äussere Mantel das Abplatzen der Betonschichten, und der *Stahlkern bleibt dauernd vor den Auswirkungen des Brandes geschützt.*

Die *Berechnung der Traglast* von Kernstützen während eines Brandes kann nicht mit den üblichen Berechnungsmethoden des Feuerwiderstandes von Stahlteilen erfolgen [1], sondern verlangt eine *genaue Ermittlung der Temperaturverteilung* im massiven Querschnitt der Stütze.

Berechnung der Temperaturverteilung

Bei der Berechnung des Feuerwiderstandes werden die Stützen als allseitig beflammt angenommen und der Brandverlauf nach der ISO-Normbrandkurve dargestellt:

$$\vartheta = 20 + 345 \lg (8\,t + 1)$$

wobei:

ϑ = Brandraumtemperatur in °C
t = Zeit in Minuten

Die Erwärmung des Verbundquerschnittes stellt einen zweidimensionalen, instationären Erwärmungsprozess dar, der mit folgender Differentialgleichung beschrieben werden kann:

$$\frac{\partial \vartheta}{\partial t} = \frac{\lambda}{c \cdot \varrho}\left[\frac{\partial^2 \vartheta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial y^2}\right]$$

wobei:

ϑ = Temperatur
λ = Wärmeleitzahl
c = spezifische Wärme
ϱ = Dichte
x, y = Koordinaten des betrachteten Punktes.

Für die Lösung der Aufgabe eignen sich besonders die Methoden der Finiten Elemente und der Finiten Differenzen. Dabei werden sowohl die Zeit als auch

Bild 2. Betonplatzungen nach 20 Minuten eines Brandversuchs. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (TU Braunschweig)

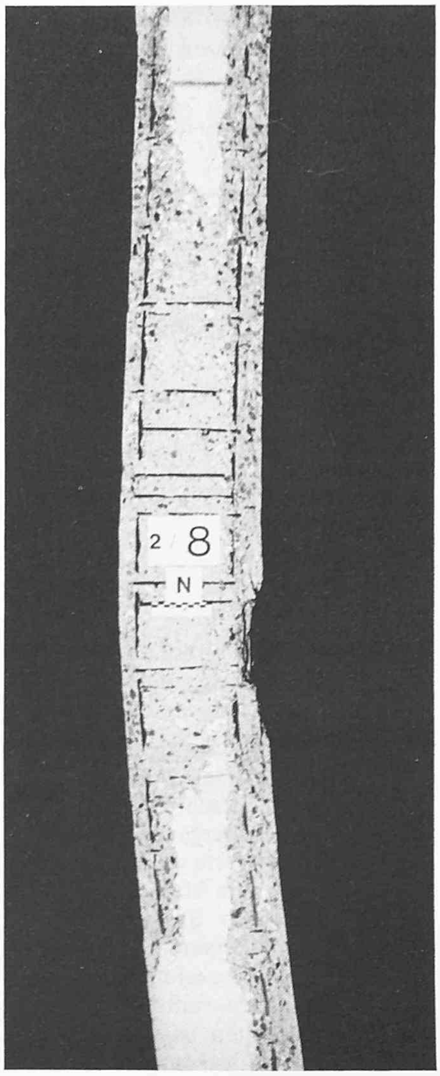
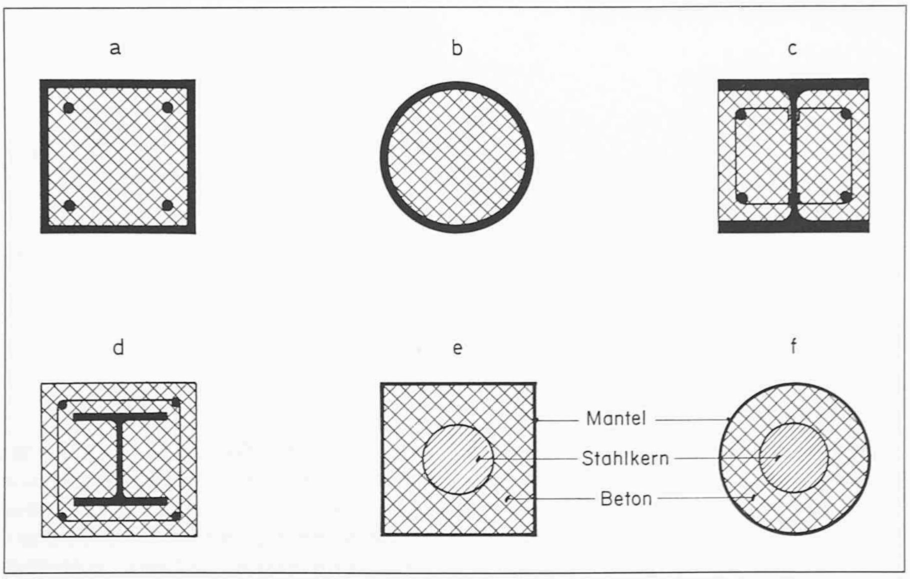


