

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

Band: 2 (1936)

Artikel: Die Erhöhung der Riss sicherheit bei Eisenbetonbauten

Autor: Nakonz, W.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-2785>

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: 22.02.2026

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

II b 2

Die Erhöhung der Rißsicherheit bei Eisenbetonbauten.

L'amélioration de la sécurité à la fissuration dans les ouvrages en béton armé.

Reducing the Risk of Cracks in Reinforced Concrete Structures.

Regierungs- und Baurat a. D. Dr. Ing. W. Nakonz,
Vorstandsmitglied der Beton- und Monierbau A.-G., Berlin.

Es ist jedem Fachmann bekannt, daß es schwierig ist, Eisenbetonbauten auch bei ausreichender Bewehrung und bei einwandfreier Ausführung vollkommen rissefrei herzustellen, und daß die meisten Eisenbetonbalken feine Haarrisse aufweisen. Ihre Ursache ist die Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons durch die Biegungsspannungen infolge Eigengewicht, äußerer Last, Temperatur oder durch die Schwindspannungen oder meistens durch das Zusammentreffen beider Spannungen.

Die feinen Haarrisse haben mit der Tragfähigkeit des Bauwerkes nichts zu tun; denn bei der statischen Berechnung wird die Zugfestigkeit des Betons außer Ansatz gelassen; sämtliche Spannungen auf der Zugseite werden den dort eingebetteten Eisen überwiesen. Die Haarrisse können aber der umgebenden Luft die Möglichkeit geben, im Laufe der Zeit zu den Eisen vorzudringen und diese zum Rosten zu bringen, wenn sie feucht oder säurehaltig ist. Dahingehende Erörterungen haben vor etwa 25 Jahren in lebhafter Weise unsere Fachwelt bewegt. Die Erfahrungen seitdem haben aber bewiesen, daß eine solche Gefahr bei sorgfältig ausgeführten Eisenbetonbauten nicht besteht und daß ein Rosten und eine allmähliche Zerstörung der Eiseneinlage nicht zu befürchten sind.

Die Frage der Rißsicherheit des Betons ist erst in den letzten Jahren durch die Verwendung hochwertiger Stähle und durch die Ausführung von Bauwerken mit immer größerer Spannweite wieder zur Erörterung gestellt worden. Das bisher vorwiegend angewendete Handelseisen darf nach den deutschen Eisenbetonbestimmungen im allgemeinen mit 1200 kg/cm^2 beansprucht werden. Bei St. 52 kann neuerdings die zulässige Spannung auf $1500\text{--}1800 \text{ kg/cm}^2$ erhöht werden. Mit der Ausnutzung der höheren Spannungen ist im allgemeinen auch eine höhere Zugbeanspruchung des Betons verbunden; die Rißsicherheit wird eine geringere.

Die Spannweiten von Balkenbrücken sind im letzten Jahrzehnt immer größer geworden. Die im Jahre 1930 fertiggestellte Brücke über die Donau bei Großmehring hat eine Spannweite der Mittelöffnung von 61,50 m; die im Jahre 1934 dem Verkehr übergebene Brücke der SA in Bernburg überbrückt die Saale mit

einer Öffnung von 61,78 m Spannweite. Beides sind Balkenbrücken, allerdings mit eingehängtem Träger in der Mittelöffnung bzw. in der Stromöffnung.

Im Hallenbau haben wir Zweigelenk-Rahmen mit rd. 53,0 m Spannweite ausgeführt. Zum Schluß unserer Ausführungen werden wir einen statisch bestimmten Hallenbinder auf zwei Stützen bringen von 50,0 m Lichtweite zwischen den Stützen und 50,80 m Spannweite zwischen den Auflagern.

Es ist anzunehmen, daß die Entwicklung weiter gehen wird und daß in Zukunft noch größere Weiten durch auf Biegung beanspruchte Eisenbetonkonstruktionen überbrückt werden. Bei großen Spannweiten ist die Herabsetzung des Eigengewichtes von ausschlaggebender Bedeutung. Die Eisenbetonquerschnitte müssen so leicht wie möglich ausgebildet werden. Der auf Zug beanspruchte Betonquerschnitt wird ein geringerer, die Zugbeanspruchung des Betons dementsprechend eine größere und seine Rißsicherheit eine kleinere.

Die reine Zugfestigkeit des Betons in der Art, wie er für Eisenbetonbauten verwendet wird, liegt je nach der Güte der Ausführung etwa zwischen 12—25 kg/cm². Die Biegungszugfestigkeit, die im allgemeinen einen besseren Maßstab abgibt, kann mit 25—50 kg/cm² angenommen werden, wobei indes zu beachten ist, daß eine Biegungszugfestigkeit von 50 kg/cm² nur bei bester Ausführung unter Verwendung bester Zuschlagstoffe und verhältnismäßig trockener Verarbeitung zu erzielen ist.

Die Dehnungsfähigkeit gezogenen Betons liegt etwa zwischen 0,1—0,2 mm/m, d. h. bei dieser Dehnung fängt der Beton an zu reißen. Bei ausgesuchten Betonen wird man das Maß auf 0,3 mm/m hochbringen können. Nicht berücksichtigt hierbei ist die plastische Verformung, deren Ausmaße bei gezogenem Beton bisher verhältnismäßig wenig erforscht sind; sie kann vielleicht die Dehnungsfähigkeit insgesamt auf das Zwei- bis Dreifache steigern.

