

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *

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

V. JAHRGANG.

No. 11.

Zur Berechnung von Eisenbeton-Zugringen, und wagrecht gebogenen Balken. (Kuppel- und sonstige Eisenbeton-Konstruktionen am Neubau des Orpheum-Theaters in Bochum.)

Von Dr.-Ing. Karl W. Mautner, Oberingenieur der Eisenbeton-Unternehmung Carl Brandt in Düsseldorf.

Elegantlich der Ausführung einer Eisenbetonrippen-Kuppel von rd. 28 m Durchm. am Orpheum-Theater in Bochum war es notwendig, sich mit oben genannten Aufgaben näher zu beschäftigen. Zum besseren Verständnis der nachstehenden Ausführungen geben wir in Abbildgn. 1 u. 2 in Grundriß und Schnitt die Gesamtanordnung des Theaters wieder, das nach den Plänen der Arch. Paul Engler & Co. in Bochum erbaut wird, während

die Firma Carl Brandt in Düsseldorf die Eisenbeton-Konstruktionen ausführt. Die Kuppel besteht aus 8 vollständig symmetrisch verteilten Doppelrippen, welche als elastische eingespannte Bogenträger die zwischen die Rippen gespannten Kuppeldecken tragen, aus einem Zugring und einem Laternen- (Druck-) Ring. 12 Rippen sind auf ebensoviele Ringstützen *A* gelagert, die neben dem Rippen-Auflager-Druck das Einspannungsmoment der Rippen aufzunehmen befähigt sind; 4 Rippen sind in dem gebogenen (Kuppelsturz) Balken von rd. 19 m abgewinkelter Spannweite eingespannt, der noch näher behandelt werden soll (vergl. Abbildg. 3).

Im Gegensatz zur vollen Massivkuppel (ohne Rippen), bei welcher (symmetrische Belastung vorausgesetzt), die Ringstützlinie zentrisch in den Ring fällt, treten durch die Rippenanordnung exzentrische Zugwirkungen im Ringe auf, eine in Eisenbeton-Konstruktionen seltener vorkommende Beanspruchungsweise.

Für einen von zwei gleich großen, diametral gerichteten Kräften beanspruchten dünnen Ring ergibt sich das Ringmoment bei *B* nach der Elastizitätstheorie:*)

$$X = \frac{1}{2} H \cdot \frac{\int_A y ds}{\int_B ds}$$

und im besonderen für den Kreisring (vgl. Abb. 4 u. 5)

$$X = M_B = \frac{1}{2} \cdot H \cdot r \left(1 - \frac{2}{\pi} \right)$$

Durch Superposition der Wirkungen je zweier entgegengesetzt gleicher Kräfte (s. Abbildgn. 4—8)

$$M_{B_1} = \frac{1}{2} \cdot H \cdot r \left(1 - \frac{2}{\pi} \right);$$

$$M_{B_2} = \frac{1}{2} \cdot H \cdot r \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{r}{H} = M_{B_3}; M_{B_4} = -\frac{H \cdot r}{\pi}$$

*) Vergl. Müller-Breslau: „Neuere Methoden der Festigkeitslehre“.

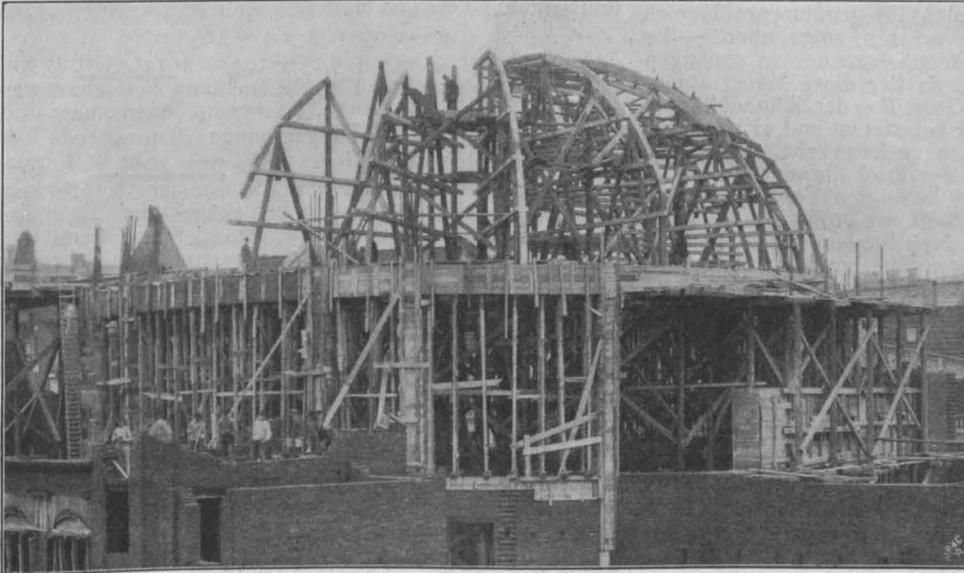


Abbildung 13. Einschaltung des Kuppelringes und der Stützen. Lehrgerüst der Kuppel.