Bild 1. Querschnitte der Verbundstützen
- ausbetonierte Hohlprofile mit und ohne Armierung: a), b)
- zwischen den Flanschen ausbetonierte Walzprofile: c)
- einbetonierte Walzprofile: d)
- Verbundstützen mit Stahlkern: e), f)



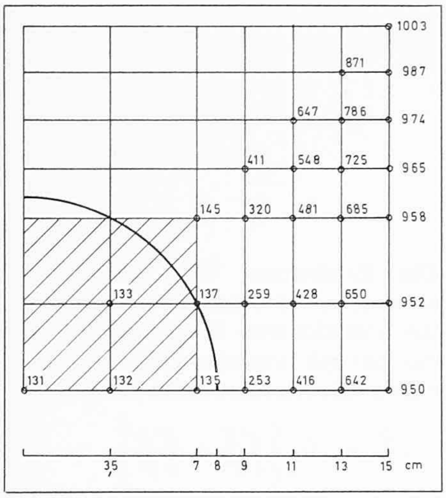


Bild 3. Typisches Netzwerk für Berechnung mit Finiten Elementen. Die angegebenen Zahlen bedeuten die Temperaturen nach 90 Minuten Normbranddauer. Der Rundkern wurde durch flächengleichen quadratischen Kern ersetzt

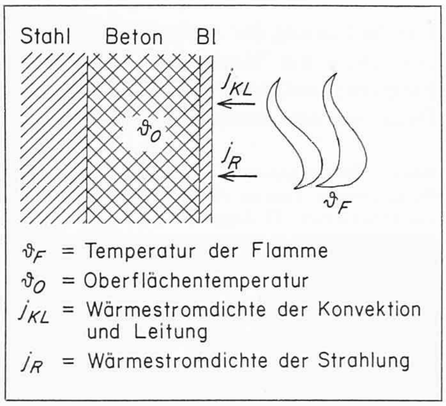


Bild 4. Wärmeübergang an der Oberfläche des Blechmantels

die Koordinaten x und y in endliche Schritte eingeteilt. So gilt z. B. in homogenem Material [3]:

$$\frac{\vartheta_{k+1,ij}-\vartheta_{k-1,ij}}{2\cdot\Delta t} = \frac{\lambda_k}{c_k\varrho_k}\left[\frac{\vartheta_{k,i+1,j}-2\vartheta_{k,ij}+\vartheta_{k,i-1,j}}{\Delta x^2} + \frac{\vartheta_{k,ij+1}-2\vartheta_{k,ij}+\vartheta_{k,ij-1}}{\Delta y^2}\right]$$

wobei:

k = Numerierung auf der Zeitachse
i = Numerierung auf der x-Achse
j = Numerierung auf der y-Achse.