Das Schwindmaß eines für Eisenbetonbauten brauchbaren Betons wird im allgemeinen mit etwa 0,4 mm/m angegeben. Ein großer Teil dieses Wertes wird bereits nach wenigen Monaten erreicht. Der Beton schwindet aber trotzdem noch langsam weiter, bis er nach etwa fünf Jahren sein Endmaß erreicht hat. Die Geschwindigkeit des Schwindvorganges wird in hohem Grade durch die mehr oder minder große Trockenheit der umgebenden Luft beeinflußt. In heißen trockenen Räumen schwindet der Beton bekanntlich sehr schnell; Beton unter Wasser schwindet überhaupt nicht, sondern quillt auf.

Das obengenannte Schwindmaß von 0,4 mm/m kann aber nur als Laboratoriumswert angesehen werden. Massigere Konstruktionen und überhaupt Bauten im Freien schwinden weniger, da die natürliche Feuchtigkeit der umgebenden Luft das Schwindmaß zurückhält. Rechnet man mit einem Schwindmaß von 0,15—0,2 mm/m, so wird hierdurch ein beträchtlicher Teil der überhaupt möglichen Dehnungsfähigkeit des Betons bereits in Anspruch genommen, auch, wenn zugegeben ist, daß die eintretende plastische Verformung entlastend wirkt. Es ist jedenfalls festgestellt, daß Eisenbetonkonstruktionen, die in geschlossenen Gebäuden stark austrocknen, allein schon durch das Schwinden feine Haarrisse bekommen können.

Bei weitgespannten Eisenbetonbalken ist die Zugbeanspruchung des Betons durch das Schwinden im allgemeinen geringer als die Biegsbeanspruchung durch die äußeren Kräfte, insbesondere Eigengewicht und Verkehrslast sowie

gegebenenfalls Temperatur. Es müssen Dehnungen von 0,2—0,4 mm/m in den Kauf genommen werden, um die Konstruktion wirtschaftlich zu ermöglichen. Hier wird die Dehnungsfähigkeit des Betons bereits in den meisten Fällen überschritten, und die Folge ist, daß die feinen Risse auf der Zugseite stärker, und auch für das ungeübte Auge, bereits sichtbar werden.

Der Wunsch, die Risse möglichst zu vermeiden, auch wenn es sich in den meisten Fällen nur um Schönheitsfehler handelt, ist begreiflich. Das Durchschlagendste würde es sein, wenn es der Zementindustrie gelänge, uns einen Zement zu bescheren, der dem Beton eine höhere Zugfestigkeit verleiht, oder aber, der für den gezogenen Beton das Elastizitätsmaß E heruntersetzt bzw. die Dehnungsfähigkeit erhöht.

Wir sind uns vollkommen klar, daß der Vergleich mit den natürlichen Gesteinen, die durchweg eine sehr viel größere Druckfestigkeit als Zugfestigkeit haben, keine hohen Erwartungen rechtfertigt. Auch die Tatsache, daß auf dem Gebiete der Zugfestigkeit des Betons in den letzten Jahrzehnten fast gar keine Fortschritte zu verzeichnen sind, warnt vor übertriebenen Hoffnungen. Wenn es aber nur gelingen würde, die Biegungszugfestigkeit eines guten Betons, die heute vielleicht 40 kg/cm^2 beträgt, um 50 % auf 60 kg/cm^2 zu steigern, dann würde das bereits einen sehr großen Fortschritt bedeuten und viele Konstruktionen ermöglichen, vor denen wir uns heute wegen der auftretenden Risse noch scheuen. Bei der an und für sich geringen Zugfestigkeit des Betons dürfte eine 50prozentige Steigerung in absehbarer Zeit vielleicht im Bereich der Möglichkeit liegen.

Eine weitere Maßnahme allgemeiner Art wäre es, durch Anwendung von Vorspannungen die endgültige Spannungsverteilung so zu regeln, daß die Zugbeanspruchung des Betons auf ein erträgliches Maß herabgesetzt wird. Die Vorspannung kann von der Seite des Zementes und auch von der Seite des Eisens her erfolgen. Im ersten Falle müßte ein Zement angewendet werden, der zunächst quillt, statt wie die bisherigen Zemente von vornherein schwindet. Ob es der Zementindustrie gelingen wird, im Laufe der Zeit einen solchen Zement zu erzeugen, steht noch offen. Ein Aufsatz von *Henry Lossier*, „Les Fissures Du Béton Armé“¹ stellt in Aussicht, daß die französische Industrie demnächst einen derartigen Zement herausbringen wird.

Die Versuche, von der Eisenseite her den Beton unter Vorspannung zu setzen, sind annähernd so alt wie der Eisenbeton selbst. Bereits *Koenen* hat im Zentralblatt der Bauverwaltung im Jahre 1907 in dem Aufsatz „Verfahren zur Erzeugung einer Anfangsdruckspannung in Zuggurtbeton von Eisenbetonbalken“ einen dahingehenden Vorschlag gemacht.

Wenn keine Risse im Beton entstehen sollen, seine Zugfestigkeit also nicht überschritten werden soll, dann muß von vornherein bei der Berechnung und Bemessung der Konstruktion darauf geachtet werden, daß die Biegungszugbeanspruchung σ_{bz} sich in vernünftigen Grenzen hält. Es wird mit Recht davon Abstand genommen, bei den üblichen Eisenbetonkonstruktionen einen Nachweis der Biegungszugspannung zu verlangen, zumal sie allein noch keinen richtigen Maßstab bildet und zu ihr noch die Schwindspannung tritt, die weitgehend von

¹ „Le Genie Civil“ 1936, S. 182 ff.

der Verteilung und dem Querschnitt der Eisen abhängt. Die Eisenbetonbestimmungen sind so abgestimmt, daß bei ihrer sinngemäßen und richtigen Befolgung etwa auftretende Haarrisse gänzlich unbedenklich sind. Die DIN 1075 „Berechnungsgrundlagen für massive Brücken“ verlangen einen Nachweis der Biegungszugspannung bei Eisenbetonbalkenbrücken, die mehr als 20 m Stützweite haben, und knüpfen daran die Vorschrift, daß das σ_{bz} nicht größer als $1/5$ der nachgewiesenen Betondruckfestigkeit sein darf; andernfalls sind besondere Maßnahmen gegen schädliche Risse zu treffen. Diese Vorschrift ist wesentlich und verdient es, daß sie in gleicher oder ähnlicher Weise auch bei weitgespannten Hallenbindern oder sonstigen Konstruktionen des Eisenbetonhochbaues befolgt wird.

