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

Band: 2 (1936)

Rubrik: IIb. Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung des Betons

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: 13.12.2025

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

II b

Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung des Betons.

Moyens d'augmenter la résistance à la traction et de diminuer la formation des fissures dans le béton.

Means for increasing the tensile strength of concrete and reducing cracking.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb 1

Der Ausschluß von Betonzugspannungen und die Verwendung hochwertigen Stahles durch das Freyssinet-Verfahren.

L'élimination de la traction dans le béton et l'application de l'acier à haute résistance suivant la méthode Freyssinet.

The Elimination of Tension in Concrete, and the Use of High Tensile Steel by the Freyssinet Method.

Hon.Prof. Dr. Ing. K. W. Mautner,
(früher Technische Hochschule Aachen) Frankfurt a. M.

Die Erkenntnis über die Ursachen und das Ausmaß der Rissebildung im Eisenbeton ist weit fortgeschritten. Die Maßnahmen zur Verhütung der Rissebildung beziehen sich sowohl auf die Wahl geeigneter Baustoffe, wie auf das konstruktive Gebiet. Es ist bisher kaum anzunehmen, daß die Fortschritte in der Erzeugung zugfesterer Zemente einen wesentlichen Beitrag zu diesen Maßnahmen liefern werden. Ebenso ist die Wahl der Zuschlagstoffe, des Wasser-Zement-Faktors und der Nachbehandlung nur zum Teil Erfolg versprechend und nicht in allen Fällen durchführbar. Die Wahl besonders geformter Eiseneinlagen, wie sie in Verbindung mit der höheren Beanspruchung gewisser Stahlsorten üblich geworden sind (Isteg und andere Knoteneisen) bieten gewisse Verbesserungen bezüglich der Haftfestigkeit und damit eine Verringerung der Gefahr des Gleitens der Eisen und der hierdurch auftretenden stärkeren Risse. Dieser Vorteil wird zum größten Teil aber wieder aufgehoben durch die für diese Eisen zugelassenen höheren Beanspruchungen, welche von größeren als den normalen Betonzugspannungen begleitet sind. Die Tatsache, daß allein die unvermeidlichen Schwinderscheinungen bei der am häufigsten vorkommenden, außermittigen Lage der Eiseneinlagen im unbelasteten Zustande Zugspannungen hervorbringen, die rechnungsmäßig an die Grenze der Zugfestigkeit reichen, wird nur wenig durch die plastische Formänderung bei Zug gemildert. Diese plastische Formänderung kann, wie von anderer Seite dargetan wurde, nur dann bedeutend sein, wenn der Beton eine verhältnismäßig geringe Festigkeit aufweist. In diesem Falle ist auch wieder eine geringe Zugfestigkeit vorhanden.

Es scheinen hiernach die Verbesserungsmöglichkeiten durch die Wahl geeigneter Baustoffe an einer Grenze angelangt zu sein. Allgemein wird zwischen ungefährlichen und gefährlichen Rissen unterschieden, wobei die Rißöffnungen verschieden zwischen 0,2 und $^2/_3$ mm beurteilt werden. Grundsätzlich ist wohl zu sagen, daß die bei den zugelassenen Beton- und Eisenbeanspruchungen nicht

vermeidbaren Risse (zufolge der größten Bruchdehnung des Betons bei Biegung von etwa 0,3 mm/m) als nicht gefährlich anzusehen sind. Die Grenze der Harmlosigkeit und Gefährlichkeit ist jedoch sehr verwischt, je nach der Lage des Bauwerks und des Einflusses der Witterungsverhältnisse, und vor allem wegen des Einflusses wiederholter und stoßweiser Belastung.

Entsprechend dieser Tatsache enthalten die Bestimmungen der verschiedenen Länder doch wieder Begrenzungen der Zugspannungen, wenngleich man weiß, daß diese Begrenzungen wegen der nicht feststellbaren Anfangsspannungen nur bedingten Wert besitzen. So ist die Zugspannung nach der deutschen Bestimmung für Eisenbetonbrücken auf ein Fünftel der nachgewiesenen Würfeldruckfestigkeit begrenzt, was einer ähnlichen Bestimmung in den französischen Vorschriften vom Jahre 34 gleichkommt, die allerdings zunächst nur auf die schiefen Hauptzugspannungen Anwendung findet.

Es ist daher ein unverkennbarer Fortschritt, daß auf anderem, als den vorerwähnten Wegen ein sicherer Ausschluß jeder, auch der ungefährlichen Zugspannung möglich ist und innerhalb wirtschaftlicher Grenzen liegt. Die hierauf abzielenden Verfahren des Herrn *Freyssinet*, die im Vorbericht wiedergegeben sind, verbinden folgende Vorzüge:

1. Sicherer Ausschluß aller Zugbeanspruchungen in den einer Biegung oder außermittigem Druck unterworfenen Bauteilen, daher auch Ausschluß jeder Rissegefahr.

2. Neben den zum Berichtsthema gehörigen Vorzügen der Rissesicherheit den weiteren Vorteil, daß die Ausnützung des gesamten Betonquerschnitts als Druckquerschnitt möglich ist, daß somit auf Biegung beanspruchte Bauteile mit ihrem vollen Querschnitt und Trägheitsmoment wirken und wie ein homogener Körper rechnerisch zu behandeln sind.

3. Die Tatsache, daß es hierdurch gelingt, bei gleichen Betondruckspannungen weitaus höhere Biegungsmomente aufzunehmen oder bei sodann zulässigen, bedeutend höheren Betondruckbeanspruchungen bedeutende Verringerung der Querschnittsabmessungen und somit des Aufwandes an Baustoffen zu erzielen.

4. Daß die Lastschwankung und der wiederholte Lastwechsel bezüglich der Rissegefahr so gut wie gar keine Rolle mehr spielt, und daß die Beanspruchungsschwankungen der Eiseneinlagen im Gegensatze zu der nach Stadium IIb berechneten Konstruktion ein Minimum ist.

Bekanntlich erreicht Herr *Freyssinet* diese umwälzenden Vorteile der Eisenbetonkonstruktion vornehmlich durch Vorspannung sowohl der Längseiseneinlagen, wie etwaiger Bügel. Die Vorspannung von Eiseneinlagen ist lange bekannt. Die bisherigen Anwendungen, beispielsweise die von *Koenen* und *Lund*, scheiterten an zwei Umständen:

1. war die Vorspannung so niedrig bemessen, daß sie durch Schwinderscheinungen, plastische Verformung und Temperaturabfall bereits verloren ging,

2. war es keinem der genannten Ingenieure und den später mit dieser Aufgabe befaßten möglich, die entwurfsmäßigen Unterlagen für die Vorspannung so zu gestalten, daß sie die sichere Vorspannung gewährleisteten und die Ausführung in wirtschaftlichen Grenzen halten.

Auch Herr *Freyssinet* erreichte dieses Ziel nicht allein durch Verwirklichung des Gedankens der Vorspannung, sondern durch folgende, miteinander eng verbundene Maßnahmen:

1. Die Vorspannung sehr hoch zu wählen, und zwar etwa zwischen 4000 und 7000 kg/cm², durch Anwendung von Stählen von 8000 bis 12000 kg/cm² Streckgrenze.

2. Die Vorspanneinrichtung konstruktiv so zu wählen, daß die gleichmäßige Vorspannung aller Eiseneinlagen mit Sicherheit gewährleistet wird und die hierzu nötigen Verankerungen in solcher Art entweder mit den Schalungen oder mit dem Unterbau der Schalungen zu verbinden, daß sowohl die Vorspannung einwandfrei erfolgt, wie auch die Lösung der Spannvorrichtung mit einfachen Hilfsmitteln möglich ist.