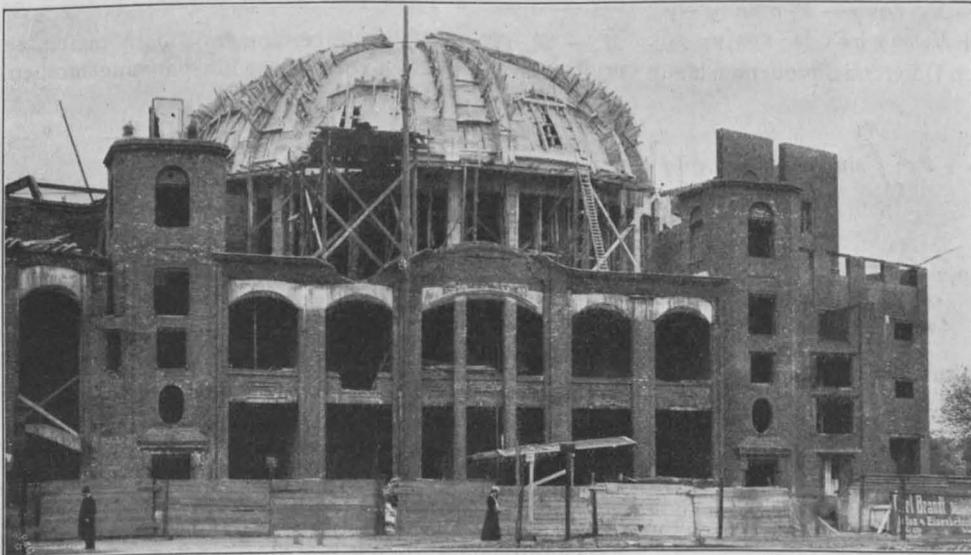


Abbildung 14. Seitenfassade im Rohbau. Kuppel eingeschalt.

$$\text{ergibt sich } M_{B \text{ tot}} = H \cdot r \left[\frac{3}{2} \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) - \frac{1}{\pi} - \frac{a}{r} \right] \dots 1)$$

$$\text{Die Normalkraft } N_B = \frac{H}{2} \left(1 + \sqrt{2} \right) \dots \dots \dots 2)$$

$$\text{daher die Exzentrizität des Zuges } e = \frac{M_B}{N_B}$$

Die Spannungsbeziehungen für einen auf exzentrischen Zug beanspruchten, doppelt armierten Betonquerschnitt, ergeben sich (ähnlich denjenigen für exzentrischen Druck)

$$\text{vergl. Abbildg. } 9 \quad e = c - \frac{h}{2} - x^3 \cdot b + 3b x^2 (h - e) + 6f_e \cdot n \cdot x (h - a - 2e) + 6f_e \cdot n \cdot (2a^2 + h e - 2ah) = 0 \dots \dots \dots 3)$$

$$\sigma_b = \frac{N}{-\frac{b x}{2} + \frac{n \cdot f_e}{x} (h - 2x)} \dots \dots 4) \text{ usw.}$$

Im vorliegenden Falle war $\max H = 44,2 \text{ t}$, $r = 14,08 \text{ m}$, $M_{B \text{ tot}} = -46,5 \text{ mt}$, $N_B = 53 \text{ t}$, $e = -0,88 \text{ m}$.

Querschnitt: $h = 95 \text{ cm}$, $b = 80 \text{ cm}$, $f_e = f_e' = 10 \text{ Durchm. } 30 \text{ mm} = 70,68 \text{ qcm}$, $\sigma_{b,d}^* = 17 \text{ kg/qcm}$; $\sigma_{e,s} = 1130 \text{ kg/qcm}$.

Der vor der Bühnenöffnung liegende 18,15 m freitragende Teil des Kuppelringes (Kuppelsturz) hat 4 Kuppelrippen mit einem Auflagerdrucke von je 28 t aufzunehmen. Die an den Rippenauflagern durch ihre Einspannung der Rippen auftretenden Verdrehungsmomente werden durch an diesen Orten ausladende kräftige Konsolen, welche beim Auftreten des maximalen Einspannungsmomentes das Mauerwerk mit 7 kg/qcm pressen, aufgehoben. — Es war nicht zugänglich die Bühnenhausmauer zu sonstigen Stützpunkten heranzuziehen, da der diese Mauer abiangende, etwa 8 m tiefer liegende Sturz über der Bühnenöffnung, der noch anderweitig schwer belastet ist und 12 m Spannweite hat, zu große Abmessungen hätte erhalten müssen.