In einem Aufsatz über „die Donaubrücke Großmehring“² habe ich für eine Reihe weitgespannter Eisenbetonbalkenbrücken die größten Biegungszugspan-

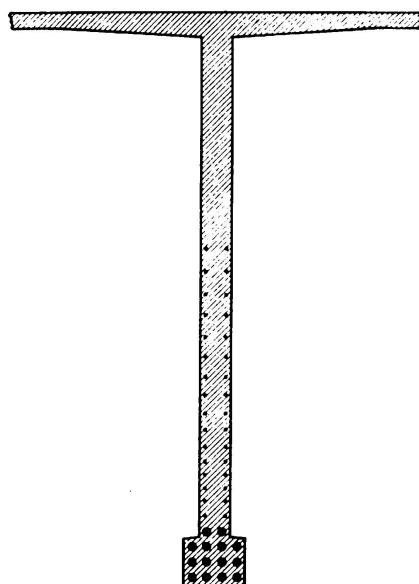


Fig. 1.

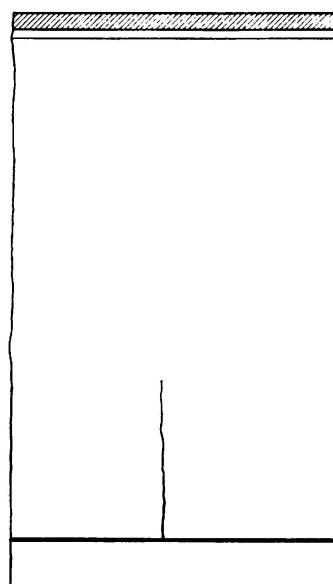


Fig. 2.

nungen nachgewiesen; sie lagen zwischen 37—47 kg/cm². Bei der bereits eingangs erwähnten Brücke über die Saale bei Bernburg ist ein größtes σ_{bz} von 55 kg/cm² vorhanden. Eine weitere Steigerung dürfte, wenn nicht ganz besondere Maßnahmen Platz greifen, bei dem augenblicklichen Stande der Betontechnik kaum zulässig sein.

Bei weitgespannten Eisenbetonkonstruktionen werden die Träger bereits recht hoch, z. B. bei der bereits mehrfach erwähnten Brücke über die Donau bei Großmehring 2,75 m in Feldmitte und 5,40 m über den Auflagern. Bei derartigen Querschnitten ist außer der errechneten Zugbewehrung, die in der Randzone einzulegen ist, längs der Außenflächen über die gesamte Zugzone des Balkens eine ausreichende Längsbewehrung vorzusehen, um auch zwischen der eigentlichen Zugbewehrung und der neutralen Achse die Bildung von Rissen zu verhüten, zum Mindesten aber für ihre feinere Verteilung zu sorgen. Bei einem Querschnitt gemäß Fig. 1, in dem für die Unterbringung der erforderlichen

² „Zentralblatt der Bauverwaltung“, Jahrg. 1931, S. 123 ff.

Zugeisen durch T-förmige Verstärkung des unteren Randes Platz geschaffen worden ist, ist beobachtet worden, daß der Beton in dem unteren verstärkten Querschnitt nicht reißt, daß aber in dem dünnen Steg oberhalb sich Risse bilden, deren Bildung die Längsbewehrung nach Fig. 2 entgegenwirken soll. Infolge der weitgehenden Durchsetzung des Betons in der unteren Randzone mit zahlreichen Eisen wird dort die Dehnungsfähigkeit des Betons erhöht; hinzu tritt eine gewisse plastische Verformung, wodurch sich dort das Fehlen von Rissen erklärt.

Zwei Fehler, die häufig gemacht werden, seien noch erwähnt, der eine betrifft die Anhäufung von Haken in demselben Querschnitt und der andere Querschnittsänderungen infolge von Durchbrechungen oder Absätzen.

Haken sind nach Möglichkeit nicht in der Zugzone des Betons anzuordnen. In Querschnitten mit stark wechselnder Beanspruchung wie z. B. bei Rahmen ecken werden sie sich vielleicht nicht immer vermeiden lassen. Es sollen dann aber nicht an derselben Stelle mehrere Eisen gleichzeitig mit einem Haken

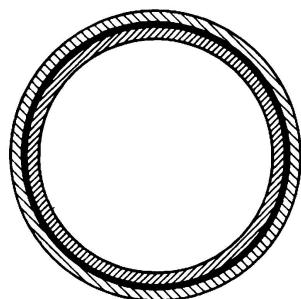


Fig. 3.

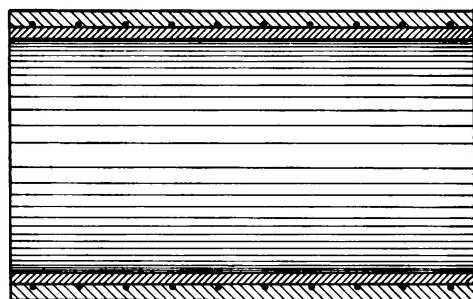


Fig. 4.

enden. Es entsteht durch die abgebogenen Haken eine beträchtliche Verringerung des Betonquerschnittes; die Folge kann die Bildung eines Risses an dieser Stelle sein.