3. Die erstgenannten beiden Bedingungen wären nicht erfüllbar, wenn nicht die Betonherstellung selbst in grundlegender Weise verbessert würde. Es wäre unwirtschaftlich und schwer durchführbar, so hohe Vorspannungen der Eisen lange Zeit bis zur Erhärtung des Betons und bis zur Möglichkeit der hohen Spannungsaufnahme aufrecht zu erhalten. Er hat daher Mittel ersonnen, welche es gestatten, Beton mittlerer und hoher Druckfestigkeit in einer bisher unerreicht kurzen Zeit herzustellen. Herr *Freyssinet* bezeichnet das Verfahren als „augenblickliche Erhärtung" (endurcissement quasi instantané). Dieses Verfahren hat außerdem den Vorteil, daß es hiernach möglich ist, den Beton für Balken, Säulen, Pfähle, Rohre in kurzen Abschnitten stückweise (lamellenweise) zur Ausführung zu bringen, wodurch die Kosten für die verwickelte und teure Schalung auf einen Bruchteil beschränkt bleiben. Das Prinzip der sogenannten „augenblicklichen" Erhärtung beruht, wie aus dem Vorbericht hervorgeht, auf der Behandlung des Betons durch Vibration, Druckverdichtung und Heizung. Die den einzelnen Vorgängen zukommende Bedeutung nach der physikalischen Seite ist im Vorbericht und in den Abhandlungen der I.V.B.H., Band IV genau behandelt. Es soll hier nur darauf hingewiesen werden, daß die Vibration die Ordnung der kleinen Zuschlagsteile mit Erzielung kleiner Hohlräume, die Druckverdichtung die starke, abermalige Verkleinerung dieser Hohlräume mit sich bringt, worauf erst nach diesen beiden Vorgängen die Heizung zulässig ist, weil die Kapillarkraft der Hohlräume, den Wasserentzug durch Verdampfung (Deshydratation) wirksam verhindert. Es ist dabei wohl zu beachten, daß jeder der drei Prozesse allein nicht das gewünschte Ergebnis liefert. So ist beispielsweise durch die Rüttelversuche von *Graf* und *Walz*, Stuttgart, bekannt, daß die Rüttelung bei plastischen und wasserreichen Mischungen, wie sie für Eisenbetonkonstruktionen in Betracht kommt, mit starkem Sandgehalt allein weder eine Verkürzung der Erhärtungszeit, noch eine Güteverbesserung mit sich bringt. Erst durch die Druckverdichtung werden die durch die Ordnung der kleinsten Teile geschaffenen geringen Hohlräume weiter verringert, und hierdurch die Heizung ermöglicht. Diese letztere aber verstärkt die innere Wärme beim Abbinden bekanntlich in starkem Maße. Die Wirkung dieses Verfahrens, das nicht nur laboratoriumsmäßig, sondern auch baustellenmäßig erprobt wurde, für Maste, Pfähle, Hohlpfähle, Druckrohre und Balkenkonstruktionen großen Ausmaßes, ist verschieden je nach der Querschnittsform. Gedrungene und geschlossene Querschnitte ergeben in kürzester Zeit Festigkeiten, welche die

28 Tage-Festigkeit normaler Eisenbetonkonstruktionen erreicht oder sogar wesentlich übertrifft. Bei anderen Querschnittsausbildungen, beispielsweise I-förmigen Balken, wird immerhin nach einer Frist von einigen Stunden nach der Ausschalung eine Anfangsfestigkeit von 150—200 kg/cm² erreicht, die genügt, um entweder mit der Anreihung eines weiteren Stückes fortzufahren, oder die Vorspannung auf den Beton zu übertragen.

Durch die Tatsache, daß sowohl Längszugspannungen gänzlich entfallen, und auch bei geeigneter Vorspannung der Bügel es leicht zu erreichen ist, daß die Hauptspannungen nur Druckspannungen sind, ist eine grundsätzlich andere Beurteilung der Frage der zulässigen Betondruckspannung am Platze.

Die zulässige Betondruckspannung wird mit Recht in der gebräuchlichen Eisenbetonkonstruktion (Rechnungsannahme gerissene Zugzone) mit einem höheren Sicherheitsbeiwert bemessen als die Eisenbeanspruchung hinsichtlich der Erreichung der Streckgrenze. Dieser in der Regel bedeutend höhere Sicherheitsgrad der zulässigen Betondruckbeanspruchung hat aber nicht allein seine Ursache in der mehr den Zufälligkeiten unterworfenen Herstellung des Betons gegenüber der Eisenherstellung im Hüttenprozeß, als vielmehr in der Frage der Rissesicherheit. Bei bedeutender Steigerung der Betondruckspannung erhöht sich auch die rechnungsmäßige Betonzugspannung und es wird damit die Einhaltung unschädlicher Risse erschwert. Außerdem ist mit der Vergrößerung der Betondruckspannung bei Plattenbalken-Querschnitten gewöhnlich eine derartige Häufung der Eiseneinlagen verbunden, daß auch diese wegen der Rissegefahr zu Bedenken Anlaß gibt. Diese beiden Sicherheitskomponenten für die Bemessung der Betondruckspannungen fallen bei Anwendung des *Freyssinet*-Verfahrens fort, und es verbleibt nur die Forderung, dem Beton einen etwas höheren Sicherheitsbeiwert zu geben als dem Eisen gegenüber der Streckgrenze, begründet in seiner Herstellungsart, nicht aber der Grund des konstruktiven Einflusses der erhöhten Betondruckspannung. Es ist daher unbedenklich, als zulässige Betondruckspannung etwa $^1/_3$ der 28 Tage-Würfelfestigkeit zu wählen, sodaß bei Anwendung der Freyssinetschen Herstellungsmethode Betondruckspannungen von 150 kg/cm², auch für ungünstige Fälle, als ohne weiteres zulässig angesehen werden können.

Was den Wechsel der Eisenspannungen für Nutzlast, insbesondere rollende Last anbelangt, so ist zu beachten, daß der ganze Querschnitt bei der Lage der Null-Linie, etwa an der Balkenunterkante, mitwirkt und daher die Eisenspannungssschwankung nur n · Betonspannungsschwankung ist. Diese beträgt nur einen verhältnismäßig ganz geringen Bruchteil gegenüber der Anfangsspannung, im Gegensatz zur gerissenen Eisenbetonkonstruktion.

Die bisherige Verwendung von Stählen hoher Streckgrenze ohne Vorspannung hat bekanntlich wohl eine Erhöhung der Bruchsicherheit, aber keine Erhöhung der Rissesicherheit mit sich gebracht, es sei denn die günstige Wirkung der Drall- und Knotenstäbe bezüglich der Haftfestigkeit und Verteilung der Risse. Die erhöhte Eisenbeanspruchung solcher Stahlsorten und die hierdurch bedingte Verlängerung erhöhen die Gefahr der Rissebildung im Gegensatz zu den vorbeschriebenen Wirkungen. Beim Verfahren *Freyssinet* spielt der hochwertige Stahl, der vorgespannt wird, nicht mehr die Rolle einer Bewehrung im Sinne der Eisenbetonberechnung. Er dient lediglich dazu, die starke, außermittige Vor-

spannung zu erteilen und beeinflußt im Gegensatze zu den nicht vorgespannten hochwertigen Stählen die Rissegefahr im Sinne der Verhütung der Risse. Daher fallen alle die Gründe, die gegen die Verwendung hochwertiger Stähle sprechen, in diesem Falle weg, bis auf die Einwendungen, die gegen die Verwendung kaltgereckter Stähle im einzelnen erhoben wurden. Diese Befürchtung ist leicht zu beseitigen durch den Umstand, daß diese Qualitätsstähle auch ohne Kaltreckung durch entsprechende Legierungen erzeugt und bezogen werden können. Zufolge der hohen Eisenbeanspruchung ist die Verwendung außergewöhnlich starker Durchmesser nicht nötig, sodaß die Verankerung durch übliche Haken ohne jede Gefahr ist.

Die Anwendung des Verfahrens bezieht sich auf eine große Anzahl von Baukonstruktionen. Bisher sind die bekannten Hohlpfähle beinahe unbegrenzter Länge nach diesem Verfahren ausgeführt worden, worüber Herr *Freyssinet* im Schrifttum[1] berichtet hat (Wiederherstellung des Überseebahnhofs in Le Havre). Ferner ist seit Jahren die Herstellung dünnwandiger Hochspannungsmaste für Fernkraftübertragung im Gange. In letzter Zeit sind zwei Verfahren laboratoriums- und baumäßig entwickelt worden, die besondere Aufmerksamkeit verdienen. Das sind:

1. Die Herstellung von weitgespannten Balken, und
2. die Herstellung von Hochdruckrohren großer Durchmesser mit hohen Betriebs- und Prüfdrucken.