Durch geeignete Verfahren werden die Temperaturen an den Netzpunkten in Funktion der Zeit schrittweise berechnet, wobei Stoffübergänge und temperaturabhängige Werte von λ, c und ϱ berücksichtigt werden können. Für unsere Zwecke kann z. B. das Programm von *Wickström* [2] benutzt werden, das speziell für die Berechnung von Verbundquerschnitten unter Brandbelastung zugeschnitten ist. Ein typisches Netzwerk ist in Bild 3 dargestellt.

Solche Programme benötigen als Eingangsdaten die *Wärmeströme* in die Oberfläche als Funktion der Zeit. Diese sind durch die Flammentemperatur und durch die Wärmeübergangsmechanismen zwischen Flamme und Materialoberfläche bestimmt.

Der *Wärmeübergang* von den Flammen an die Aussenfläche der Stütze erfolgt durch zwei Prozesse: *Konvektion/Leitung* und *Strahlung* (Bild 4). Für die kombinierte Konvektion und Leitung ist die Wärmestromdichte gegeben durch:

$$j_{KL} = \alpha_{KL}(\vartheta_F - \vartheta_O)$$

wobei:

α_{KL} = Wärmeübergangszahl, für starke Turbulenz: 25 W/m² K [4]
ϑ_F = Flammentemperatur
ϑ_O = Oberflächentemperatur

Für die Wärmestromdichte der Strahlung gilt:

$$j_R = \sigma\,\varepsilon_R\left[\left(\frac{\vartheta_F+273}{100}\right)^4 - \left(\frac{\vartheta_O+273}{100}\right)^4\right]$$

mit $\sigma = 5{,}77\ \mathrm{W/m^2\,K^4}$.

Für nicht allzu grosse $\Delta\vartheta = \vartheta_F - \vartheta_O$ ist:

$$j_R = \alpha_R(\vartheta_F - \vartheta_O)$$

$$\text{mit } \alpha_R = 4\,\sigma\,\varepsilon_R\left(\frac{\vartheta_F+273}{100}\right)^3$$

Der Wertbereich für α_R liegt zwischen 588 (für 100 °C, ε_R = 1) und 14 000 W/m² K (bei 800 °C), d. h. es gilt in jedem Fall:

$$\alpha_R \gg \alpha_{KL}$$

Das resultierende *Emissionsvermögen* ε_R setzt sich zusammen aus dem Emissionsvermögen der Flammen: ε_F = 0,6 ÷ 0,9 und dem der Oberfläche: ε_O = 0,6 (für Stahl) bzw. ε_O = 0,8 (für Beton) [4].

Für zwei parallele, unendlich ausgedehnte Ebenen ergibt sich [5]:

$$\varepsilon_R = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_O}+\frac{1}{\varepsilon_F}-1}$$

Diese Beziehung kann in erster Näherung auch für den Fall der allseitig beflammten Stütze verwendet werden und ergibt ein ε_R = 0,43 bis 0,56, d. h. etwa 0,5. Während das Mantelblech für die Wärmeleitung nach innen vernachlässigt werden kann, hat es einen reduzierenden Effekt auf ε_R, der nicht vernachlässigt werden darf.

Infolge der Wärmedehnung löst sich die Blechhülle vom Beton ab. Es entsteht ein Luftspalt von bis zu 1 mm Breite je nach Stützenabmessung, d. h. dass der Wärmeübergang vom Blech

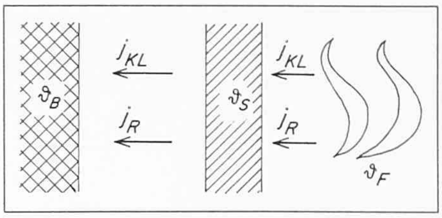


Bild 5. Wärmeübergang zwischen Mantel und Beton

zum Beton wieder durch Konvektion/Leitung und Strahlung erfolgt (Bild 5).

In so dünnen Schichten herrscht selbst bei grossen Temperaturdifferenzen kaum Konvektion, so dass für die Wärmeleitzahl Λ fast nur die Leitung zählt:

$\lambda_l = 0{,}027$ W/m K.

