

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

18. Jahrgang 1921.

NO. 18.

### Bemerkenswerte Brückenausführungen des Auslandes in Eisenbeton III.

#### 5. Brücke von Villeneuve-sur-Lot\*).



owohl durch ihre außergewöhnliche Spannweite von 98 m bei Ausführung in reinem Betonbau für das Gewölbe wie durch die Art der Ausrüstung und Herstellung einer bestimmten Bogenform durch ein Verfahren, das in seinen Grundgedanken übrigens dem „Gewölbe-Expansionsverfahren“ entspricht, das der Betonfirma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M. in Deutschland patentiert ist\*\*), verdient die genannte Brücke allgemeines Interesse.

Die Brücke führt bei Villeneuve (Dep. Lot et Garonne) über den Lot und trägt das Gleis einer Lokalbahn, das in den Fahrdamm der Straße eingebettet ist. Sie ergänzt auf diese Weise die nicht mehr ausreichende Leistungsfähigkeit einer schmalen und steilen Massivbrücke aus dem Mittelalter. Der Entwurf zu dem neuen Bauwerk ist hervorgegangen aus einem engeren Wett-

bewerb unter Sonderfachleuten des Eisenbetonbaues, in dem die Firma Limousin & Cie. mit dem Entwurf des früheren Ingenieurs der Brücken und Wege F. Freyssinet als Sieger hervorging. Wir entnehmen Beschreibung und Abbildungen der französischen Zeitschrift „Le Génie civil“:

Mit den Arbeiten war bereits im Herbst 1914 begonnen worden, sie wurden aber durch die Mobilisierung zunächst ganz unterbrochen, nachdem die Fundamente des Gewölbes und das Lehrgerüst bereits hergestellt waren. Um letzteres nicht unbenutzt abbrechen zu

\*) Vergl. „Le Génie civil“ 1921, 2. Halbjahr: No. 5—7. Aufsatz vom Ingenieur des Bauwerkes F. Freyssinet, der sich außerdem allgemein über die Frage der Ausführung weitgespannter Betonbrücken verbreitet.

\*\*) Dieses Verfahren ist von Ob.-Ing. Dr. Färber der Firma Buchheim & Heister unseres Wissens erstmalig bei der Wiederherstellung der gesunkenen Puppenbrücke in Lübeck verwendet worden, vergl. „Mitteilungen“ 1914 S. 137. Dr. Färber hat sich dann auch noch näher über das Verfahren in seiner Broschüre „Der Gewölbebau“, vergl. „Deutsche Bauztg.“ 1916, verbreitet. Freyssinet hat nach seiner Angabe sein Verfahren erstmalig schon 1908 verwendet (vergl. den Aufsatz der ersten Fußnote).

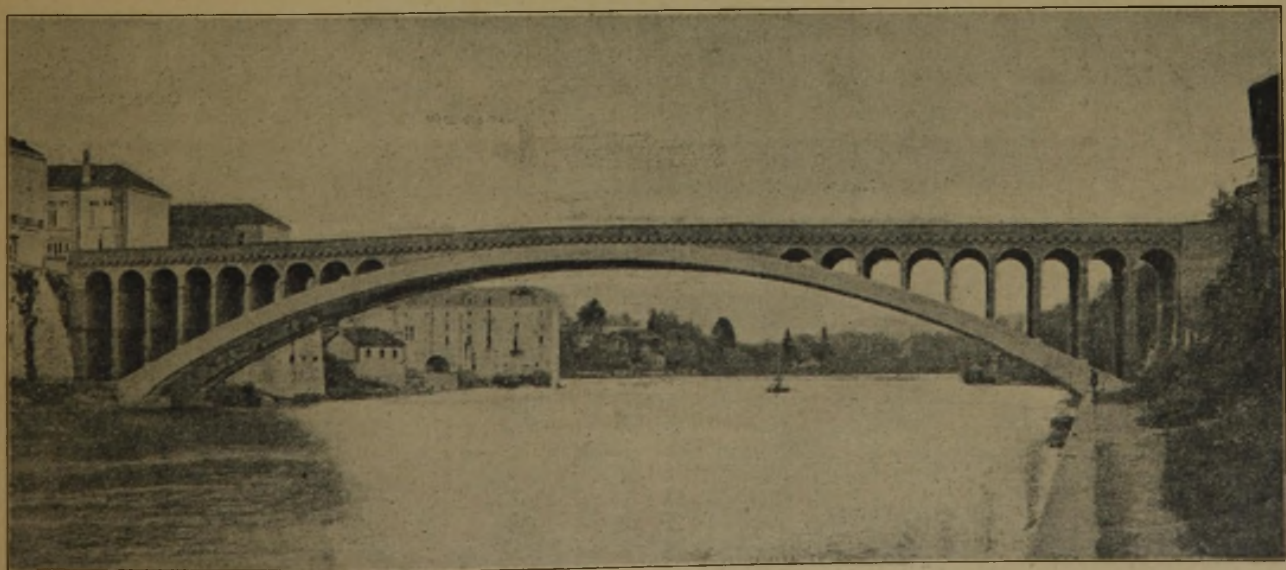


Abbildung 1. Gesamtbild der Brücke. Betonbogen ohne Eiseneinlagen von 98 m Spw. Ingenieur: F. Freyssinet.

müssen, wurde aber im Herbst 1921 wenigstens das in 2 Bogenrippen von je rd. 3 m Breite aufgelöste Gewölbe ohne Uebertbau betoniert und dann die Rüstung beseitigt. So hat der Bau bis Frühjahr 1919 gestanden. Dann wurde die Tragkonstruktion der Fahrbahn, die in Eisenbeton erstellt ist, fertig gestellt und das Bauwerk im Laufe desselben Jahres vollendet und dem Verkehr übergeben.

Abbildung 1, S. 137, gibt den Gesamteindruck des elegant wirkenden Bauwerkes wieder, Abbildung 2 hierunter läßt die Bogenform und die Anordnung des Lehrgerüsts erkennen; außerdem zeigen die Schnitte in den Abbildungen 3 und 4 Querschnitte durch die Brücke, durch die Fahrbahn und die Bogenrippen. Abbildung 5 gibt außerdem einen Einblick von unten und von einem Ufer in das Bauwerk wieder.

Danach hat die Brücke zwischen den Geländern 10,9 m Breite, wovon je 1,8 m auf die beiderseitigen Fußwege, 7,3 m auf den Fahrdamm entfallen,

aufgehenden Widerlager sind mit Ziegeln verkleidet, in deren Fugen Eisen eingebettet sind. In gleicher Weise sind die dünnen Geländer hergestellt. Die Bögen sind beiderseits eingespannte, elastische Betonbögen von 1,45 m Scheitel- und 3 m Kämpferstärke bei 96,25 m sichtbarer Spannweite in NW.-Höhe und 14,45 m Pfeil. Die Spannweite an der Kämpferfuge, 2,5 m unter NW., wächst bis auf 98 m und übertrifft damit wohl alle bisher ausgeführten reinen Betonbögen\*\*\*). Zwischen Kämpferfugen und gewachsenem Felsuntergrund ist nur noch ein kurzes Fundamentstück in Stampfbeton eingeschaltet. Nach dem Fundament hin ist die Bogenbreite, um den Druck auf den Untergrund zu verringern, allmählich auf 4 m verbreitert. Der Untergrund ist auf beiden Ufern nicht ganz gleichmäßig und besteht aus einer etwas weichen, blättrigen und zusammendrückbaren Molasse, sodaß nur 3 bzw. 5 kg cm<sup>2</sup> Druckbeanspruchung zugelassen worden sind. Für die Mittellinie des Bogens ist eine Parabel 6. Grades

noch ein kurzes Fundamentstück in Stampfbeton eingeschaltet. Nach dem Fundament hin ist die Bogenbreite, um den Druck auf den Untergrund zu verringern, allmählich auf 4 m verbreitert. Der Untergrund ist auf beiden Ufern nicht ganz gleichmäßig und besteht aus einer etwas weichen, blättrigen und zusammendrückbaren Molasse, sodaß nur 3 bzw. 5 kg cm<sup>2</sup> Druckbeanspruchung zugelassen worden sind. Für die Mittellinie des Bogens ist eine Parabel 6. Grades

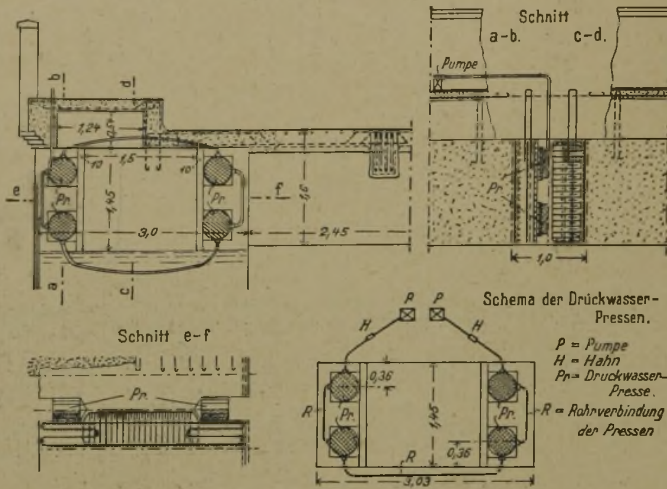


Abbildung 6. Ausbildung der provisorischen Scheitelfuge und Anordnung der Druckwasserpressen daselbst.