Über die konstruktiven Hilfsmittel zur Erzeugung der Vorspannung und der Güteeigenschaften des sofort erhärtenden Betons (endurcissement quasi instantané) ausführlich zu berichten, ist hier weder Zeit noch Gelegenheit. Dies soll späteren Ausführungen vorbehalten bleiben. Lediglich als das Grundsätzliche dieser Hilfsmittel sei angeführt: Die Vorspannung erfolgt entweder mit Zuhilfenahme der Schalform selbst, oder eines Unterbaues dieser, in der Regel mit hydraulischen Pressen. Im Gegensatze zu den bisherigen Versuchen anderer Forscher können Vorspannkräfte von 1000 t und mehr sicher hervorgerufen werden. Ein weiteres, besonders interessantes Hilfsmittel ist aber *die Vorspannung der Eiseneinlagen durch den Beton selbst.* Von diesem ganz neuartigen Hilfsmittel wird wiederholt Gebrauch gemacht. Der zunächst schwer verständliche Gedanke, den Beton selbst zur Vorspannung der Eiseneinlagen zu benützen, erklärt sich aus den großen Scher- und Druckwiderständen flüssig eingebrachten und systematisch entwässerten Betons, der allseitig starkem Druck unterworfen wird. Der Druck wird hierbei in der Regel ausgeübt durch aufblähbare, dichte Hüllen (Kautschuk), die in Verbindung mit der Schalung stehen. Die theoretische Begründung dieses in der Praxis mit großem Erfolg durchgeführten Verfahrens kann erbracht werden, wie dies *Freyssinet* mit Benützung der neuen Betrachtungen von *Caquot* (Equilibre des Massifs à frottement interne. *Caquot,* Paris 1934) getan hat.

Im Nachfolgenden wird eine kurze Übersicht über die Beanspruchungsverhältnisse weitgespannter Balken gegeben. Bei dieser Gelegenheit wird an die Aussprache zum Thema „Weitgespannte Balkenbrücken" auf dem Kongreß in Paris 1932 erinnert, in welchem die Grenze der wirtschaftlich und gestalterisch er-

[1] So auch im Vorbericht des Kongresses.

reichbaren Spannweite in der Zugbeanspruchung des Betons und der Häufung der Eiseneinlagen gesehen wurde. Betrachtet man die aus diesem Anlaß wiedergegebene Zusammenstellung der weitgespannten Balkenbrücken, so ist das ungünstige kleine Verhältnis zwischen Nutzlastmoment und Eigengewichtsmoment hervorzuheben, das sich umso mehr verkleinert, je größer die Spannweite wird. Es ist richtig, daß man diese wirtschaftlich ungünstig erscheinende Tatsache manchmal als einen Vorzug der Eisenbetonkonstruktion bezeichnet hat, weil die Lastschwankungen und Spannungsschwankungen der Eiseneinlagen hierdurch ermäßigt werden. Die nach dem Vorspannungsverfahren hergestellten Balken weisen wesentlich günstigere, also größere Verhältnisse zwischen Nutzlast und

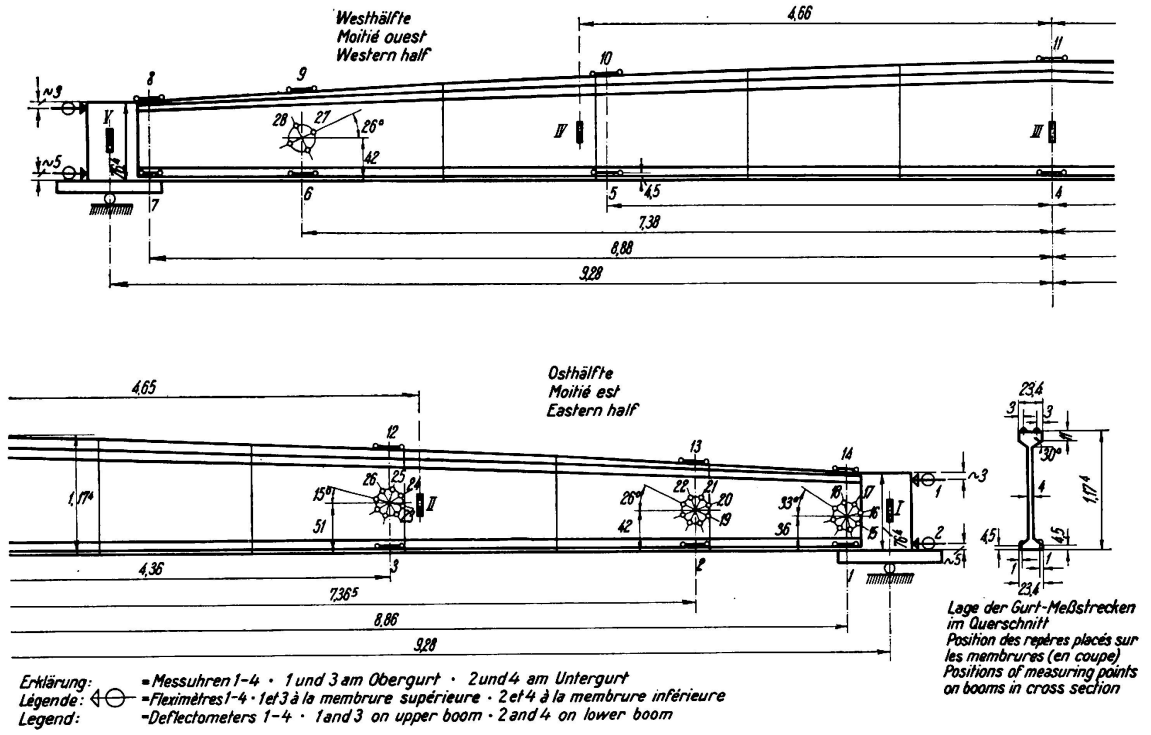


Fig. 1.

Anordnung der Meßstellen.

Eigengewichtsmomenten auf, und der Vorteil der geringen Spannungsschwankung durch wiederholten Lastwechsel ist, wie oben dargetan, durch die Mitwirkung des ganzen Querschnittes immer gesichert.

Der auf Fig. 1 dargestellte Versuchsbalken, der *in. Deutschland* nach dem Verfahren *Freyssinet* hergestellt wurde, ist in allen Abmessungen auch der Eiseneinlagen und deren Abständen das genaue Modell im Maßstab 1 : 3 eines für eine 60 m weit gespannte Hallenkonstruktion vorgesehenen Binders. Dieser Eisenbetonbalken von einer Spannweite von rd. 20 m hat bei Vorspannung der Eiseneinlagen auf 5500 kg/cm² folgende Momente im Mittelquerschnitt:

Aus Eigengewicht + Belastungsgerüst	9,67 mt
aus größter Nutzlast	59,5 mt
somit rd.	69,2 mt.

Die größte Betonbeanspruchung aus Eigengewicht + größter Nutzlast + Belastungsgerüst beträgt (Fig. 2)

im Obergurt . . . . . 143,7 kg/cm² Druck
im Untergurt . . . . . 18,9 kg/cm² Druck.

Die Null-Linie liegt also unter Balken-Unterkante. Bei einer Vorspannung von nur 3500 kg/cm² beträgt die Obergurtspannung 160 kg/cm² und die Untergurtspannung 40 kg Zug. Bei einer Vorspannung von etwa 5000 kg/cm² ist die Untergurtspannung an der Unterkante Trägergerade noch 0. Aus der Vorspannung allein, ohne Eigengewicht, ergäbe sich eine Untergurtpressung von 205 kg/cm².

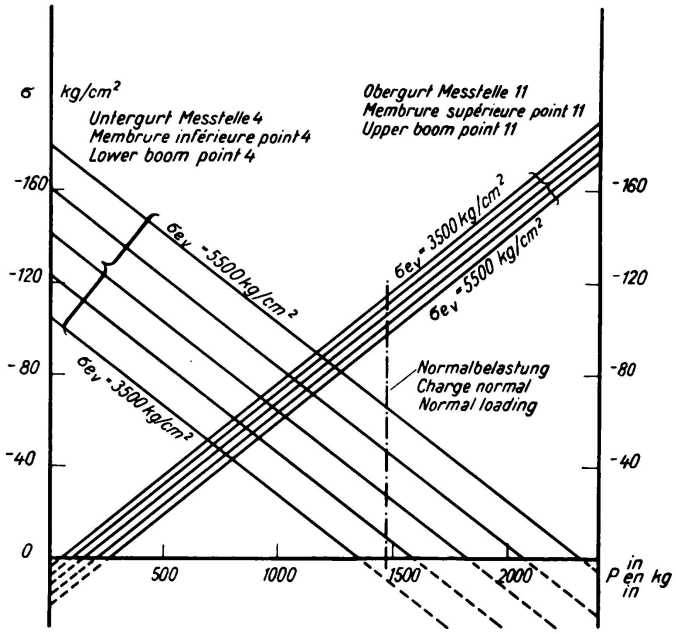


Fig. 2.
Mittel-Schnitt.