Für einen Spalt von 0,1 bis 1 mm Breite ergibt sich so:

$$\Lambda = \lambda_l/d = 27 \text{ bis } 270\ \mathrm{W/m^2\,K}$$

als untere Grenze, d. h. etwa dieselbe Grössenordnung wie für α_{KL}.

Für die Ermittlung des *Strahlungsflusses* kann man den Temperaturabfall im Blech (Bild 5) vernachlässigen, und da der Strahlungsfluss bei weitem dominiert, lässt sich durch Gleichsetzen der Strahlungsflüsse die *Blechtemperatur* in guter Näherung berechnen [5]:

$$T_S = \left[\left\{T_B^4\left(\frac{1}{\varepsilon_F}+\frac{1}{\varepsilon_O}-1\right)+T_F^4\left(\frac{1}{\varepsilon_B}+\frac{1}{\varepsilon_S}-1\right)\right\}\left\{\frac{1}{\varepsilon_B}+\frac{1}{\varepsilon_F}+\frac{2}{\varepsilon_S}-2\right\}^{-1}\right]^{1/4}$$

wobei:

T = ϑ + 273 = absolute Temperatur in K
T_B = absolute Temperatur des Betons
T_S = absolute Temperatur des Stahlblechs
T_F = absolute Temperatur der Flammen

Damit wiederum lässt sich die Blechtemperatur eliminieren, und man erhält für die Wärmeflussdichte:

$$j_R = \sigma\,\frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_F}+\frac{1}{\varepsilon_B}+\frac{2}{\varepsilon_S}-2}\left(T_F^4 - T_B^4\right)$$

was einem reduzierten Emissionsvermögen ε_R von:

$$\varepsilon_R = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_F}+\frac{1}{\varepsilon_B}+\frac{2}{\varepsilon_S}-2}$$

entspricht. Den Werten für ε_F = 0,6 bis 0,9 und ε_B = 0,8 entsprechen Werte von ε_R = 0,24 bis 0,27, d. h. etwa 0,3. Dabei ist die Kopplung der beiden Mechanismen Konvektion/Leitung einerseits