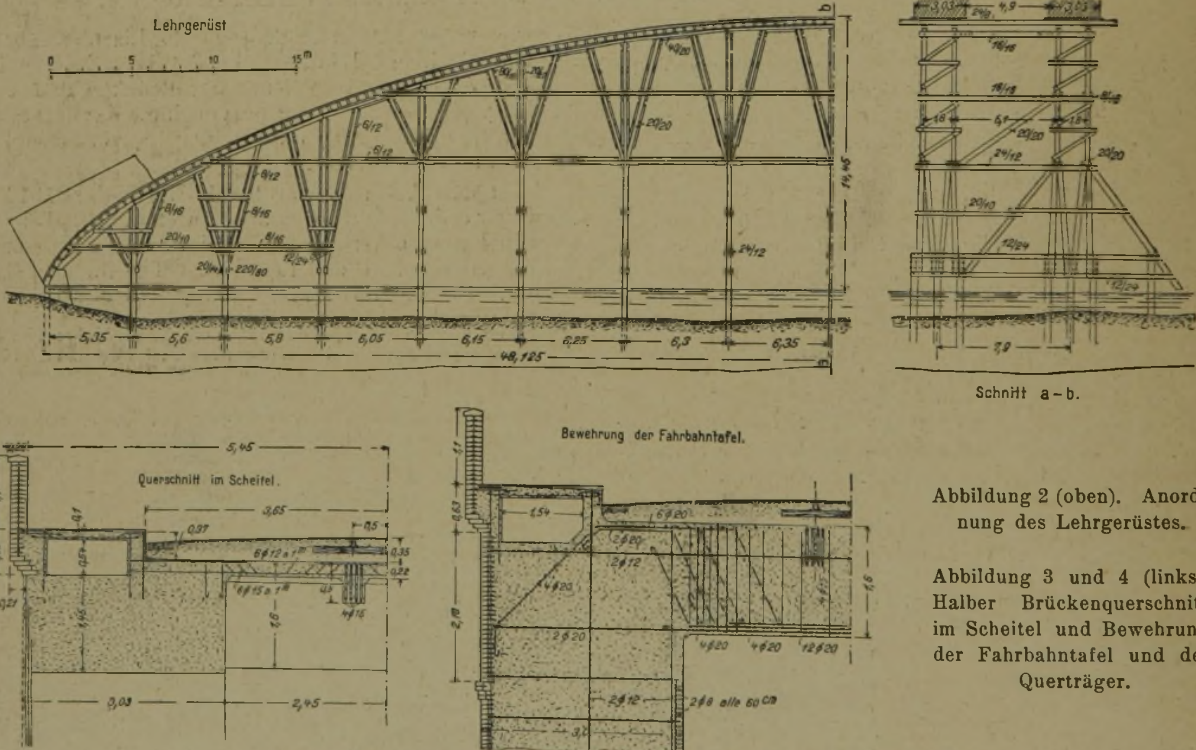


Abbildung 2 — 5. Ausbildung der Brücke von Villeneuve-sur-Lot.

in dessen Mitte das 1 m - spurige Gleis, auf Holzschwellen ruhend und im Maccadam des Fahrdammes eingebettet, angeordnet ist. Die in Eisenbeton ausgeführte Fahrbahn bietet keine Besonderheiten. Sie trägt zwischen den beiden Bogenrippen auf 4,7 m frei und ruht im Scheitel auf den 3,03 m breiten Rippen, im übrigen durch die Vermittlung kräftiger Querträger auf Eisenbetonstützen auf, die ihre Last auf die Bogenrippen übertragen. Zwischen die Querträger spannen sich 2 Längsträger. Die Fahrbahnplatte ist mit einem Zementglattrich und Kohlenteeranstrich abgedichtet. Die Stützen sind in der Ansicht höchstens 68 cm breit und oben durch 3,33 m weit gespannte Bögen verbunden. Ihre Längseisen sind im Gewölbebeton verankert. Diese Gewölbe, sowie die Stützen und die Ansichtsflächen der

gewählt, die sich sehr nahe dem Seileck für die tote Last anschmiegt. Ihr Krümmungshalbmesser im Scheitel ist 105 m.

Zur Wahl eines reinen Betonbogens führt der Verfasser aus, daß aus wirtschaftlichen Erwägungen die Eiseneinlagen fortgelassen seien. Selbst bei großen Spannweiten sei der reine Betonbau vorteilhaft, wenn das Gewicht des Bogens in gewissen Grenzen gehalten werden kann, um Lehrgerüst und Widerlager nicht zu sehr zu verteuern. Verfasser ist bei seinem Plan für den Viadukt von Bernand, Loire, (allerdings mit Eiseneinlagen) bis 170 m Spannweite gegangen. Der Entwurf

\*\*\* Die Syratat-Brücke bei Plauen i. V. hat 90 m Gesamt-Spannweite, ist allerdings nur im mittleren Teil von 65 m als freies Gewölbe anzusehen (Deutsche Bauztg. 1904, S. 354 ff.).

war bereits genehmigt, der Bau 1914 begonnen, als der Krieg ausbrach und die Fortführung der Arbeiten hinderte. Seitdem sind jedoch gegen den Bau Bedenken geltend gemacht worden, die eine Ausführung nach dem Plan zweifelhaft erscheinen lassen. Dagegen befindet sich eine Brücke von 131 m Spannweite (Saint Pierre du Vaudray) tatsächlich in Ausführung.

Nötig ist für Gewölbe dieser Art allerdings ein Beton guter Festigkeit. Für die Brücke von Villeneuve war nach dieser Richtung nur die Vorschrift gegeben, daß der Beton nach 90 Tagen eine  $240 \text{ kg/cm}^2$  überschreitende Festigkeit haben müsse. Vorschriften über Material und Zementzusatz waren nicht gemacht. Mit aus dem Fluß gebaggertem, keiner weiteren Behandlung unterworfenen Kiessandgemisch sind mit Zementzusatz von  $200\text{--}600 \text{ kg/cbm}$  an  $20 \text{ cm}$ -Würfeln eine größere Zahl von Druckproben durchgeführt, die bei  $200 \text{ kg}$  Zement 185, bei  $350 \text{ kg}$  schon 457 und bei  $600 \text{ kg}$  Zement bereits über  $600 \text{ kg/cm}^2$  Bruchfestigkeit ergaben. Ein Zementzusatz von  $350 \text{ kg/cm}^2$  erschien danach als die verlangte Festigkeit reichlich sichernd, dabei nicht so un bequem in Bezug auf die Schwindung wie ein fetterer Beton. Bei der Ausführung regelmäßig durchgeführte Proben mit  $20 \text{ cm}$ -Würfeln nach 28 Tagen ergaben Festigkeiten, die im Allgemeinen zwischen  $200$  und  $300 \text{ kg/cm}^2$  liegen. Die äußersten Grenzen waren  $189$  und  $382 \text{ kg/cm}^2$ . Vom 28. bis 90. Tag nahm die Festigkeit um  $50\%$  zu. In den Ansichtsflächen wurde der Zementzusatz auf  $600 \text{ kg/cbm}$  gesteigert, außerdem wurden die größeren Bestandteile der Zuschläge ausgesiebt, und schließlich wurde hier mit einem flüssigen Beton gearbeitet.

Der Fluß zeigt plötzliche starke Anschwellungen, die  $8 \text{ m}$  über NW. nicht selten übersteigen. Das Lehrgerüst mußte daher solide gestützt und querversteift werden. Es ruht auf weitgestellten, durch den Kies bis auf den Felsgrund hinabgerammten Pfahljochen. Um der Strömung möglichst wenig Angriffspunkte zu geben, ist die eigentliche Lehre mit ihren Streben auf den größten Teil des Gerüsts über  $8 \text{ m}$  über NW. gelegt. Der Fortfall aller Keile, Sandtöpfe, Schraubenspindeln zum Ausrüsten, die bei der gewählten Baumethode überflüssig werden, gestattet außerdem ein festes Zusammenbinden des ganzen Gerüsts ohne durchgehende wagrechte Durchschneidungen. Trotz verhältnismäßiger Leichtigkeit war das Gerüst daher doch standfest und überdauerte ohne größere Beschädigungen die Hochflut von 1914, trotzdem es dieser ohne jede lotrechte Belastung ausgesetzt war. Bei der großen Höhe des Lehrgerüsts und den zugelassenen starken Beanspruchungen der Hölzer ergaben sich ziemlich starke lotrechte Zusammendrückungen und Setzungen beim Einwölben, die  $3 \text{ cm}$  betragen.

Um Ribbildungen im Gewölbe durch lotrechte Setzungen während der Ausführung zu vermeiden, wurde das Gewölbe in einzelnen getrennten Abschnitten von  $6 \text{ m}$  Länge ausgeführt. Um ein Abrutschen dieser Strecken auf der Schalung zu vermeiden, wurden in die zwischen 2 Abschnitten belassenen Fugen von  $0,40 \text{ m}$  Breite zwischen die Kopfschalungen kleine Eisenbetonsteifen eingesetzt, die gewissermaßen als Gelenke wirkten. Erst nachdem sich das Lehrgerüst unter der Last bereits gesetzt hatte, wurden diese Schlitz rasch mit Beton ausgestampft. Der Beton der Bogenrippen wurde verhältnismäßig trocken mit Preßluftstampfern eingestampft.