Bezüglich der Aufnahme der durch die segmentbogenförmige Gestalt des Sturzes bedingten Verdrehungsmomente wurde zunächst untersucht, wie groß die Aufnahmefähigkeit von lotrechten negativen Biegemomenten der angrenzenden Ringteile sein mußte, um „vollständige Einspannung“ des Sturzes an den Auflagern und damit die kleinsten Verdrehungsmomente zu erreichen.

Die Untersuchung wurde für je 2 Einzellasten $P = 28 \text{ t}$ und für gleichförmig verteilte Last (das bedeutende Eigengewicht) durchgeführt. (Vergl. Abbildg. 10 und 11.)

- Es bezeichne nach Abbildg. 11:
- φ den variablen Zentriwinkel,
- φ_1 den Zentriwinkel des Auflagerpunktes,
- φ_0 den Zentriwinkel des Lastortes,
- M_v das lotrechte Biegemoment jedes Punktes,
- M_d das Verdrehungsmoment jedes Punktes,
- M_2 das Biegemoment in Sturzmitte

(hier als statisch unbestimmte Größe eingeführt)

$$\begin{array}{l|l} \text{für jeden Punkt } c & \text{für jeden Punkt } d: \\ \varphi < \varphi_0 & \varphi > \varphi_0 \\ M_v = -M_2 \cdot \cos \varphi & M_v = -M_2 \cdot \cos \varphi - P \cdot r \sin (\varphi - \varphi_0) \\ M_d = +M_2 \cdot \sin \varphi & M_d = +M_2 \sin \varphi + P r \cdot [1 - \cos (\varphi - \varphi_0)] \end{array}$$

nach Einführung der partiellen Differentialquotienten lautet die Arbeitsgleichung:

$$0 = \frac{1}{EJ} \left[M_2 r \cdot \int_0^{\varphi_1} \cos^2 \varphi d\varphi + P r^2 \int_{\varphi_0}^{\varphi_1} \sin (\varphi - \varphi_0) \cos \varphi d\varphi \right] + \frac{1}{G J_p} \left[M_2 r \cdot \int_0^{\varphi_1} \sin^2 \varphi d\varphi + P r^2 \int_{\varphi_0}^{\varphi_1} (1 - \cos (\varphi - \varphi_0)) \sin \varphi d\varphi \right]$$

1) Ueber Untersuchungen halbringförmiger Träger vergl.: Müller-Breslau: „Neuere Methoden“; J. Stutz: „Zur Theorie halbringförmiger Balkenträger“, Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1904; A. Zschetzsch: „Berechnung eines halbringförmigen Balkenträgers“, österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1901, Heft 24 u. a. m.

2) Die gemachte Annahme $\frac{EJ}{G J_p} = \frac{m+1}{m}$ gilt nur für den quadratischen Querschnitt, nicht für die vorliegenden rechteckigen. Da die Abweichung aber insbesondere durch die seitlichen starken Konsolen nicht groß ist, wurde ein mittlerer quadratischer Querschnitt für die Rechnung angenommen. —

$$\text{Daraus ergibt sich } M_2 = \frac{Z}{N}$$

$$\text{wobei } Z = \left\{ \frac{-\cos \varphi_0}{2m+1} (\sin^2 \varphi_1 - \sin^2 \varphi_0) + \sin \varphi_0 \left[\frac{\sin 2\varphi_1 - \sin 2\varphi_0}{4(m+1)} - \frac{2m+1}{2(m+1)} \cdot (\varphi_1 - \varphi_0) \right] + (\cos \varphi_0 - \cos \varphi_1) \right\} P \cdot r$$

$$N = \frac{2\varphi_1(2m+1) - \sin 2\varphi_1}{4(m+1)} \dots \dots \dots 5)$$

wobei $m = \frac{10}{3}$ die Poisson'sche Konstante bezeichnet.²⁾

Für die gleichförmig verteilte Last ergibt sich analog:

$$M_v = -M_2 \cdot \cos \varphi - p r^2 \varphi \sin \varphi / 2$$

$$M_d = M_2 \sin \varphi + p r^2 \varphi \left(1 - \cos \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{vergl. Abb. 12})$$

Aus der Arbeitsgleichung ergibt sich dann

$$M_2 = \frac{4 p r^2 [J - (m+1) (\sin \varphi - \varphi \cos \varphi)]}{[2\varphi_1(2m+1) - \sin 2\varphi_1]} \dots \dots 6)$$

wobei

$$J = -\frac{\varphi_1}{3} \cos \left(\frac{3}{2} \varphi_1 \right) - \varphi_1 \cos \frac{\varphi_1}{2} + \frac{2}{9} \sin \left(\frac{3}{2} \varphi_1 \right) + 2 \sin \frac{\varphi_1}{2}$$

für den besonderen Fall:

