

Praktisches Kriterium zur Beurteilung und Einschränkung der Rissgefahr im Eisenbeton

Autor(en): **Rychner, G.A.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **69 (1951)**

Heft 24

PDF erstellt am: **17.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-58880>

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.

erfahren hat, während der Verbrauch der Industrie um 16 %, des Haushaltes und Gewerbes um 12 % gestiegen und jener der Bahnen stationär geblieben ist. Diese Tatsachen zeigen deutlich, wie wichtig die weitere Bereitstellung von Winterenergie und namentlich von stets verfügbarer Speicherenergie ist. Die besonders starke Verbrauchszunahme auf dem Sektor der chemischen, metallurgischen und thermischen Verwendung erfordert die Realisierung von Werken, die auch billige Winterenergie erzeugen können, was besonders bei den Kraftwerken am Rhein unterhalb des Bodensees zutrifft.

Ende des Berichtsjahres konnte der Schweiz. Wasserwirtschaftsverband gemeinsam mit dem Schweiz. Lehrerverein die Karte der Elektrizitätsversorgung und Industriegebiete der Schweiz im Masstab 1:200 000 herausgeben. Die im Jahre 1949 vom Verbands herausgegebenen Richtlinien für die vergleichende Beurteilung der verhältnismässigen Wirtschaftlichkeit von Wasserkraft-Vorprojekten fanden so guten Absatz, dass von der deutschen und französischen Ausgabe eine zweite Auflage bestellt werden musste.

Der Vorstand des Schweiz. Wasserwirtschaftsverbandes zeigt nach den Wahlen für die Amtsperiode der Hauptversammlung 1951 bis zur Hauptversammlung 1954 folgende Zusammensetzung: Präsident: Bundesrichter Dr. P. Corrodi, Lausanne, 1. Vizepräsident: Ing. F. Ringwald, Delegierter des Verwaltungsrates CKW, Luzern, 2. Vizepräsident: Prof. Dr. h. c. René Neeser, Administrateur, Genève (neu), Ehrenpräsident: a. Ständerat Dr. O. Wettstein, Zürich, weitere Mitglieder: Ing. S. Bitterli, Direktor KW Wynau, Langenthal (neu), Dr. N. Celio, Cons. di Stato, Bellinzona, a. Reg.-Rat W. Liesch, Surava, Ing. M. Lorétan, directeur EOS, Lausanne (neu), Dir. Präsident Dr. E. Moll, BKW, Bern, Ing. J. Pronier, anc. dir. Service de l'Electricité, Genève (neu), Dr. Ing. E. Steiner, Zürich, Dr. h. c. A. Zwygart, Direktor NOK, Baden.

In der Kontrollstelle wurden für das Jahr 1951 a. Dir. J. Bertschinger, Zürich, Ing. P. Meystre, directeur, Lausanne, und Oering. E. Peter, Rorschach, bestätigt.

Unter Traktandum Verschiedenes wurde von der Hauptversammlung folgende Resolution für das Kraftwerk Rheinau gefasst:

«In letzter Zeit mehrten sich die Einwände aus Kreisen des Natur- und Heimatschutzes gegen die Erstellung des vom Bundesrat und den Badischen Behörden konzessionierten Kraftwerkes Rheinau, man verlangt den Rückzug dieser internationalen Konzession. Ein solcher Rückzug einer einmal erteilten Konzession wäre gegenüber dem benachbarten Lande Baden und gegenüber den Konzessionsinhabern eine Verletzung des Grundsatzes von Treu und Glauben und ein Einbruch in die Rechtssicherheit.

Zur Erhaltung der Schönheit des Landschaftsbildes wurde in Zusammenarbeit mit Kreisen des Natur- und Heimatschutzes bei der Projektierung das möglichste getan. Der Rheinfluss wird nicht beeinträchtigt, ebensowenig das schöne Flusstal zwischen dem Rheinfluss und dem Wehr oberhalb Rheinau; die Wehr- und Kraftwerksbauten im Bereiche der Klosterinsel Rheinau werden der Landschaft nach Möglichkeit angepasst, die Konzession enthält weitere Bestimmungen im Interesse des Naturschutzes auch für die Zukunft. Zudem wird dank dem Wehr die künftige Grossschiffahrt Basel-Bodensee erst ermöglicht.

Das Kraftwerk Rheinau mit einer Energieproduktion von 220 Mio kWh jährlich ist ein wichtiges Glied in der Energieversorgung unseres Landes und des benachbarten Baden. Der Ausbau der Wasserkraft hat sich immer mehr als ein Segen für unser Land erwiesen; er ist nötig, um unsere Energiewirtschaft von der Einfuhr von Brenn- und Treibstoffen unabhängig zu machen.

Die Hauptversammlung des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes vom 30. Mai 1951 in Bad Schinznach bedauert die gegen das Kraftwerk Rheinau eingeleitete Bewegung und erwartet, dass die zuständigen Behörden fest bleiben und den Begehren, die gegen die Erstellung des Werkes gerichtet sind, keine Folge geben.