Die Ausrüstung des Gewölbes erfolgte nicht durch Ablassen des Lehrgerüsts (wozu es ja auch an den entsprechenden Einrichtungen fehlte), sondern durch Abheben des Bogens durch den Druck von Druckwasserpressen, die in die offene Scheitelfuge eingesetzt wurden. Dieses Verfahren hat der Verfasser nach seiner Angabe 1908 zuerst bei der Brücke von Moulin mit  $50 \text{ m}$  Spannweite bei  $1/25$  Pfeil mit 2 Gelenken angewendet, desgl. bei zwei Brücken über die Allier bei Veurdres (1909/10) und Boutison in der Nähe von Vichy (1911/12), die beide 3 Dreigelenkbögen von  $68, 72,5, 68 \text{ m}$  Spw. haben bei  $1/15$  Pfeil.

Die Anordnung der Druckwasserpressen im Scheitel bei der Brücke von Villeneuve zeigt Abbildg. 6. Rechts

und links der Scheitelfuge sind zunächst Schlußstücke betoniert von  $50 \text{ cm}$  Stärke, mit einem Beton von  $1000 \text{ kg/cbm}$  Zement, bewehrt mit kreuzweise verlegten Eisen. Der Bewehrungsgrad dieser Platten ist etwa  $2\%$ . Diese beiden Schlußstücke sind nach einander hergestellt. Ein Bestreichen der Stirnfläche des zuerst fertig gestellten Stückes mit Seife hinderte ein Anbinden des 2. Schlußstückes. In diesen Platten wurden Nischen ausgespart zum Einsetzen von je 2 Druckwasserpressen für jeden Bogenring. Beim Einlassen des Druckwassers ergab sich zuerst nur eine Oeffnung der Scheitelfuge, dann von  $260 \text{ t}$  Druck an auch eine Hebung des Scheitels. Bei  $270 \text{ t}$  Pressung waren  $8 \text{ cm}$  Fugenwirkung oben,  $7 \text{ cm}$  unten in der Scheitelfuge erreicht und dabei  $9 \text{ cm}$  Hebung des Scheitels. In die offene Scheitelfuge wurden nun dünne, stark bewehrte und mit Zement stark dosierte Eisenbetonplattenstücke von  $5 \text{ cm}$  Stärke eingelegt, die noch in frischen Mörtel getaucht waren. Dann wurden die Pressen langsam abgelassen, bis diese Platten vollkommen unter Druck standen. Schließlich war

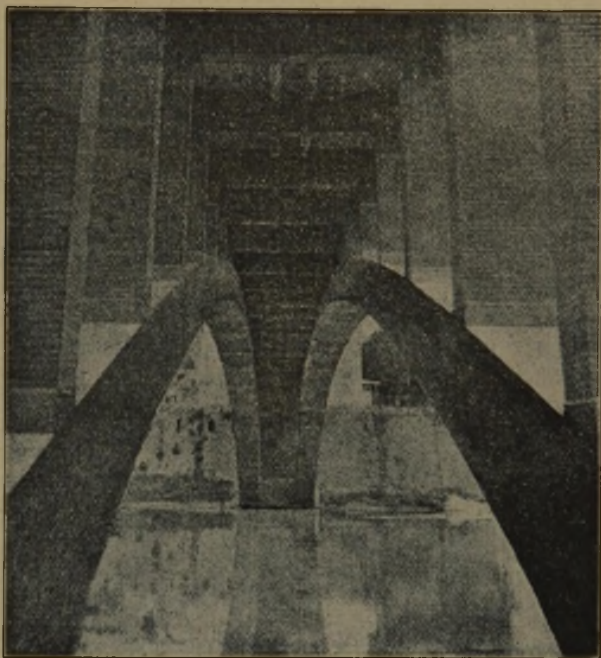


Abbildung 5. Untersicht unter die fertige Brücke von einem Ufer her.

bei völliger Zusammenpressung der Platten noch eine gleichmäßige Erweiterung der Scheitelfuge von  $53 \text{ mm}$  und eine Scheitelhebung um  $50 \text{ mm}$  vorhanden. Die Pressen konnten nun ganz gelöst und herausgenommen werden. Die Fugen zwischen den Einlageplattenstücken wurden nun mit feinem Mörtel angefüllt, die Nischen der Pressen mit Beton ausgestampft. Das Gewölbe war nunmehr vom Lehrgerüst frei, letzteres konnte abgebrochen werden.

Die Verlängerung der Bogenachse um  $53 \text{ mm}$  entspricht etwa der Summe aus der zu erwartenden Verkürzung aus dem Einfluß der Auflasten auf dem Gewölbe aus permanenter Last, aus Verschiebungen der Widerlager, die hier nur sehr gering sein konnten, und aus der Wirkung der Schwindung (entspr.  $1/10000$  von der Länge des Bogens). Auf diese Weise werden die ungünstigen Spannungen, die sich aus einer Deformation des Bogens unter der Last und aus Schwindspannungen ergeben würden, wenn man das Gewölbe in der gewöhnlichen Weise durch Senken des Lehrgerüsts ausgerichtet hätte, ausgeschaltet.

Von 1915—1919 haben dann die beiden  $3 \text{ m}$  breiten Bogenringe ohne jede Querversteifung gestanden. Dann sind die Arbeiten wieder aufgenommen; zunächst ist das aufgehende Mauerwerk der Widerlager bis zur Fahrbahnhöhe hochgeführt worden, desgl. die Stützen aufgesetzt, dann wurden die Querverbindungen im Scheitel einbetoniert, dann die Fahrbahnplatte selbst, zuletzt die Bürgersteige und Geländer. —

(Schluß folgt.)

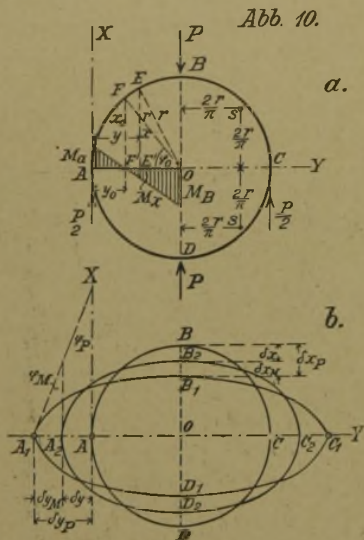
**Biegungstheorie krummer Stabgebilde und deren Anwendung auf die Ermittlung der elastischen Formänderung gebogener Stäbe und auf die Berechnung der Rahmen\*).**  
 Von Oberingenieur S. Glucksmann in Bremen. (Schluß)

**4. Geschlossener Ring, belastet durch eine Radialkraft. (Abbildung 10).**



er Kraft  $P$  in  $B$  wirkt eine Reaktion im Punkt  $D$ , gleich  $P$ , bzw. zwei Reaktionen in  $A$  und  $C$ , gleich je  $\frac{P}{2}$ , entgegen. Da die

Verhältnisse in Bezug auf die Durchmesser  $AC$  und  $BD$  symmetrisch sind, so können wir uns auf die Untersuchung eines Viertelkreises beschränken. Zunächst wollen wir annehmen, daß der Kreisring in  $A$  und  $C$  Gelenke besitzt (Abbildung 10b), die eine



Drehung der anschließenden Bogenteile um die Punkte  $A$  und  $C$  gestatten. Denken wir nun den Bogenteil  $AB$  in  $B$  fest eingespannt und an seinem freien

Ende  $A$  die Kraft  $\frac{P}{2}$  wirken. Durch  $A$  als Anfang legen wir ein rechtwinkliges Koordinatenkreuz  $XAY$ , wobei die  $X$ -Achse mit der Richtung der

Kraft  $\frac{P}{2}$  zusammenfällt und die  $Y$ -Achse durch den Mittelpunkt des Kreises geht. Dann ist  $x = r \cdot \sin \varphi$ ,  $y = r(1 - \cos \varphi)$ ,  $ds = r \cdot d\varphi$ .