Ebenso nachteilig sind Durchbrechungen oder plötzliche Querschnittsänderungen. Selbst kleine Durchbrechungen, die für die Anordnung von Leitungen und dergl. vorgesehen werden, sind nach Möglichkeit nicht in die Zugzone zu legen. Wenn es aber geschehen muß, so sind unter allen Umständen um sie herum zusätzliche Eisen zu verlegen, um die Entstehung von Rissen an dieser Stelle zu verhüten.

Die bereits oben erwähnte Vorspannung der Eisen ist bei Eisenbetonteilen, die fabrikmäßig hergestellt werden, häufig mit gutem Erfolge angewendet worden. Ein interessantes Beispiel sind die RUML-Rohre, bei denen die ringförmigen Eiseneinlagen vorgespannt werden, sodaß auch bei hohen inneren Wasserdrücken der Beton durch die auftretenden Tangentialspannungen keine Zugspannung erhält, sondern infolge der Vorspannung stets auf Druck beansprucht wird.³ Fig. 3 zeigt einen Querschnitt und Fig. 4 einen Längsschnitt durch ein derartiges Rohr. Der innere Teil bis zur Eiseneinlage wird zuerst zwischen Schalung betoniert, nach seiner Erhärtung wird die in einem Ölfeuer vorgewärmte Eisen-

³ Vgl. unter anderem „Eisenbetonrohre R.T.-System Ruml“ von Dr. F. Emberger, Beton und Eisen, Jahrg. 1931.

einlage in gerecktem Zustande über den Betonkern gewickelt. Der dritte Arbeitsvorgang umfaßt die Herstellung des äußeren Betonteiles. Es wird den Rohren nachgesagt, daß sie selbst bei Drücken von zehn Atmosphären vollkommen wasserdicht sind; sie sind in der Tschechoslowakei und einigen anderen Ländern viel verwendet worden.

Bei Eisenbetonbauten, die an Ort und Stelle ausgeführt werden, hat man reine Zugglieder, z. B. die Zuganker von Hallenbindern oder Bogenbrücken mit Erfolg vorgespannt. Auf Vorschlag von *Dischinger* sind die Zugbänder von Eisenbetonbogenbrücken mit aufgehobenem Horizontalschub durch hydraulische Pressen vorgespannt worden. *Pujade-Renaud* beschreibt in einem Aufsatz „Les hangars triples à hydravions de la base maritime de Karouba (Tunisie)“⁴ französische Flugzeughallen, bei denen die Tragkonstruktion aus eingespannten Bogenbindern besteht; ihr Horizontalschub wird, soweit er nicht dem Untergrund zugemutet werden kann, durch Rundeisen aufgenommen, die von Widerlager zu Widerlager reichen und in dem Fußboden eingebettet sind. Die Vorspannung ist hier dadurch erreicht worden, daß die Rundeisen in der Mitte auseinander gespreizt worden sind.

Auch bei großen Hallenbauten in Deutschland mit bogenförmigen Tragkonstruktionen sind derartige Vorspannungen der Zugbänder mit gutem Erfolge angewendet worden; meistens sind hierzu hydraulische Pressen benutzt worden, die es gestatten, genau die vorbestimmten Kräfte in das Zugband einzuführen.

Die Fig. 5 und 6 zeigen eine weitgespannte Halle ohne Zwischenstützen, die durch eingespannte Bögen von 100 m Spannweite zwischen den Kämpfern und mit aufgehobenem Horizontalschub gebildet wird. Die Bogenbinder haben 5,0 m gegenseitigen Abstand. Sie stützen sich auf beiden Seiten auf durchlaufende Widerlagerstreifen, in die die aus 40 mm starken Rundeisen bestehenden Zuganker eingreifen; diese sind in der üblichen Weise mit Haken einbetoniert. Die Zugeisen waren zunächst in der Mitte der Halle unterbrochen, um dort die hydraulischen Pressen für die Erzeugung der Vorspannung einsetzen zu können. Diese Lösung hatte den Vorteil, daß die Zugeisenhälfte von rd. 53 m Länge in fertigen Längen von dem Walzwerk bezogen werden konnten, also nicht auf der Baustelle geschweißt zu werden brauchten. Die Einzelheiten des Schlusses der Zugeisen und die Art ihrer Vorspannung sind der Fig. 7 zu entnehmen. Die Zugeisen, die aus dem linken Widerlager kommen, sind mit ihrem rechten Ende in einem rechts der Mitte gelegenen Ankerbalken und die Zugeisen, die das rechte Widerlager fassen, sind mit ihrem linken Ende in einem links der Mitte gelegenen zweiten Ankerbalken einbetoniert. Die beiderseitigen Zugeisen überschneiden sich also in der Mitte um rd. 3,00 m. Die Zugeisen von links werden in übergestreiften Gasrohren durch den Ankerbalken links und die Zugeisen von rechts ebenso durch den Ankerbalken rechts geführt. Zwischen den beiden Ankerbalken wurden für die Ausrüstung hydraulische Pressen von je 50 t Tragkraft eingesetzt. Mit ihnen konnten die beiden Ankerbalken auseinandergedrückt werden und den Zugeisen die erforderliche Vorspannung gegeben werden. Das Aufpumpen der hydraulischen Pressen erfolgte gleichzeitig mit dem Ablassen des Lehrgerüstes, das auf Schraubenspindeln stand. Die Lage der Widerlager

⁴ „La technique des travaux“ 1934, S. 85 ff.

