

Gefährden "Temperaturspannungen" Spannbetonbrücken?

Autor(en): **Menn, Christian**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **101 (1983)**

Heft 7: **Prof. Dr. Bruno Thürlimann zum 60. Geburtstag II.**

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75073>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

die Pfahlkopfplatte, nicht aber direkt auf die Stützen wirken darf.

Spezielle Lastfälle im Bauzustand

Folgende spezielle Fälle wurden untersucht:

- Asymmetrischer Überbau und asymmetrische Lage der Freivorbauwagen.
- Bei einem Kragarm, Annahme einer systematischen, zusätzlichen Betonstärke von plus 20 mm je bei Fahrbahn- und Druckplatte und von plus 10 mm bei jedem Steg.
- Eine einseitige Linienlast von 30 kN/m auf eine Länge von 30 m (Materiallagerung nur auf einem Kragarm).
- Annahme einer differentiellen Windlast in der Art, dass auf einem der beiden Kragarme 100% der festgelegten Windbelastung und auf dem anderen gleichzeitig nur 60% der Belastung auftreten kann. Diese Festlegung stützt sich nicht auf effektive Messungen, sondern vielmehr auf die Vorstellung, dass eine solche Situation durchaus denkbar ist. Im übrigen wurden analoge Überlegungen bereits für andere Brücken gemacht.

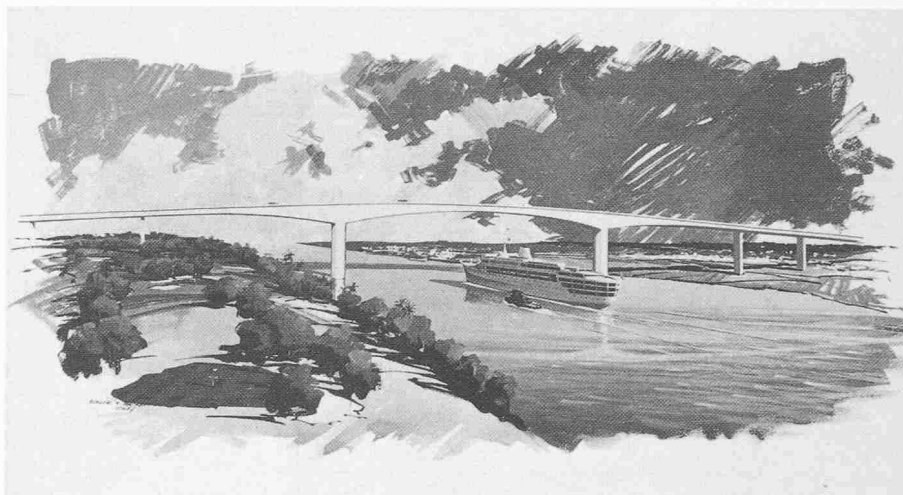


Bild 15. Brücke im Endzustand

Schlussbemerkungen

Der vorliegende Aufsatz informiert über ein Brückenbauprojekt, das sich bezüglich Ausführung noch im Anfangsstadium befindet. Es wurde deshalb hier neben einer allgemeinen Erläuterung des Vorhabens und der Submissionsphase vor allem auf die Grundlagen der Berechnungen eingegangen.

Zum Stand der Ausführung sei auf die Bilder 13 und 14 verwiesen. Es ist geplant, die Brücke 1986 dem Verkehr zu übergeben (Bild 15).

Adresse der Verfasser: P. Matt, dipl. Bauing. ETH, P. Roelli, dipl. Bauing. ETH, A. Vaucher, dipl. Bauing. ETH, J.-M. Voumard, dipl. Bauing. ETH, Losinger AG, VSL International, Könizstr. 74, 3001 Bern.

Gefährden „Temperaturspannungen“ Spannbetonbrücken?