Der Träger hat im Mittelschnitt 1008 cm² Querschnitt und besitzt im Untergurt 64 Rundeisen 5,4 mm ∅, die somit die Verkleinerung der bei der Hauptausführung zu wählenden Durchmesser 16 mm sind. Der Balken wurde, wie oben erwähnt, lamellenweise (stückweise) hergestellt, derart, daß insgesamt 12 Stücke der Länge nach aneinandergereiht wurden. Die Herstellung eines solchen Stückes und seine Erhärtung erfordert wenige Stunden. Zwischen den einzelnen Lamellen haben sich vor der Spannungsübertragung der Vorspannung auf den Beton an den lotrechten Lamellengrenzen Schwindrisse gezeigt, deren Größe zu etwa $^1/_{20}$ mm geschätzt werden konnte. Nach der Übertragung der Vorspannung schlossen sich diese Schwindrisse so, daß sie mit dem freien Auge in keiner Weise mehr zu erkennen waren. Hierbei blätterte der zu Meßzwecken angebrachte Kalkanstrich sichtbar ab. Von der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart wurden Dehnungsmessungen in den Gurten in der Richtung der Hauptspannungen und in der Winkelhalbierenden zwischen den Hauptspannungen und den Achsen vorgenommen. *Diese Messungen ergaben für alle Hauptspannungen Druck.* Es ist daher folgendes festzustellen (Fig. 3):

Der Träger hat sich unter der Vollbelastung bei 5,500 kg/cm² Vorspannung wie ein homogener Träger verhalten, wobei für die Biegung das ganze Trägheitsmoment des Querschnitts mitwirkte. Zugspannungen treten weder im Untergurt noch in den Hauptspannungsrichtungen, noch in einer hiervon abweichenden Richtung auf. Die Durchbiegung des Trägers ist zufolge des großen Trägheitsmomentes verhältnismäßig sehr klein und beträgt 1 : 750. Sie entspricht einem Eisenkonstruktionsträger gleicher Querschnittsform, welcher nur mit 500 kg/cm² beansprucht war.

Die Erklärung dieser außerordentlich günstigen Spannungsverteilung liegt in der Vorspannung der Längseisen und der Bügel. Bekanntlich sind bei Anwesenheit von Spannungen σ_x und σ_y nach dem ebenen Problem die Hauptspannungen gegeben durch:

$$\sigma_{I,\,II} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}\,; \qquad \operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2\tau}{\sigma_y - \sigma_x}$$

Bei normalen Eisenbetonkonstruktionen ist in der neutralen Achse $\sigma_x = \sigma_y = 0$. Daher ergibt sich die schiefe Hauptzugspannung $\sigma_{II} = -\tau$ und ist unter $\varphi = 45^0$ geneigt. Es ist klar, daß allein durch die Einwirkung einer Normalspannung σ_x (Vorspannungsdruck) die Hauptzugspannung sich vermindert. Zeichnet man den Mohrschen Spannungskreis s. Fig. 4 etwa für $\sigma_x = \tau$, so erhält man nur mehr eine Hauptzugspannung von

$$\sigma_{II} = \frac{\tau}{2}(1 - \sqrt{5}) = -0{,}618\,\tau$$

Wählt man $\sigma_x = 2\,\tau$, so ergibt sich die größte Hauptzugspannung $\sigma'_{II} = -0{,}414\,\tau$. Fügt man endlich zu $\sigma_x = \tau$ eine lotrechte Vorspannung (durch Bügel) $\sigma_y = \tau$ hinzu, so ergibt sich die Hauptzugspannung $\sigma''_{II} = 0$, und die Hauptdruckspannung $\sigma''_{I} = 2\,\tau$. Dieser Zustand kann durch die Bügelvorspannung leicht erreicht werden, und ist im vorliegenden Falle übertroffen worden. Die Zugspannung scheidet für die Schubbeanspruchung überhaupt aus und die Schubspannung kann bis zur Hälfte der zulässigen Druckspannung getrieben werden.

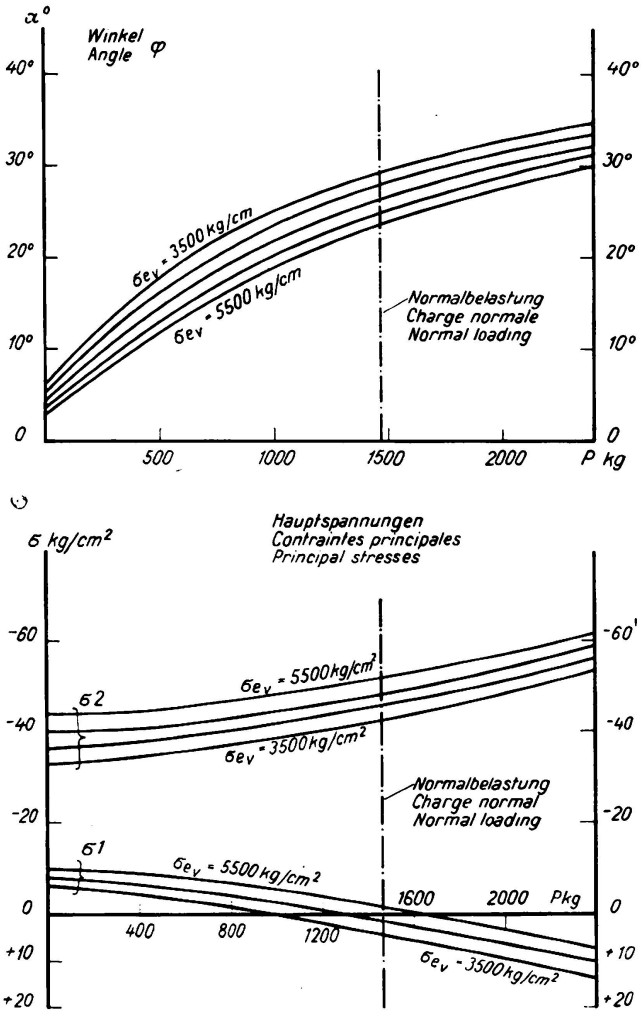


Fig. 3.
Schnitt 1—14.

Bei den vorgenannten Betonbeanspruchungen von rd. 145 kg/cm² auf Druck trägt der Träger an Nutzlast das Siebenfache seines Eigengewichtes.

Für den wirklich auszuführenden Träger ergibt sich eine mittlere Querschnittsfläche von 0,84 m². Das Gesamt-Mittelmoment beträgt ca. 2000 mt und das Verhältnis des Nutzlastmomentes zum Eigengewichtsmoment etwa 1,2. Vergleicht man diese mit vollwandigen Balkenträgern noch nicht erreichte freie Stützweite mit Balken ausgeführter Brücken, so ersieht man das überaus günstige Verhältnis von Nutzlast zu Eigengewichtsmoment.

Ein Balkenträger von 100 m Spannweite mit denselben Beanspruchungen hätte ein mittleres Eigengewicht von 5 t/m und ist befähigt, eine Nutzlast von 3 t/m zu tragen. Dabei sind die zulässigen Druckbeanspruchungen nach dem Vorangeführten noch mäßig klein gehalten.

Nach demselben Verfahren ausgeführte Hochdruckrohre, bei welchen die Vorspannung der Eiseneinlagen, wie oben erwähnt, durch den allseitig umschlossenen druckverdichtenden Beton durch Vermehrung des Innendruckes selbst erfolgte, hatte folgendes Ergebnis:

Kleine Versuchsrohre von 440 mm innerem Durchmesser und 37 mm Wandstärke waren einem Prüfdruck bis 90 at ausgesetzt worden, ohne daß erkennbarer Wasserverlust eintrat. Hingegen hat ein Rohr gleicher Abmessung, gleicher Bewehrung ohne Vorspannung nicht mehr als 6 at vor Eintritt der Undichtigkeit bestanden. Besonders bemerkenswert ist der Umstand, daß das nicht gefüllte Rohr unter der Wirkung der Vorspannung im Augenblick seiner Entformung 550 kg/cm² Druck auszuhalten hatte, und dies wenige Stunden nach Beginn der Fabrikation.

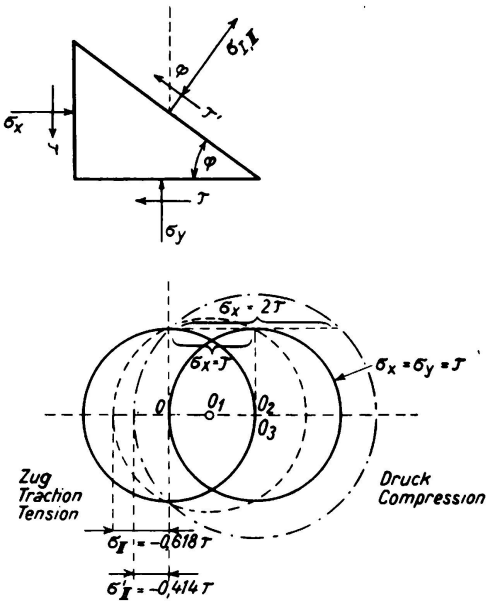


Fig. 4.