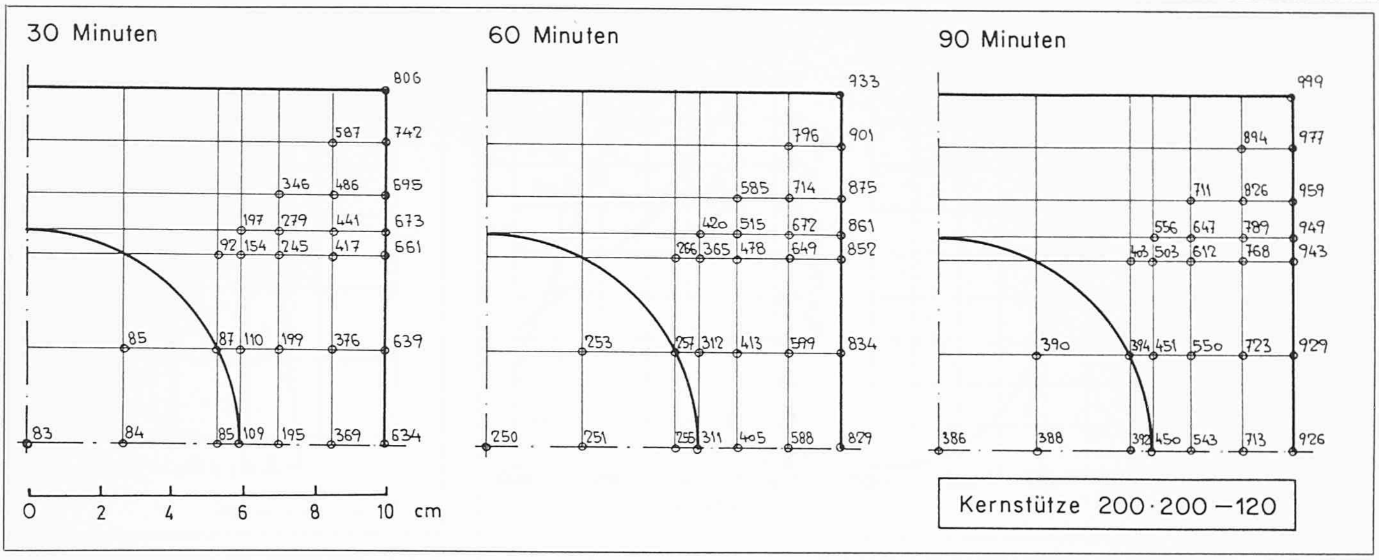


Bild 6. Temperaturentwicklung in Kernstütze 200 · 200–120

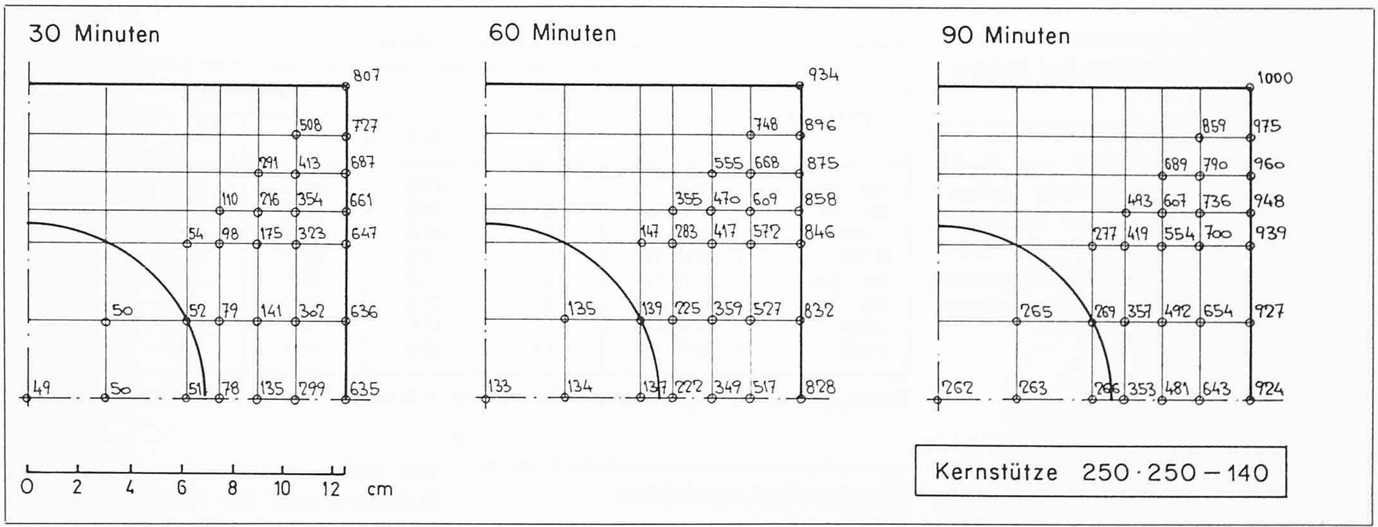


Bild 7. Temperaturentwicklung in Kernstütze 250 · 250–140

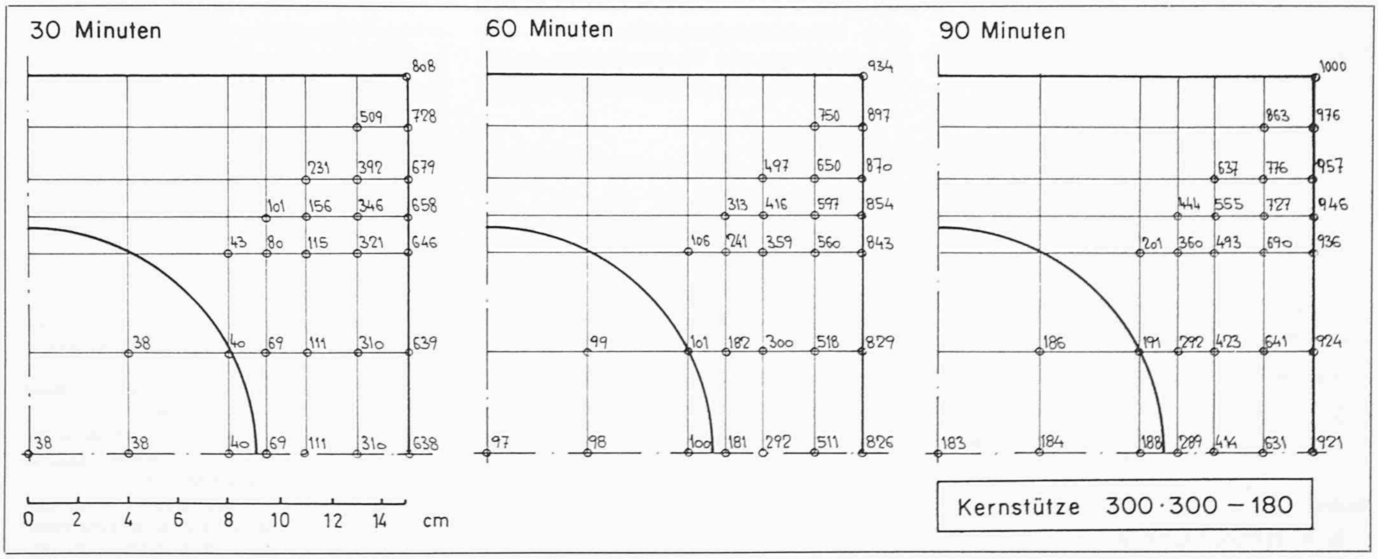


Bild 8. Temperaturentwicklung in Kernstütze 300 · 300–180

und Strahlung andererseits im Blech vernachlässigt worden. Die Dominanz der Strahlung berechtigt aber dazu, und die Annahme des resultierenden Emissionsvermögens mit $\varepsilon_R = 0{,}3$ trägt allen Korrekturen 2. Ordnung Rechnung.

