Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 5 (1956)

Artikel: Bemessung der Eisenbahnbrücken in Stahlbeton mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung

Autor: Szépe, F.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-6015

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 18.02.2026

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

Va 9

Bemessung der Eisenbahnbrücken in Stahlbeton mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung

Cálculo das pontes de caminho de ferro de betão armado considerando a carga de fissuração

Calcul à la fissuration de ponts de chemin de fer en béton armé

Calculation of reinforced concrete railway bridges considering crack formation load limit

ING. F. SZÉPE
Dozent
Bautechnische Universität
Budapest

Die Bestimmungen, welche die Bemessung von Eisenbahnbrücken in Stahlbeton betreffen, enthalten zwar zum grossen Teil keine ausdrückliche Vorschrift, dass die Rissfreiheit gesichert oder die Rissbildung eingeschränkt werden sollte, trotzdem wollen die meisten der schädlichen Rissbreite stillschweigend insofern vorbeugen, dass sie die zulässige Stahlspannung — besonders bei hochwertigen Stahleinlagen — in höherem Masse einschränken, als das bei sonstigen Stahlbetonkonstruktionen üblich ist; ja, sie schreiben überdies gelegentlich sogar die zulässige Betonzugspannung vor. Mehrere der Eisenbahngesellschaften verwenden zur Stahleinlage nur St 37 bei einer zulässigen Zugspannung von 1000-1400 kg/cm² [15] (1). Einige derselben schränken die Betonzugspannung sogar auf 25-35 kg/cm² ein.

Die strenge Einschränkung der zulässigen Zugspannungen ergab grosse Bauhöhen und engte damit die Verwendbarkeit der Stahlbetonplattenbrücken den Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern gegenüber stark ein, da diese bei niedrigerer Bauhöhe, aber mit wesentlich grösserem Stahlbedarf ausführbar sind.

---

(1) Die Ziffern in eckigen Klammern verweisen auf die einzelnen Nummern der am Ende der Arbeit verzeichneten Literatur.

Doch konnten selbst bei strengen Bestimmungen keine rissfreien Stahlbetonbrücken erzielt werden. Genaue Untersuchungen [3, 8, 14] haben uns überzeugt, dass man von einem rissfreien Stahlbeton nicht sprechen kann. Die rissfreie Stahlbetonkonstruktion ist eine Selbsttäuschung, derentwegen man viel Tonnen Stahl und viel Kubikmeter Beton opferte, ohne den Zweck, die Rissfreiheit, erreicht zu haben.

Dagegen ist von mehreren festgestellt worden [4, 7, 8, 9], dass die Risse bis zu einer gewissen Breite — wie im Falle von Konstruktionen, die den Einwirkungen der Witterung augesetzt sind, somit auch bei Brücken bis um 0,15 mm — vom Gesichtspunkt der Korrosion der Stahleinlagen und damit der Sicherheit der Konstruktion aus unschädlich sind.

Zur Schätzung und Einschränkung der Rissbreite in den Stahlbetonkonstruktionen sind mehrere Verfahren ausgearbeitet worden [1, 2, 5, 10, 11]. Sie beschränken sich aber grösstenteils auf das Nachrechnen der Rissbreite des bereits bemessenen Stahlbetonquerschnitts, obwohl die Gesetzmässigkeiten der Rissbildung schon zur Bemessung des Querschnittes, mehrere, z. T. überraschende Gesichtspunkte an die Hand geben [13].

Im folgenden wollen wir — in erster Reihe die Verhältnisse der Eisenbahn-Stahlbetonplattenbrücken vor Augen — unternehmen, inwiefern es möglich sei, den gefährlichen, über 0,15 mm reichenden Rissbreiten vorzubeugen, indem wir uns auf das klassische n-Verfahren stützen, dieses aber durch die folgenden vereinfachenden Annahmen ergänzen:

1. Die Haftspannung zwischen Beton und Stahl ist längs der Stahleinlage konstant, ihr Wert vom Stabdurchmesser unabhängig und sie erreicht den Haftfestigkeitswert (τ) im Augenblick der Rissbildung.

2. Die Risse haben in einem Abstande voneinander zu entstehen, bei dem die Betonzugspannung zwischen zwei benachbarten Rissen die Zugfestigkeit infolge der sich von den Stahleinlagen mittels der Haftung übertragenden Kraft eben noch zu erreichen vermag.

3. Im Augenblick der Rissbildung werden die Stahleinlagen im Beton völlig blossgelegt.

Bemessung von Stahlbetonplatten, die auf Biegung beansprucht werden.

Nach Annahme 2. fällt bei der Rissbildung zweierlei Stahlspannungen eine wesentliche Rolle zu: unmittelbar vor der Entstehung des Risses wirkt die Stahleinlage noch vollkommen mit dem Beton zusammen und die Stahlspannung ist σ'_e, berechnet nach Zustand I, zugleich entspricht die Betonzugspannung der Zugfestigkeit; dagegen springt die Stahlspannung im bereits gerissenen Querschnitt — bei unveränderter Last — auf σ''_e, berechnet nach Zustand II. Die nebeneinander entstehenden Risse dürfen sich höchstens in einem Abstand voneinander befinden, dass bis zu der Mitte des Abstandes zweier benachbarter Risse voneinander eine dem Spannungsunterschied $\Delta\sigma_e = \sigma''_e - \sigma'_e$ entsprechende Kraft von der Stahleinlage auf den Beton übertragbar sei. Ein geringerer Abstand als ein solcher ist möglich, ein grösserer hingegen nicht, denn da müsste ein weiterer Riss dazwischen entstehen.