Das statische Moment des Viertelkreisbogens

$AB$  in Bezug auf die  $X$ -Achse ist gleich  $S_x = \frac{\pi r^2}{2} \left( r - \frac{2r^2}{\pi} \right) = 0,182 \pi r^2$ , desgl. in Bezug auf die  $Y$ -Achse ist  $S_y = \frac{\pi r^2}{2} \cdot \frac{2r}{\pi} = r^2$ , ferner ist sein Trägheitsmoment in Bezug auf die  $X$ -Achse

$$T_x = \int y^2 \cdot ds = r^3 \int_0^{\frac{\pi}{2}} (1 - \cos \varphi)^2 d\varphi = 0,36 r^3$$

und sein Zentrifugalmoment in Bezug auf die  $X$ - und  $Y$ -Achsen ist

$$Z = \int xy \, ds = r^3 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sin \varphi (1 - \cos \varphi) d\varphi = \frac{r^3}{2}$$

Infolge des Angriffes der Kraft  $P/2$  in  $A$  erhalten wir eine Ablenkung der Tangente in  $A$  nach Formel (13), gleich

$$\varphi_P = \frac{P/2}{EJ} \cdot S_x = \frac{P}{2EJ} \cdot 0,182 \pi r^2 = 0,286 \frac{Pr^2}{EJ}$$

ferner eine Verschiebung von  $A$  in der Richtung von  $X$  nach Formel (14), gleich

$$\delta_{xP} = \frac{P/2}{EJ} \cdot T_x = \frac{P}{2EJ} \cdot 0,36 r^3 = 0,18 \frac{Pr^3}{EJ}$$

und eine Verschiebung von  $A$  in der Richtung von  $Y$  nach Formel (15), gleich

$$\delta_{yP} = \frac{P/2}{EJ} \cdot Z = \frac{P}{2EJ} \cdot \frac{r^3}{2} = \frac{1}{4} \frac{Pr^3}{EJ}$$

Nun besteht in Wirklichkeit kein Gelenk in  $A$  und die Tangente dortselbst erleidet in Wirklichkeit keine Ablenkung. Wir müssen somit in  $A$  ein Moment  $M_a$  wirken lassen, das das Bogenende in  $A$  um den Winkel  $\varphi_M$  zurückdreht, der dem Ablenkungswinkel  $\varphi_P$  gleich ist. Der durch das Moment  $M_a$  hervorgerufene Winkel ist nach Formel (10) gleich  $\varphi_M = \frac{M_a}{EJ} \cdot s = \frac{M_a}{EJ} \cdot \frac{\pi r}{2}$ , wo  $s$  die Länge des Bogens  $AB$  ist; ferner erzeugt das Moment  $M_a$  eine Verschiebung von  $A$  in der Richtung von  $X$  nach Formel (11), gleich

\*) In No. 17, S. 133 rechts, Gleichung (8) muß es links nicht  $\delta_{yD}$  sondern  $\delta_{xD}$  heißen.

$\delta_{xM} = \frac{M_a}{EJ} \cdot S_x = \frac{M_a}{EJ} \cdot 0,182 \pi r^2 = 0,572 \frac{M_a r^2}{EJ}$   
 und eine Verschiebung von  $A$  in der Richtung von  $Y$  nach Formel (12), gleich

$$\delta_{yM} = \frac{M_a}{EJ} \cdot S_y = \frac{M_a r^2}{EJ}$$

Wie wir vorhin erwähnt haben, muß  $\varphi_P = \varphi_M$  sein, oder  $0,286 \frac{Pr^2}{EJ} = \frac{M_a}{EJ} \cdot \frac{\pi r}{2}$ , woraus folgt:

$$M_a = 0,182 Pr \dots \dots \dots (55)$$

und somit  $\delta_{xM} = 0,572 \cdot \frac{0,182 \cdot Pr r^2}{EJ} = 0,104 \frac{Pr^3}{EJ}$  und  $\delta_{yM} = 0,182 \frac{Pr^3}{EJ}$

Die resultierenden Verschiebungen von  $A$  sind somit:

$$\delta_x = \delta_{xP} - \delta_{xM} = 0,18 \frac{Pr^3}{EJ} - 0,104 \frac{Pr^3}{EJ} = 0,076 \frac{Pr^3}{EJ} \quad (56)$$

$$\delta_y = \delta_{yP} - \delta_{yM} = 0,25 \frac{Pr^3}{EJ} - 0,182 \frac{Pr^3}{EJ} = 0,068 \frac{Pr^3}{EJ} \quad (57)$$

Die Abplattung des Ringes in der Richtung des Durchmessers  $BD$  beträgt somit  $2\delta_x = 0,152 \frac{Pr^3}{EJ}$  und die Verlängerung des Durchmessers  $AC$  ist gleich  $2\delta_y = 0,136 \frac{Pr^3}{EJ}$ .

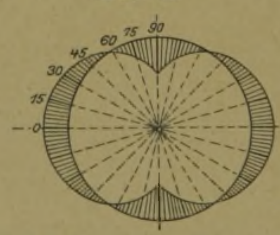
Endlich bleibt noch die Ermittlung des Biegemomentes an beliebiger Stelle des Ringes. In  $A$  ist das Biegemoment nach Formel (55) gleich  $M_a = 0,182 Pr$ , im beliebigen Punkt  $E(x, y)$  ist das Moment gleich

$$M_x = \frac{1}{2} Py - M_a = P(0,5y - 0,182r) = Pr \left( 0,318 - \frac{1}{2} \cos \varphi \right) \quad (58)$$

Somit erhalten wir für  $\varphi = 0^\circ \quad 15^\circ \quad 30^\circ \quad 45^\circ \quad 60^\circ \quad 75^\circ \quad 90^\circ$   
 $M_x = -0,182 \quad -0,165 \quad -0,115 \quad -0,035 \quad +0,068 \quad +0,188 \quad +0,318 Pr$

Der Momentennullpunkt ergibt sich aus der Gleichung  $M_x = Fr \left( 0,318 - \frac{1}{2} \cos \varphi \right) = 0$ ,

Abb. 11.



das heißt für  $\frac{1}{2} \cos \varphi = 0,318$ ,  
 oder  $\cos \varphi = 0,636$ , das ist für  $\varphi_0 = 47^\circ 30'$ ,  
 oder für  $y_0 = 0,364 r$  und  $x_0 = 0,737 r$ .

In der nebenstehenden Abbildung 11 sind die Biegemomente an den betreffenden Punkten des Ringes von dem Kreisumfang aus radial aufgetragen.

**5. Gleichstieliger Zweigelenkrahmen mit lotrechten Ständern und wagrechttem Riegel.**

a) Lotrechte Last an beliebiger Stelle des Riegels (Abbildung 12a).

Denken wir zunächst die Ständer  $AB$  und  $CD$  durch die Gelenke in ihrer Bewegung nicht gehindert, jedoch mit dem Balken  $BC$  starr verbunden (Abbildung 14b). Die Einzellast  $P$  ruft bei der Durchbiegung des Riegels an den Enden desselben Ablenkungen der Endtangente  $\varphi_B$  in  $B$  und  $\varphi_C$  in  $C$  hervor, denen die Ständer folgen müssen, so daß die gegenseitige Verschiebung der Ständerfußpunkte  $A$  und  $D$  gleich ist:

$$\delta_P = h \cdot \varphi_B + h \cdot \varphi_C = h(\varphi_B + \varphi_C). \quad \text{Nach Formel (44a)}$$

$$\text{und (44b)*) ist } \varphi_B = \frac{Pab}{6EJl} (a+2b) \text{ und } \varphi_C =$$

$$\frac{Pab}{6EJl} \cdot (2a+b), \text{ sodaß } \delta_P = \frac{Pabh}{2EJ} \dots \dots (59)$$

\*) Die Entfernung des Schwerpunktes  $S$  eines Viertelkreisbogens von seinen Endhalbmessern ist gleich  $\frac{2r}{\pi}$ .

\*) Die hier mit  $\varphi_B$  und  $\varphi_C$  bezeichneten Winkel entsprechen in der Formel (44a) und (44b) den mit  $\varphi_A$  bzw.  $\varphi_B$  bezeichneten Winkeln.

In Wirklichkeit aber werden die Fußpunkte  $A$  und  $D$  an der Ausführung dieser Verschiebung durch die Gelenke verhindert, so daß wir in denselben je eine Kraft  $H$  und  $-H$ , in der Richtung von  $AD$  wirkend, anbringen müssen, die die Fußpunkte auf ihre ursprüngliche gegenseitige Entfernung  $l$  zurückbringen. Denken wir uns wieder die

wie die Formänderungsgrößen (Abbildung 12d) bestimmen. Insbesondere ist das Moment bei  $B$  und  $C$  gleich

$$M_B = M_C = H \cdot h = \frac{3}{2} P \frac{ab}{l(2k+3)} \dots (62)$$

Im Angriffspunkt  $E$  der Kraft  $P$  ist das Moment:

$$M_E = \frac{Pab}{l} - M_B = \frac{Pab}{l} \left[ 1 - \frac{3}{2} \frac{1}{2k+3} \right] = \frac{Pab}{l} \frac{4k+3}{4k+6} \dots (63)$$

Ist  $a = b = \frac{1}{2} l$ , so ist  $H = \frac{3Pl}{8h(2k+3)} \dots (64)$

$$M_B = M_C = \frac{3Pl}{8(2k+3)} \dots (65)$$

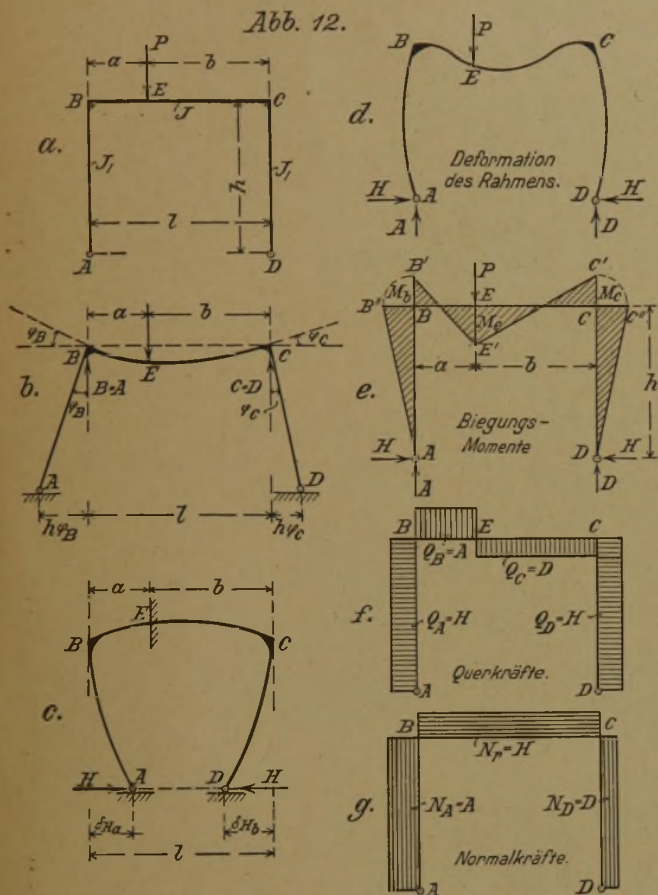
$$M_E = \frac{Pl}{4} \frac{4k+3}{4k+6} \dots (66)$$

b) Gleichmäßig verteilte lotrechte Belastung des Riegels.