Dasselbe Prinzip wurde nun baumäßig auf Hochdruckrohre großen Durchmessers übertragen, die nunmehr in dauernder Fabrikation sind. So sind beispielsweise Rohre von 800 mm ∅ bis 16 at Prüfdruck bei 5 cm Wandstärke einwandfrei hergestellt worden, wobei die Entformung wenige Stunden nach Beginn des Herstellungsvorganges vorgenommen wurde. Hierbei erleidet der Beton beim Entformen eine Druckbeanspruchung von 140 kg/cm², etwa 3 Stunden nach dem Einbringen. Besonders bemerkenswert ist die Tatsache, daß solche Rohre, welche absichtlich einem höheren Überdruck als dem normalen Prüfdruck ausgesetzt wurden, und bereits schweißten, nach dem Druckabfall und Wiedererhöhung des Druckes bis zum zulässigen Druck sich vollkommen dicht erwiesen. Durch die Vorspannung werden also die aufgetretenen statischen Risse in vollkommener Art wieder zusammengeschweißt. Dies hat für Stoßbelastungen (Wasserschläge) große Bedeutung.

IIb 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/cm² beansprucht werden. Bei St. 52 kann neuerdings die zulässige Spannung auf 1500—1800 kg/cm² erhöht werden. Mit der Ausnützung 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 Schlusse 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 Biegungsbeanspruchung 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/cm² beträgt, um 50 % auf 60 kg/cm² 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 ersteren 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. 182ff.

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-

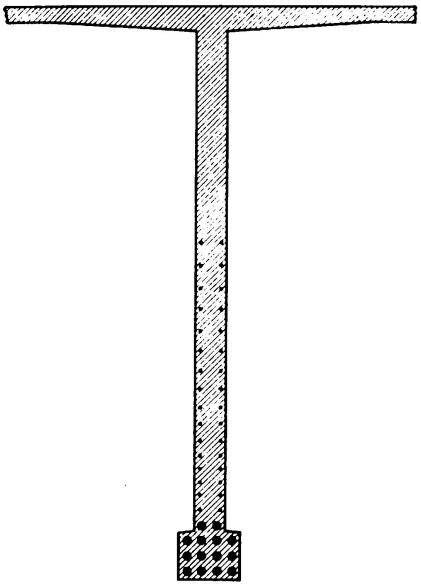


Fig. 1.

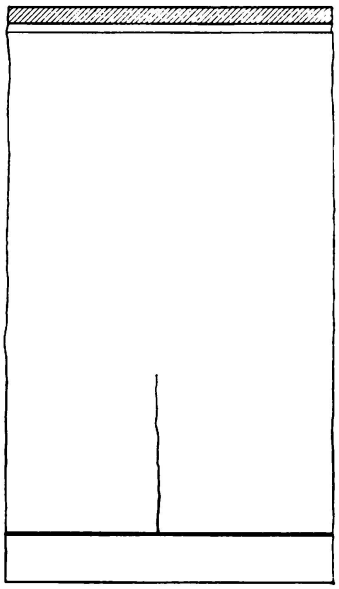


Fig. 2.

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 Rahmenecken werden sie sich vielleicht nicht immer vermeiden lassen. Es sollen dann aber nicht an derselben Stelle mehrere Eisen gleichzeitig mit einem Haken

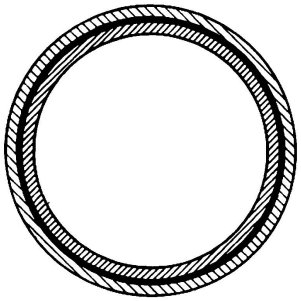


Fig. 3.

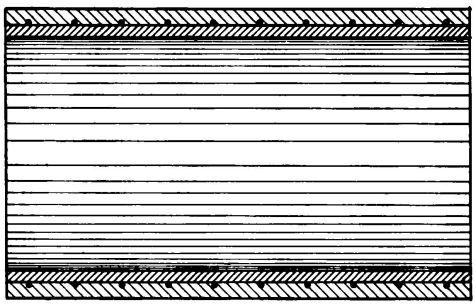


Fig. 4.

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. Emperger*, 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 Zugeisenhälften 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.

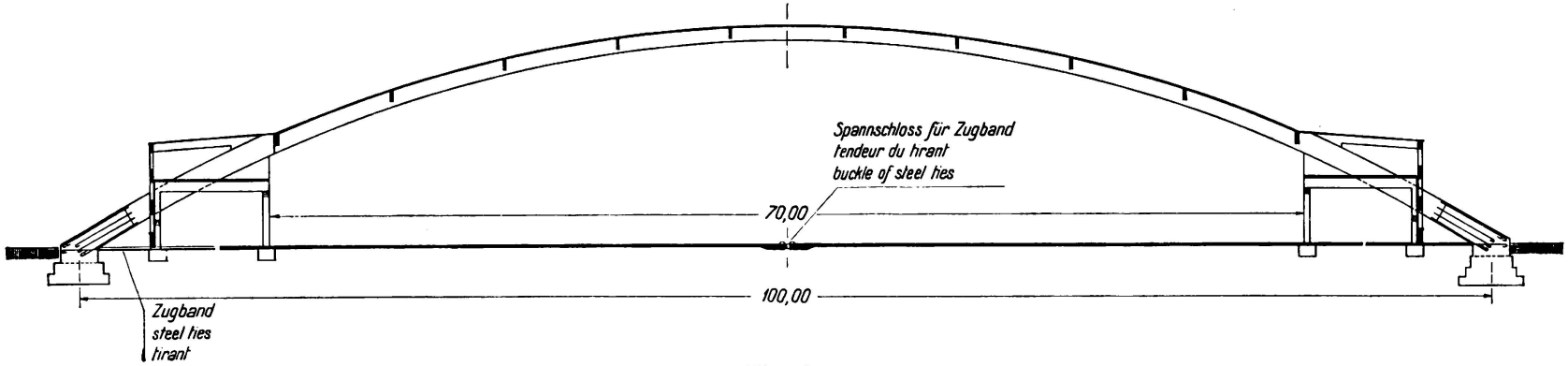


Fig. 5.

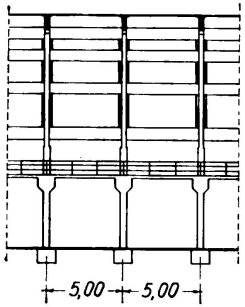


Fig. 6.

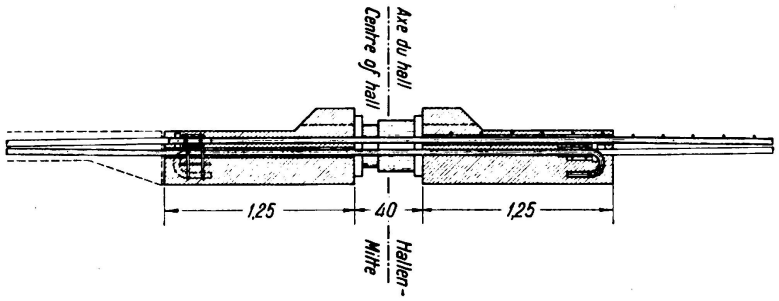


Fig. 7.

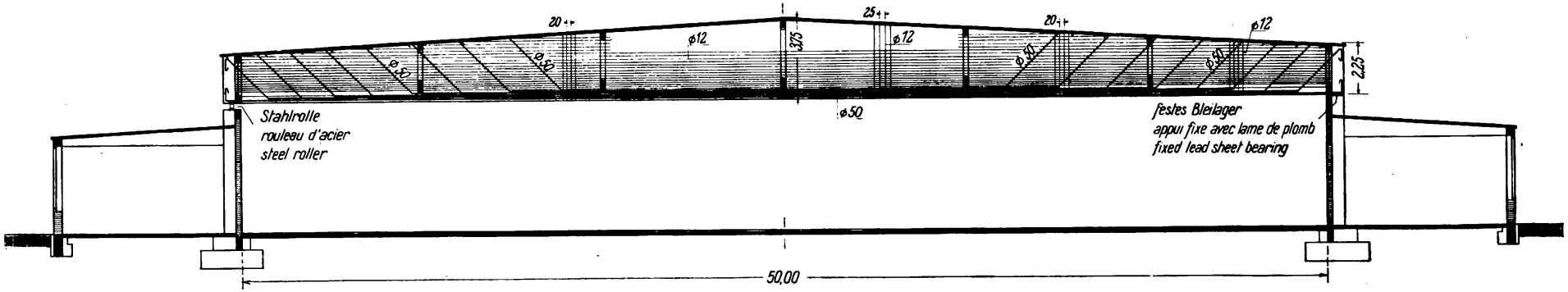


Fig. 8.