Von Christian Menn, Zürich

Seit Jahrzehnten weiss man, dass besonders in Brückentragwerken durch Sonneneinstrahlung oder plötzliche Abkühlung ungleichmässige Temperaturänderungen entstehen, die sogenannte Temperaturspannungen zur Folge haben. Immer wieder wird deshalb mit grossem Aufwand der Temperaturverlauf in Brückenquerschnitten gemessen, und in vielen Fällen wird verlangt, dass bei der Bemessung neben den Lastenwirkungen auch eine bestimmte, ungleichmässige Temperaturverteilung berücksichtigt wird.

Gemäss Norm SIA 162 sind Zwängungen infolge von Temperaturänderungen beim Lastfall „Haupt- und Zusatzbelastungen“ zu berücksichtigen. Man ermittelt hierfür normalerweise am homogenen, elastischen Tragwerk (mit einem auf zwei Drittel abgeminderten Elastizitätsmodul des Betons) die Zwängungsschnittkräfte und überlagert diese den Lastschnittkräften. Dieses Vorgehen führt immer zu einer „sicheren“, jedoch nicht immer zu einer zweckmässigen Bemessung. Im folgenden soll gezeigt werden, wie die Auswirkungen von Temperaturänderungen aufgrund der heutigen Kenntnisse über das Rissverhalten von Stahlbeton besser erfasst werden können. Es handelt sich dabei um eine qualitative, d. h. grundsätzliche Untersuchung; auf sog. genaue Berechnungsergebnisse wird bewusst verzichtet.

Rissbildung bei Zwängung

Zwängungen entstehen durch die Behinderung der freien Verformung eines Tragelements oder einzelner Querschnittsteile. Im folgenden wird kurz die Rissentwicklung beschrieben, die durch Zwängungsschnittkräfte bei der Verformungsbehinderung eines Tragelementes entstehen.

Wenn infolge einer anwachsenden Zwangsbeanspruchung die Betonzugfestigkeit f_{ct} erreicht wird, entsteht zunächst ein erster Riss. Die Schnittkräfte, die zur Bildung dieses ersten Risses führen, werden als *Risschnittkräfte* (N_R, M_R) bezeichnet. Im Rissquerschnitt wird nun die ganze, den Risschnittkräften entsprechende Zugkraft von der Bewehrung übernommen. Diese Zugkraft wird durch Haftung zwischen Bewehrung und

Beton wieder in den Betonquerschnitt übertragen. Wenn die Zwangsverformung weiter anwächst und der Bewehrungsquerschnitt bzw. die entsprechende Stahlzugkraft ausreicht, um den Betonquerschnitt aufzureissen, entstehen – bei nahezu konstanter Beanspruchung – immer mehr Risse, bis ein sog. *abgeschlossenes Rissbild* erreicht wird. Erst dann beginnen mit weiter zunehmender Zwangsverformung die Spannungen in den Rissquerschnitten sowie die Rissweiten anzuwachsen.

Bei abgeschlossenem Rissbild hat sich ein mittlerer Rissabstand s_{Rm} ausgebildet, der auch bei zunehmender Beanspruchung nicht mehr verringert wird, da der Beton (im Zugbereich) zwischen den Rissen nur noch kleine Zugspannungen aufweist (Bild 1).

Die *mittlere Rissweite* lässt sich aus der Differenz der mittleren Dehnung von Stahl (ϵ_{sm}) und Beton (ϵ_{cm}) im Bereich $2 \cdot s_{Rm}/2$ ermitteln.

$$w_m = (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \cdot s_{Rm}$$

Da der Beton im Bereich $s_{Rm}/2$ beidseits des Risses nur geringe Spannungen aufweist, kann der Einfluss von ϵ_{cm} vernachlässigt werden. Für die Ermittlung von ϵ_{sm} in Abhängigkeit von ϵ_s^II (Stahldehnung im Rissquerschnitt) wurden verschiedene, relativ komplizierte Ansätze