Abschliessend kann gesagt werden, dass das *Blech wie ein Strahlungsschirm* wirkt, der das resultierende ε_R auf Werte kleiner als 0,3 herabsetzt.

Bilder 6 bis 8 zeigen die Resultate der Berechnung von Temperaturfeldern für Kernstützen mit 20, 25 und 30 cm Abmessung. Deutlich ist dabei die geringe Differenz der Temperaturen im Kernbereich, wobei die Tendenz zum Temperaturausgleich mit der Branddauer zunimmt.

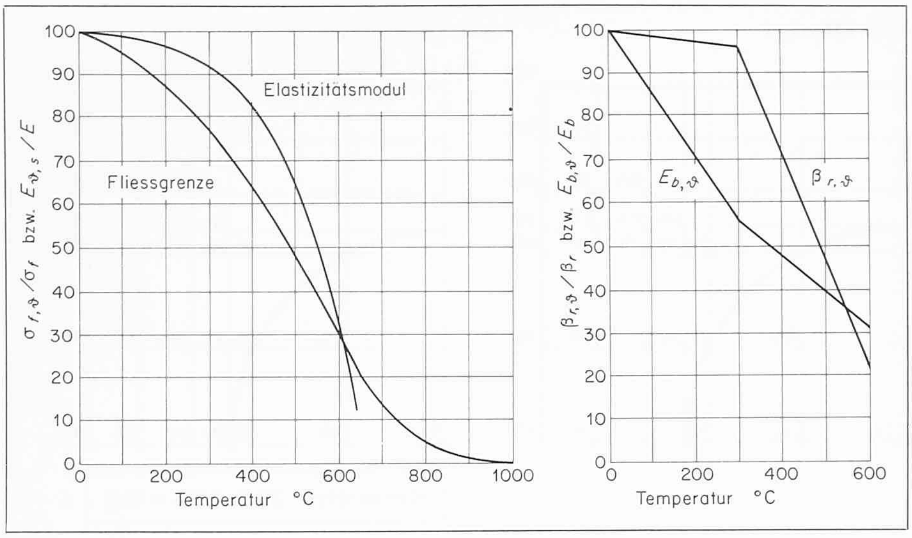


Bild 9. Links: Abhängigkeit der Fliessgrenze und des E-Moduls von der Temperatur. Baustähle Fe-235 und Fe-355. Rechts: Einfluss der Temperatur auf Druckfestigkeit und E-Modul des Betons