Demgemäss kann der grösstmögliche Abstand zwischen zwei benachbarten Rissen (l_{max}) durch die folgende Gleichung ausgedrückt werden:

$$l_{max} = 2\,\frac{\sigma_e'' - \sigma_e'}{\tau} \cdot \frac{F_e}{u} \tag{1}$$

wo F_e den Querschnitt der Zugeinlage, u aber deren Umfang bedeutet.

Unter der vereinfachenden Annahme, dass die Zugeinlagen sich am gezogenen Rande einer 1 cm breiten Platte befinden, ist die Stahlspannung, die im Augenblick der Rissbildung im ungerissenen Betonquerschnitt entsteht:

$$\sigma'_e = n' \cdot \beta_{bz}\,, \tag{2}$$

wo $n' = E_e/E_{bz}$ und β_{bz} die Biegezugfestigkeit des Betons ist.

Bei derselben Last ist die Zugspannung des Stahls im gerissenen Betonquerschnitt mit guter Näherung [10]:

$$\sigma''_e = \frac{\beta_{bz}\,(1 + 4n'\mu)}{6\mu\,(1 - {}^2/_3 A\mu)} \tag{3}$$

wo

$$A = \frac{n}{2}\left[\sqrt{1 + \frac{2}{n\mu}} - 1\right] \tag{4}$$

In den vorstehenden Formeln bedeutet $n = E_e/E_b$ das Verhältnis der Elastizitätsmoduli des Stahls und des Betons, μ aber den Armierungsgehalt, das Verhältnis der Querschnitte des Stahls und des Betons:

$$\mu = \frac{F_e}{F_b} \cong \frac{F_e}{1\,\text{cm}.h}$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (2) und (3) in die Gleichung (1) erhält man:

$$l_{max} = 2\,\frac{\beta_{bz}}{\tau} \cdot \frac{F_e}{u}\left[\frac{1 + 4\,n'\mu}{6\mu\,(1 - {}^2/_3\,A\mu)} - n'\right] \tag{5}$$

Wenn man die Formel in eckigen Klammern mit $B/\mu\,\%$ bezeichnet — wo $\mu\,\% = 100\,\mu$ — ist der grösstmögliche Rissabstand:

$$l_{max} = 2\,B\,\frac{\beta_{bz}}{\tau} \cdot \frac{F_e}{u} \cdot \frac{1}{\mu\,\%} \tag{6}$$

Bei den in der Praxis meistens vorkommenden Armierungsprozenten — $\mu\,\% = 0{,}6 - 2{,}0\,\%$ — jedoch ist der Wert von B nahe konstant und zwar, wenn $n' = 10$ und $n = 15$, ist $B = 17{,}2$, falls $\mu\,\% = 0{,}6$, und 16,4, falls $\mu\,\% = 2{,}0$. Wenn im Mittel $B = 16{,}9$ zu Grunde gelegt wird, was $\mu\,\% = 1{,}2$ entspricht, so folgt:

$$l_{max} = 33{,}8\,\frac{\beta_{bz}}{\tau} \cdot \frac{1}{\mu\,\%} \cdot \frac{F_e}{u} \tag{7}$$

Bei glattem Rundstahl ist $F_e/u = d/4$ (d = Durchmesser der Stahleinlage) und angenommen, dass $\beta_{bz}/\tau = 1{,}5$, ist

$$l_{max}\,(cm) = 12{,}7\,\frac{d\,(cm)}{\mu\,\%} \tag{8}$$

die grösste Rissbreite (Δl_{max}) aber, eine nach Annahme 3. völlig blossgelegte Stahleinlage vorausgesetzt:

$$\Delta\, l_{max} = \frac{\sigma''_e}{E_e} \cdot l_{max} \tag{9}$$

Die zulässige Rissbreite mit 0,15 mm genommen, ist die mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässige Stahlspannung (σ''_{ezul}) bei Einlagen aus glattem Rundstahl nach Gleichung (9) rund:

$$\sigma''_{ezul}\,(kg\ cm^2) = 2500\,(kg/cm)\,\frac{\mu\,\%}{d\,(cm)} \tag{10}$$

Setzt man aber die auf die Fliessgrenze des Stahls bezügliche zulässige Spannung in die Formel (9) ein, so erhält man eine vom Armierungsprozent abhängige Vorschrift für den Durchmesser der bei dieser Stahlspannung verwendbaren Stahleinlagen:

Falls $\sigma_{ezul} = 1400$ kg/cm², hat d (cm) $\leqq$ 1,8 μ % zu sein,
falls $\sigma_{ezul} = 1800$ kg/cm², hat d (cm) $\leqq$ 1,4 μ % zu sein.

Im Falle *quergerippter Stahleinlagen* (Queri, Kamm, Roxor, u. s. w) ist die mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässige Stahlspannung wegen der Haftfestigkeit, die im Verhältnis zu den Einlagen aus glattem Rundstahl grösser ist, mindestens:

$$\sigma''_{ezul}\,(kg/cm^2) = 4000\,(kg/cm)\,\frac{\mu\,\%}{d\,(cm)} \tag{11}$$

Bei den quergerippten Stahleinlagen jedoch ergibt die Nichterfüllung der Annahme 3 im Verhältnis zu den Einlagen aus glattem Rundstahl eine grössere Sicherheit.

Wie bekannt, können die Bügel und die Querbewehrung Risse verursachen und bestimmen so in vielen Fällen schon von vornherein die Stelle der entstehenden Risse. Bei Annahmen, die den vorigen gleichkommen, beträgt der für die Rissbildung zweckmässige grösste Abstand der Bügel bzw. der Querbewehrungsstäbe voneinander rund:

$$b\,(cm) = \frac{30\,000\,(kg/cm)}{\sigma_e\,(kg/cm)} \tag{12}$$

Hier bedeutet σ_e die Stahlspannung der Hauptbewehrungen. Ferner ist auch die Zugspannung der Querbewehrung nicht mit Rücksicht auf

die Einschränkung der Rissbildung zu berechnen, wenn der Abstand zweier Hauptbewehrungsstäbe voneinander geringer ist als jener, der sich nach der Formel (12) ergibt.