Abschliessend konnte der Vorsitzende noch auf eine Exkursion nach Mittelitalien aufmerksam machen, die der Verband für die Zeit vom 8. bis 14. Oktober 1951 organisiert und für die der Schweiz. Wasserwirtschaftsverband gemeinsam mit dem Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein im Laufe des Sommers die Einladungen wird ergehen lassen. Die Reise erfolgt auf Grund einer Einladung der Società Terni zur Besichtigung ihrer grossen Kraftwerkanlagen im Appennin. Es ist beabsichtigt, die gemeinsame Exkursion in Florenz zu beginnen und in Pullmancars bis nach Rom zu fahren, wobei Gelegenheit geboten wird, an den ersten zwei Tagen die sehr interessanten, aber weniger bekannten alten Städte S. Gimignano, Siena, Perugia, Assisi, Orvieto und Viterbo kurz zu besichtigen. Der Besuch der Kraftwerke mit grossen Speicherranlagen in den Abruzzen wird 2 1/2 Tage in Anspruch nehmen. Die Rückreise wird einzeln organisiert, so dass jeder Teilnehmer nach Wunsch auch der Stadt Rom einen längeren Besuch wird widmen können.

Im Anschluss an die Hauptversammlung hielt Ing. H. Hürzeler, Vizedirektor der NOK, einen kurzen Lichtbildervortrag über den «Stand der Bauarbeiten für das Aarekraftwerk Wildegg-Brugg». Nach dem Mittagessen wurden die Baustellen unter kundiger Führung besichtigt.

Praktisches Kriterium zur Beurteilung und Einschränkung der Rissgefahr im Eisenbeton

Von Dipl. Ing. G. A. RYCHNER, EMPA, Zürich

DK 624.012.4.0046

Schluss von Seite 323

VII. Dynamische Beanspruchung

Um die Zunahme der Rissbreiten bei dynamischer Beanspruchung zu berücksichtigen, kann C erfahrungsgemäss etwa mit dem Faktor $0,5 (1 + A/B)$ multipliziert werden, wo A den kleinsten Grenzwert, B den grössten Grenzwert der auftretenden Belastungen bedeuten. Dabei wird angenommen, dass die Zugfestigkeit des Betons und die Haftfestigkeit der Stahleinlagen für dynamische Beanspruchung nicht in gleichem Masse abnehmen. Nimmt man eine momentane Zunahme der Rissbreite um 100 % für die ganze Verkehrslast, d. h. eine solche von 50 % für die halbe Verkehrslast als zulässig an und rechnet man mit den Spannungen für ständige und halbe Verkehrslast, also für $0,5 (1 + A/B) B$, so kommt C dynamisch = $1,5 C$ statisch für ständige Belastung, woraus

$$\text{dyn} \left(\frac{Fe}{U} \right)^{3/2} \leq 20\,000 \frac{\bar{\sigma}_z}{\bar{\sigma}_e^2}$$

Hierin sind die Spannungen $\bar{\sigma}_e$ und $\bar{\sigma}_z$ für ständige und ganze Verkehrslast inkl. Stosszuschlag einzusetzen. Massgebend ist der kleinere der Werte Fe/U , der sich aus der Berechnung für ständige Belastung und für ständige Belastung plus ganze Verkehrslast ergibt.

VIII. Reiner Zug

a)

Vorstehende Ausführungen gelten allgemein auch für reinen Zug. Massgebend für die Beurteilung der Rissbreiten

ist der Unterschied $\Delta\sigma_e = \sigma_{e \text{ gerissen}} - \sigma_{e \text{ voll}}$ der Stahleinlagen bei Rissbildung. Diese Tatsache erklärt in einleuchtender Weise die scheinbar grosse Dehnungsfähigkeit des Betons in gewissen Fällen. In Wirklichkeit ist diese grosse Dehnungsfähigkeit nicht vorhanden. Dies geht aus folgenden bekannten Beispielen hervor:

1. Man hat beobachtet, dass die «Dehnungsfähigkeit» einer dünnen Zementhaut um einen auf Zug beanspruchten Eisenstab sehr hoch ist, bis zu einigen ‰. Die «Dehnungsfähigkeit» einer Betonummantelung nehme mit zunehmender Dicke der Ueberdeckungsschicht ab. Wenn wir die Spannung des Eisenstabes im vollen, ungerissenen Querschnitt betrachten, die durch die Beziehung

$$\sigma_{e \text{ voll}} = n \frac{\sigma_e F_e}{F_b + n F_e} = n \frac{\sigma_e \mu}{1 + n \mu} \quad \text{wo} \quad \mu = \frac{F_e}{F_b}$$

gegeben ist, so sehen wir, dass für

$$F_b \rightarrow 0, \quad \sigma_{e \text{ voll}} \rightarrow \sigma_e, \quad \Delta\sigma_e \rightarrow 0.$$

Die Abstände der Risse sind durch die Beziehung (1) gegeben, wo $\Delta\sigma_e$ den Spannungsunterschied für das Stadium der Rissbildung bedeutet. Die Zementhaut reisst unter einer Zugspannung, die gleich der Zugfestigkeit des Materiales ist. Für $\Delta\sigma_e \rightarrow 0$ werden die Abstände zwischen den Rissen ausserordentlich klein, so dass die Risse auch mit einem Mikroskop erst bei hohen Zugspannungen der Stahleinlagen und folglich bei hohen Dehnungen des bereits gerissenen Betons gemessen werden können. Bei so feinen Rissen kön-

nen selbstverständlich auch Messinstrumente kein «Reissen» feststellen!