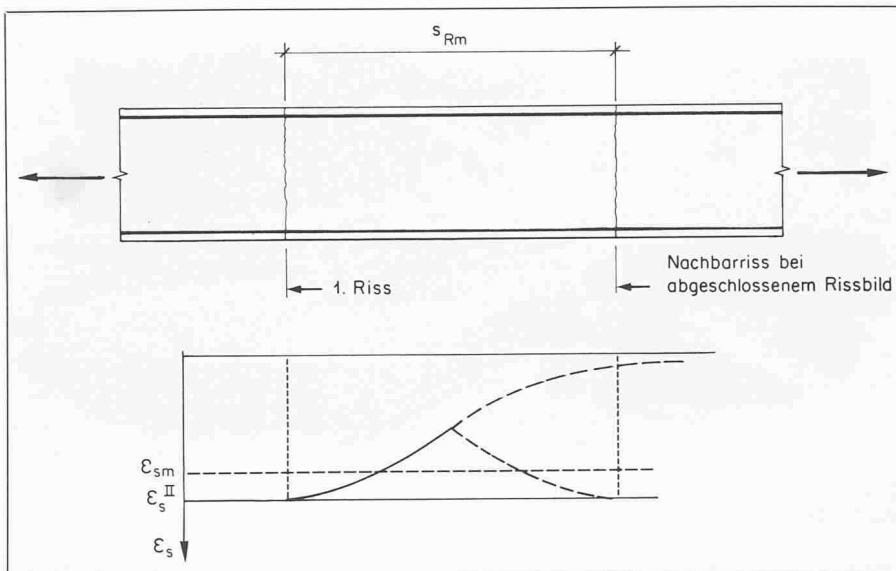


Bild 1. Rissmodell; Stahldehnung bei Risslast und abgeschlossenem Rissbild

entwickelt. Für generelle Abschätzung genügt (im Bereich $s_{Rm}/2$) bei Langzeitbeanspruchung

$$\epsilon_{sm} \approx 0,8 \cdot \epsilon_s^{II}$$

Damit ergibt sich

$$w_m \approx 0,8 \cdot \epsilon_s^{II} \cdot s_{Rm}$$

Auch für die Ermittlung von s_{Rm} liegen verschiedene Ansätze vor, deren Zuverlässigkeit aber nicht überschätzt werden darf. Im wesentlichen ist der Rissabstand s_{Rm} abhängig von der Eintragungslänge der Stahlzugkraft, die erforderlich ist, um den Betonquerschnitt wieder aufzureissen. Dabei spielen folgende Faktoren eine wichtige Rolle: *Verbundfestigkeit* zwischen Stahl und Beton τ_m , *Zugfestigkeit* des Betons f_{ct} , *Stababstand* a , *Spannungszustand* im Bereich der Krafteinleitung, *Querschnittsschwächungen* durch Querbewehrung, *Länge des gelösten Verbundes* und *Betonüberdeckung* s .

Bei Verwendung von Stahl mit einer guten Haftfestigkeit (Stahl III) und einem Stababstand von 15 bis 20 cm kann für generelle Untersuchungen, je nachdem es sich um Biegung oder zentrischen Zug handelt, mit einem Rissabstand s_{Rm} von 15 bis 20 bzw. 20 bis 25 cm gerechnet werden. Wenn die Zwangsverformung nicht ausreicht, um ein abgeschlossenes Rissbild zu entwickeln, entstehen nur einzelne Risse in unregelmässigen Abständen. Die Breite dieser Einzelrisse ergibt sich wieder aufgrund der Differenz zwischen der mittleren Stahl- und der mittleren Betondehnung, jedoch unter Berücksichtigung der gesamten Eintragungslänge der Stahlzugkraft beidseits des Risses ($2 \cdot s_{Rm}$). Diese mittlere Differenzdehnung beträgt etwa $0,4 \cdot \epsilon_s^{II}$, und daraus folgt

$$w_m \approx 0,4 \cdot \epsilon_s^{II} \cdot 2 \cdot s_{Rm} = 0,8 \cdot \epsilon_s^{II} \cdot s_{Rm}$$

Die Rissweite ist somit schon bei der Bildung der ersten einzelnen Risse kaum

wesentlich verschieden von der Rissweite beim Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes. Erst wenn die Zwangsverformung noch grösser wird als die Summe der Rissweiten bei abgeschlossenem Rissbild öffnen sich die entstandenen Risse immer mehr.