Die entworfenen Gesetzmässigkeiten der Rissbildung geben uns auch über die Stahlspannung hinaus, die mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässig ist, eine nützliche Anleitung zur Bemessung von Stahlbetonplatten.

Hinwiederum eine 1 cm breite Stahlbetonplatte angenommen, in deren gezogenem Rande die Stahleinlage mit dem Querschnitt F_e sich befindet, dazu die Plattendicke mit h bezeichnet, ist der Armierungsgehalt: $\mu = \frac{F_e}{h}$, das Armierungsprozent aber: $\mu\,\% = 100\,\mu$.

Setzt man $100\,\mu$ a. St. v. $\mu\,\%$ in die Formel (8) ein, so ist

$$\sigma''_{ezul} = 250\,000\,\frac{\mu}{d} = a\,\frac{\mu}{d}, \text{ wo } a = 250\,000 \text{ (kg/cm)} \tag{13}$$

(Bei quergerippter Stahleinlage beträgt a = 400 000).

Das zulässige Moment der Stahlbetonplatte ist, falls die Stahlspannung das Massgebende ist, nach Zustand II berechnet:

$$M_{zul} = \sigma_{ezul}\ z.\ F_e = \sigma_{ezul}.\ z.\ \mu.\ h \tag{14}$$

wo z den Abstand des Druckmittelpunktes vom Schwerpunkt der Zugbewehrung bedeutet.

Setzt man in die Formel die der Stahlspannung ein, die mit Rücksicht auf die Rissbildung zulässig ist, so ist das zulässige Moment (M_{rzul}):

$$M_{rzul} = \sigma''_{ezul}.\ z.\ \mu.\ h = a.\ z.\ h\,\frac{\mu^2}{d} \tag{15}$$

Da

$$z = \alpha\,.\,h, \tag{16}$$

wo

$$\alpha = (1 - {}^2/_3\ A)\ \mu, \tag{17}$$

ist

$$M_{rzul} = \alpha\,.\,a\,.\,\frac{(\mu\,h)^2,}{d}$$

oder F_e a. St. v. μ. h geschrieben:

$$M_{rzul} = \alpha\,.\,a\,\frac{F_e{}^2}{d} \tag{18}$$

Nach der Gleichung (17) ist α vom Armierungsgehalt abhängig, sein Wert aber ändert sich mit dem in der Praxis vorkommenden Werte μ nur in geringem Masse. Annähernd pflegt man mit dem Werte $\alpha = 7/8$ zu rechnen, was ungefähr dem Armierungsprozent $\mu\,\% = 0{,}8\,\%$ entspricht. Im Hinblick darauf, dass bei der Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung stärker bewehrte Balken in den Vordergrund treten, kann man den Wert $\alpha = 0{,}85$ *als konstant* annehmen.

Aus der Formel (18), die sich auf das Moment bezieht, das mit Rücksicht auf die Rissbildung zulässig ist, lassen sich die folgenden grundlegenden Gesetzmässigkeiten erkennen:

1. *Das mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässige Moment ist bei gleichem Stabdurchmesser mit dem Quadrat des Querschnitts der Zugeinlagen proportional und mit guter Näherung von der Balkenhöhe unabhängig.* Bei der Minderung der Plattendicke nimmt zwar die Stahlspannung zu, zu gleicher Zeit aber wird auch die Stahlspannung, die mit Rücksicht auf die Rissbildung zulässig ist, infolge der Zunahme des Armierungsprozentes grösser. Daraus aber folgt, dass wenn die Vorschriften zur Einschränkung der Rissbildung erfüllt sind, wie z. B. im Falle der Verwendung von St 37, auch die Plattendicke und damit auch die Bauhöhe der Brücke, durch die Verwendung hochwertigen Stahls von gleichem Masse und gleicher Aufteilung und hochwertigen Betons, wesentlich vermindert werden, ohne dass die Rissbildung hiedurch gefährlicher würde. So kann z. B. eine Eisenbahn-Plattenbrücke mit der Lichtweite v. 12 m, im Falle $\sigma_{ezul} = 1400$ kg/cm² und $\sigma_{bzul} = 90$ kg/cm², mit einer Plattendicke $h = 100$ cm bemessen werden, doch genügt zu dieser Konstruktion bei gleicher Rissbildung auch eine Plattendicke $h = 80$ cm, wenn $\sigma_{ezul} \cong 1800$ kg/cm² und $\sigma_{bzul} \doteq 120$ kg/cm² ist.

2. Die Formel des mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässigen Moments gibt uns auch einen neuen praktischen Gesichtspunkt dafür, *wo das Aufbiegen der Zugstäbe beginnen soll.* Bei der bisherigen Praxis war die zulässige Zugspannung der nichtaufgebogenen Zugeinlagen am ganzen Balken die gleiche, wie an der Stelle des massgebenden Moments, obschon mit den Aufbiegungen der Querschnitt der Zugeinlagen abnimmt, und damit auch der Armierungsgehalt und die Stahlspannung, die mit Rücksicht auf die Rissbildung zulässig ist.