Ist im Falle a) die Kraft  $P = p \cdot dx$ ,  $a = x$  und  $b = l - x$ , so ist

$$H = p dx \cdot \frac{3x(l-x)}{2hl(2k+3)} \quad M_E = \frac{p \cdot x(l-x) dx}{l} \frac{4k+3}{4k+6}$$

$$M_B = M_C = \frac{3}{2} p dx \cdot \frac{x(l-x)}{l(2k+3)}$$



Gelenke weggelassen und den Riegel im Angriffspunkte  $E$  der Kraft  $P$  fest eingespannt (Abbildung 12c) und an den beiden Fußpunkten  $A$  und  $D$  die Kräfte  $H$  bzw.  $-H$  anbringen, so verschiebt sich  $A$  in der Richtung von  $H$  nach

$$\text{Formel (23) um } \delta_{H_a} = \frac{H}{E} \sum_E \left( \frac{T_{x_i}}{J_i} \right) = \frac{H}{E} \left( \frac{ah^2}{J} + \frac{h^3}{3J_1} \right)$$

$$\text{und desgl. } D \text{ um } \delta_{H_d} = \frac{H}{E} \sum_D \left( \frac{T_{x_i}}{J_i} \right) = \frac{H}{E} \left( \frac{bh^2}{J} + \frac{h^3}{3J_1} \right)$$

Die Gesamtverschiebung der Punkte  $A$  und  $D$  ist gleich

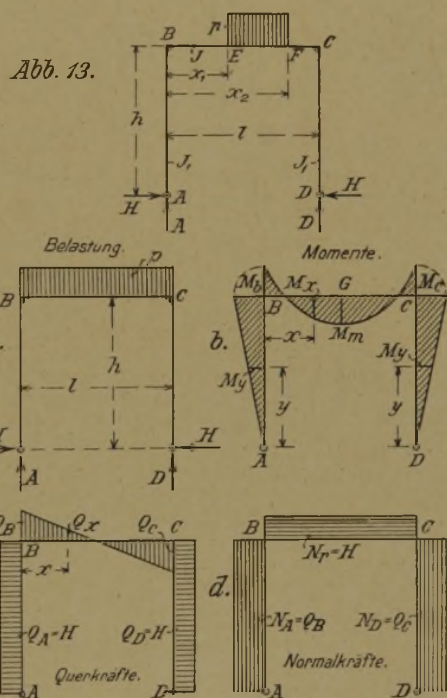
$$\delta_H = \delta_{H_a} + \delta_{H_d} = \frac{H}{E} \left( \frac{2h^3}{3J_1} + \frac{lh^2}{J} \right) \dots (60)$$

In obigen Gleichungen bedeutet:  $h$  die Länge der Ständer,  $J_1$  das Trägheitsmoment ihres Querschnittes,  $l$  die Länge des Riegels,  $J$  das Trägheitsmoment seines Querschnittes,  $a$  und  $b$  die Entfernungen des Angriffspunktes  $E$  der Kraft  $P$  von  $B$  und  $C$  und  $E$  den Elastizitätsmodulus des Materiales.

Zunächst wollen wir uns für die künftigen Untersuchungen merken, daß  $\delta_H = \delta_{H_a} + \delta_{H_d} = \frac{H}{E} \left[ \sum_E \left( \frac{T_{x_i}}{J_i} \right) + \sum_D \left( \frac{T_{x_i}}{J_i} \right) \right] = \frac{H}{E} \sum_A \left( \frac{T_{x_i}}{J_i} \right)$  ist, so daß die Verschiebung  $\delta_H$  unmittelbar (ohne Sonderberechnung und Additon von  $\delta_{H_a}$  und  $\delta_{H_d}$ ) ermittelt werden kann; ferner muß  $\delta_H = \delta_P$  sein, sodaß nach Formeln (60) und (59)  $\frac{H}{E} \left( \frac{2h^3}{3J_1} + \frac{lh^2}{J} \right) = \frac{Pabh}{2EJ}$  ist, woraus folgt:  $H = P \frac{3ab}{2hl(2k+3)} \dots (61)$

wenn wir  $\frac{Jh}{J_1 l} = k$  setzen.

Nachdem der Horizontalschub  $U$  ermittelt ist, lassen sich sämtliche Biegemomente (Abbildung 12e), Querkräfte (Abbildung 12f), Normalkräfte (Abbildung 12g), so-



Ist die gleichmäßige Belastung von  $E$  bis  $F$  (d. h. von  $x = x_1$  bis  $x = x_2$ ) verteilt (Abbildung 13), so ist

$$H = \frac{3p}{hl(4k+6)} \int_{x_1}^{x_2} (lx - x^2) dx = \frac{3p}{hl(4k+6)} \left[ \frac{l}{2} (x_2^2 - x_1^2) - \frac{1}{3} (x_2^3 - x_1^3) \right] \dots (67)$$

$$M_B = M_C = H \cdot h = \frac{3p}{l(4k+6)} \left[ \frac{l}{2} (x_2^2 - x_1^2) - \frac{1}{3} (x_2^3 - x_1^3) \right] \dots (68)$$

Ist die Belastung auf der ganzen Länge des Riegels gleichmäßig verteilt (Abbildung 13a), so ist  $x_1 = 0$  und  $x_2 = l$  und wir erhalten:

$$H = \frac{pl^2}{2h(4k+6)} \quad (69) \quad M_B = M_C = H \cdot h = \frac{pl^2}{2(4k+6)} \quad (70)$$

Das Moment an beliebiger Stelle des Riegels (Abbildung 13b) ist gleich:

$$M_x = \frac{1}{2} px(l-x) - \frac{pl^2}{2(4k+6)} = \frac{p}{2} \left[ x(l-x) - \frac{l^2}{4k+6} \right] \dots (71)$$

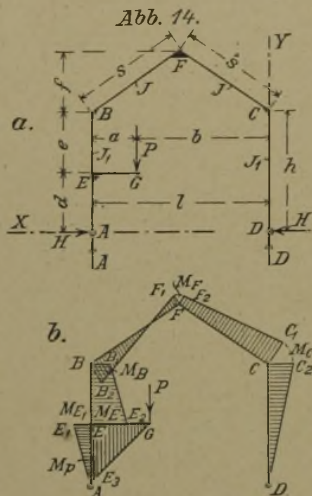
und das Moment an beliebiger Stelle der Ständer (in einer Entfernung  $y$  von  $A$  bzw.  $D$ ) ist

$$M_y = Hy = \frac{p l^2 y}{2h(4k+6)} \dots \dots \dots (72)$$

In der Mitte des Riegels ist das Moment gleich

$$M_m = \frac{p l^2}{8} \cdot \frac{2k+1}{2k+3} \dots \dots \dots (73)$$

6. Gleichstieliger Rahmen mit sattelförmigem Riegel, belastet durch eine Konsole.



Es seien die Trägheitsmomente der Querschnitte der beiden Ständer  $J_1$  (Abbildung 14a) und des Riegelquerschnittes  $J$ . Zunächst sind die lotrechten Stützendrücke

$$A = \frac{Pb}{l} \text{ und } D = \frac{Pa}{l}.$$

Stellen wir uns vor, daß die Fußpunkte  $A$  und  $D$  freie Beweglichkeit besitzen und daß der Ständer  $AB$  bei  $E$  fest eingespannt ist. Dann beträgt die Verschiebung von  $D$  senkrecht zu der in  $D$  angreifenden Kraft

$$D = \frac{Pa}{l}$$

nach Formel (24):

$$\delta_{D_x} = \frac{D}{E} \sum \frac{E Z_i}{J_i} = \frac{Pa}{El} \left[ \frac{2s}{J} \frac{l}{2} \left( h + \frac{f}{2} \right) + \frac{e}{J_1} l \left( h - \frac{e}{2} \right) \right] = \frac{Pa}{2EJ} \left[ s(2h+f) + \frac{J}{J_1} (h^2 - d^2) \right].$$