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 reichlichereren 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_{bz} kg/cm²	spez. Dehnung in $1 \cdot 10^{-4}$	E kg/cm²	σ_{bd} kg/cm²
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 $\sigma_{bz} = 48$ kg/cm² 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". Bautechnik 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 Austrockenen 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

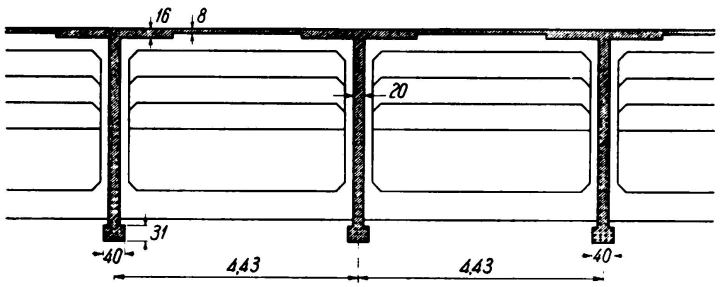


Fig. 9.

Spannweite von 50,80 m. Es ist unseres Wissens das erstemal, 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/cm² 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 Quarzporphyrsplitt. Probewürfel, die während der Betonierungsarbeiten angefertigt wurden, ergaben nach 28 Tagen Betondruckfestigkeiten von über 400 kg/cm². 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.

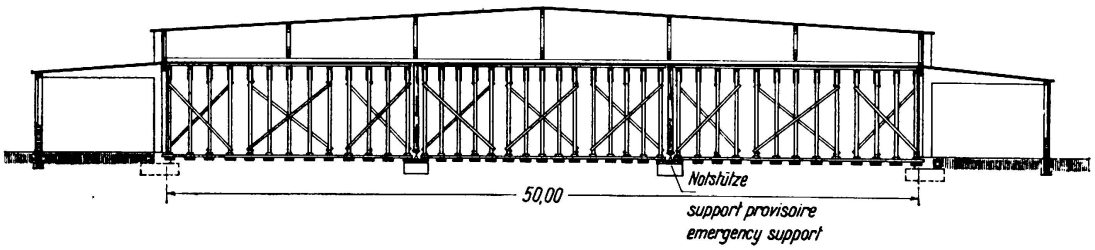


Fig. 10.

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.

IIb 3

Einfluß der petrographischen Eigenschaften der Zuschlagstoffe auf die Betonfestigkeit.

Influence des propriétés pétrographiques des matériaux additionnels sur la résistance des bétons.

Effect of Petrographical Properties of Aggregates on the Strength of Concrete.

Dr. Ing. A. Král,
Professor der techn. Fakultät an der Universität Ljubljana.

Im Anschluß an die im Vorbericht zum 2. Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau veröffentlichten Abhandlungen IIb erscheint es angezeigt, von einer zwar bescheidenen jedoch charakteristischen Versuchsreihe von Betonproben zu berichten, welche in der Materialprüfungsanstalt der technischen Fakultät der Universität in Ljubljana (Jugoslavien) durchgeführt wurde. Es handelte sich darum, das im Verwaltungsgebiet des Dravebanats reichhaltig verfügbare Steinmaterial hinsichtlich seiner Verwendbarkeit für die Erzeugung von hochwertigem Beton näher zu untersuchen.

Das erwähnte Gebiet bildet die nordwestliche Ecke des Reiches, umfaßt die östlichen Ketten der südlichen Kalkalpen und die nördlichsten Karstgebiete der Dinariden. Schon aus dieser orographischen Charakteristik ist ersichtlich, daß im ganzen Gebiet vorwiegend Kalkstein, teilweise Dolomit, auftritt. Doch gibt es im mittleren Dravetal im Übergang zu den östlichen Zentralalpen ein ziemlich ausgedehntes Vorgebirgsmassiv, das Pohorje (Bacherngebirge), welches vorwiegend aus Urgestein besteht und neben weicheren Schichtengesteinen ein vorzügliches Tiefengestein, den *Tonalit,* enthält, welcher eine Abart des Diorit darstellt und für Grenzgebiete zwischen den Zentralalpen und Südalpen typisch ist. Er unterscheidet sich vom Granit durch einen geringeren Quarzgehalt, der hier in veränderlichen Mengen von 16—31 % auftritt; den Hauptbestandteil bilden Plagioklase. Das Gestein ist gleichmäßig mittel- bis feinkörnig und kompakt.[1] In den Alpenketten treten porphyrartige Durchbruchgesteine auf; unter ihnen vorwiegend *Keratophyr,* der nach dem veränderlichen aber minderreichlichen Quarzgehalt ein Mittelglied zwischen der granitartigen und der syenitartigen Gruppe der magmatischen Gesteine bildet. Er weist eine feinkörnige Porphyrstruktur auf. In den Ausläufern der Alpen am Rand der panonischen

[1] Diese und alle folgenden mineralogisch-petrographischen Angaben sind den umfangreichen Gutachten des mineralogisch-petrographischen Institutes der Universität Ljubljana (Vorstand Prof. Ing. M. Nikitin) entnommen.

Ebene treten vielfach Adern und Blöcke von *Andesit* auf. Den Hauptbestandteil bilden wiederum Plagioklase mit eingestreuten Körnern von Magnesit und Vulkanglas. Die Struktur ist feinkörnig bis amorph. Die niedrige Kristallisationsstufe und der Inhalt an Vulkanglas haben eine ziemliche Sprödigkeit des Gesteins zur Folge. Im sonstigen ist auch dieses Material als gut und für vorerwähnte Zwecke als brauchbar zu bezeichnen.

Außer diesen einheimischen magmatischen Gesteinen wurde namentlich in früheren Jahren ein *Basalt* verwendet, der im kärntnerischen Lavantthal in nächster Nähe der jugoslavischen Grenze, aber schon auf österreichischem Boden, gewonnen wird. Günstige Eisenbahnverbindungen ermöglichten eine ziemlich ausgiebige Verwendung dieses Materials, auch in jugoslavischen Gebieten. Das Gestein weist die gewöhnlichen Qualitätsanzeichen eines normalguten Steinmaterials auf, ist sehr gleichmäßig und hat eine feinkörnige Struktur.

Diese vier Arten von magmatischen Gesteinen wurden zum Gegenstand der eingangs erwähnten Untersuchungen gemacht und dieser Reihe wurden dann zu weiteren Vergleichszwecken noch zwei Kalksteinarten und zwei Dolomite angeschlossen.

Der erste Kalkstein stammt aus dem Nordrand des Karstgebietes aus *Verd*, südlich von Ljubljana und ist ein palaeozoischer Kalkstein mit einem ziemlich hohen Inhalt an silikaten Beimengungen. Der zweite Kalkstein stammt aus *Trbovlje*, gehört stratigraphisch dem Trias an, und ist vorwiegend rein mit sehr geringen Beimengungen. Die beiden *Dolomite* stammen gleichfalls aus triadischen Schichten in den Vorbergen der Ostalpen und unterscheiden sich lediglich nur durch den Fundort Trbovlje und Senovo.