Wenn der Querschnitt der Zugeinlagen an der Stelle des Grösstmoments F_e ist, das zulässige Moment mit Rücksicht auf die Rissbildung aber nach der Formel (18):

$$M_{rzul} = c \cdot F_e^2 \tag{19}$$

— wo man c als konstant ansehen kann — und die aufgebogenen Stäbe den Querschnitt $F_e\ (1 - {}^1/_k)$ haben, so bleibt für die unaufgebogene Zugeinlage der Querschnitt $F'_e = {}^1/_k\ F_e$, auf Grund dessen das zulässige Moment mit Rücksicht auf die Rissbildung:

$$M'_{rzul} = \frac{c}{k^2} F_e^2 \tag{20}$$

Das Verhältnis der beiden Momente aber ist auf Grund der Formeln (19) und (20):

$$\frac{M'_{rzul}}{M_{rzul}} = \frac{1}{k^2} \tag{21}$$

Dasselbe ist ohne Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung: $^1/_k$.

So darf man z. B. im Falle eines Balkens von unveränderter Höhe die Hälfte der Zugeinlagen (k = 2) nur dort aufbiegen, wo das Moment bereits das Viertel des massgebenden Momentes ist (natürlich vorausgesetzt, dass $_{max}M = M_{rzul}$). Es ist zweckmässig, die Bestimmung der Aufbiegungen auf diese Weise mindestens dahin fortzusetzen, wo die Betonzugspannung nicht unter 50-60 % der Zugfestigkeit bleibt. Damit das Armierungsprozent infolge der Aufbiegungen nicht übermässig abnehme, ist es jedenfalls zweckmässig, mit der Plattendicke nach Möglichkeit der Momentenlinie zu folgen, wenn das für das Entwerfen keine besondere Schwierigkeit verursacht.

Es ist eine allgemein beobachtete Erfahrung, dass die sog. Schubrisse meistens am Zugrande des Stahlbetonquerschnitts beginnen, wo der Armierungsgehalt der Zugeinlagen bereits infolge der Aufbiegungen bedeutend abgenommen hat. Alle Anzeichen sprechen dafür, dass die Schubrisse ihren schlechten Ruf und die ihnen gegenüber bezeugte grosse Vorsicht dem infolge der Aufbiegungen stark verminderten Armierungsgehalt verdanken. Es ist zu erwarten, dass wenn die Aufbiegungen gemäss der Formel (21) bestimmt werden sollten, auch die Schubrisse sich weniger abschreckend darstellen würden.

3. Auf Grund der Formel (18) kann der *Stahlbedarf* der mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung nötig ist, durch die folgende Formel ausgedrückt werden:

$$F_e = \sqrt{\frac{M.\,d}{\alpha.\,a}} \tag{22}$$

Aus der obigen Formel geht hervor, dass es wegen der Verminderung des Stahlbedarfs, der zur Einschränkung der Rissbildung benötigt wird, zweckmässig ist:

a) an Stelle von Einlagen aus glattem Rundstahl Stahleinlagen mit grossem Gleitwiderstand und

b) nach den gegebenen Möglichkeiten Stahleinlagen mit je kleinerem Durchmesser zu verwenden.

4. Die Verwendung von Stahleinlagen mit je kleinerem Durchmesser, also die Auflösung der Bewehrung stösst im äussersten Fall auf Schranken geometrischen Charakters, stimmen doch die meisten Vorschriften darin überein, dass z. B. im Falle von Einlagen aus glattem Rundstahl der lichte Abstand der Einlagen voneinander mindestens dem Stabdurchmesser gleich, nicht kleiner jedoch als 2 cm breit sein soll.

Nach dieser Beschränkung ist die erzielbare Stahlmenge in einer 1 cm breiten Platte bei Stahlstäben, die in einer Lage aufs dichteste eingelegt werden, falls $d \geqq 20$ mm:

$$F_e = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{2d} = 0{,}393\ d \tag{23}$$

das Armierungsprozent aber:

$$\mu\,\% = 100\,\frac{F_e}{h} = 39{,}3\,\frac{d}{h}$$

Setzt man den letzteren Ausdruck in die Formel (10) der zulässigen Spannung bei glattem Rundstahl ein, kann die grösstmögliche zulässige Stahlspannung, wenn die Bewehrungsstäbe in einer Lage sind, höchstens

$$\sigma''_{ezul}\ (\mathrm{kg/cm^2}) \cong 93\,000\ (\mathrm{kg/cm})\,\frac{1}{h\ (\mathrm{cm})} \tag{24}$$

sein; sind die Bewehrungsstäbe aber in zwei Lagen eingelegt, so ist:

$$\sigma''_{ezul}\ (\mathrm{kg/cm^2}) \cong 186\,000\ (\mathrm{kg/cm})\,\frac{1}{h\ (\mathrm{cm})} \tag{25}$$

Daraus folgt aber, dass man z. B. die zulässige Stahlspannung $\sigma_{ezul} = 2000$ kg/cm², wenn die Einlagen aus glattem Rundstahl sich in zwei Lagen befinden, selbst bei möglichst dichter Anordnung, höchstens bis zu einer Plattendicke v. ungefähr 90 cm erreichen kann, was der Plattendicke einer Einsenbahnbrücke mit der Lichtweite v. 12-14 m entspricht. Die obigen Zusammenhänge geben eine nützliche Anleitung zur wirtschaftlichen Verwendung des hochwertigen glatten Rundstahls.

Im Falle von quergerippten Stahleinlagen, wenn man zwischen ihnen wegen der Sprengwirkung keinen grösseren Abstand (wie z. B. 1,5 d) zu halten hat, als bei Einlagen aus glattem Rundstahl, wird auch die zulässige Stahlspannung durch die Plattendicke in geringerem Masse eingeschränkt.