Anwendung der Risstheorie bei Zwängungen

An einem einfachen Beispiel lassen sich die Ergebnisse des bisher üblichen Berechnungsverfahrens mit der neuen, realistischeren Methode anschaulich vergleichen.

Vorausgesetzt wird ein 2 m langer, an beiden Enden fest gehaltener Plattenstreifen mit einem Querschnitt von $1,0 \times 0,2$ m. Die Temperaturänderung betrage -20 , -40 und -60 °C. Bei homogenem, linear elastischem Materialverhalten würde die entsprechende Zwängungszugkraft

$$N = \sigma_c \cdot A_c = E_c \cdot \omega \cdot \Delta T \cdot A_c$$

betragen, womit sich bei einer zulässigen Stahlspannung $\sigma_{s,zul}$ der folgende erforderliche Bewehrungsquerschnitt ergäbe

$$A_s = \frac{N}{\sigma_{s,zul}}$$

Der erforderliche Stahlquerschnitt wäre jedenfalls direkt proportional zur Temperaturänderung, d. h. die vorgeschriebene Temperaturänderung würde bei der Bemessung eine wichtige Rolle spielen.

Die *Risstheorie* führt dagegen zu wesentlich anderen Ergebnissen. Die Risszugkraft des Plattenstreifens beträgt bei einer Betonzugfestigkeit von $f_{ct} = 2$ N/mm² (Annahme)

$$N_R = A_c \cdot f_{ct} = 400 \text{ kN}$$

und der frei verformbare 2 m lange Plattenstreifen würde sich bei Temperaturänderungen von -20 , -40 und -60 °C um folgende Beträge verkürzen:

$$\Delta T = -20 \text{ °C:}$$

$$\text{Verkürzung } \Delta l(\Delta T) = -0,4 \text{ mm}$$

$$\Delta T = -40 \text{ °C:}$$

$$\text{Verkürzung } \Delta l(\Delta T) = -0,8 \text{ mm}$$

$$\Delta T = -60 \text{ °C:}$$

$$\text{Verkürzung } \Delta l(\Delta T) = -1,2 \text{ mm}$$

Demgegenüber beträgt die Verlängerung des Plattenstreifens unter Risslast ($E_c \approx 20$ kN/mm²)

$$\Delta l(N_R) = \frac{N_R}{E_c \cdot A_c} \cdot l = 0,20 \text{ mm}$$

Bei einem Bewehrungsgehalt von $\mu = 0,6$ % bzw. $\mu = 1$ % und einem angenommenen Rissabstand von $s_{Rm} = 200$ mm ergeben sich unter Risslast folgende Stahlspannungen und Rissweiten ($w_m \approx 0,8 \cdot \epsilon_s^{II} \cdot s_{Rm}$)

$$\mu = 0,6 \%$$

$$\sigma_s = 330 \text{ N/mm}^2 \quad w_m \approx 0,25 \text{ mm}$$

$$\mu = 1 \%$$

$$\sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2 \quad w_m \approx 0,15 \text{ mm}$$

Die *Anzahl Risse* (n) kann nun wie folgt ermittelt werden:

$$n \cdot w_m + \frac{\Delta l(N_R)}{l} \cdot (l - n \cdot s_{Rm}) = -\Delta l(\Delta T)$$

$$n = - \frac{\Delta l(\Delta T) + \Delta l(N_R)}{w_m - \frac{s_{Rm}}{l} \cdot \Delta l(N_R)}$$

$$\begin{aligned} \mu = 0,6 \% \quad \Delta T = -20 \text{ °C} \quad n &= 0 \text{ bis } 1 \\ (\text{Rissweite} \sim 0,25 \text{ mm}) &= -40 \text{ °C} \quad n = 2 \text{ bis } 3 \\ &= -60 \text{ °C} \quad n = 4 \text{ bis } 5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu = 1 \% \quad \Delta T = -20 \text{ °C} \quad n &= 1 \text{ bis } 2 \\ (\text{Rissweite} \sim 0,15 \text{ mm}) &= -40 \text{ °C} \quad n = 4 \text{ bis } 5 \\ &= -60 \text{ °C} \quad n = 7 \text{ bis } 8 \end{aligned}$$