Der aus diesen Steinmaterialien erzeugte Sand und Splitt wurde möglichst anschmiegend an die *Fuller*'sche Siebkurve zusammengesetzt. Beim Tonalit und bei einer Serie von Proben mit Basalt wurde reiner Quarzsand als Füller unter 1 mm Korngröße beigemengt. Es wurde hochwertiger Zement mit nachstehender Normenfestigkeit verwendet:

	Zug	Druck
nach 2 Tagen	27	377
nach 7 Tagen	36	636

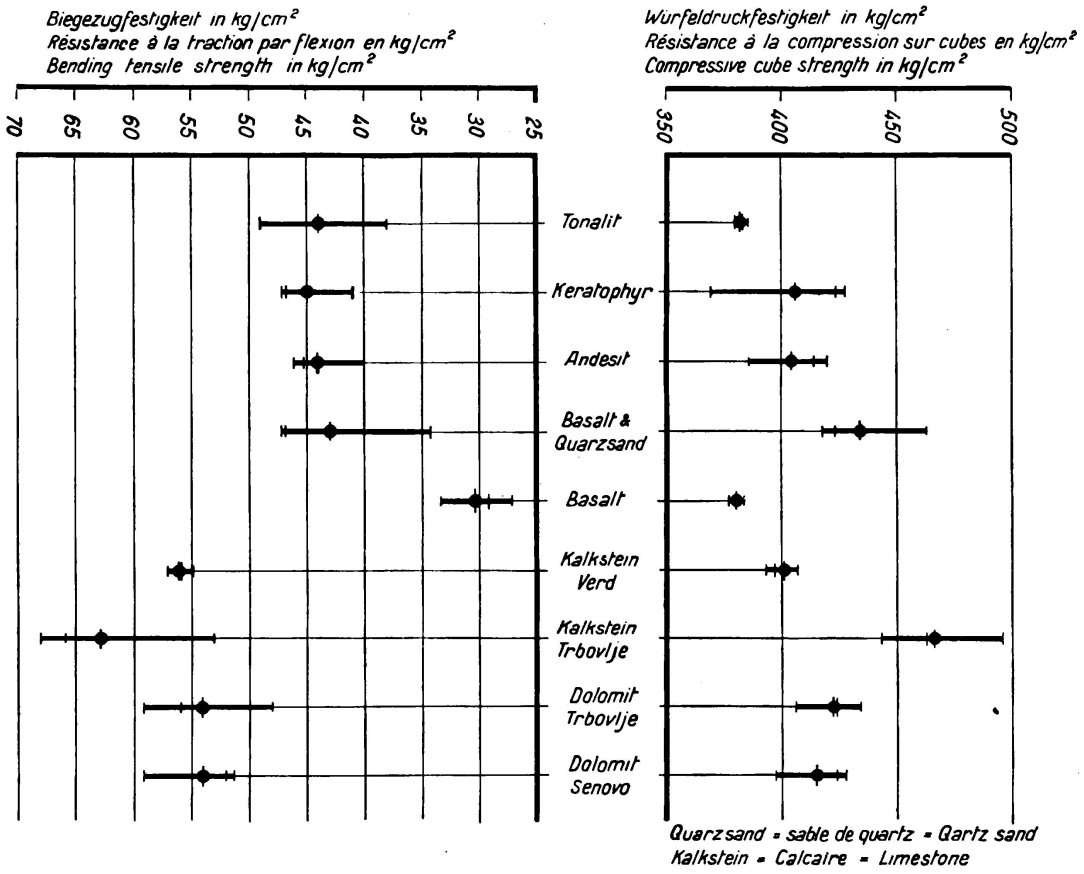
Die Probekörper waren nach den jugoslavischen Normen mit dem *Tetmajer-Klebe*'schen Rammapparat hergestellt.

Die Zementmenge von 400 kg auf einen m^3 Fertigbeton wurde unter Einhaltung eines Wasser-Zementfaktors von 0,5 angemacht, die Konsistenz wurde außerdem auch noch mit der amerikanischen Slumps-Methode kontrolliert, um eine weitgehendste Gleichmäßigkeit des angemachten Betongemenges bei allen Steinarten zu sichern.

Von den mannigfachen Untersuchungen, die mit dem obbeschriebenen Material vorgenommen wurden, werden im Nachstehenden nur die Würfeldruck- und Biegezugfestigkeiten nach 28 Tagen angeführt; die Resultate sind der Übersichtlichkeit halber zeichnerisch dargestellt. Aus der Darstellung lassen sich trotz des verhältnismäßig geringen Umfanges des statistischen Materials immerhin folgende Schlüsse ziehen:

Hinsichtlich der Druckfestigkeit ist kein wesentlicher Unterschied zwischen

den Betonarten mit magmatischem Gestein und denen mit Kalkgesteinen. Die meisten Mittelwerte liegen zwischen 400—450 kg/cm², die Streuungsausschläge sind größtenteils unter 10 % und sind bei manchen Versuchsreihen ganz minimal. Prägnanter gestaltet sich das Schaubild bei den Zugfestigkeiten. Während sich die Zugfestigkeiten beim Beton mit magmatischen Gesteinen hart an dem Mittelwert von 45 kg/cm² halten, kann man bei der Kalksteingruppe klar ersehen, daß die Zugfestigkeit überall den Durchschnittswert nahe bei 55 kg/cm² erreicht. Selbst die verhältnismäßigen größeren Streuungen bei den Biegezug-



festigkeiten können an diesem interessanten Gesamtbild nichts ändern; auch die Mindestfestigkeiten der Kalksteingruppe sind noch merklich höher als die Höchstfestigkeiten der magmatischen Gruppe.

Interessant ist noch der Vergleich zwischen den Festigkeiten des Betons aus dem Kalkstein aus Verd und demjenigen aus dem Kalkstein aus Trbovlje. Das ganze, eingangs geographisch beschriebene Gelände liegt im Kontaktgebiet der Alpen und der Dinariden. Durch die bekannten orogenetischen Vorgänge ist die Erdkruste im beschriebenen Gebiet stark zerdrückt; das zeigt sich namentlich auch an der mikroskopischen Struktur der hiesigen Gesteine. Alle weisen Folgen mehrfach orientierter Gebirgsdrücke auf. Die Kohäsion des Gesteins hängt nun in diesen Gebieten wesentlich davon ab, ob die orogenetischen Gebirgsdrücke das Gestein in größeren Tiefen unter allseitigem Druck angetroffen haben oder ob sie durch spätere Kalcitinfiltration in den Bruch- und Sprengstellen

sekundär hinreichend fest verklebt wurden. Der Kalkstein von Verd, älter, offenbar in tieferen Lagen vom Gebirgsdruck erfaßt und außerdem bei seinem höheren Alter auch sekundär durch Kalcitinfiltration besser verklebt, ist viel gleichmäßiger als der Kalkstein aus Trbovlje. Hingegen ist der Kalkstein aus Trbovlje wesentlich reiner. Daher offenbar die höheren Festigkeiten beim letzteren Material, aber auch die größeren Streuungen sowohl bei Druck- als auch bei Biegezugfestigkeiten. Die Diaklasen in der Mikrostruktur bilden allem Anschein nach immer auch ein Störungselement in der Kohärenz der Betonmasse.

Aber trotz dieser Unregelmäßigkeit erscheint die Schlußfassung berechtigt, daß Kalkgesteine für den Zementmörtel eine weit höhere Adhärenz bieten und dabei als Mineralskelett im Beton bessere Zugfestigkeiten, wenn nicht auch bessere Druckfestigkeiten gewährleisten als im sonstigen wesentlich festere magmatische Gesteine.

IIb 4

Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung im Beton.

Moyens d'augmenter la résistance à la traction et de diminuer la formation des fissures dans le béton.

Means of Increasing the Tensile Strength and Reducing Crack Formation in Concrete.

M. Coyne,
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Paris.

In den letzten Jahren haben wir die Gelegenheit gehabt, eine große Zahl von Stützmauern von folgender Grundform zu bauen:

Die Mauerwand von schwacher Dicke für beliebige Höhe besteht aus Mauer-

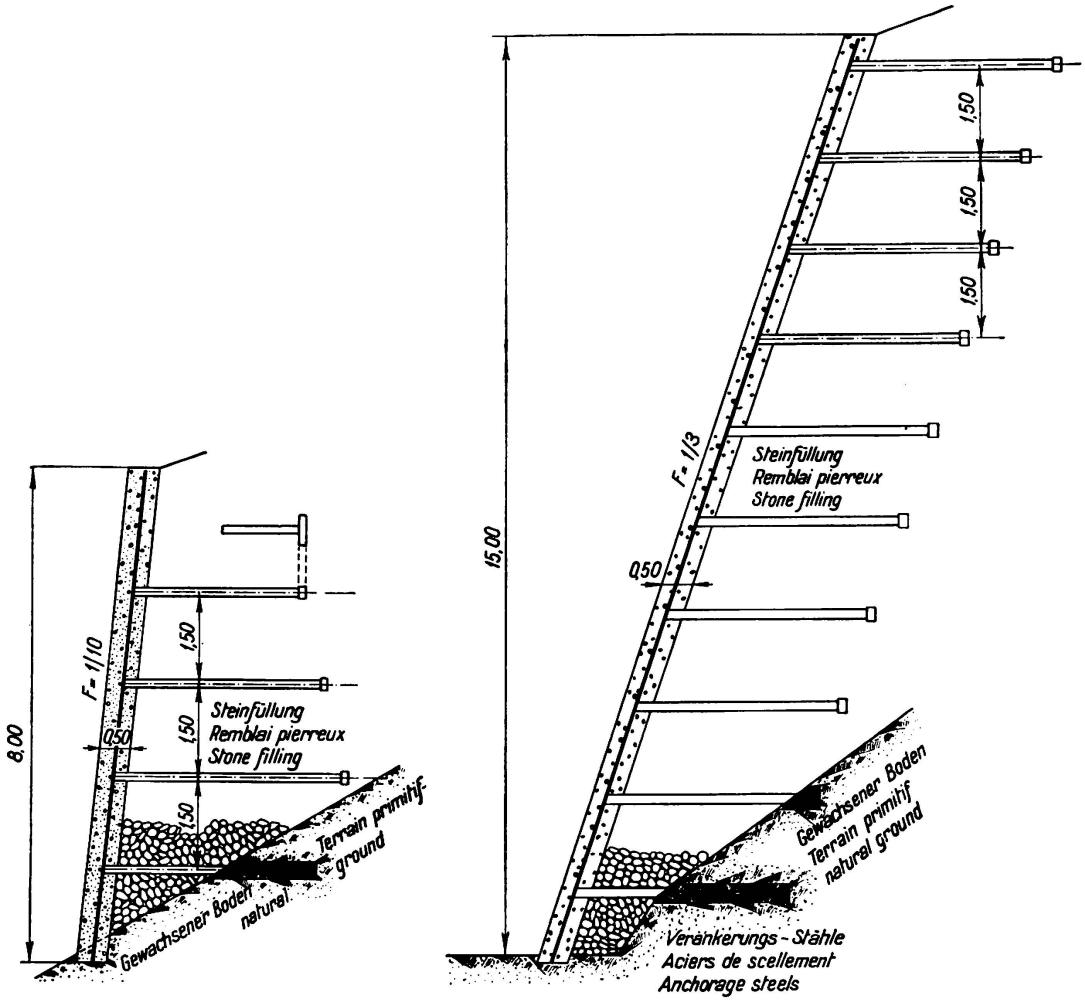


Fig. 1. Leiter-Stützmauer, System Coyne, Querschnitt.

werk oder aus Eisenbeton. Die Standfestigkeit wird durch verhältnismäßig kurze Zugbänder gesichert, die beinahe alle im Druckkeil eingebettet sind. In der Zeitschrift „Génie Civil" vom 29. Oktober 1927 ist über die Wirkungsweise dieser

Fig. 2.
Leiter-Stützmauer (8 m hoch).

Fig. 3.
Leiter-Stützmauer (8 m hoch).

Bauwerke, die wir als „Leiter-Stützmauern" bezeichnet haben, eine Abhandlung veröffentlicht worden. Die Fig. 1, 2 und 3 zeigen einige Grundformen.

Der Bau der Zugbänder aus Eisenbeton weist insofern eine besondere Schwierigkeit auf, als sich beim Setzen der Hinterfüllung die Zugbänder durchbiegen müssen, weil sich die Mauer selbst nicht setzt (Fig. 4).

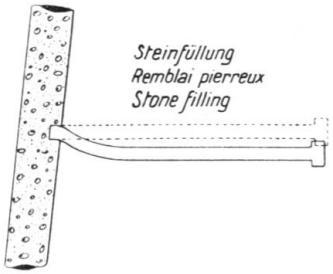


Fig. 4.
Darstellung der Verbiegung eines Zugbandes infolge der Setzung der Hinterfüllung.

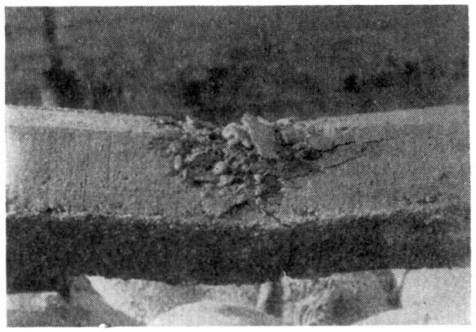


Fig. 5.
Der Beton des gezogenen und verbogenen Zugbandes wird rissig und setzt die bloßgelegten Bewehrungen der Rostbildung aus, trotzdem Umschnürungseisen vorhanden sind (gewöhnliche Umschnürung).

Infolge der Beanspruchung des Betons auf Zug und auf Biegung reißt der Beton und setzt die Armierungen der Rostbildung aus (Fig. 5). Das Problem besteht nun in der Verminderung der Tendenz des Betons, rissig zu werden, eine Frage, die das vorliegende Thema betrifft. Wir haben diese Aufgabe wie folgt gelöst:

Die Bewehrung des Zugbandes ist in der Mitte des Querschnittes angeordnet. Die Betonhülle wird durch Stahlbewehrung umschnürt, deren Aufgabe eben die Verhinderung oder Begrenzung der Rissebildung ist. Ordnet man jedoch die Umschnürung in der gewöhnlichen Weise an, so bietet sie keine Hilfe, denn die Risse treten zwischen zwei Umschnürungseisen auf (Fig. 5).

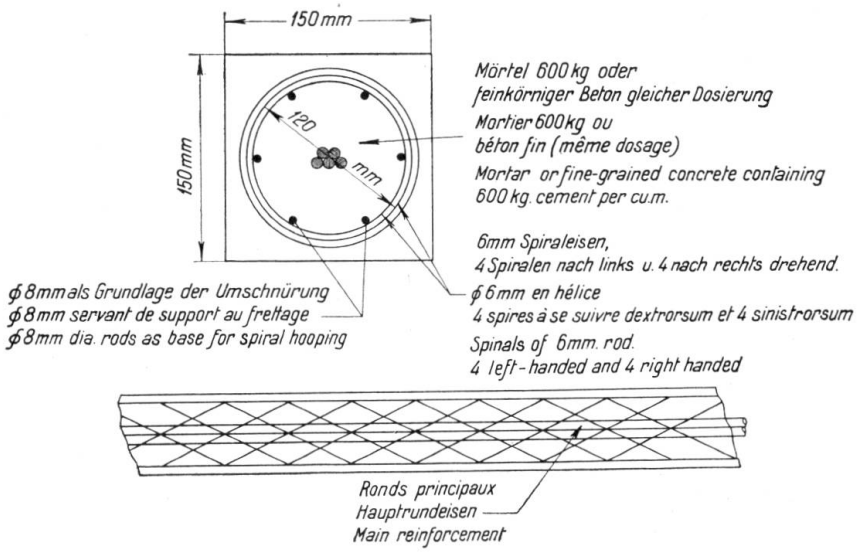


Fig. 6.

Zugband mit Sonderumschnürung (von großer Ganghöhe).

Den Umschnürungseisen muß eine bestimmte Ganghöhe gegeben werden (Fig. 6) so, daß einerseits die Risse genäht werden, und daß anderseits der Längszug des Zugstabes durch die Umschnürungen in einen Querdruck umge-

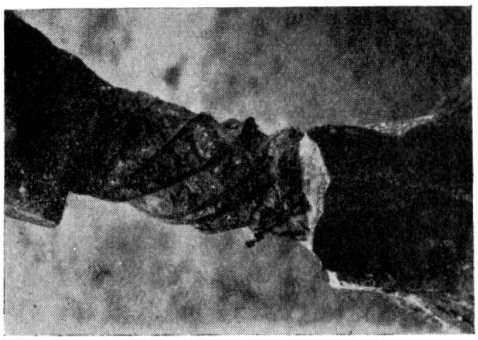


Fig. 7.

Zugband mit Sonderumschnürung.

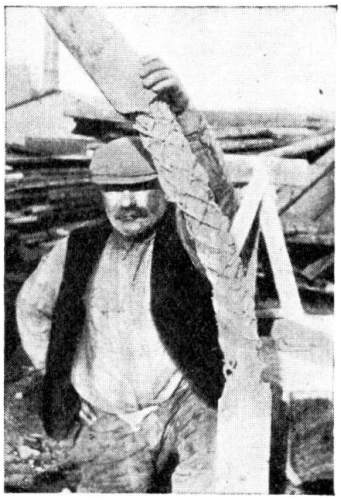


Fig. 8.

Zugband mit Sonderumschnürung.

wandelt wird. Man erhält auf diese Weise Zugstäbe, die in der Lage sind, große Biegungen aufzunehmen, ohne daß der innere Betonkern zerfällt (Fig. 7 und 8).

Diese eigenartige Ausbildung von gezogenen Eisenbeton-Gelenkstäben wird zweifellos viele andere Anwendungen finden.