5. Das zulässige Moment ist bei glattem Rundstahl ($d \geq 20$ mm), wenn die Stahlstäbe in einer Lage möglichst dicht eingelegt sind, auf Grund der Formeln (13), (18) u. (23):

$$M_{ezul} \cong 65\,000\ d \tag{26}$$

Bei der Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung wird das zulässige Moment somit durch den Durchmesser des Bewehrungsstabes eingeschränkt. Daraus folgt hinwiederum, dass man unter den gegebenen Umständen zwecks des wirtschaftlichen Stahlaufwandes den möglichst kleinsten Stabdurchmesser anwenden soll und den nächstgrösseren nur dann verwenden darf, wenn das Moment mittels des kleineren Stabdurchmessers nicht mehr aufgenommen werden kann.

Befinden sich die Bewehrungsstäbe in zwei Lagen oder handelt es sich um quergerippte Stahleinlagen, ist auch das zulässige Moment entsprechend grösser.

Aus den vorhergehenden Ausführungen ergibt sich, dass die Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung es ermöglicht, ja, es bis zu einem Grade sogar notwendig macht, dass die Konstruktion unter den gegebenen Möglichkeiten — wie solche durch hochwertige, womöglich quergerippte Stahleinlagen und hochwertigen Beton (B 300

— B 400) geboten werden — mit je geringerer Trägerhöhe und somit mit je geringerer Bauhöhe ausgeführt werde. Durch die Ermöglichung einer je niedrigeren Bauhöhe kann die Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung sich eben bei Eisenbahnbrücken als ein entscheidender wirtschaftlicher Faktor erweisen, da dieselbe es ohne schädliche Rissbildung ermöglicht, dass man das Bauen von Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern gänzlich vermeide, die um vieles kostspieliger sind als die Stahlbeton-Plattenbrücken, — mit wesentlich grösserem Stahlbedarf, der von niedrigerer Bauhöhe.

Zugleich ist festzustellen, dass die älteren Vorschriften, welche die Rissfreiheit des Stahlbetons bzw. die Einschränkung der Risse in demselben durch die Einschränkung der Zugspannung des Stahls und des Betons erzielen wollten, einen falschen Weg gegangen sind. Die Beschränkung der Betonzugspannung ergibt eine grössere Plattendicke und somit ein kleineres Armierungsprozent. So verlockt das Irrlicht der Rissfreiheit mittels der Anwendung des geringen Armierungsprozents die Ingenieure, welche die Stahlspannung arglos auszunützen begehren, geradezu zur Sicherung der schädlichen Risse. Die Verminderung der Zugspannung des Stahls ist unwirtschaftlich und beugt an sich, ohne eine Vorschrift mit Bezug auf den Armierungsgehalt dem Entstehen schädlicher Risse nicht vor.

Bemessung von Bauteilen, die auf Zug beansprucht werden.

Unter Annahmen und Bedingungen, die den im vorigen Abschnitt enthaltenen gleichkommen, wird der Wert der mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässigen Spannung für die Einlagen aus glattem Rundstahl bei der Bemessung von Bauteilen, die auf Zug beansprucht werden, folgendermassen ausgedrückt:

$$\sigma''_{ezul}\,(\mathrm{kg/cm^2}) = 420\,(\mathrm{kg/cm})\,\frac{\mu\,\%}{\mathrm{d\,(cm)}} \tag{27}$$

In diesem Falle ist die Bestimmung des Betonquerschnitts, da man den Zugwiderstand im Beton nicht zu berücksichtigen pflegt, einfacher als bei Balken, die auf Biegung beansprucht werden. Man hat nur darauf zu achten, dass der Querschnitt des Betons, der die nach dem üblichen Bemessungsverfahren nötige Stahlmenge umgibt, mit gehörigem Masshalten berechnet werde.

Die obige Formel lässt sich auch auf die Zugzone der Kastenbalkenbrücken anwenden.

Die Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung und die Versuchsergebnisse.

Zur Untersuchung der Rissbildung wurden zahlreiche Versuche angestellt; umfassendere und auch theoretisch richtig begründete jedoch wurden erst in jüngster Zeit durchgeführt (z. B. 14). Die behandelten Formeln, hinzielend auf die bewusste Einschränkung der Risse, beruhen

auf mehreren annähernden Annahmen, die aber im allgemeinen der grösseren Sicherheit dienen. Diese Näherungen waren notwending, da die eine grössere Genauigkeit anstrebenden Annahmen die allgemeinen Gesetzmässigkeiten der Einschränkung der Rissbildung vernebeln, ohne dass sie mit den Versuchsergebnissen in grösserem Masse übereinstimmten.

Die im vorausgehenden zu Grunde gelegte Annahme, dass die Stahleinlagen im Augenblick der Rissbildung völlig blossgelegt werden, brachte es mit sich, dass der Vergleichung der theoretischen und experimentalen Ergebnisse nicht die auch im übrigen grosse Fehlermöglichkeiten in sich bergende Rissbreite, sondern der Rissabstand zu Grunde gelegt werde.

Die Abteilung für Eisenbahnbrücken im Ungarischen Verkehrsministerium hat i. J. 1954 zur statischen und dynamischen Untersuchung der Rissbildung der auf Biegung beanspruchten Platten ein ausführliches Versuchsprogramm zusammengestellt. Bei der Zusammenstellung der Versuche ist man, soweit als möglich, bestrebt gewesen, all jene Fehlermöglichkeiten zu vermeiden, die in der Vergangenheit die aus den Ergebnissen gewonnenen Schlussfolgerungen unsicher gemacht hatten. Die Versuchsbalken haben einen Rechteckquerschnitt und entsprechen in ihren Massverhältnissen einem Streifen, den man aus einer Plattenbrücke mit der Lichtweite von ungefähr 3 m herausschneiden würde. Die Faktoren, welche nach der Theorie die Rissbildung beeinflussen, wie der Querschnitt der Zugeinlagen, deren Durchmesser, die