Durch zweimalige Anwendung von 5)

$$\text{auf } 1) \varphi_1 = 38^0, \varphi_0 = 17^0 \quad \text{und } P = 28 \text{ t}$$

$$2) \varphi_1 = 38^0, \varphi_0 = 28^0 \quad \text{und } r = 13,825 \text{ m}$$

und einmalige Anwendung von 6)

$$p = 0,95 \cdot 1,73 \cdot 2,4 = 3,95 \text{ t/m}$$

ergibt sich $M_2 + 33,8 + 7,25 + 104 = +145,05 \text{ mt}$ (wenn mit + Momente in der Uhrzeigerichtung bezeichnet werden und $M_v = -252,7 \text{ mt}$ als Einspannungsmoment.)

Das diesem Einspannungsmoment entsprechende Verdrehungsmoment am Auflager ist $M_d = -30,94 \text{ mt}$. Für das volle Einspannungsmoment wurde der dem Kuppelsturz benachbarte Ringteil biegegsstief ausgebildet. Es erhielt dann Ringstütze B eine Mehrbelastung, Stütze A eine Entlastung von rd. 50 t, was bei der exzentrischen Belastung letzterer berücksichtigt wurde.

Die Einspannung des Kuppelsturzes wird aber nur durch die Biegegsstiefigkeit des benachbarten Ringteiles B—A bewirkt. Durch die elastische Deformation des letzteren durch die Auflagermomente des Kuppelsturzes, sinkt das Einspannungsmoment (M_v für die gedachte feste Einspannung) tatsächlich auf einen etwas niedrigeren Wert \bar{M}_v herab und bewirkt eine Erhöhung des Verdrehungsmomentes M_d auf \bar{M}_d .

$$\text{Aus der elastischen Liniengleichung folgt } \tau = \frac{S l^2}{3 E J}$$

wobei $S = \frac{M_v}{l}$ ist. (Vgl. Abbildg. 10.)

Wird dieser Deformationswinkel für $\frac{d y}{d x}$ der Gleichung der elastischen Linie des Kuppelsturzes: $E J \frac{d^2 y}{d x^2} = \bar{M}_v - \mathfrak{M}_x$ ($\mathfrak{M}_x =$ Balkenträgermoment) übernommen, so ergibt sich das wirklich vorhandene Einspannungsmoment

$$\bar{M}_v = + \frac{M_v \cdot l}{3 l} - \frac{\int_0^l \mathfrak{M}_x d x}{l}$$

Im besonderen Falle: $l = 18,15 \text{ m}$, $l = 6,10 \text{ m}$

$$\frac{1}{l} \int_0^l \mathfrak{M}_x d x = 268,8 \text{ mt}; M_v = - (252,7) \text{ mt};$$

$$\bar{M}_v = - 240,5 \text{ mt}; \bar{M}_d = - 34,1 \text{ mt}$$

Die Schubspannungen ohne jede Rücksicht auf die starke Armierung betragen hierfür an der Maximumstelle 8 kg/qcm. Für eine weitgehende Sicherung wurde insofern Sorge getragen, als für ein gedachtes Abscheren über Stütze B der Kuppelsturz hinsichtlich der lotrechten Biegemomente als frei aufliegender Träger dimensioniert wurde und für das in diesem Falle am Auflager auftretende viermal größere Verdrehungs- (jetzt Kipp-) Moment die starken Mauerkonsolen vorgesehen wurden, die das Mauerwerk in diesem Falle bloß mit 7 kg/qcm drücken. — (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Die Wanderversammlung des Deutschen Beton-Vereins in München 1908, die auf der diesjährigen Hauptversammlung in Berlin beschlossen wurde, wird nicht, wie anfangs beab-

tag des Geburtstages von Gustav Leube sen., der am 23. Mai 1808 in Ulm a. D. geboren, im Jahre 1838 daselbst die erste deutsche Zementfabrik, allerdings für die Herstellung von Romanzement, begründete, und schon an-

Zur Berechnung von Eisenbeton-Zugringen und wagrecht gebogenen Balken. (Kuppel- und sonstige Eisenbeton-Konstruktionen am Neubau des Orpheum-Theaters in Bochum.