Betrachten wir z. B. einen Eisenstab von 20 mm Durchmesser mit einer Zementhaut von 0,5 mm Dicke. Die Zementhaut besitzt einen Elastizitätsmodul von $E_b = 400\,000 \text{ kg/cm}^2$ und reisse bei einer Zugspannung $\beta_z = 40 \text{ kg/cm}^2$ entsprechend einer Dehnung von $0,1 \text{ ‰}$. Für einen Elastizitätsmodul des Stahls von $E_e = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$ ist $n = 5$.

Querschnitt des Eisenstabes $\varnothing 20 \text{ mm}$ $F_e = 3,14 \text{ cm}^2$

Querschnitt der Zementhaut $F_b = 0,32 \text{ cm}^2$

Beim Reissen der Zementhaut beträgt die Spannung des Stahls im gerissenen Querschnitt

$$\sigma_{e \text{ ger}} = \frac{\beta_z (F_b + n F_e)}{F_e} = \frac{40 \cdot (0,32 + 15,7)}{3,14} = 204 \text{ kg/cm}^2$$

während die gleiche Spannung im vollen Querschnitt

$$\sigma_{e \text{ voll}} = n \beta_z = 5 \cdot 40 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

beträgt. Somit ist $\Delta\sigma_e = 204 - 200 = 4 \text{ kg/cm}^2$ und der Rissabstand nach (1) wird, mit $F_e/U = d/4 = 0,5 \text{ cm}$ und $\tau = 20 \text{ kg/cm}^2$, $l = 0,2 \text{ cm} = 2 \text{ mm}$. Die maximale Rissbreite $R_{\max} = \varepsilon_e l = (\sigma_{e \text{ ger}}/E_e) l = 204/2\,000\,000 \cdot 2 = 0,000\,204 \text{ mm}$, somit $\sim 0,02$ Hundertstel, sichtbar etwa nur bei 500facher Vergrößerung. Mit einem etwa 10fach vergrößernden Mikroskop werden die Risse bei $1/100 \text{ mm}$ Breite gut sichtbar. Die Risse werden daher erst bei einer Dehnung

$$\varepsilon_e = 0,01/2 = 0,005 = 5 \text{ ‰}$$

beobachtet, d. h. bei gewöhnlichem Flusstahl erst im Fließbereich! Die scheinbar grössere Dehnfähigkeit des Betons ist somit nur auf die Unzulänglichkeit der Beobachtungsmittel zurückzuführen. Es ist tatsächlich durch Versuche bewiesen, dass bei einer dünnen Ummantelung der Abstand der Risse sehr klein ist (s. Bild 6). Berücksichtigen wir noch den Einfluss des Schwindens der Zementhaut, so finden wir, dass die Zementhaut bereits im unbelasteten Zustand des Eisenstabes reissen muss, und zwar bei gleichem Abstand der Risse.

2. Schon Considère hat die «grössere Dehnfähigkeit» von Beton im Fall von mit dünnen Drähten stark armiertem Beton festgestellt. Nehmen wir einen Armierungsgehalt von $\mu = 100 F_e/F_b = 5 \text{ ‰}$, $\beta_z = 40 \text{ kg/cm}^2$ und $n = 5$ an. Somit ist $\Delta\sigma_e = \beta_z/\mu = 800 \text{ kg/cm}^2$. Besteht die Armierung aus rauen Drähten $\varnothing 2 \text{ mm}$ mit einem Haftfestigkeitswert $\tau = 40 \text{ kg/cm}^2$, so ergibt sich der Abstand der Risse zu $l = 2 \cdot (800/40) \cdot 0,05 = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$. Die maximale Rissbreite $1/100 \text{ mm}$ wird erst bei einer Dehnung von $0,5 \text{ ‰}$ beobachtet, die für Drähte $\varnothing 1 \text{ mm}$ auf 1 ‰ ansteigt. Wird der Armierungsgehalt von 5 auf 10 ‰ erhöht, so erhöhen sich die Dehnungen, bei denen die ersten Risse mit einem 10fach vergrößernden Mikroskop beobachtet werden, für Drähte $\varnothing 2 \text{ mm}$ auf 1 ‰ und für Drähte $\varnothing 1 \text{ mm}$ auf 2 ‰ . Im Fall der Wasserlagerung sind diese Werte noch grösser!

b)

Mit diesen Beispielen wollen wir lediglich zeigen, dass im Augenblick, da von blossen Auge oder mit dem Mikroskop ein erster Riss wahrgenommen wird, die gemessene Dehnung des Betons je nach dem Zustand der Rissbildung sehr verschieden sein kann. Bei einem hohen $\Delta\sigma_e$ erscheinen für grosse Durchmesser der Stahleinlagen die ersten Risse plötzlich und verhältnismässig breit; das Reissen des Betons ist