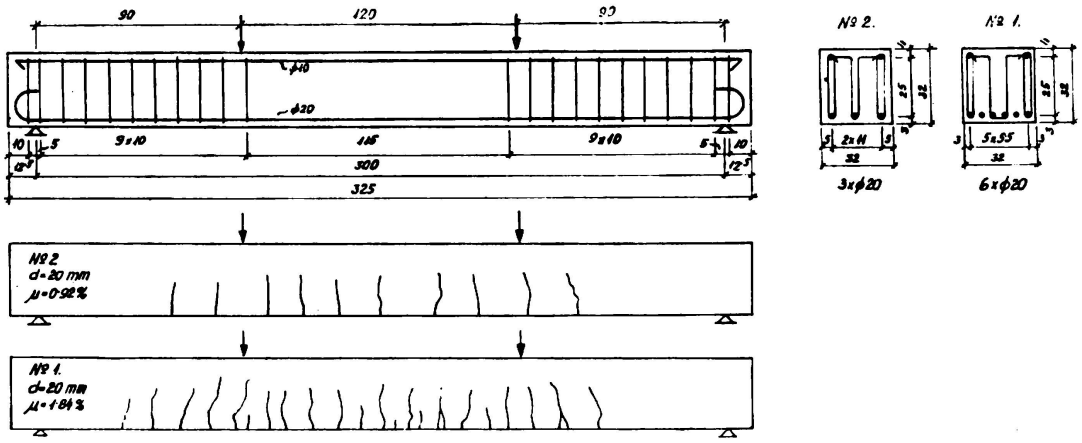

ABB 1

Balkenhöhe, die Haftfestigkeit u. a. sind bei den einzelnen Versuchsbalken für sich je andere und somit wird die Sonderung ihrer Wirkungen möglich.

Von den Ergebnissen der noch im Gange befindlichen Versuche verdienen, vom Gesichtspunkt der obenentworfenen Bemessung mit Rücksicht auf die Rissbildung aus, vornehmlich drei Beachtung, die übrigens bei gleichen Bedingungen berufen waren, die Wirkung, inwiefern die Rissbildung vom Armierungsprozent bzw. vom Stabdurchmesser beeinflusst werde, klarzulegen (Tabelle I). (Versuchsbalken n° 1 und 2 s. auch Abb. 1).

TABELLE I

Balkennummer	Armierungs-prozent (μ %)	Stabdurchmesser d (cm)	σ_e (kg/cm²)	l_{max} gemessen (cm)	l_{max} berechnet (cm)
1.	1,84	2,0	2000	14,0	13,8
2.	0,92	2,0	2000	25,0	27,6
5.	0,90	1,4	2000	19,5	19,8

Die angeführten Versuchsergebnisse sind betreffs der Theorie zufriedenstellend.

Der durchschnittliche Rissabstand ist natürlicherweise im Verhältnis zu den Angaben der Tabelle geringer, denn der Riss kann — wie bekannt — grundsätzlich wo immer innerhalb der Abstände l_{max} und $l_{max}/2$ entstehen.

Die gemessenen grössten Rissbreiten sind — da es sich zur Zeit bloss um statische Versuche handelt — natürlich kleiner als die theoretischen Werte, bei denen der völlig blossgelegte Zustand der Stahleinagen voraussgesetzt wird. Es ist dennoch nicht zweckmässig, da es sich um Eisenbahnbrücken handelt, auf diese Sicherheit wegen ihrer Ungewissheit zu verzichten.

Die Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung in der Praxis.

Die Abteilung für Eisenbahnbrücken im Ungarischen Verkehrsministerium hat bereits zur Bemessung ihrer Plattenbrücken an Stelle der früher erforderten Rissfreiheit die bewusste Einschränkung der Rissbildung vorgeschrieben, trotzdem war sie nicht bestrebt, die sich in diesem Bereich bietenden Möglichkeiten (wie z. B. die Verwendung hochwertiger Baustoffe) — wohl wegen der Rücksichtnahme auf die noch nicht zum Abschluss gebrachte Versuchsserie und auf die bei Eisenbahnbrücken ohnehin verpflichtende Vorsicht — in vollem Masse auszunützen. Das Bestreben war in erster Linie auf die Verminderung der Bauhöhe gerichtet, um hiedurch die Verwendung der Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern auf einen je engeren Raum einschränken zu können. Die in diesem Bereich in betreff der Sparsamkeit mit dem Material und der Verminderung der Bauhöhe erzielten Ergebnisse werden recht sinnfällig gemacht durch Tabelle II, wo nach Abzug der Dicke von Dichtung und Schutzschicht, die Plattendicke ungarischer und französischer Stahlbetonplattenbrücken wie auch ungarischer und deutscher [16] Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern und der zu einer Gleislänge v. 1 m nötige Stahlbedarf für grössere, v. 8 bis 12 m reichende Lichtweiten zusammengestellt sind.

Aus der Tabelle ist ersichtlich, dass man zu den auf Grund der Risseinschränkung bemessenen Stahlbetonplatten:

1. ungefähr halb so viel Stahl benötigt, als zu den Platten mit einbetonierten Walzträgern;

2. dass man dieselben mit halb so grosser Plattendicke zu entwerfen vermag als die als «rissfrei» bemessenen Konstruktionen;

3. dass die Dicke derselben nicht um vieles grösser ist als die der Platten mit einbetonierten Walzträgen. Dabei kann man die Plattendicke mittels Verwendung hochwertiger Baustoffe weiter vermindern und die Plattenbrücke mit einbetonierten Walzträgern ganz und gar beseitigen.