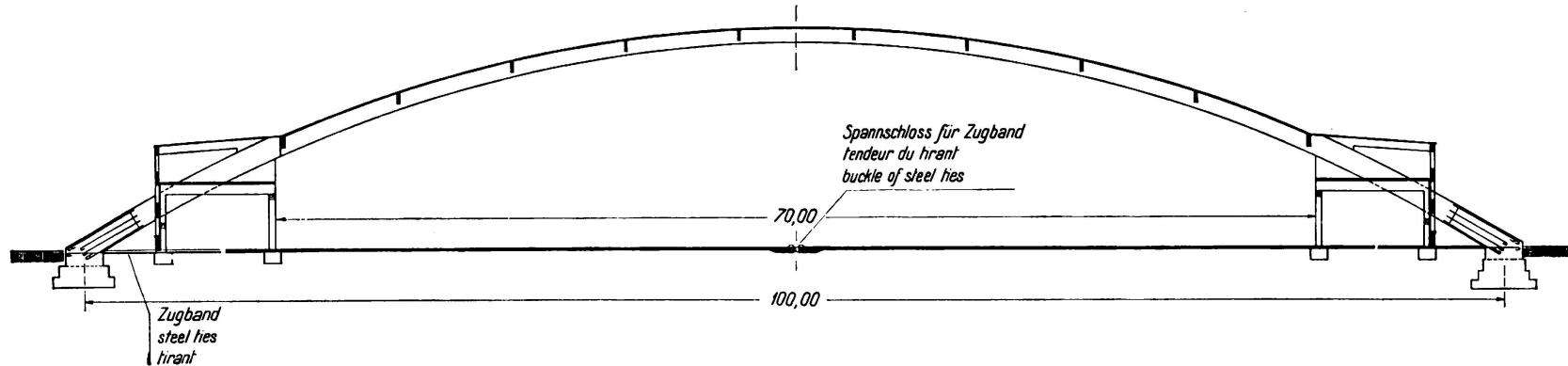


Fig. 5.

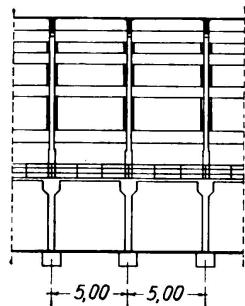


Fig. 6.

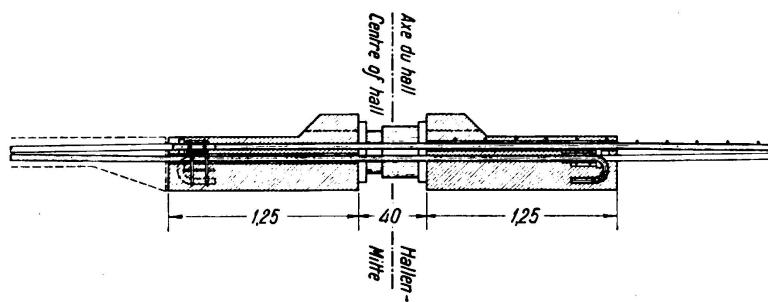


Fig. 7.

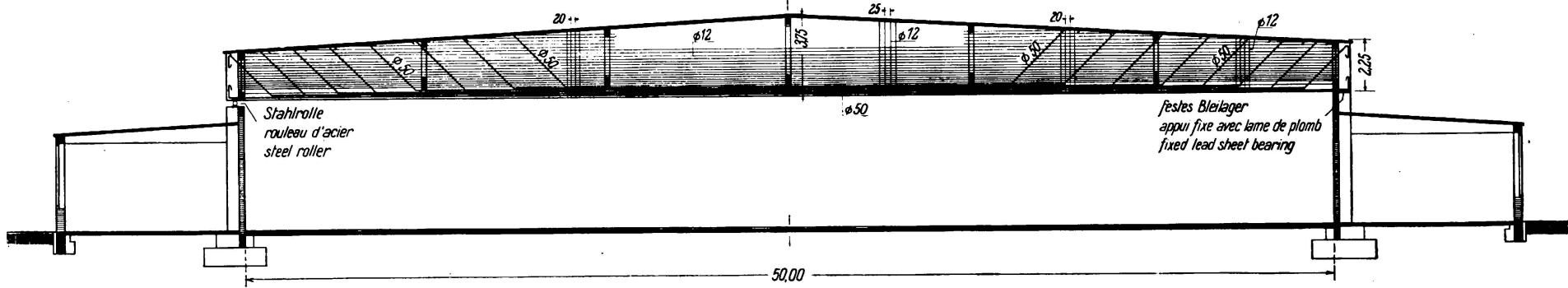


Fig. 8.

wurde während des Ausrüstungsvorganges durch Zeiß'sche Meßuhren, die mit $\frac{1}{100}$ mm Genauigkeit maßen, beobachtet. Es wurde zunächst den Zugeisen eine gewisse Vorspannung gegeben; dann begann das Ablassen des Lehrgerüstes. Sobald die Zeiß'schen Meßuhren an den Widerlagern anfingen sich zu bewegen, wurde die Vorspannung erhöht, dann wurde wieder das Lehrgerüst abgelassen; und so wurde im wechselseitigen Spiel zwischen der Erhöhung der Vorspannung und dem Ablassen des Lehrgerüstes schließlich die rechnerische Vorspannung in die Zugeisen gebracht und das Lehrgerüst vollkommen abgelassen. Die auftretenden Verschiebungen der Widerlager betrugen hierbei weniger als 1 mm; dieser Betrag war bei einer Spannweite von 100 m gänzlich unbedeutend, da die Reckung der Zugbänder 58 mm betrug.