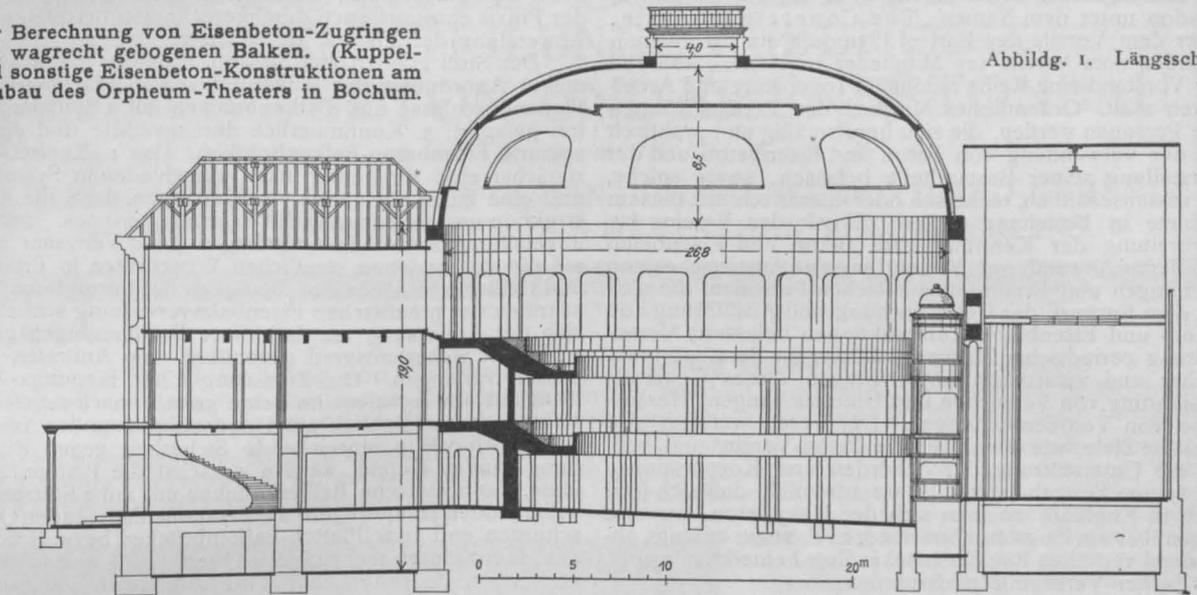


Abbildung 1. Längsschnitt.

Abbildung 3. Grundriß des I. Ranges und Aufsicht auf die Kuppel.

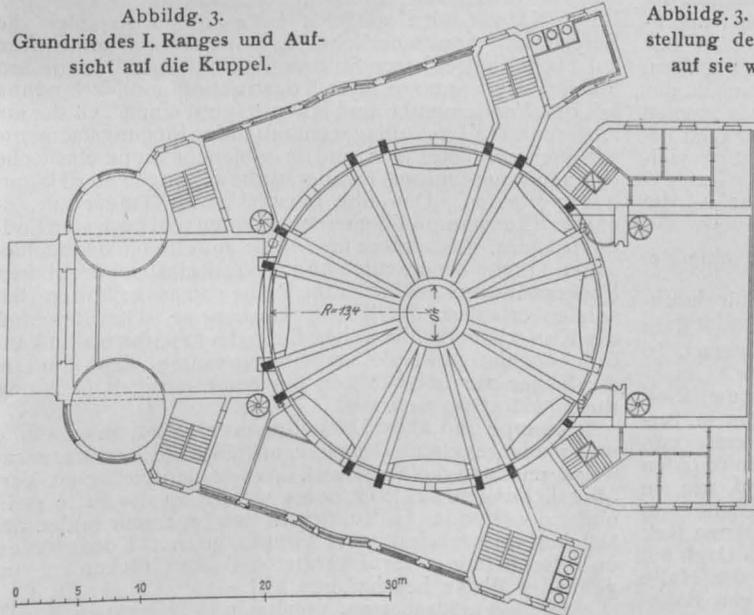


Abbildung 3. Schematische Darstellung der Kuppel und der auf sie wirkenden Kräfte.

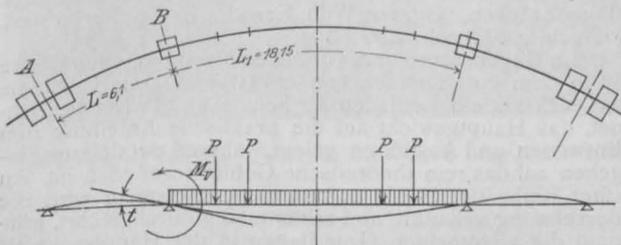
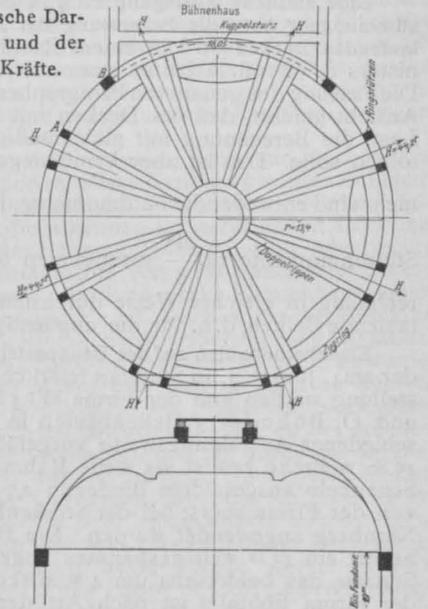
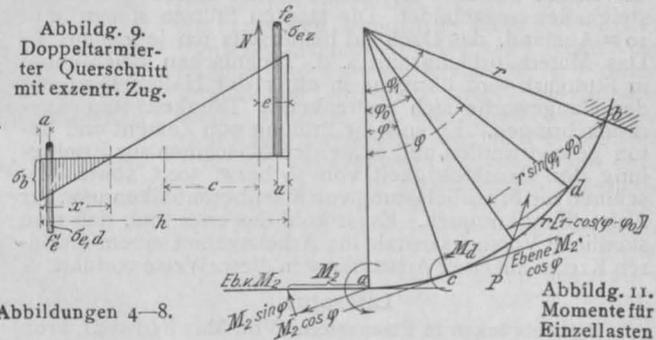