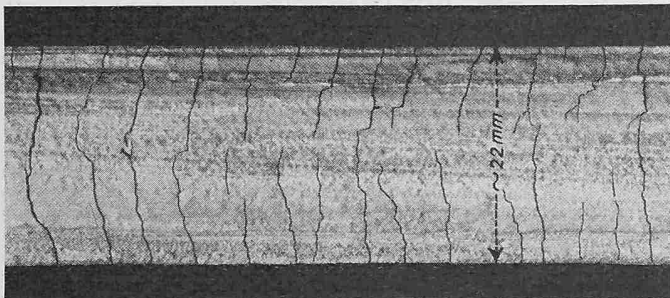


Bild 6. Ueber die Streckgrenze hinaus beanspruchtes glattes Eisen $\varnothing 20 \text{ mm}$ (hochw. Stahl mit $\sigma_s \sim 4800 \text{ kg/cm}^2$) mit rd. 1 mm dickem Anstrich aus reinem Portlandzement. Die sehr fein verteilten Risse — mittlerer Abstand rd. 4 mm — wurden erst beim Strecken des Eisens sichtbar

deutlich und wird von einem Messinstrument sofort registriert. Ist $\Delta\sigma_e$ bei Rissbildung sehr klein, so können mit gewöhnlichen Messinstrumenten keine Risse und kein Reissen des Betons festgestellt werden. In der Messtrecke auf der Betonoberfläche sind ausserordentlich feine Risse vorhanden. In der gemessenen Dehnung sind die mikroskopischen Rissbreiten inbegriffen, der Beton scheint sich weiter zu dehnen, bis die Risse sichtbar werden⁷⁾.

c)

Durch einfachen Zugversuch mit einem auf einer genügend grossen Länge einbetonierten Eisenstab ist es möglich, einen mittleren Haftfestigkeitswert τ des Eisens für Zugbeanspruchung zu ermitteln. Er ist durch die Beziehung

$$\tau = 2 \frac{\Delta\sigma_e F_e}{l U}$$

gegeben, worin l = mittlerer Abstand zwischen den Rissen (Messung), $\Delta\sigma_e$ = mittlerer Spannungsunterschied $\sigma_{e \text{ ger}} - \sigma_{e \text{ voll}}$ bei Rissbildung (Rechnung) bedeuten. $\Delta\sigma_e = \beta_z/\mu = \sigma_{e \text{ ger}}/(1 + n\mu)$, wo β_z = Zugfestigkeit des Betons, bestimmbar sobald n feststeht; für hochwertigen Beton mit $w\beta_d \sim 300 \text{ kg pro cm}^2$ kann $n \sim 6$ gesetzt werden, $\mu = F_e/F_b$, F_b = Netto-Betonquerschnitt. μ sollte in normalen Fällen etwa 2 ‰ und die einbetonierte Länge 100 cm betragen; die letzte ist umgekehrt proportional μ zu wählen.

Dieser Versuch ist den bisherigen Haftfestigkeitsversuchen in bezug auf die Beurteilung der Verbundwirkung von Stahleinlagen im Eisenbeton unbedingt vorzuziehen. Der Zusammenhang zwischen den Haftverhältnissen bei Zug- und Biegebeanspruchung kann durch die parallele Bestimmung von τ aus Biegeversuchen ermittelt werden. Kennt man den massgebenden Haftfestigkeitswert der Stahleinlagen für die verwendete Betonqualität, so kann umgekehrt im voraus die zu erwartende maximale Rissbreite im Eisenbeton nach der Beziehung (4) näherungsweise gerechnet werden. (Das Schwinden kann berücksichtigt werden, indem statt ε_e eingesetzt wird $\varepsilon_e + \varepsilon_s$).

d)

Für reinen Zug ist

$$(10') \quad \left(\frac{F_e}{U} \right)^{3/2} \leq C_3 \frac{\bar{\sigma}_z}{\sigma_e} \frac{1}{\sigma_e + \varepsilon_s E_e}$$

ganz allgemein gültig mit Berücksichtigung des Schwindens, sobald $\bar{\sigma}_z > \beta_z$ bzw. $> \beta_z/m$, wo m = Riss-Sicherheit, oder, da $\bar{\sigma}_z$ = Zugspannung des reinen Betonquerschnittes $= \sigma_e \times F_e/F_b = \sigma_e \mu$ bzw. $\Delta\sigma_e = \beta_z/\mu$

$$\left(\frac{F_e}{U} \right)^{3/2} \leq C_3 \frac{\mu}{\sigma_e + \varepsilon_s E_e} \quad \text{wo} \quad C_3 = \frac{R_{\max} E_e k}{4 \beta_z}$$

und in den meisten Fällen kann man schreiben

$$(11') \quad \left(\frac{F_e}{U} \right)^{3/2} \leq C_4 \frac{\bar{\sigma}_z}{\sigma_e^2}$$

bzw.

$$\left(\frac{F_e}{U} \right)^{3/2} \leq C_4 \frac{\mu}{\sigma_e} \quad \text{mit} \quad C_4 < C_3$$

Hierin ist $\mu = F_e/F_b$, F_b = Netto-Betonquerschnitt, $\bar{\sigma}_e$ = Zugspannung der Stahleinlagen bei voller Aufnahme der Zugkraft.