Der freie Fußpunkt  $A$  des Ständers  $AB$  erleidet keine Verschiebung, da die Kraft  $A$  in der Richtung des letzteren wirkt. Da nun in Wirklichkeit die Fußpunkte  $A$  und  $D$  durch die Gelenke festgehalten werden und keine Verschiebung vollziehen können, so muß in  $D$  eine Kraft  $H$  in der Richtung  $DA$  angebracht werden, die eine Bewegung des Punktes  $D$  gleich und entgegengesetzt der Verschiebung  $\delta_{D_x}$  bewirken kann. Im Punkt  $A$  wird hierdurch ein Gegendruck hervorgerufen, der der Kraft  $H$  gleich und entgegengesetzt ist. Die durch die Kraft  $H$  bedingte rückwärtige Verschiebung von  $D$  in der Richtung von  $H$  ( $X$ -Achse) ist nach Formel (23) gleich

$$\delta_{H_x} = \frac{H}{E} \sum \frac{A T_i}{J_i} = \frac{H}{E} \left[ \frac{2h^3}{3J_1} + \frac{2s}{J} \left( h + \frac{f}{2} \right)^2 + \frac{2s}{J} \cdot \frac{f^2}{12} \right] = \frac{2}{3} \cdot \frac{H}{EJ} \left[ h^3 \frac{J}{J_1} + s(3h^2 + 3hf + f^2) \right].$$

Da nun  $\delta_{H_x} = \delta_{D_x}$  ist, so ist

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{H}{EJ} \left[ h^3 \frac{J}{J_1} + s(3h^2 + 3hf + f^2) \right] = \frac{Pa}{2EJ} \left[ s(2h+f) + \frac{J}{J_1} (h^2 - d^2) \right],$$

woraus folgt:

$$\frac{H}{4} = \frac{3Pa}{4} \cdot \frac{s(2h+f) + \frac{J}{J_1} (h^2 - d^2)}{h^3 \frac{J}{J_1} + s(3h^2 + 3hf + f^2)} = \frac{3Pa}{4h} \cdot \frac{h(2h+f) + k(h^2 - d^2)}{h^2(k+3) + f(f+3h)} \dots \dots (74)$$

wo  $k = \frac{h}{s} \cdot \frac{J}{J_1}$  ist. — Die Momente  $M_i$  in den Eckpunkten des Rahmens sind gleich den Differenzen zwischen den durch die Kraft  $D$  hervorgerufenen Momenten  $M'_i$  und denjenigen, die durch die Kraft  $H$  bedingt werden ( $M''_i$ ), das heißt  $M_i = M'_i - M''_i$  (Abbildung 14b).

$$\begin{aligned} M'_E &= Pa & M'_B &= Pa & M'_F &= \frac{1}{2} Pa \\ M'_C &= 0 & M''_E &= Hd & M''_B &= Hh \\ M'_F &= H(h+f) & M''_C &= Hh & M''_D &= Pa - Hd \end{aligned}$$

$$M_B = Pa - Hh, \quad M_F = \frac{1}{2} Pa - H(h+f), \quad M_C = -Hh.$$

Im Schnitt  $E$  unterhalb der Konsole wirkt ein Moment  $M_{E1} = -Hd$ . Im Punkt  $E$  der Konsole ist das Moment  $M_P = Pa = M_E + M_{E1}$ .

7. Gelenklose (eingespannte) Rahmen.

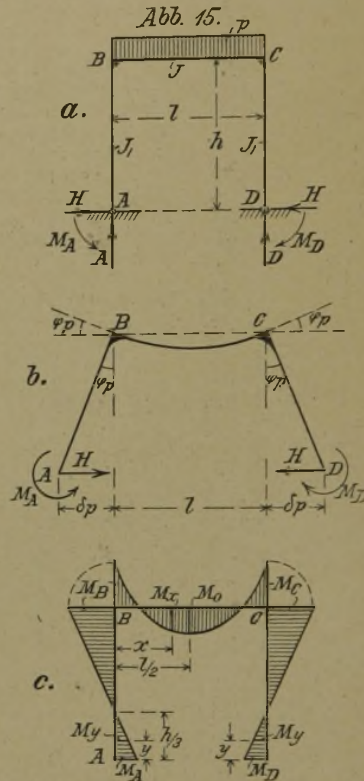
Es sei ein gleichstieliger Rahmen mit senkrechten Ständern und einem wagrechten Riegel gegeben (Abbildung 15a), der auf die ganze Länge gleichmäßig belastet ist. Die Ständerfüße seien fest eingespannt. Zunächst wollen wir annehmen, daß die Ständerfüße volle Beweglichkeit besitzen. Der Riegel wirkt dann wie ein einfacher Balken und infolgedessen werden seine Endtangentialen in  $B$  und  $C$  nach Formel (50) um den Winkel

$$\varphi_p = \frac{p l^3}{24 EJ} \text{ abgelenkt,}$$

wenn  $p$  die gleichmäßig verteilte Belastung und  $J$  das Trägheitsmoment des Riegelquerschnittes bedeutet. Da die Verbindung der Ständer mit dem Riegel als starr vorausgesetzt wird, so müssen die ersteren der Ablenkung der Endtangentialen des Riegels folgen (Abbildung 15b) und somit eine Drehung um die Punkte  $B$  und  $C$  um den Winkel  $\varphi_p$  vollziehen, sodaß jeder der Ständerfüße eine Verschiebung in der Richtung nach  $AD$  (d. h. senkrecht zu den in  $A$  und  $D$  wirkenden Stützendrücken  $A = B = \frac{1}{2} pl$ ) gleich

$$\delta_p = h \varphi_p = \frac{p h l^3}{24 EJ}$$

erleidet. Denken wir uns dabei den Rahmen in der Mitte des Riegels eingespannt. Der Symmetrie halber



nügt es, nur eine Hälfte des Rahmens zu untersuchen. Wir müssen zunächst, da die Ständerfüße in Wirklichkeit unverschiebbar sind, in den Fußpunkten  $A$  und  $D$  in der Richtung von  $AD$  je eine gleiche und entgegengesetzte Kraft  $H$  wirken lassen, die die Verschiebungen von  $A$  und  $D$  rückgängig machen und die Fußpunkte  $A$  und  $D$  in ihre ursprüngliche Lage bringen. Diese rückgängige Verschiebung ist nach Formel (23) gleich:

$$\delta_H = -\frac{H}{E} \sum \frac{F T_{x_i}}{J_i} = -\frac{H}{E} \left( \frac{h^3}{3J_1} + \frac{h^2}{2J} \right) = -\frac{H h^2}{6 EJ} \left( 2h \frac{J}{J_1} + 3l \right),$$

wo  $J_1$  das Trägheitsmoment des Ständerquerschnittes bedeutet. Die Kräfte  $H$  verursachen ihrerseits eine Ablenkung der Endtangentialen der Ständerachsen in  $A$  und  $D$ , die nach Formel (22) gleich ist:

$$\varphi_H = -\frac{H}{E} \sum \frac{S_{x_i}}{J_i} = -\frac{H}{E} \left( \frac{h^2}{2J_1} + \frac{hl}{2J} \right) = -\frac{Hh}{2 EJ} \left( h \frac{J}{J_1} + l \right).$$

Die Differenz (bzw. algebraische Summe) der Winkel  $\varphi_p$  und  $\varphi_H$  liefert uns den resultierenden Neigungswinkel der Tangentialen in  $A$  und  $D$ , herrührend von der gleichzeitigen Wirkung der lotrechten Belastung des Riegels und der beiden Kräfte  $H$  in den freien Fußpunkten  $A$  und  $D$ . In Wirklichkeit aber muß der Neigungswinkel der Tangentialen in  $A$  und in  $D$  gleich  $0$  sein, da die Ständerfüße bei  $A$  und  $D$  fest eingespannt sind. Folglich muß man in  $A$  und in  $D$  zwei gleiche und entgegengesetzte Drehmomente  $M_A = M_D$  angreifen lassen, die die Ständerendtangentialen in die vorausgesetzte lotrechte Lage zurückbringen. Dem Moment  $M_A$  entspricht nach Formel (19) eine Ablenkung der Tangente in  $A$  gleich:

$$\varphi_M = \frac{M_A}{E} \sum_A^F \left( \frac{s_i}{J_i} \right) = \frac{M_A}{E} \left( \frac{h}{J_1} + \frac{l}{2J} \right) = \frac{M_A}{2EJ} \left( 2h \frac{J}{J_1} + l \right)$$

und eine Verschiebung von A in der Richtung AB, die nach Formel (20) gleich ist

$$\delta_M = \frac{M_A}{E} \sum_A^F \left( \frac{s_i}{J_i} \right) = \frac{M_A}{E} \left( \frac{h^2}{2J_1} + \frac{lh}{2J} \right) = \frac{M_A h}{2EJ} \left( h \frac{J}{J_1} + l \right)$$

Da weder eine Ablenkung der Tangenten in den Punkten A und D, noch eine Verschiebung dieser Punkte stattfinden kann, so muß die algebraische Summe sämtlicher oben ermittelten Ablenkungswinkel bzw. Verschiebungen gleich 0 sein.