Im Anschluss an die Bemessung sind, mit Rücksicht auf die Einchränkung der Rissbildung, noch drei Bemerkungen zu machen:

TABELLE II (1)

Lichtweite (2) (m)	Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern				Stahlbetonplattenbrücken					
	deutsche (3) (19...)		ungarische (4) (1948)		französische (1944)		ungarische (5) (1941)		ungarische (6) (1952)	
	Plattendicke (m)	Stahlgewicht für 1 m Gleislänge (t/m)	Plattendicke (m)	Stahlgewicht für 1 m Gleislänge (t/m)	Plattendicke (m)	Stahlgewicht für 1 m Gleislänge (t/m)	Plattendicke (m)	Stahlgewicht für 1 m Gleislänge (t/m)	Plattendicke (m)	Stahlgewicht für 1 m Gleislänge (t/m)
8,0	0,52	1,12	0,65	1,45	0,64 0,71	1,02 0,85	1,35	0,78	0,70	0,69
10,0	0,62	1,44	0,65	1,93	0,80 0,92	1,02 0,96	—	—	0,90	0,69
12,0	0,77	1,73	—	—	—	—	—	—	1,00	0,95

(1) Alle Stahlsorten ~ St 37.

(2) Bei den französischen Entwürfen ist die Lichtweite abgerundet.

(3) Mit Peine-Trägern. 4 cm dicke Umhüllung des Trägeruntergurtes. $\sigma_{ezul} = 1400$ kg/cm².

(4) Mit gewalzten I-Trägern. 5 cm dicke Umhüllung des Trägeruntergurtes $\sigma_{ezul} = 1400$ kg/cm².

(5) Zulässige Spannungen: $\sigma_{ezul} = 1000$ kg/cm², $\sigma_{bZzul} = 25$ kg/cm², $\sigma_{bzul} = 45$ kg/cm².

(6) Zulässige Spannungen (hängen von der Grösse der ständigen Last ab): $\sigma_{ezul} = 1400$ kg/cm², $\sigma_{bzul} \cong 80$-90 kg/cm².

1. Wegen des infolge der kleinen Plattendicken wesentlich abnehmenden Gewichtes bietet sich bei den Plattenbrücken eine weit grössere Möglichkeit zum Bauen aus Fertigteilen.

2. Die auf diese Weise bemessenen Konstruktionen sind im allgemeinen billiger als die vorgespannten Plattenbrücken, obgleich ihr Stahlaufwand grösser ist. Die teilweise vorgespannten Plattenbrücken entsprechen auch — Betonzugspannung unter beweglicher Last zugelassen — mit Rücksicht auf die Rissbildung wegen des geringen Armierungprozents meistens nicht.

3. Mit der Einschränkung der Rissbildung hört die Unfolgerichtigkeit auf, die der Vorschrift der zulässigen Betonzugspannung zufolge entstand. indem man einen und denselben Querschnitt sowohl rissfrei (Zustand I) als auch gerissen (Zustand II) zu bemessen hatte.

LITERATUR

1. BÄCHTHOLD, J. — *Die Riss-Sicherheit des Eisenbetons, eine Forderung des Tief- und Wasserbaues.* Schweizerische Bauzeitung 1950. S. 415-417.
2. BRICE, L. P. — *Étude des conditions de formation des fissures de glissement et de décohésion dans les solides.* Travaux Juin 1954. p. 475-506.
3. EISENMANN — *Untersuchung der Rissbildung des Betons mit Ultraschall.* Beton- und Stahlbeton 1951. Heft 1. S. 19-20.
4. HONIGMANN — *Witterungseinflüsse und ihre Raffung im Kurzversuch an Schleuderbetonmaststücken.* Beton und Eisen 1935. S. 301-306, 321-326.
5. KUUSKOSKI — *Über die Haftung zwischen Beton und Stahl.* Helsinki 1950.
6. LANDBERG, E. — *Détermination, selon la pratique suédoise, des tensions et de la largeur des fissures dans les ponts en béton armé.* Bulletin de l'Association Internationale de Chemin de Fer. 1951. Mars p. 125-130.
7. RENGERS — *Der Einfluss der Rissbreite auf den Angriff durch Rost.* Beton und Eisen 1935. S. 161-162.
8. ROŠ, M. — *Lehre und Nutzen aus den Versuchen und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbetonbauwerken in der Schweiz.* 1924-1947. EMPA-Bericht No. 99. Fünfte Ergänzung. Zürich, 1947.
9. ROŠ, M. — *Die materialtechnischen Grundlagen und Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbeton-Bauweise.* EMPA-Bericht No. 162. Zürich 1950.
10. RYCHNER, G. A. — *Praktisches Kriterium zur Beurteilung und Einschränkung der Rissgefahr im Eisenbeton.* Schweizerische Bauzeitung 1951. S. 319-323, 338-341.
11. SALIGER, R. — *Fortschritte im Stahlbeton.* F. Deuticke. Wien 1950.
12. SZÉPE, F. — *Vasbetonszerkezetek repedésmentessége.* (Rissefreie Stahlbetonkonstruktionen). Mélyépitéstudományi Szemle 1953. No. 3. S. 131-142. (Nur ungarisch).
13. SZÉPE, F. — *Vasbetonszerkezetek repedéskorlátozó méretezése.* (Einschränkung der Rissbildung bei Stahlbetonkonstruktionen). Mélyépitéstudományi Szemle 1954. No. 7.-8. S. 371-380. (Nur ungarisch).
14. WÄSTLUND - JONSON — *Investigation on formation of cracks in reinforced concrete structure.* International Association for Bridge and Structural Engineering. Preliminary Publication. Congr. Liège 1948. p. 215-225.
15. *Bulletin* de l'Association Internationale du Congrès des Chemins de Fer. Avril 1950, Août 1950, Juin 1950, Mars 1951.
16. *Hütte,* des Ingenieurs Taschenbuch. III. Band. 26. Auflage, W. Ernst und Sohn. Berlin, 1936. S. 853.