Daraus ist ersichtlich, dass die maximalen Rissbreiten umgekehrt proportional μ sind. Die Beschränkung der zulässigen Zugspannung $\bar{\sigma}_z$ des Betons auf 10 bis 20 kg/cm^2 ist daher nur dann gerechtfertigt, wenn alle Vorkehrungen zur Vermeidung von Rissen wirklich getroffen werden (homogen verarbeiteter hochwertiger Beton, Feuchthalten und Schützen des Betons vor Sonnenbestrahlung und Durchzug während der ersten Erhärtungszeit). Entstehen Risse, so ist die Gefahr von mit der Zeit verhältnismässig breit werdenden Rissen um so grösser, je grösser der Durchmesser der Stahleinlagen und je niedriger der Armierungsgehalt bzw. je dicker das Bauelement ist. In Behältern, Röhren usw., wo Rissicherheit und Dichtigkeit erstrebt werden müssen, ist daher die Anordnung von Armierungen möglichst kleinen Durchmessers,

⁷⁾ Es erscheint fraglich, ob mit den elektronischen Messmethoden das Reissen des Betons bei sehr kleinen $\Delta\sigma_e$ überhaupt festgestellt werden kann. Die Korngrössenverteilung des Aggregates bildet ein quasi unüberwindliches Hindernis.

vorzugsweise von Stahldrahtnetzen mit rauen Drähten, geboten. In Zuggliedern, wo Risse in Kauf genommen werden, gilt: Schlankheit und Eisen kleinen Durchmessers oder hoher Haftfestigkeit. Eine vollständige Vermeidung von Rissen lässt sich mit Sicherheit nur durch *Vorspannung* erzielen.

Bei reinem Zug entspricht der Wert β_z der Zugfestigkeit des Betons, d. h. $\beta_z \leq \beta_{bz}$ (s. unter III.). Aber k ist auch etwas geringer als bei Biegung, sofern die Eisen wie bei Biegung in liegender Stellung einbetoniert werden, so dass der Wert k/β_z praktisch unverändert angenommen werden darf. Somit ergibt die Beziehung (11') mit $C_4 \sim C_2$ jedenfalls eine genügende Sicherheit gegen unzulässig breite Risse.

IX. Schubarmierung

Im Falle der *schrägen Hauptzugspannungen* ergibt sich ein Armierungsgehalt für Schub $\mu_s = \tau/\sigma_e$ bezogen auf den Schrägschnitt senkrecht zu den unter 45° abgebogenen Eisen. τ ist die Schubspannung des reinen, vollen Betonquerschnittes, σ_e die Zugspannung der Stahleinlagen bei Aufnahme der gesamten schrägen Hauptzugspannungen. Als logische Folge der Ergebnisse für reinen Zug erhält man

$$(11'') \quad \left(\frac{Fe}{U} \right)^{3/2} \leq C_4 \frac{\tau}{\sigma_e^2}$$

bzw.

$$\left(\frac{Fe}{U} \right)^{3/2} \leq C_4 \frac{\mu_s}{\sigma_e}$$

gültig für $\tau \geq \beta_z$ bzw. $> \beta_z/m$, wo m = Sicherheit gegen Rissbildung. Dieses Ergebnis überrascht zuerst, bedeutet es doch, dass hohe Werte der Schubspannungen in bezug auf Rissverteilung und -breiten günstiger sind als mässige, die Zugfestigkeit des Betons überschreitende Werte. Es steht aber im Einklang mit der Erkenntnis, dass Schlankheit die Bildung früher auftretender feiner Risse begünstigt, was übrigens durch Versuche bestätigt wurde. Man muss aber hier ganz besonders auf die Tatsache aufmerksam machen, dass *allgemein breitere Risse auch am Zugrand der Schubzone auftreten können*, wo der Armierungsgehalt nach jeder Abbiegung abnimmt und die Biegezugspannungen σ_z des reinen Betonquerschnittes je nach der Schlankheit der Konstruktion bis in die Nähe des Momentennullpunktes die Biegezugfestigkeit des Betons β_{bz} überschreiten können. Vom *konstruktiven Standpunkt* heisst das, dass sämtliche Zugeinlagen mindestens bis zum Erreichen des Wertes $\sigma_z = \beta_{bz}$ bzw. β_{bz}/m gerade geführt ($\sigma_z/\sigma_e = \text{konstant}$) und die Schubarmierungen gegebenenfalls unabhängig angeordnet werden sollten. Jedenfalls kann die Momentendeckung reichlich bemessen werden. Auf diese Weise würde eine annähernd gleiche Sicherheit gegen breitere Risse im *ganzen* Eisenbetonträger erzielt.

Diese Ausführungen zeigen, dass das Problem der Sicherung gegen unerwünscht breite Risse im *Schubbereich* ein komplexes ist, das am besten überblickt werden kann, wenn die Schubspannungen τ und Biegezug-Randspannungen σ_z des reinen Betonquerschnittes im ganzen gefährdeten Bereich gegenübergestellt werden. Aus dieser Gegenüberstellung ergeben sich die Folgerungen für die zweckmässige Anordnung und ev. Aufteilung der Zug- und Schubarmierungen. Diese Betrachtungen führen *grundsätzlich* zur *mehr oder weniger stark aufgelösten Trajektorien-Armierung*, in der die Durchmesser der Stahleinlagen mit der Entfernung vom Zugrand abnehmen.

X. Bruch

Die *Bruchtragkräfte* von Eisenbetonträgern hängen nicht nur von den Eigenschaften der verwendeten Materialien Stahl und Beton ab, sondern auch von den *Verbundeigenschaften des Trägers*. Je besser die Verbundeigenschaften sind, um so geringer werden die Rissbreiten und Verformungen und folglich um so höher steigt die Bruchlast. Für die Beurteilung der Tragfähigkeit des auf Biegung beanspruchten Eisenbetons (Bruchlast) im allgemeinen und der *Wirksamkeit der Armierungen* im besonderen ist diese Tatsache von grundlegender Bedeutung, und es zeigt sich, dass viele Ergebnisse von Eisenbetonversuchen des In- und Auslandes, namentlich von denjenigen, die anfangs des Jahrhunderts die Grundlagen für die bisherigen Bewehrungsmethoden lieferten, im Lichte der Risstheorie eine ganz andere Bedeutung gewinnen!