$$\delta_M + \varphi_p + \varphi_H + \varphi_M = 0, \text{ oder } \frac{p l^3}{24EJ} - \frac{Hh}{2EJ} \left( h \frac{J}{J_1} + l \right) + \frac{M_A}{2EJ} \left( 2h \frac{J}{J_1} + l \right) = 0,$$

woraus folgt:

$$H = \frac{p l^2 + 12 M_A (2k + 1)}{12h(k + 1)}, \text{ wo } k = \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_1} \text{ ist.}$$

$$\text{Ferner ist } \delta_p + \delta_H + \delta_M = 0, \text{ oder } \frac{p l^3 h}{24EJ} - \frac{H h^2}{6EJ} \left( 2h \frac{J}{J_1} + 3l \right) + \frac{M_A h}{2EJ} \left( h \frac{J}{J_1} + l \right) = 0.$$

Wenn man in diese Gleichung den vorhin für H ermittelten Ausdruck einsetzt und dieselbe nach  $M_A$  auflöst, so erhält man (Abbildung 14c)

$$M_A = \frac{p l^2}{12(k + 2)} \dots \dots \dots (75)$$

Dieser Wert, in H eingesetzt, liefert uns

$$H = \frac{p l^2}{4h(k + 2)} \dots \dots \dots (76)$$

Das Moment bei B und C ist gleich

$$M_B = M_C = + M_A - Hh = \frac{p l^2}{6(k + 2)} \dots \dots (77)$$

Das Moment im Riegel in der Entfernung x von B ist gleich  $M_x = M - M_b$ , wo M das Moment eines einfachen Balkens bedeutet. Somit ist

$$M_x = \frac{p}{2} \cdot x(l - x) - \frac{p l^2}{6(k + 2)} \dots \dots \dots (78)$$

In der Riegelmitte ist das Moment gleich

$$M_a = \frac{p l^2}{8} - \frac{p l^2}{6(k + 2)} = \frac{p l^2}{24} \cdot \frac{3k + 2}{k + 2} \dots \dots (79)$$

Das Moment in den Ständern in der Entfernung y vom Fußpunkt ist gleich  $-M_y = (M_B + M_A) \frac{y}{h} - M_A$ , oder

$$M_y = - \frac{p h l^2}{12(k + 2)} (3y - h) \dots \dots \dots (80)$$

Der Momenten-Nullpunkt der Ständer ergibt sich für

$$M_y = 0, \text{ oder für } y = \frac{h}{3}.$$

### Querschnittsbemessung von Eisenbetonstützen ohne Rechnung.

Von Dipl.-Ing. Fritz Popper in Köln.



er Eisenbeton-Ingenieur kommt oft in die Lage, die Abmessungen von Eisenbetonstützen schnell angeben zu müssen. Die Berechnung nach den amtlichen Vorschriften ist sehr einfach und bei Stützen ohne Knickgefahr nach der Formel  $P = \sigma_b (F_b + 15 F_e)$

schnell durchgeführt. Der Eisenquerschnitt  $F_e$  darf mindestens 0,8% und höchstens 3% vom Betonquerschnitt  $F_b$  betragen. In der Regel wählt man  $F_e = 1\% F_b$  als wirtschaftlichste Bewehrung. Die Betonpressung  $\sigma_b$  schwankt zwischen 25–35 kg/cm<sup>2</sup> und beträgt bei Hochbauten allgemein 35 kg/cm<sup>2</sup> (§ 18 Ziff. 3).

Bei quadratischen Stützen ist somit

$$P t = 0,035 (a^2 + 15 \cdot a^2/100) = 0,0403 a^2 \text{ oder } a \text{ cm} = 5 \sqrt{P t}.$$

In analoger Weise erhält man

$$\text{für } \sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2 \dots a \text{ cm} = 5,5 \sqrt{P t},$$

$$\text{für } \sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2 \dots a \text{ cm} = 6,0 \sqrt{P t}.$$

Diese Koeffizienten sind wegen ihrer gleichmäßigen Abstufung um 0,5 leicht zu merken. Um jedoch den Querschnitt angeben zu können, ist es notwendig, eine Wurzel zu ziehen. Mit dem Rechenschieber ist dies schnell geschehen, doch hat der Eisenbeton-Ingenieur nicht immer den Rechenschieber in der Tasche und kann daher die Abmessungen der Eisenbetonstützen nicht so schnell und sicher angeben, wie ein Pionier im Felde die Stärke einer Holzpilote, nach der Faustregel: Tragkraft in Tonnen = Durchmesser in Centimetern.

Eine ähnliche Regel für Eisenbetonstützen sei in Folgendem angegeben:

Trägt man die Stützenlasten von 25 t aufwärts als Abszissen eines rechtwinkligen Koordinatensystems auf, die  $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$  bei  $F_e = 1\%$  entsprechenden Seitenlängen quadratischer Stützen auf den zugehörigen Ordinaten, so liegen deren Endpunkte auf einer Kurve, die man sich zum Ursprung des Koordinatensystems fortgesetzt denken kann. Es ist eine Parabel von der Gleichung:

$$y^2 = 2 p x \text{ mit dem Parameter } p = 12,5.$$

Für  $y = a$  und für  $x = P$  gesetzt, erhält man als Parabelgleichung

$$a^2 = 2 \cdot 12,5 \cdot P = 25 P \text{ oder } a = 5 \sqrt{P}$$

in Übereinstimmung mit der oben abgeleiteten Gleichung.

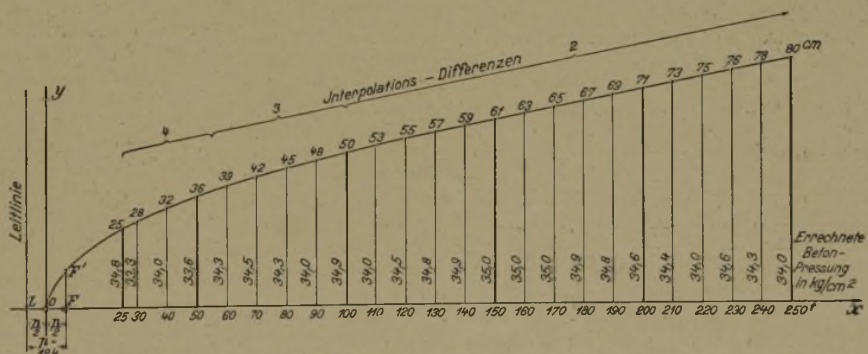
Ähnliche Kurven lassen sich für die Betonpressungen  $\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$  auftragen. Hiervon ist jedoch Abstand genommen, denn von praktischem Wert ist nur der am häufigsten vorkommende Fall.

Betrachtet man die obige Abbildung, die sich dem Gedächtnis leicht einprägt, so erkennt man, daß der Last 25 die Seitenlänge 25 entspricht.

50 t	entsprechen	36 cm
100 "	"	50 "
150 "	"	61 "
200 "	"	71 "

Diese Zahlenpaare lassen sich mnemotechnisch leicht festhalten, desgleichen die Interpolationsdifferenzen für Abstufungen von 10 t, die zwischen 25 und 50 t = 4 cm, zwischen 50 und 100 t = 3 cm und von 100 t aufwärts 2 cm sind.

Will man ohne Rechnung die Abmessungen von Stützen mit  $F_e = 1\% F_b$  bei  $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$  oder  $\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2$  angeben und die für  $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$  gezeichnete Kurve bzw. die angeführten Zahlenpaare verwenden, so braucht man nur entsprechend der Gleichung  $a \text{ cm} = c \sqrt{P t}$  die Seitenlänge für  $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$  im Verhältnis der Koeffizienten c zu reduzieren.



Das Reduktionsverhältnis ist:

$$\text{für } \sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{5,5}{5} = 1,1 \text{ (genau: 1,08)}$$

$$\text{für } \sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{6,0}{5} = 1,2 \text{ (genau: 1,18)}.$$

Beispiel:

gegeben:  $P = 100 \text{ t}$ ;  $F_e = 1\% F_b$

$\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ ;  $F_b = 50 \cdot 50 \text{ cm}$

$\sigma_b = 30 \text{ "}$ ;  $F_b = 54 \cdot 54 \text{ "}$  (1,08 · 50 cm)

$\sigma_b = 25 \text{ "}$ ;  $F_b = 59 \cdot 59 \text{ "}$  (1,18 · 50 " ) . -

## Neue Vorschriften für die Prüfung von Traß.



om „Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik“ ist i. J. 1918 ein Arbeitsausschuß 17 eingesetzt worden zur Nachprüfung der seit 1909 bestehenden Traßnormen, die auf Grund 10jähriger Vorversuche vom Deutschen Verband aufgestellt worden sind und seitdem wohl allgemeine Anerkennung gefunden haben. Diese Nachprüfung ist einerseits erfolgt auf Grund eines Antrages von Prof. Berndt, Darmstadt, der namentlich eine Aenderung der nicht mehr zutreffenden Begriffs-Erklärung und eine schärfere Umgrenzung des Namens „Traß“, eine Neufeststellung hinsichtlich des notwendigen Mindestgehaltes an chemisch gebundenem Wasser (Hydratwasser) und eine Erhöhung der Anforderungen an die Mahlfeinheit des Trasses für nötig hält; andererseits hatte der preuß. Minister für öffentl. Arbeiten, der schon 1913 für die nachgeordneten Behörden die in der Begriffserklärung der Traßnormen enthaltene Einschränkung der in Frage kommenden Fundstellen auf das Nettetal aufgehoben hatte, ein Erlaß, der heftigen Widerspruch der im „Deutschen Traßbund“ vereinigten Nettetaler Traßgrubenbesitzer gefunden hat, im Jahr 1918 erneut die Frage zur Erörterung gestellt, ob der aus dem Gestein der Ettringer Tuffsteinbrüche erhaltene Traß (dem der Traßbund diese Bezeichnung aber abstreitet, da unter Traß ein ganz bestimmter geologischer Begriff zu verstehen sei) unbedenklich dem im unteren Nettetal bei Andernach und im Brohltal gefundene technisch gleich zu setzen sei.