Schwieriger wird die Vorspannung bei den Zugeisen eines auf Biegung beanspruchten Bauteiles, der an Ort und Stelle betoniert wird. Viele Vorschläge sind im Laufe der Jahre nach dieser Richtung gemacht worden. Freyssinet beschreibt in seinem neu erschienenen Buche „Une révolution dans les techniques du béton“ einen Eisenbetonbalken, bei dem sämtliche auf Zug beanspruchten Eisen, und zwar auch die für die Aufnahme der Schubkräfte bestimmten, vorgespannt werden.⁵ Das Verfahren ist gut durchdacht, aber in der Ausführung zeitraubend; seine Wirtschaftlichkeit scheint uns auch nicht erwiesen zu sein. Es hat sich bisher immer gezeigt, daß alle diese Vorschläge schwer mit den auf der Baustelle verfügbaren Mitteln zu verwirklichen sind. Ob sich hieran in Zukunft etwas ändern wird, bleibt abzuwarten.

Außer den oben geschilderten konstruktiven Maßnahmen sind auch die nötigen baulichen Vorkehrungen zu treffen, um die Zugfestigkeit des Betons zu erhöhen und ausreichende Gewähr gegen die Bildung unangenehmer Risse zu haben. In erster Linie stehen hier alle Maßnahmen, die geeignet sind, einen möglichst zugfesten Beton zu erzeugen, also Auswahl eines geeigneten Zementes, richtige Zuschlagstoffe, zweckmäßige Betonverarbeitung und Nachbehandlung des Betons.

Über die Zugfestigkeit bzw. Biegungszugfestigkeit des Betons liegen nicht derartig umfangreiche Versuche vor, wie über seine Druckfestigkeit. Wir müssen uns daher vorläufig im großen und ganzen mit der Auffassung begnügen, daß die Erhöhung der Zugfestigkeit ähnlichen Gesetzen gehorcht wie die der Druckfestigkeit, daß also der Beton um so zugfester wird, je druckfester er ist, ohne daß indessen die beiden Festigkeiten im gleichen Verhältnis zunehmen. Es ist nicht zu empfehlen, weitgespannte Eisenbetonkonstruktionen, die auf Biegung beansprucht werden, mit dem üblichen Beton und einer Durchschnittsdruckfestigkeit von vielleicht 150—180 kg/cm² herstellen zu wollen. Wenn eine Rißsicherheit vorhanden sein soll, muß der Beton eine Druckfestigkeit von 250—300 kg/cm², besser aber noch mehr, haben.

Um derartige Festigkeiten zu erreichen, müssen hochwertige und höherwertige Zemente genommen werden, die eine möglichst hohe Zugfestigkeit ergeben. Sie müssen daraufhin ausgewählt werden, daß sie möglichst wenig oder zum Mindesten am Anfang möglichst wenig schwinden. Jeder Fachmann weiß, daß

⁵ Vgl. auch Bd. 4 der „Abhandlungen“ der I.V.B.H. und Vorbericht des Berliner Kongresses.

das Schwindvermögen der Zemente ein sehr unterschiedliches ist. Es gibt Zemente, mit denen günstige Erfahrungen gemacht worden sind; es gibt andere Zementsorten, bei denen man festgestellt hat, daß sie sehr stark schwinden. Leider ist die Auswertung dieser Erfahrungen so lange nur gefühlsmäßig möglich, als nicht einwandfreie Prüfverfahren für Schwindmessungen entwickelt worden sind, und als nicht jede Zementfabrik gehalten ist, ihrem Abnehmer nicht nur Auskunft über die Mahlfeinheit und über die zu erwartende Druckfestigkeit, sondern auch über die Schwindeigenschaften zu geben.⁶

Im übrigen ist aber daran zu erinnern, daß nach den Ausführungen weiter oben die Biegungszugbeanspruchung des Betons die Zugbeanspruchung durch das Schwinden übertreffen kann, zumal letztere noch durch die plastische Verformung des Betons in günstiger Weise verringert wird. Es sollte daher der Zementzusatz reichlich gewählt werden, auch auf die Gefahr hin, daß hierdurch das Schwinden etwas erhöht wird; der Vorteil durch die größere Festigkeit des hochwertigen und höherwertigen Zementes ist größer als der Nachteil des stärkeren Schwindens infolge des reichlicheren Zementzusatzes und der feineren Mahlung der hochwertigen Zemente.

Das Elastizitätsmaß des Betons unterliegt starken Schwankungen und hängt im wesentlichen von der Art und Zusammensetzung der verwendeten Zuschlagstoffe und Bindemittel, von dem Wasserzusatz, von der Art der Verarbeitung und Behandlung, sowie von der Lagerung und der Höhe der Beanspruchung ab. Ausführliche Zahlenangaben hierüber hat *Hummel* veröffentlicht.⁷ Bei Biegezugdehnungsmessungen mit Beton aus verschiedenem Zuschlaggestein, einem Gehalt von 350 kg hochwertigem Zement je m³ und einer schwach plastischen Betonsteife hat er u. a. nachstehende Zahlen erhalten.

Zuschlagstoff	Bruchwerte			Druckfestigkeit σ_{bd} kg/cm ²
	σ_{bz} kg/cm ²	spez. Dehnung in $1 \cdot 10^{-4}$	E kg/cm ²	
Roter Quarzporphyr	48	2,94	163 000	479
Quarzit	49	2,89	169 000	483
Grauwackensplitt	50	2,66	188 000	485
Gebrochener Splitt	44	1,98	222 000	488
Basaltsplitt	48	1,93	249 000	555

Bei der gleichen Biegezugfestigkeit $\sigma_{bz} = 48 \text{ kg/cm}^2$ ist die mittlere spezifische Dehnung des Betons mit rotem Quarzporphyr beim Bruche $2,94 \cdot 10^{-4}$, die des Betons mit Basaltsplitt dagegen nur $1,93 \cdot 10^{-4}$. Es ist ersichtlich, daß ein Beton mit größerem ϵ und kleinerem E weniger leicht zu Rissen neigen wird, als ein Beton mit kleinerem ϵ und großem E, und es ist wichtig, sich die Ergebnisse dieser Untersuchungen gerade für die Auswahl der Zuschlagstoffe zu Nutze zu machen.