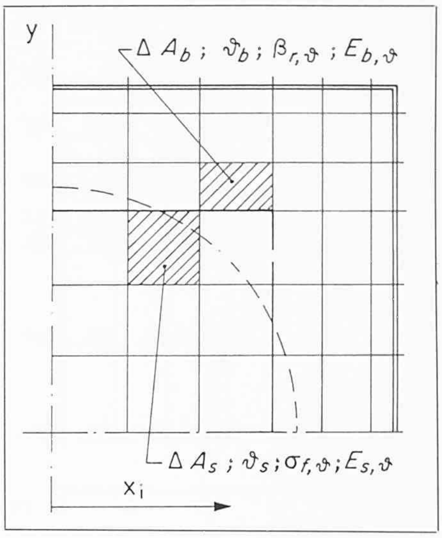


Bild 10. Berechnung der Knicklast bei erhöhten Temperaturen

Materialeigenschaften bei hohen Temperaturen

Die Materialeigenschaften von Stahl und Beton sind auch bei hohen Temperaturen gut bekannt. Für die Baustähle der Qualität Fe-235 und Fe-355 kann folgende Abhängigkeit der Fliessgrenze und des *E*-Moduls von der Temperatur angenommen werden [1]:

$$\sigma_{f,\vartheta} = \sigma_f \left(1 + \frac{\vartheta_s}{767 \ln(\vartheta_s/1750)}\right)$$

$$E_{S,\vartheta} = E_S(1 + 15{,}9 \cdot 10^{-5} \vartheta_S - 34{,}5 \cdot 10^{-7} \vartheta_S^2 + 11{,}8 \cdot 10^{-9} \vartheta_S^3 - 17{,}2 \cdot 10^{-12} \vartheta_S^4)$$

Beide Gleichungen (Bild 9, links) sind für Temperaturen von $\vartheta_s \leqq 600$ °C gültig. Für höhere Temperaturen kann die Tragfähigkeit des Materials vernachlässigt werden.

Für die Betonteile wird ebenfalls die Temperatur von 600 °C als Grenztemperatur betrachtet. Die Materialwerte für Temperaturen unter dieser Grenze betragen [4], (Bild 9, rechts):

- für $\vartheta_b \leqq 300$ °C

  $\beta_{r,\vartheta} = \beta_r\,(1 - 1{,}333 \cdot 10^{-4}\ \vartheta_b)$
  $E_{b,\vartheta} = E_b(1 - 1{,}467 \cdot 10^{-3}\ \vartheta_b)$

- für 300 °C $< \vartheta_b \leqq 600$ °C

  $\beta_{r,\vartheta} = \beta_r\,(1{,}70 - 2{,}467 \cdot 10^{-3}\,\vartheta_b)$
  $E_{b,\vartheta} = E_b(0{,}81 - 8{,}333 \cdot 10^{-4}\,\vartheta_b)$

wobei:

β_r = rechnerische Betondruckfestigkeit bei normalen Temperaturen
$\beta_{r,\vartheta}$ = rechnerische Betondruckfestigkeit bei Temperatur ϑ
ϑ_b = Betontemperatur in °C
ϑ_s = Stahltemperatur in °C
σ_f, $\sigma_{f,\vartheta}$ = Fliessgrenze des Stahls bei Normaltemperatur und Temperatur ϑ
E_s, $E_{s,\vartheta}$, E_b, $E_{b,\vartheta}$ = entsprechende E-Moduli von Stahl und Beton.