Das abgeschlossene Rissbild wird etwa zehn Risse aufweisen; es wird somit, solange die Temperaturänderung kleiner als 60 °C ist, nicht erreicht. Die Rissweite ist offenbar nur vom Bewehrungsgehalt bzw. von der Stahldehnung infolge der Risschnittkraft, nicht aber von der Temperaturänderung ($\Delta T < 60$ °C) abhängig. Dies bedeutet, dass (gleicher Bewehrungsgehalt vorausgesetzt) bei kleiner Temperaturänderung etwa gleich grosse Risse entstehen wie bei grosser Temperaturänderung. Es hat somit wenig Sinn, sich Gedanken über die Grösse der Temperaturänderung zu machen, solange das abgeschlossene Rissbild nicht erreicht wird.

Analoge Ergebnisse findet man bei einem *beidseits eingespannten Plattenstreifen*, der einer ungleichmässig über den Querschnitt verteilten Temperaturänderung ausgesetzt ist.

Die *Krümmung* eines Plattenstreifens mit

der Dicke h beträgt bei statisch bestimmter Lagerung

$$\frac{1}{r} = - \frac{\omega \cdot \Delta T}{h}$$

ΔT : Temperaturdifferenz zwischen oberem und unterem Querschnittsrand; Temperaturverteilung linear.

Mit $\Delta T = 40^\circ\text{C}$ und $h = 0,2\text{ m}$ ergibt sich

$$\frac{1}{r} = -2 \cdot 10^{-3} [\text{m}^{-1}]$$

und der entsprechenden Auflagerdrehwinkel

$$\varphi(\Delta T) = \frac{1}{r} \cdot \frac{l}{2} = -1 \cdot 10^{-3} \cdot l [\text{m}]$$

Ein Riss von 0,2 mm Breite entspricht auf dem Bereich s_{Rm} ($s_{Rm} = 200\text{ mm}$) der Krümmung

$$\frac{1}{r} \approx \frac{w_m}{s_{Rm}} \cdot \frac{1}{h} = 5 \cdot 10^{-3} [\text{m}^{-1}]$$

und der entsprechende Auflagerdrehwinkel beträgt bei n symmetrisch zur Spannweitenmitte verteilten Rissen (ohne Berücksichtigung der Plattenkrümmung in den ungerissenen Bereichen)

$$\varphi(w_m) = \frac{n}{2} \cdot \frac{w_m}{h} = \frac{n}{2} \cdot 1 \cdot 10^{-3}$$

Damit kann die zur Erfüllung der Verträglichkeit an der Einspannstelle erforderliche Anzahl Risse ermittelt werden:

$$\varphi(w_m) + \varphi(\Delta T) = 0$$

$$\frac{n}{2} \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 1 \cdot 10^{-3} \cdot l [\text{m}]$$

$$n = 2 \cdot l [\text{m}]$$

$$(\text{für } l = 2,0\text{ m} \rightarrow n = 4)$$

Eine häufig auftretende Temperatureinwirkung bei Brückenträgern besteht in der *Erwärmung bzw. Abkühlung der Fahrbahnplatte*. Die Erwärmung der Fahrbahnplatte eines Kastenquerschnitts verursacht Eigenspannungen, die im Prinzip sehr einfach berechnet werden können. Bei statisch bestimmter Lagerung ist die resultierende Schnittkraft infolge des Eigenspannungszustandes Null; d. h. die Druckkraft D^* zur vollständigen Verformungsbehinderung der „unabhängigen“ Fahrbahnplatte muss mit einer entsprechenden Zugkraft Z am Gesamtquerschnitt im Gleichgewicht sein.

$$D^* = A_c^o \cdot E_c \cdot \omega \cdot \Delta T$$

$$Z = Z^o + Z^p + Z^u$$

Dabei bezeichnen die hochgestellten Indices o , p und u die *Fahrbahnplatte*, den *Spannstahl* und die *untere Kastenplatte* (Der Steganteil wird vernachlässigt). Aus