Auch die Verteilung und der Querschnitt der Eisen können von Bedeutung für eine etwaige Rissebildung sein. Die Eisen sollen möglichst weitgehend

⁶ Vgl. hierüber auch meinen Aufsatz „Entwicklungsrichtungen im Eisenbetonbau“. Bau-technik 1936, S. 141.

⁷ „Beeinflussung der Betonelastizität“ von Dr. Ing. A. *Hummel*, Zement 1935, S. 665 ff.

unterteilt sein. Allerdings ist diese Vorschrift bei weitgespannten Konstruktionen schwer zu befolgen, da gerade die Notwendigkeit, an Betonquerschnitt zu sparen, zur Verwendung weniger und starker Eisen zwingt. In Deutschland wird von je her fast ausschließlich Rundeisen verwendet. Vor einigen Jahren ist das Istegeisen auf den Markt gebracht worden; und es ist durchaus möglich, daß derartige Eisen oder Eisen mit knotenförmigen Verdickungen wenn auch nicht zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit, so doch zu einer feineren Verteilung der Risse führen.

Bei weitgespannten Bindern wird es manchmal nicht möglich sein, ohne Arbeitsfugen auszukommen, wenn ein zweckmäßiges Einbringen des Betons unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden Betoniereinrichtung, der Setzungen des Lehrgerüstes, usw. gewährleistet sein soll. Derartige Arbeitsfugen sollten nach Möglichkeit nur in der Druckzone des Betons, und zwar senkrecht zur Druckrichtung, angelegt werden. Läßt es sich nicht vermeiden, sie auch auf der Zugzone vorzusehen, so bedeuten sie eine Schwächung des gezogenen Betonquerschnittes, und es ist erforderlich, diese wieder dadurch auszugleichen, daß der Beton rechts und links von der Arbeitsfuge durch eine große Anzahl von Zulageeisen „vernäht“ wird.

Der Beton gewinnt in den ersten Wochen und Monaten ständig an Festigkeit; je später er also seine volle Beanspruchung erfährt, desto günstiger ist dieses und desto größer wird die Sicherheit gegen Bildung von Rissen sein. Hierzu ist es wichtig, den Beton sofort nach seiner Erhärtung durch Abdecken und Naßhalten vor einem frühzeitigen Austrocknen zu schützen. Ein Beton, der ständig naß ist und naß bleibt, schwindet nicht; er wird sogar eher im Gegenteil hierzu etwas quellen. Es können also hierdurch die zusätzlichen Schwindspannungen für die Zeit des Naßhaltens und noch längere Zeit hinterher vollkommen ausgeschaltet und die endgültigen Schwindspannungen wesentlich herabgesetzt werden. Ebenso ist es wichtig, das Ausrüsten möglichst lange hinauszuschieben, oder wenn dieses nicht möglich ist, zum mindesten Notstützen vorzusehen, die die volle Last des Bauwerkes aufzunehmen vermögen.

Zum Schlusse möge noch ein weitgespannter Hallenbinder beschrieben werden, der unter Beachtung obiger Gesichtspunkte hergestellt worden ist und in jeder Weise einwandfrei gelungen ist:

Der in den Figuren 8 und 9 dargestellte Binder überbrückt eine Lichtweite von 50,0 m als statisch bestimmter Balken auf zwei Stützen und hat eine

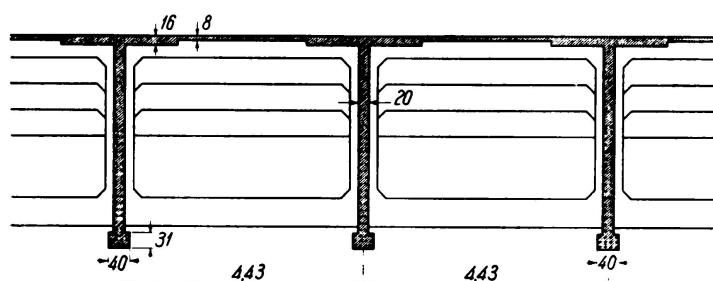


Fig. 9.

Spannweite von 50,80 m. Es ist unseres Wissens das erstmal, daß eine derartige Konstruktion bei so großen Spannweiten angewendet worden ist. Der gegenseitige Binderabstand beträgt 4,43 m; die verbindende Dachhaut aus Eisen-

beton ist 8 cm stark. Sie ist an den Bindern auf 16 cm verstärkt, um dort einen ausreichenden Druckgurt zu haben. Die Queraussteifung der Binder erfolgt durch rahmenartige Pfetten in 8,40 m gegenseitigem Abstande. Die Trägerhöhe beträgt in der Mitte 3,75 und verringert sich, um ein ausreichendes Dachgefälle zu erzielen, nach den Enden zu auf 2,25. Die Stegstärke beträgt nur 20 cm; zur Aufnahme der Zugeisen ist der untere Rand in einer Höhe von 31 cm auf 0,40 cm Breite verstärkt. Das feste Lager ist als Bleilager, das bewegliche Lager als Stahlrollenlager ausgebildet.