Abbildung 10. Belastungsschema des Kuppelsturzes.

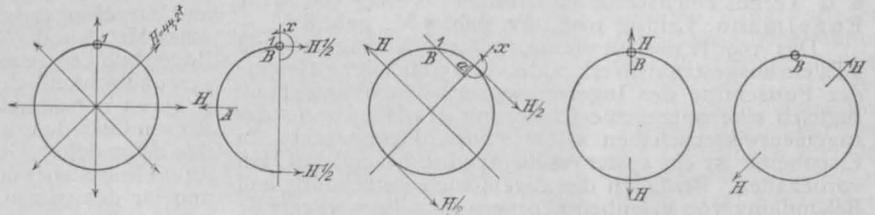
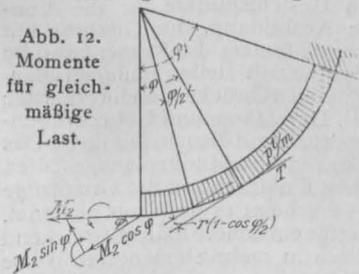
Abbildung 9. Doppeltarrierter Querschnitt mit exzent. Zug.



Abbildungen 4-8.

Abbildung 11. Momente für Einzellasten

Abb. 12. Momente für gleichmäßige Last.



sichtigt, im Juni, sondern erst am 22. bis 24. September d. J. stattfinden. Das nähere Programm wird demnächst durch den Vereins-Vorstand versandt werden.

An die Anfänge der Zementindustrie und des neuzeitlichen Betonbaues in Deutschland erinnert der 100jährige Gedenk-

fangs der 40er Jahre den Beton in ausgedehntem Maße zu Estrichen, zur Befestigung von Fußböden in Gebäuden (z. B. im Münster in Ulm), sowie zum Belegen von Bürgersteigen, ferner bei Gründungen, zur Herstellung von Quadern als Ersatz von Hausteinen, ferner als Unterlagen für

Eisenbahngleise, sowie auch zu Wänden und Decken verwendete. Im Jahre 1864 wurde dann von der Leube'schen Fabrik die Erzeugung von Portland-Zement aus natürlichen Mergeln mit entsprechendem Tongehalt aufgenommen. —

Ein englischer Beton-Verein. Vor kurzem hat sich in London unter dem Namen „The Concrete Institute“, unter dem Vorsitz des Earl of Plymouth ein Betonverein gebildet, dem bereits 125 Mitglieder angehören, während der Vorstand eine Reihe namhafter Ingenieure und Architekten zählt. Ordentliches Mitglied des Vereins können alle Personen werden, die sich berufsmäßig und praktisch mit der Verwendung von Beton und Eisenbeton und der Herstellung seiner Bestandteile befassen, sowie solche, die wissenschaftlich, technisch oder literarisch mit diesem Gebiete in Beziehung stehen. Zweck des Vereins ist: Verbreitung der Kenntnis über Beton und Eisenbeton und deren Anwendung; Vermittlung des Austausches von Meinungen und Erfahrungen zwischen Personen, die sich mit dem Entwurf, der Ueberwachung und Ausführung von Beton- und Eisenbeton-Konstruktionen befassen; Veranstaltung periodischer Zusammenkünfte zur Beratung praktischer und wissenschaftlicher Fragen dieses Gebietes; Ausführung von Versuchen und Untersuchungen, Herausgabe von Veröffentlichungen. Der Verein verfolgt also ähnliche Ziele, wie der „Deutsche Beton-Verein“ und hofft auf die Unterstützung der Behörden und Korporationen bei seinen Bestrebungen. Es ist erfreulich, daß sich jetzt auch in England, wo man sich der Eisenbeton-Bauweise gegenüber am längsten abwartend, z. T. sogar anfangs ablehnend verhalten hat, ein frischer Zug bemerkbar macht, das bisher Versäumte nachzuholen. —