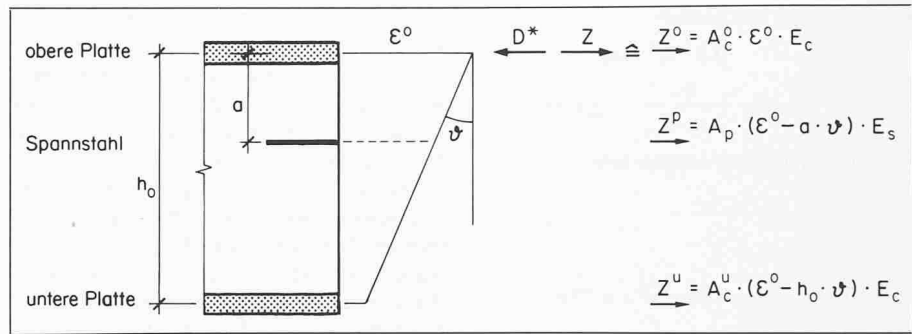


Bild 2. Dehnungszustand bei Erwärmung der Fahrbahnplatte

dem entsprechenden Dehnungszustand des Querschnittes kann nun die Trägerkrümmung ermittelt werden (Bild 2).

Der *Dehnungszustand* ergibt sich aus folgenden Gleichgewichtsbedingungen:

$$Z^o + Z^p + Z^u = Z = A_c^o \cdot E_c \cdot \omega \cdot \Delta T$$

$$Z^p \cdot a + Z^u \cdot h_o = 0$$

$$\text{Krümmung: } \frac{1}{r} = \vartheta$$

Näherungsweise beträgt die Krümmung

$$\frac{1}{r} = - \frac{\omega \cdot \Delta T}{h_o}$$

wobei ΔT der mittleren Erwärmung der Fahrbahnplatte entspricht (Mittelwert der Temperaturänderung an der Ober- und an der Unterseite der Platte), und h_o den Abstand zwischen den Plattenschwerpunkten bezeichnet.

Bei einem beidseits fest eingespannten Träger (Durchlaufträger mit gleichen Spannweiten) verursacht diese Krümmung Zwängungsmomente, die bei Trägersymmetrie auf der ganzen Spannweite konstant sind. Sobald nun in dem am wenigsten vorgedrückten Bereich des Trägers die Zugfestigkeit der unteren Kastenplatte überschritten wird, entstehen Risse. Das hierfür erforderliche Zwängungsmoment wird mit $M'_R = M_D + M_R$ bezeichnet (Summe aus Dekompressionsmoment M_D und Rissmoment M_R).

Der Auflagerdrehwinkel beträgt dementsprechend

$$\varphi = \varphi(\Delta T) + \varphi(M'_R) = - \frac{\omega \cdot \Delta T}{h_o} \cdot \frac{l}{2} + \frac{M'_R}{E_c \cdot I_c} \cdot \frac{l}{2}$$

Sofern die Verträglichkeit ($\varphi = 0$) bei den Auflagern vor dem Erreichen des Rissmoments noch nicht erfüllt ist ($\varphi < 0$), wird sie – ohne wesentlichen Zuwachs des Zwängungsmomentes – durch Rissbildung herbeigeführt.

Die Krümmung auf dem Trägerbereich s_{Rm} infolge eines Risses der Breite w_m beträgt

$$\frac{1}{r} = \frac{w_m}{s_{Rm}} \cdot \frac{1}{h_o}$$

und zwei symmetrisch zur Trägermitte liegende Risse ergeben einen Auflagerdrehwinkel von

$$\varphi(R) = \frac{1}{r} \cdot s_{Rm} = \frac{w_m}{h_o}$$

Beispiel

Durchlaufträger mit gleichen Spannweiten $l = 40\text{ m}$; ungleichmässige Temperaturänderung in der Fahrbahnplatte; Mittel $\Delta T = \Delta T^o/2 = 20^\circ\text{C}$

Querschnittsabmessungen:

Höhe (zwischen den Plattenschwerpunkten)	$h_o = 2,0\text{ m}$
Trägheitsmoment	$I = 3,0\text{ m}^4$
Widerstandsmoment unten	$W^u = 2,0\text{ m}^3$

Baustoffkennwerte:

Elastizitätsmodul Beton	$E_c = 20\text{ kN/mm}^2$
Zugfestigkeit des Betons	$f_{ct} = 2\text{ N/mm}^2$

Kleinste

Druckspannungsreserve: $\sigma^u = -0,5\text{ N/mm}^2$ (Annahme)

Rissmoment

$$M_R : \frac{M_R}{W^u} = f_{ct} \quad M_R = 4'000\text{ kNm}$$

Dekompressionsmoment

$$M_D : \frac{M_D}{W^u} = -\sigma^u \quad M_D = 1'000\text{ kNm}$$

Zwängungsmoment

$$M'_R : M'_R = M_R + M_D \quad M'_R = 5'000\text{ kNm}$$

Auflagerdrehwinkel (frei drehbare Lagerung) infolge ΔT :

$$\varphi_o \approx \frac{1}{r} \cdot \frac{l}{2} = - \frac{\omega \cdot \Delta T}{h_o} \cdot \frac{l}{2} = -0,0020$$

$$\text{infolge } M'_R : \varphi(M'_R) = \frac{M'_R}{E_c \cdot I_c} \cdot \frac{l}{2} = 0,0017$$

infolge zweier Risse

($w_m = 0,2\text{ mm}$ $s_{Rm} = 200\text{ mm}$):

$$\varphi_R = \frac{w_m}{h_o} = 0,0001$$

Erforderliche Anzahl Risse zur Gewährleistung der Verträglichkeit: $n = 6$

Stahlspannung bei Risslast:

$$0,8 \cdot e_s^{II} \cdot s_{Rm} = w_m$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \frac{w_m}{0,8 \cdot s_{Rm}} = 260 \text{ N/mm}^2$$

Erforderlicher Bewehrungsgehalt:

$$A_s = \frac{N_R}{\sigma_s} = \frac{A_c \cdot f_{ct}}{\sigma_s}$$

$$\mu \% = 100 \cdot \frac{A_s}{A_c} = 100 \cdot \frac{f_{ct}}{\sigma_s} = 0,77 \%$$

Schlussbemerkungen

In Stahlbetontragwerken können unter Umständen bereits relativ kleine Temperaturänderungen zur Bildung von Rissen führen. Ein sogenanntes abgeschlossenes Rissbild wird jedoch auch bei grossen Temperaturänderungen normalerweise nicht erreicht, d. h. die Zwängungs-

schnittkräfte übersteigen die Risschnittkräfte im allgemeinen nur unwesentlich, und die Rissweiten sind – gleiche Bewehrung vorausgesetzt – bei kleinen und grossen Temperaturänderungen etwa gleich gross. Andererseits ist bei einem infolge Lasteinwirkung gebildeten abgeschlossenen Rissbild die Rissausweitung infolge Zwängung aus Temperatur normalerweise klein. Die zur Gewährleistung der Verträglichkeit erforderliche Krümmung verteilt sich auf alle Risse oder mit anderen Worten: Die Zwängungsschnittkräfte sind wegen der wesentlich geringeren Steifigkeit im gerissenen Zustand relativ klein.

Die Rissweite lässt sich durch zwei Massnahmen günstig beeinflussen:

- Kleine Stahlspannungen unter den Risschnittkräften; dies erfordert aber einen entsprechend hohen Bewehrungsaufwand.
- Kleine Rissabstände, was etwa gleich-

bedeutend ist mit kleinen Stababständen, und demzufolge nur einen relativ kleinen Kostenmehraufwand verursacht.

Spannbetonbrücken sind somit in ihrer Gebrauchsfähigkeit im allgemeinen nicht durch Temperaturänderungen gefährdet, sofern die Bewehrung in den kritischen Bereichen relativ engmaschig angeordnet ist und unter den Risschnittkräften nicht zu hohe Spannungen aufweist.