ZUSAMMENFASSUNG

Bei der Bemessung der Eisenbahnbrücken in Stahlbeton wurde früher gewünscht, dass die Konstruktion, in erster Linie im Interesse des Korrosionsschutzes der Stahleinlagen rissfrei bleibe. Deswegen hielt man eine starke Einschränkung der zulässigen Zugspannung in den Stahleinlagen und im Beton für notwendig, was verhältnismässig hohe Träger ergab und so den Verwendungsbereich der Stahlbetonbrücken den

Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern gegenüber, die mit niedrigerer Bauhöhe, aber mit wesentlich grösserem Stahlaufwand ausführbar sind, stark einengte, der Erfahrung nach jedoch die Rissfreiheit nicht gesichert hat.

Nachdem man erkannt hatte, dass die Risse zwar unvermeidlich, aber bis zu einer gewissen Breite unschädlich sind, wurden zur Schätzung und Einschränkung der Breite der entstehenden Risse mehrere theoretische Verfahren ausgearbeitet. Bei einer Rissbreite von 0,15 mm die mittels der Versuche noch für ungefährlich befunden worden ist, ist es bei annähernden, jedoch sicheren Annahmen ableitbar, dass die zulässige Spannung der Zugeinlagen in der Platte mit dem Armierungsprozent in geradem, mit dem Stabdurchmesser aber in umgekehrtem Verhältnis steht. Nach den Versuchen weisen die so bemessenen Konstruktionen gegen die schädlichen Risse eine genügende Sicherheit auf. Die abgeleiteten Gesetzmässigkeiten sind von Folgen für die Bewehrung, die Verhinderung der Schubrisse, ferner auch im Hinblick auf die Verwendung hochwertiger Stahlsorten und nicht zuletzt auf die Verminderung der Bauhöhe und die Wirtschaftlichkeit der Stahlbetonbrücken.

RESUMO

Anteriormente, para conseguir proteger as armaduras contra a corrosão, calculavam-se as pontes de betão armado de modo a evitar a fissuração. As tensões admissíveis mantinham-se por isso muito baixas o que conduzia a secções relativamente grandes. Este facto restringia consideràvelmente o emprego das vigas de betão armado em relação às vigas de construção mixta, com perfilados embebidos em betão, cuja altura era bastante menor se bem que exigissem maior quantidade de aço; estas, no entanto também não estavam garantidas contra a fissuração como a experiência veio a provar.

Uma vez que se reconheceu que a fissuração era inevitável, se bem que de certo modo inofensiva, elaboraram-se várias teorias para a estimativa e limitação da largura das fissuras. Para uma largura de 0,15 mm, valor que a experiência prova ser ainda inofensivo, mostra um cálculo aproximado, mas todavia seguro, que a tensão máxima admissível na zona de tracção da viga é proporcional à percentagem de armadura e inversamente proporcional ao diâmetro dos varões. Estruturas dimensionadas por este processo e submetidas a ensaios mostraram uma resistência notável à fissuração. As conclusões destas considerações influem não só sobre as armaduras e a fissuração devida ao corte, mas também sobre o emprego de aços de alta resistência, a diminuição das dimensões das secções e a economia na construção de pontes de betão armado.

RÉSUMÉ

Anciennement, il était d'usage de calculer les ponts en béton armé de manière à éviter toute fissuration et assurer ainsi la protection de l'armature contre la corrosion. Les contraintes admissibles étaient donc

maintenues très faibles ce qui conduisait à des sections relativement lourdes.

Dans ces conditions l'emploi des poutres en béton armé était considérablement réduit au profit des poutres de construction mixte, à poutrelles enrobées de béton, dont la hauteur était moindre mais qui exigeaient une plus grande quantité d'acier; celles-ci n'étaient cependant pas à l'abri de la fissuration comme l'expérience l'a prouvé par la suite.

Après que l'on ait reconnu que la fissuration était inévitable et, jusqu'à un certain point, inoffensive, de nombreuses théories on fait leur apparition, permettant d'estimer et de limiter la largeur des fissures. Pour une largeur de 0,15 mm, que l'expérience a montré être encore inoffensive, un calcul approximatif mais sûr, démontre que la contrainte admissible dans la zône tendue de la poutre est proportionelle au pourcentage d'armatures et inversement proportionelle au diamètre des barres. Des structures dimensionnées selon ce principe et soumises à des essais ont montré une résistance à la fissuration remarquable. Les conclusions de ces considérations influent non seulement sur les armatures et la protection contre la fissuration due au cisaillement, mais encore sur l'emploi d'aciers à haute résistance, sur la diminution des dimensions des sections et sur l'économie de la construction des poutres en béton armé.

SUMMARY

Formely it was common practice to calculate concrete railway bridges against cracking in order to insure complete reinforcement protection against corrosion. This led to take very low concrete and steel working stresses and hence, to relatively heavy members. Owing to this practice, reinforced concrete beams compared unfavourably with composite construction beams, with steel shapes imbeded in concrete, which were substantially lower but required more steel; these however were also subject to cracking as shown by later experience.

Once it was realized that cracking could not be prevented and that it was, up to a certain point, harmless, a number of theories were devised for the estimation and limitation of the crack width. For a crack width of 0,15 mm., which value experience shows to be still harmless, an approximate but safe enough calculation shows that the maximum permissible tensile stress in a beam is proportional to the amount of reinforcement and conversely proportional to the diameter of the reinforcement bars. Structures calculated according to this principle have behaved remarkably well when submitted to cracking tests. The conclusions drawn from these facts affect not only the reinforcement bars and the prevention of cracks due to shearing efforts, but also the use of high tensile steels, the reduction of structure dimensions and the general economy of reinforced concrete bridge construction.

Leere Seite
Blank page
Page vide