Eine amtliche Auslegung zu § 14 der preußischen „Bestimmungen“ betr. die Bemessung der Momente bei durchlaufenden Decken wird in einem Runderlaß des Hrn. Ministers d. öffentl. Arbeiten vom 11. April d. J. gegeben. Die Fassung des genannten Paragraphen hat vielfach zu der Ansicht geführt, daß bei Decken mit weniger als 1000 qm Last, die Berechnung mit gleichmäßig verteilter Last erfolgen solle. Das ist aber keineswegs beabsichtigt, viel-

mehr sind entweder die Feldmomente durchweg zu $\frac{pl^2}{10}$, die Stützenmomente zu $\frac{pl^2}{8}$ anzunehmen oder es ist eine Be-

rechnung in gleicher Weise durchzuführen wie für durchlaufende Balken, d. h. für die ungünstigste Laststellung. —

Eisenbetonbauten auf der Bauausstellung in Stuttgart. In der am 4. Juni d. J. in Stuttgart feierlich eröffneten Bauausstellung werden von der Firma Wayß & Freytag, Rek und O. Böhmler 3 Hallenbauten in Eisenbeton in verschiedener Ausführungsweise vorgeführt. Die erste von 15,80 m Breite besitzt als steife Rahmen mit senkrechten Schenkeln ausgebildete Binder in 2,7 m Abstand, wie sie von der Firma zuerst bei der Straßenbahn-Wagenhalle in Nürnberg angewendet wurden. Die Halle der Firma Rek besitzt ein 13 m weit gespanntes bogenförmiges Dach auf Stützen, das beiderseits um 4 m auskragt und die Halle der Firma Böhmler ist nach Art der einstieligen Bahnsteighallen ausgebildet. Die starker Stützen stehen in je 10 m Abstand, das Dach läd beiderseits um je 4 m aus. — Das Materialprüfungsamt a. d. Technischen Hochschule in Stuttgart wird übrigens in einer der Hallen seine auf das Baugewerbe sich erstreckende Tätigkeit zum Ausdruck bringen. Es soll die Prüfung von Zement und Beton gezeigt werden und es werden Maschinen zur Ermittlung der Druckfestigkeit von 30 bzw. 500 t, sowie Maschinen zur Bruchbelastung von Eisenbetonbalken usw. zur Aufstellung kommen. Es ist wohl das erste mal, daß eine staatliche Versuchsanstalt ihr Arbeitsgebiet einem größeren Kreise auf einer Ausstellung in dieser Weise vorführt. —

Literatur.

Balkenbrücken in Eisenbeton. Von Max Förster, Prof. a. d. Techn. Hochschule in Dresden. Verlag von Wilh. Engelmann, Leipzig 1908. Pr. geh. 7 M., geb. 8 M. —

Das 199 Textseiten starke, mit 185 Textfiguren und 2 Tafeln ausgestattete Werk bildet das 15. Heft der 2. Gruppe der Fortschritte der Ingenieurwissenschaften und damit zugleich eine zeitgemäße Ergänzung des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften selbst. Den Bogenbrücken in Eisenbeton ist ein später erscheinendes, besonderes Heft vorbehalten. Bezüglich der allgemeinen Berechnung und Behandlung von Eisenbetonkörpern setzt das vorliegende Sonderwerk die Kenntnis der in Heft 13 der „Fortschritte“ niedergelegte Arbeit desselben Verfassers über „das Material und die Theorie von Eisenbetonbauten voraus“). Jedoch ist die statische Berechnung, soweit für die Balken-

brücken besondere Bedingungen vorliegen — so namentlich die Berechnung auf elastischen, drehbaren Stützen ruhender durchgehender und ferner fest eingespannter Balken — ausführlich behandelt und ebenso die Berechnung des Fahrbahngerippes. Es ist Wert darauf gelegt, an aus der Praxis entnommenen durchgerechneten Beispielen die Anwendung der Theorie zu erläutern.