Tabelle 1. Traglast von typischen Querschnitten mit Stahlkern

Querschnitt	*Kern*	*Mantel*	*Knicklast* [kN]			
			20 °C	F 30	F 60	F 90
300 · 300	RND 160	6	6280	4370	3930	3580
300 · 300	RND 180	6	7290	5420	4930	4510
∅ 300	RND 160	7,1	6450	3970	3740	3150
∅ 300	RND 180	7,1	7450	4890	4450	3270
200 · 200	RND 120	6	3370	2020	1630	1270
200 · 200	RND 100	6	2770	1490	1140	870
∅ 220	RND 120	5,9	3470	1970	1560	1050
∅ 220	RND 100	5,9	2890	1460	1300	950

Die angegebenen Werte gelten für σ_f = 215 N/mm², β_r = 30 N/mm² und für eine Stützenlänge von 300 cm

Traglast bei erreichten Temperaturen

Mit bekannter Temperaturverteilung und Materialeigenschaften kann die Tragfähigkeit der Verbundstütze in bekannter Weise errechnet werden [7], [8]:

- Quetschlast
  $N_{Q,\vartheta} = \Sigma(\Delta\ A_s\ \sigma_{F,\vartheta}) + \Sigma\,(\Delta\ A_b\ \beta_{r,\vartheta})$
- Eulersche Knicklast
  $N_{cr,\vartheta} = [\Sigma\,(\Delta\ A_s\ E_{s,\vartheta}\ x_i^2) + \Sigma\,(\Delta\ A_b E_{b,\vartheta}\,x_i^2)]\ \pi^2/l_K^2$
- bezogene Schlankheit
  $\bar{\lambda}_\vartheta = \sqrt{N_{Q,\vartheta}/N_{cr,\vartheta}}$
- Abminderung der Quetschlast durch Knicken σ_K/σ_f entsprechend der europäischen Knickkurve C:
  $\sigma_K/\sigma_f = \beta - \sqrt{\beta^2 - 1/\bar{\lambda}_\vartheta^2}$
  mit $\beta = (1 + 0{,}384\sqrt{\bar{\lambda}_\vartheta^2 - 0{,}04} + \bar{\lambda}_\vartheta^2)/(2\,\bar{\lambda}_\vartheta^2)$
- Traglast bei erreichten Temperaturen
  $N_{K,\vartheta} = N_{Q,\vartheta}\ \sigma_K/\sigma_f$

Es bedeuten (Bild 10):

$\Delta\ A_S$, $\Delta\ A_b$ = Teilelemente des Stahl- bzw. Betonquerschnitts
x_i = Koordinate des Schwerpunktes dieser Elemente
l_K = Knicklänge der Stützen

Für einige typische Querschnitte mit Stahlkern sind die Resultate der Berechnungen in Tabelle 1 zusammengestellt.

Literaturhinweise

[1] ECCS Committee 3. European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures. Level 1. July 1981
[2] *Wickström U.: TASEF-2. A Computer Programm for Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire. Lund Institute of Technology. Rep. Nr. 79-2*
[3] *Collatz L.:* The Numerical Treatment of Differential Equations. Springer-Verlag, Berlin 1966
[4] *Ove Petterson et al.:* Fire Engineering Design of Steel Structures. Svedish Institute of Steel Constructions. Publ. 50/1976
[5] *Holzmüller W.:* Technische Physik Band II/1. Pfalz Verlag, Basel 1966
[6] F.I.P.: FIP/CEB Report on Methods of Assessment of the Fire Resistance of Concrete Structural Members. FIP 1978
[7] *Roik, K. u. a.:* Tragfähigkeit von einbetonierten Stahlstützen. Institut für konstruktiven Ingenieurbau. Ruhr-Universität Bochum. Techn.-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 76-4, 1976
[8] *Vandamme, M., Janns, J.:* Buckling of Axially Loaded Steel Columns in Fire Conditions. IABSE Proceeding P-43/81

Adresse der Verfasser: *S. Bryl*, dipl. Ing. AGH/SIA und Dr. *B. Keller*, c/o Geilinger AG, Postfach, 8401 Winterthur.