Die Bewehrung eines Binders ist in Fig. 8 dargestellt. Die Zugeisen werden mit 1200 kg/cm^2 äußerstenfalls beansprucht und haben 50 mm Stärke. Außer den 50 mm starken Haupttrageisen und den 12 mm starken senkrechten Bügeln ist noch an den beiden Wandflächen eine Längsbewehrung von 12 mm starken Rundeisen untergebracht, die die Bildung von Rissen in den Stegen verhüten sollen. Sie konnte fortfallen in der Druckzone des mittleren Balkenteiles; dagegen ist sie an den beiden Enden über die ganze Trägerhöhe vorgesehen worden, um dort zusammen mit den aufgebogenen Eisen und den senkrechten Bügeln die Schubkräfte zu übernehmen. Die saubere und zeichnungsgemäße Ausführung des Geflechtes erfordert bei derartig hohen Trägern mit engen Querschnitten besondere Sorgfalt.

Als Zement wurde höherwertiger Zement, und zwar Novo-Zement des Werkes Thyssen, verwendet. Die Zuschlagstoffe bestanden aus Sand und Quarzporphyr-Splitt. Probewürfel, die während der Betonierungsarbeiten angefertigt wurden, ergaben nach 28 Tagen Betondruckfestigkeiten von über 400 kg/cm^2 . Die Einbringung des Betons erforderte besondere Vorkehrungen, weil durch die engen Querschnitte und die vielen Eiseneinlagen das Einbringen und die Durcharbeitung des Betons stark erschwert wurden und weil der Beton zudem infolge Verwendung des Novo-Zementes bereits nach wenigen Stunden in der warmen Sommertemperatur anfing hart zu werden. Die Schwierigkeiten wurden aber in einwandfreier Weise überwunden. Es gelang, sämtliche Träger so zu betonieren, daß nach dem Ausschalen kein einziges Nest und keine schlechte Stelle ausgebessert zu werden brauchten.

Um ein wirksames Naßhalten des Betons während der ersten Wochen zu ermöglichen, war eine Rieselanlage eingebaut worden. Sie bestand darin, daß rechts und links eines jeden Trägers unmittelbar unter der Dachhaut Wasserleitungsrohre verlegt waren, die in Abständen von etwa 20 cm kleine Löcher aufwiesen. Das Wasser spritzte aus diesen Löchern gegen die Wandung der Träger, und es war derart möglich, diese gleichmäßig und dauernd auf etwa sechs Wochen naß zu halten. Das Ende der Berieselung war durch den weiteren Ausbau der Halle bedingt.

Die Rüstung eines Binders ist in Fig. 10 dargestellt. Sie bestand aus einem einfachen Ständergerüst, dessen Rundhölzer die Last auf kürzestem Wege nach unten abführten. Mit Rücksicht auf eine baldige Herstellung des Fußbodens war es nicht möglich, diese Stützen so lange wie es wünschenswert war stehen zu lassen. Um aber die Binder erst möglichst spät ausrüsten zu brauchen, wurden von vornherein in den Drittelpunkten Notstützen vorgesehen, die aus je zwei schweren Rundhölzern bestanden, die unten auf Schraubenspindeln gesetzt waren, und in der Lage waren, die gesamte Binderlast aufzunehmen.

Die Notstützen behinderten nicht den weiteren Ausbau der Halle, insbesondere die Herstellung des Fußbodens. Sie brauchten daher erst rund sechs Wochen nach dem Betonieren entfernt zu werden, während die übrigen Stützen bereits nach rund drei Wochen herausgeschlagen werden mußten.

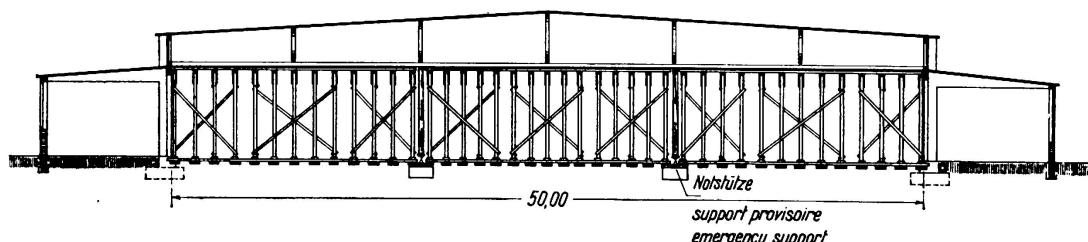


Fig. 10.

Die gesamte Durchbiegung der Träger nach Entfernung der Notstützen betrug in der Mitte etwa 5 cm, das ist rund $\frac{1}{1000}$ der Spannweite. Diese Durchbiegung wird infolge der Plastizität im Laufe der Jahre noch eine gewisse Vergrößerung erfahren. Mit Rücksicht hierauf und insbesondere aber auch des besseren Aussehens halber ist dem Untergurt des Trägers von vornherein eine Sprengung von 24 cm in der Mitte gegeben worden. Sämtliche Arbeiten sind in einwandfreier Weise gelungen; die Binder weisen keinerlei Risse irgendwelcher Art auf.

Zum Schlusse ist noch mit allem Nachdruck darauf hinzuweisen, daß Risse, die sich allein infolge Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons gebildet haben, also nicht durch irgendwelche konstruktiven Mängel, insbesondere zu geringe Eisenbewehrung, begründet sind, nur dann eine allmähliche Gefahr für das Bauwerk bedeuten können, wenn durch sie die tragenden Zugeisen allmählich zum Rosten gebracht werden. Sonst bedeuten die Risse keinerlei Nachteile. Um das Rosten der Eisen zu verhüten, genügt es, die Risse nach etwa 3—4 Jahren, wenn auch das Endmaß des Schwindens annähernd erreicht ist, auszupressen, oder durch einen übergespritzten Zementputz oder einen elastischen Anstrich oder eine elastische Paste zu schließen.