Es geht z. B. nicht an, die Wirkung von abgebogenen Eisen und von Bügeln zu untersuchen, indem man einerseits zwei gerade Eisen $\varnothing 40$ mit Endhaken und eine Bügelarmierung, andererseits zwei gerade Eisen $\varnothing 28$ und zwei abgebogene Eisen $\varnothing 28$, alle vier mit Endhaken, und eine Bügelarmierung miteinander vergleicht. In beiden Fällen ist der Eisenquerschnitt der Zugarmierung praktisch der gleiche, aber die Haftverhältnisse sind bei vier $\varnothing 28$ a priori besser als bei zwei $\varnothing 40$, so dass aus den Versuchsergebnissen *nicht* geschlossen werden kann, dass die abgebogenen Eisen eine bessere Wirkung haben als Bügel⁸⁾!

Ein eklatanter Beweis für diese Auffassung wird uns von Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Heft 10, geliefert. Dort werden u. a. Bügelarmierungen verschiedener Durchmesser und Abstände, bei gleichbleibender Zugarmierung (zwei gerade Eisen $\varnothing 40$ mm mit Endhaken) verglichen und folgende Ergebnisse erzielt:

Balken Nr.	Bügel		Bruchlast t	Bruchursache
	$\varnothing$ mm	e cm		
8	10	20	36,3	Schrägrisse infolge Querkraft
12	7	15	36,0	Zerspalten der Balkenköpfe
17	5	10	36,3	$\sigma_e \sim 2300 \text{ kg/cm}^2$ (Zugarmierung)

Risse sind vor dem Bruch aufgetreten!

Für $\varnothing 10 \text{ mm}$ $e < 20 \text{ cm}$

Für $\varnothing 5 \text{ mm}$ $e > 10 \text{ cm}$

Bruchlast $> 36 \text{ t}$

Bruchlast $< 36 \text{ t}$

Die Bruchlasten sind gleich bei allen drei Bügelarmierungen und entsprechen dem gleichen maximalen Haftwiderstand τl der Bügel im Beton (τ = Haftspannung, l = Rissabstand; Ueberwindung des Gleitwiderstandes führt zum Bruch). Die rechnerischen Zugspannungen der Bügel $\varnothing 5 \text{ mm}$ sind doppelt so gross wie diejenigen der Bügel $\varnothing 10 \text{ mm}$. Bei gleicher Haftlänge können die kleinen Durchmesser bis zur Ueberwindung des maximalen Gleitwiderstandes viel höher beansprucht werden als grosse Durchmesser. Diese «geometrische» Eigenschaft (Verbundcharakteristik Fe/U) ist in wirtschaftlicher Hinsicht besonders interessant. Auf Grund der Risstheorie lässt sich heute aus den Ergebnissen der ganzen Versuchsreihe ausrechnen, dass die Haftfestigkeit der Bügel $\varnothing 5 \text{ mm}$ im Mittel um 18 % höher war als diejenige der Bügel $\varnothing 10 \text{ mm}$. Diese Eigenschaften erklären, dass mit aufgelösten Armierungen wesentlich höhere Bruchlasten als mit «normalen» erreicht werden können. In der Tat werden in den Fällen, wo die Erschöpfung der Tragfähigkeit infolge Biegung erfolgt, je nach dem Armierungsgehalt, Zugspannungen der Stahleinlagen weit über der Streckgrenze und bei kleinsten Durchmessern (mit Walzhaut), die ohnehin eine höhere Streckgrenze besitzen, sogar über der Zugfestigkeit beobachtet. Abgesehen von Reibungswiderständen an den Auflagern ist dies nur infolge des Spannungszustandes der Stahleinlagen im Rissbereich möglich, der ähnlich demjenigen eines sich auf einer kurzen Strecke verjüngenden Stabes ist (Erhöhung der Streckgrenze und Zugfestigkeit um so grösser, je stärker und kürzer die Verjüngung ist⁹⁾).

Diese Feststellungen gelten auch für Schubarmierungen. Sie zeigen, dass die übliche Dimensionierung der Bügel und Schubarmierungen nicht den tatsächlichen Verhältnissen entspricht oder dass bei Verwendung kleinerer Durchmesser die übliche Dimensionierung einen besseren Verbund und somit eine grössere Gesamtsicherheit ergibt als bei der Anordnung von dickeren Stahleinlagen¹⁰⁾. Ferner sieht man, dass ein Schubbruch nur nach Ueberwindung der Haftfestigkeit der Stahleinlagen erfolgen kann, d. h. *das Gleiten der Stahleinlagen ist immer die primäre Ursache*¹¹⁾. Dies erklärt, dass

⁸⁾ EMPA-Versuche haben tatsächlich gezeigt, dass Armierungen bestehend aus geraden Zugeinlagen und unabhängiger Schubsicherung (Bügel) einen besseren Verbund und höhere Bruchtragkräfte ergeben als «normale» Armierungen, sofern der Durchmesser der Zugeinlagen der gleiche ist.

⁹⁾ Siehe Dr. Ing. F. Rinagl: «Ueber die Fließgrenzen und Biegekennlinien». IVHB. Zweiter Kongress, Berlin-München 1936, Vorbericht S. 1618.