Teilweise vorgespannte Träger mit ausreichender, gut verteilter Bewehrung sind somit im Blick auf das Rissverhalten besser als voll vorgespannte Träger ohne oder nur mit geringer schlaffer Bewehrung.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. C. Menn, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

Zur probabilistischen Erdbebenberechnung von Tragwerken

Von Dieter D. Pfaffinger, Zürich

Starke Erdbeben weisen bezüglich ihres Auftretens und bezüglich ihres Verlaufes Zufallscharakter auf. Es wird gezeigt, wie aus dem seismischen Standortrisiko zusammen mit einer probabilistischen Beschreibung der Anregung die Überschreitungswahrscheinlichkeit bestimmter zulässiger Werte der Tragwerksgrössen während der Lebensdauer des Bauwerks ermittelt werden kann. Ein auf der Methode der kleinsten Quadrate beruhendes Verfahren zur Gewinnung der probabilistischen Beschreibung aus den heute meistens verwendeten Bemessungsspektren wird angegeben. Die Ausführungen werden durch ein numerisches Beispiel illustriert.

Einleitung

Die Behandlung des Lastfalls Erdbeben hat in den vergangenen Jahren stark an Bedeutung gewonnen. Einer der Gründe für diese Entwicklung liegt in dem Bestreben, Menschen und Bauwerke immer besser vor den Auswirkungen starker Beben zu schützen. Dementsprechend nahmen auch die einschlägigen Sicherheitsanforderungen an wichtige Bauten stetig zu. Auf der anderen Seite erlauben die heutigen Kenntnisse seismischer Vorgänge in Verbindung mit modernen Berechnungsmethoden langsam eine realistischere Abschätzung der zu erwartenden Tragwerksbeanspruchung.

Erdbeben entsprechen dynamischen Belastungen mit Zufallscharakter. Im Ge-

gensatz zu anderen probabilistischen dynamischen Lasten, wie beispielsweise durch Wind oder Wellen, weisen Erdbeben eine sehr viel kleinere Häufigkeit auf. Wegen des daher noch geringen statistischen Materials sind denn auch Prognosen über zu erwartende seismische Anregungen an einem bestimmten Standort nach wie vor mit erheblichen Unsicherheiten behaftet. Aber nicht nur das Eintreten eines Bebens, sondern auch der Verlauf des Bebens selbst besitzt Zufallscharakter. Es ist daher sinnvoll, Erdbeben als stochastische Prozesse aufzufassen. Eine probabilistische Tragwerksberechnung liefert dann die Wahrscheinlichkeit des Eintretens bestimmter Werte und insbesondere bestimmter Extremwerte der Tragwerksgrössen. Zusammen mit dem seismischen Risiko des Standortes lassen sich damit Aus-

sagen über die Überschreitungswahrscheinlichkeit vorgegebener zulässiger Werte der Tragwerksgrössen während der Lebensdauer des Tragwerks machen. Kennt man zudem den Versagensmechanismus, so kann die gesamte Tragwerksicherheit abgeschätzt werden. Derartige probabilistische Ergebnisse sind eine wertvolle Ergänzung der Resultate einer konventionellen deterministischen Berechnung.

Im folgenden wird die probabilistische Tragwerksberechnung für ein in wahr-scheinlichkeitstheoretischer Form gegebenes seismisches Standortrisiko und für eine als stochastischer Prozess beschriebene Anregung näher behandelt. Dabei werden die Tragwerkeigenschaften als deterministisch und linear-elastisch angenommen. Die Dämpfung wird als proportionale viskose Dämpfung vorausgesetzt. Der stochastische Prozess der Anregung soll stationär und normalverteilt sein. Da man die Erdbebenanregung des Standorts heute meistens über Bemessungsspektren festlegt, wird der stochastische Prozess aus dem Bemessungsspektrum gewonnen. Dank der Annahmen von Linearität und proportionaler Dämpfung kann die probabilistische Berechnung in wenig aufwendiger Form durchgeführt werden. Insbesondere lässt sich die Sensitivität der Lösung bezüglich einzelner Parameter einfach untersuchen.