Es wurde daher der oben bezeichnete Ausschuß zur Revision der ganzen Normen auch im Hinblick auf die Festigkeiten usw. unter dem Vorsitz von Prof. Dr. - Ing. Gary, Berlin-Dahlem, eingesetzt, dem Vertreter der Staatsbehörden, Baufachleute, Chemiker, Geologen und Vertreter der Traßindustrie angehörten.

Dieser Ausschuß hat zunächst durch das Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem vergleichende Versuche zwischen Nettetaler und Ettringer Material anstellen lassen. Ihr Ergebnis war Folgendes: Raumgewicht und Hydratwassergehalt des Nettetaler Steinmehles sind geringer als beim Ettringer Steinmehl. Beide waren beim Versuch bis etwa auf die gleiche Feinheit von 18% Rückstand auf dem 900 Maschensieb, gemahlen, auf dem 5000 Maschensieb hat das Ettringer Steinmehl aber größere Rückstände, das Nettetaler besitzt also mehr Feinstes. Der Einfluß niederer Wärmegrade (Wasser von 5–6°C.) auf die Traßnormmischung beider Materialien war annähernd gleich. Die Festigkeiten der Nettetaler Mischungen (1 Rtl. Traß + 1 Rtl. Normenkalk + 1 Rtl. Sand) waren bei Zimmerwärme etwas höher und auch bei niedriger Temperatur. In beiden Materialien sind bis zu 90 Tagen die Erhärtungen gut fortgeschritten. Bei Anwendung von Rüdersdorfer Kalk waren die Verhältnisse etwas anders, jedenfalls aber nicht ungünstiger für das Ettringer Steinmehl. Ein Einfluß der Feinheit der Mahlung war nicht deutlich erkennbar, wenn auch die feinere Mahlung etwas höhere Werte zu ergeben scheint. Im Allgemeinen hat der Ettringer Tuffstein etwas geringere Werte geliefert als der Nettetaler, aber doch erheblich höhere Werte als die Normen verlangen. (Nach den Normen bei Erhärtung an der Luft nach 28 Tagen Mindestfestigkeit bei Zug 14, bei Druck 70 kg/cm<sup>2</sup>, gefunden wurden 19,1 bezw. 123 kg/cm<sup>2</sup>).

Da gegen diese Versuchsergebnisse seitens des Traßbundes Widerspruch erhoben wurde, so sind mit 2 aus dem Handel aufgekauften Ettringer Gesteinsmehlen weitere Vergleichsversuche in Berlin-Dahlem, Dresden und Darmstadt durchgeführt worden, die allerdings erhebliche Unterschiede in den Ergebnissen zeigen. Berlin und Darmstadt fanden Zug- und Druckfestigkeiten, die erheblich über den Normen lagen, während Dresden für Druckfestigkeit wenig über den Normen liegende Werte fand, für die Zugfestigkeit sogar darunter liegende. Eine Erklärung für diese Abweichungen ist noch nicht gefunden worden.

Der Ausschuß kam also in seiner Mehrheit auf Grund der Verhandlungen und Versuche zu der später noch zu besprechenden Neufassung der Traßnormen, die er dem Vorstande des „Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“ im Frühjahr 1921 vorlegte. Er faßte seine Aufgabe hinsichtlich der „Begriffserklärung“ dahin auf, daß er einstweilen die Frage, ob der Name „Traß“ auch auf andere als die im Nettetal gefundenen Gesteine ausgedehnt werden könne, nicht zu entscheiden habe, daß es für ihn vielmehr darauf ankomme, festzustellen, ob neben dem alten Traß auch anderes wirksames hydraulisches Zuschlagsmaterial unter den gleichen Prüfungsvorschriften zusammengefaßt und für die Verwendung in der Baupraxis empfohlen werden könne. Diese Frage wird durch die Neufassung der Normen bejaht, es werden

danach neben dem im Nettetal und Brohltal gewonnenen Tuffstein in der Zukunft auch die Tuffsteine aus der Umgebung von Ettringen und Kottenstein (ebenfalls im Rheinland) zu „Traß“ vermahlen und als solches verwendet werden können, sofern sie den Vorschriften entsprechen.

Die ganze Frage ist dadurch zu einer solchen von wirtschaftlicher Bedeutung geworden. Der Traßbund, dessen Monopolstellung damit bedroht erscheint, hat daher Einspruch gegen die Einführung der neuen Normen erhoben und der Vorstand des „Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“ hat beschlossen, die Normen nebst eingehendem Bericht des Obmannes des Ausschusses zunächst zu veröffentlichen\*) und zur öffentlichen Kritik zu stellen. Er bittet, die Frage in den Fachzeitschriften zu erörtern oder auch dem Ausschuß selbst Zuschriften in dieser Sache unmittelbar zugehen zu lassen.

Der neue Normenvorschlag weicht von den bisherigen Vorschriften in folgenden Punkten ab:

1. Begriffserklärung. Traß im Sinn der Baubehörde ist fein gemahlener, vulkanischen Auswurfsmassen entstammender Tuffstein, sofern das Steinmehl nach Mischung mit Kalkhydrat ein an der Luft und unter Wasser erhärtendes Bindemittel ergibt und die unter 2 bis 6 angegebenen Eigenschaften aufweist.

(Die Bezugnahme auf das Nettetal ist fortgefallen).

2. Verpackung und Gewicht. Traß wird in Säcken oder lose verladen geliefert. Die Säcke oder die Versandurkunden sollen neben der Firma oder Fabrikmarke auch den Ursprungsort sowie die Bezeichnung „Traß“ tragen. Auch das Rohgewicht muß auf den Säcken vermerkt sein (bestimmte Gewichte für diese werden aber nicht mehr verlangt).

3. Gehalt an hygroskopischem Wasser und Hydratwasser. Glühverlust. Ein Mindestgehalt von 7% Hydratwasser wird nicht mehr als Bedingung hingestellt. Wenn die in den Normen vorgeschriebenen Festigkeiten erreicht werden, ist auch ein geringerer Gehalt an Hydratwasser (bis zu 6%) nicht zu beanstanden. Die Absätze a) Vorbereitung der Proben für die Glühverlustbestimmung, b) Ermittlung des Trockenverlustes, c) desgl. des Glühverlustes sind unverändert.

4. Mahlfeinheit. Unverändert.

5. Festigkeitsproben. Ebenfalls unverändert. Auf die Empfehlung bestimmter Apparate ist aber verzichtet. Es wird nur darauf hingewiesen, daß, um die Einheitlichkeit bei den Prüfungen zu wahren, gleichwertige Apparate und Geräte benutzt werden müssen.

6. Zug- und Druckfestigkeit. Auch hier sind Änderungen nicht eingetreten. Es wird an der Mindestfestigkeit von 14 kg/cm<sup>2</sup> für Zug, 70 kg/cm<sup>2</sup> für Druck nach 28 Tagen — 3 Tage in feuchter Luft von 15–20°C., 25 Tage im Wasser von gleicher Wärme — festgehalten. Nur soll auch hier — wie bei den Proben mit Portlandzement — die Druckprobe die entscheidende sein.

Auch die zu 6) gegebene Begründung ist unverändert. —

Gegenüber diesem Entwurf hat der „Deutsche Traßbund“ zunächst beantragt, die ganze neue Fassung nicht anzunehmen. Er beruft sich dabei auf ein Gutachten des Hrn. Prof. Dr. R. Brauns, Bonn, über „Traß und Leucittuff und deren Unterschiede“. Falls diesem Antrage nicht entsprochen werde, beantragt er, „unverrückbar an der Bezeichnung „Traß“ für das alte bewährte Gestein festzuhalten, und für das neue Produkt aus Ettringer Tuffstein (der bisher hauptsächlich als Haustein verwendet wurde) eine entsprechende, das Rohmaterial kennzeichnende Namensnennung zu wählen. Dieses könnte einfach in dem Wort gefunden werden „Leucittuffmehl oder gemahlener Leucittuff.“

Weiter werden weitere umfassende Versuche mit beiden Materialien unter besonderer Anlehnung an die Praxis verlangt. Es wird dabei zunächst auch an Mörtel mit höheren Wasserzusätzen, sowie an Versuchsreihen bei verschiedenen Temperaturen, mit unterschiedlichen Sanden und Kalken gedacht. —

Fr. E.

\*) Deutscher Verband für die Materialprüfungen der Technik. Vorlage des Ausschusses XVII. Entwurf der Vorschriften zur Prüfung von Traß.

Inhalt: Bemerkenswerte Brückenausführungen des Auslandes in Eisenbeton. — Biegungstheorie krummer Stabgebilde und deren Anwendung auf die Ermittlung der elastischen Formänderung gebogener Stäbe und auf die Berechnung der Rahmen. (Schluß). — Querschnittsbemessung von Eisenbetonstützen ohne Rechnung. — Neue Vorschriften für die Prüfung von Traß. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eisen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.