Der Stoff gliedert sich in drei Kapitel: 1. die allgemeine Anordnung der Balkenbrücken in Eisenbeton; 2. Plattendurchlässe und Balkenbrücken auf 2 Stützpunkten frei gelagert; 3. Kontinuierlich durchgeführte und eingespannte Eisenbeton-Balkenbrücken. Das 1. Kapitel gibt zunächst eine Einteilung nach verschiedenen Systemen und eine kurze Kennzeichnung derselben, dann die Konstruktion und Berechnung des Fahrbahngerippes. Bei den allgemeinen statischen Grundlagen geht Verfasser auch auf die vorhandenen staatlichen Vorschriften in Preußen und Oesterreich näher ein. Bezüglich der besonderen Vorschriften der preußischen Eisenbahnverwaltung schließt er sich der Auffassung an, daß diese Bestimmungen einen zu hohen Sicherheitsgrad gegenüber dem Auftreten von Rissen verlangen. Die Zulassung einer Biegungs-Zugfestigkeit von 25 kg/qcm im Beton gewährt nach seiner Ansicht auch im Hinblick auf Ungenauigkeiten der Ausführung noch völlig hinreichende Sicherheit gegen Ribbildung. Im 2. Kapitel werden zunächst die Plattendurchlässe, dann einfache Balkenbrücken mit auf 2 Stützen frei aufliegenden Hauptträgern mit zusammenhängenden Querschnitten und zwar Platten-Balkenbrücken bzw. Brücken mit Hauptträgern rechteckigen Querschnitts und zwischen oder oben liegender Fahrbahn, schließlich Fachwerks-Balkenbrücken auf 2 Stützen, frei aufliegend, besprochen. Im 3. Kapitel wird zunächst an 2 Zahlenbeispielen die Berechnung kontinuierlicher Eisenbeton-Balkenbrücken auf elastisch drehbaren Stützen durchgeführt, d. h. solchen Stützen, die vermöge ihrer Konstruktion und Verbindung mit den Fundamenten und Hauptträgern einen Teil der auf letzteren nahe dem Auflager enthaltenden Biegemomente aufzunehmen vermögen und in gleichem Sinne elastische Formänderungen bei Temperaturbewegungen der Hauptträger erleiden. Das eine Beispiel ist für Träger mit annähernd konstanten Trägheitsmomenten und mit festen Endwiderlagern, das andere für solche mit erheblich verschiedenen Trägheitsmomenten und auch mit elastisch drehbaren Endlagern durchgeführt. Eine Reihe von ausgeführten Beispielen erläutern die Konstruktionsweise. Den Beschluß des Kapitels bildet die Behandlung der Eisenbeton-Balkenbrücken mit unwandelbar eingespannten Hauptträgern, die bisher nur bei Brücken mit einer einzigen Öffnung durchgeführt worden sind.

Knappe und klare Darstellungsweise, gut ausgewählte und wiedergegebene Beispiele, ausführliche Literaturnachweise zeichnen das Werk aus, das sich den vielfachen Veröffentlichungen des Verfassers würdig an die Seite stellt und ein wertvolles Hilfsmittel für den Ingenieur bildet, der sich auf wissenschaftlicher Grundlage mit Konstruktion und Berechnung der Eisenbeton-Balkenbrücken in eingehender Weise beschäftigen will. — Fr. E.

Brücken in Eisenbeton. Von Baing. C. Kersten. Teil II. Bogenbrücken. Vlg. von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1908. Pr. geh. 4 M., geb. 4,80 M. —

Im Gegensatz zu dem vorstehend besprochenen Werke ist in dem vorliegenden von etwas geringerem Umfange, das sich als ein Leitfaden für Schule und Praxis bezeichnet, das Hauptgewicht auf die praktische Anleitung zum Entwerfen und Ausführen gelegt, während ein tieferes Eingehen auf das rein theoretische Gebiet vermieden ist. An einer Reihe der Praxis entnommener Beispiele wird die Berechnung erläutert und zahlenmäßig durchgeführt, während die allgemeinen Grundlagen in der Hauptsache als bekannt vorausgesetzt werden. Das Buch behandelt in 8 Kapiteln die allgemeinen Gesichtspunkte für die Konstruktion und ästhetische Ausbildung, die Gewölbe mit schlaffen Einlagen (Bauweise Monier), die Rippengewölbe und Einzelbogen, die Gewölbe mit steifen Einlagen (Bauweise Melan und Wünsch), Gelenkbrücken, fächerartige Bogenbrücken (ganz kurz), Durchlässe und Ueberwölbungen und schließlich Lehrgerüste und Bauausführung. Das Buch ist mit zahlreichen klaren Abbildungen ausgestattet. Als ein Leitfaden zur raschen Einführung in die Grundzüge des behandelten Gebietes erscheint es durchaus geeignet, für die Praxis aber doch nur für einfachere Fälle ausreichend und für denjenigen, der sich in mehr elementarer Weise mit der Frage zu beschäftigen hat. — Fr. E.

Inhalt: Zur Berechnung von Eisenbeton-Zugringen und wagrecht gebogenen Balken. (Kuppel- und sonstige Eisenbeton-Konstruktionen am Neubau des Orpheum-Theaters in Bochum.) — Vermischtes. — Literatur. Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen, Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg., P. M. Weber, Berlin.

¹⁾ Vgl. die Besprechung auf S. 92 der „Mitteilungen“, Jhrg. 1907.