¹⁰⁾ Die Formel (11'') bzw. $d' = K\tau/\sigma_e^2$ liefert den Schlüssel für die technisch und wirtschaftlich einwandfreie Dimensionierung der Bügel die nach der normalen Berechnungsart mit einer vom Durchmesser abhängigen fiktiven Zugspannung σ_e zu erfolgen hat.

¹¹⁾ Der Fall des spröden Bruches, wo das Gleiten im Augenblick der Rissbildung erfolgt, ist nur ein Grenzfall.

im Fall von sehr schlanken und stark armierten Trägern (μ gross) mit in der Schubzone aufgelösten Armierungen bei Erschöpfung der Tragfähigkeit sehr hohe rechnerische Werte der Schubspannungen erreicht werden können, sofern der Beton hochwertiger Qualität ist. Bei Beton minderwertiger Qualität setzt das Gleiten bei niedrigeren Haftspannungen ein, so dass der Beton einen direkten Einfluss auf den *maximalen Haftwiderstand* ausübt.

Für vertikale Bügel wird die grösste Wirksamkeit mit *rauen Drähten* oder *Stahlbändern* bzw. *Bandeisen* erzielt. Ein Bandesein $20 \times 2,5$ mm hat eine rund doppelt so grosse Verbundwirkung wie ein querschnittsgleiches Rundesein $\varnothing 8$ mm, wobei 5,5 mm an Ueberdeckung gespart wird! Diese Feststellung gewinnt besonderen Reiz, wenn man sich erinnert, dass *Hennebique* für die Bügel seiner Plattenbalken Fassreifenmaterial verwendete!

XI. Schlussfolgerungen

Die vorgeschlagene Risstheorie erlaubt, mit einer einzigen, sehr einfachen Formel die Gefahr von breiteren Rissen im Eisenbeton für Biegungs-, Zug- und Schubbeanspruchung zu beurteilen und ihr allenfalls zu begegnen. Dadurch eröffnen sich auch neue Perspektiven für die Ausnützung von höherwertigen Stählen — wenigstens im Hochbau.

Die Risstheorie beruht auf der Tatsache, dass die Zugfestigkeit des Betons eine von den Stahleinlagen absolut unabhängige Materialeigenschaft ist, ferner auf der hervorragenden und eigentümlicherweise bisher nicht immer in ihrer ganzen Tragweite erkannten Rolle der Haftspannungen im Eisenbeton. Sie bringt neue, wertvolle Erkenntnisse über das Wesen und besonders über die Verbundeigenschaften des Eisenbetons.

Bei sonst gleichen Verhältnissen hängt die Wirksamkeit der Armierungen vor allem davon ab, ob sie gut verteilt, ob sie dick oder dünn sind, wobei die schrägen Hauptzugspannungen und Biegezugrandspannungen des Betons die gleiche Bedeutung haben. Da Bügel dünner sind als abgebogene Eisen, sind gerade, durchgehende, mehr oder weniger stark mit zweckmässig abgestuften Durchmessern der Höhe nach aufgelöste Zugarmierungen mit schrägen bis vertikalen Bügeln, deren Durchmesser bei gleichem Abstand gegen die Mitte des Trägers abnimmt, unserer Ansicht nach die Armierungen der Zukunft. Diese Armierungen verbessern nicht nur den Verbund zwischen Stahl und Beton durch die günstigeren Haftverhältnisse ganz wesentlich, sie beseitigen ausserdem den Leibungsdruck der abgebogenen Eisen, vermindern die Beanspruchung der Haken oder ermöglichen deren Weglassung, erhöhen die Ermüdungsfestigkeit der ganzen Armierung, die an den Abbiegungen, besonders bei grossen Durchmessern, geschwächt sind, vermindern die Biegearbeit auf dem Bauplatz (nur noch Haken und Bügel!), vereinfachen die Bureauarbeiten (Planbearbeitung und Eisenlisten!), und endlich vermindern sie bei richtiger Dimensionierung den Eisenverbrauch (Zusammenwirken von Längseisen und Bügeln).

Die Anwendung der Ergebnisse der vorgeschlagenen Risstheorie führt also nicht nur zu schlanken Bauelementen, wodurch ebenfalls an Beton gespart werden kann, sondern auch zu einer Aenderung der Grundkonzeption der Anordnung der Bewehrungen im Eisenbeton, die wesentliche materialtechnische und wirtschaftliche Vorteile mit sich bringt.

Diese Konzeption bedeutet grundsätzlich nichts anderes als die Rückkehr zu den in den Anfängen des Eisenbetons von *Joseph Monier* rein gefühlsmässig vorgeschlagenen Armierungen!

MITTEILUNGEN

Neuer Speisepunkt für das Bahnnetz der SBB. Im Kraftwerk Gösgen der Aare-Tessin A.-G. für Elektrizität ist neben den dort bestehenden 7 Drehstrom-Einheiten von je 7050 kVA eine achte Maschinengruppe für die Abgabe von Bahnenergie an das Netz der SBB aufgestellt worden, die am 1. Oktober 1950 in Betrieb kam. Sie besteht aus einer vertikalachsigen Kaplan turbine mit sechs drehbaren Laufschauflern von Escher Wyss, Zürich (Gefälle 16 m, Drehzahl 166,6 U/min, Nennleistung 8500 kW), sowie aus einem direkt gekuppelten Einphasengenerator von Brown, Boveri, Baden (Nennspannung 10 500 V, Periodenzahl $16\frac{2}{3}$ Hz, Dauerleistung 12 000 kVA). Die Energie wird in einem im Schalthaus aufgestellten, wassergekühlten Transformator von Brown, Boveri (Leistung

12 000 kVA) auf 66 kV gebracht und erreicht in einer 1,1 km langen Freileitung die Uebertragungsleitung Rapperswil-Olten. Weitere Einzelheiten finden sich im «Bulletin des SEV», 1951, Nr. 9, vom 5. Mai.

Die Wasseraufbereitungsanlage der A.-G. A. & R. Moos, Weisslingen. Der Vorschlag der Kombination eines Wasserstoff-Austauschers mit einem Neutral-Austauscher, nach dem die in SBZ 1950, Nr. 46, S. 633* beschriebene Anlage gebaut worden ist, stammt von der Eidgenössischen Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz an der ETH (EAWAG). Der Verfasser bedauert, diesen Hinweis im genannten Aufsatz unterlassen zu haben und möchte ihn hier ausdrücklich nachholen.

Persönliches. Prof. Dr. P. Schlaepfer, a. Direktor der EMPA, feiert am 19. Juni seinen 70. Geburtstag, zu dem wir ihm herzlich gratulieren! — Anstelle des zurückgetretenen Dir. Ing. E. Payot ist Ing. W. A. Miescher als schweizerischer Delegierter in der Baukommission für die Rheinregulierung Strassburg/Kehl-Istein bezeichnet worden.

Die «Constructa» Bauausstellung in Hannover wird vom 3. Juli bis 12. August durchgeführt. Sie betrifft alle Gebiete des Bauwesens und dient sehr zahlreichen Organisationen, wie dem VDI und dem BDA, als Anlass zur Abhaltung von Fachtagungen.

WETTBEWERBE

Protestantische Kirche in Chur (SBZ 1951, Nr. 3, S. 38).

34 eingereichte Entwürfe. Ergebnis:

1. Preis (2500 Fr. und Empfehlung zur Weiterbearbeitung) Peter Fluor, Horgen
2. Preis (2300 Fr.) Max Schucan, Zürich
3. Preis (2100 Fr.) Barth. Jäger, Thalwil
4. Preis (1700 Fr.) A. Wilhelm, Chur/Grenchen
1. Ankauf (900 Fr.) Alfr. Theus, Chur
2. Ankauf (700 Fr.) C. A. v. Planta, Thusis

Die Ausstellung in der Aula des Quaderschulhauses dauert vom 16. bis 24. Juni, werktags von 14 bis 17 und 20 bis 21.30 h, sonntags von 10 bis 12 und 14 bis 17 Uhr.

Schulhaus, Kindergarten und evangelisch reformierte Kirche am Wasenring in Basel (SBZ 1950, Nr. 46, S. 647).

43 eingereichte Entwürfe. Ergebnis:

1. Preis (4500 Fr. und Empfehlung zur Weiterbearbeitung) Bruno & Fritz Haller, Solothurn
2. Preis (3300 Fr.) Hans Peter Baur, Basel
3. Preis (3000 Fr.) Jakob und Max Flum, Stockholm, Ernst Arber, Zürich/Riehen
4. Preis (2700 Fr.) Beda Küng und Hans Fierz, Muttenz
5. Preis (2500 Fr.) P. und P. Vischer, Basel
6. Preis (2000 Fr.) Karl A. Burckhardt, Martin H. Burckhardt, Basel

Ankauf (1000 Fr.) Otto Senn, Basel

Ankauf (1000 Fr.) Rolfgeorg Otto, Liestal

Ankauf (1000 Fr.) Jakob Ungricht, Zürich

Die Planausstellung in Halle IIb der Schweizer Mustermesse wird Samstag, den 16. Juni 1951 eröffnet und dauert zwei Wochen.

Turnhallen mit Sportanlagen auf dem Lindengut in Bern.

In diesem engern Projekt-Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für zwei Turnhallen, Rasenspielfeld, Aschenbahn und Hartturnplatz fällt das Preisgericht, in dem Stadtbaumeister F. Hiller, Bern, Architekt Dr. H. Fietz, Zürich, Architekt Karl Müller, Bern und Architekt E. Hostettler, Bern, als Fachleute mitwirkten, folgenden Entscheid:

1. Preis (1600 Fr.) Fr. Neuenschwander, Bern
2. Preis (700 Fr.) Ernst Balmer, Bern
3. Preis (600 Fr.) Max Böhm, Bern
4. Preis (300 Fr.) Giuseppe Frigerio, Bern

Ausserdem erhalten sämtliche Teilnehmer eine feste Entschädigung von 600 Franken. Die Entwürfe sind zur öffentlichen Besichtigung ausgestellt in der Schulwarte, Helvetiaplatz 2, II. Stock, vom 8. bis 16. Juni 1951, je von 9—12 und 14—17 h, auch Samstag nachmittags. Am Sonntag bleibt die Ausstellung geschlossen.

Schulhaus in Renens (SBZ 1951, Nr. 12, S. 163). Die sechs preisgekrönten Entwürfe sind abgebildet im «Bulletin Technique» 1951, Nr. 11.