

ARMIERTER BETON.

1917. November.

INHALT

Eisenbetonkonstruktionen der Westend Synagoge zu Frankfurt a. Main. Ausgeführt von der Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten Frankfurt a. Main. Von Dipl.-Ing. Deimling. S. 237.

Neues Verfahren zur vereinfachten und scharfen Berechnung eingespannter Gewölbe und Balken. Von Dr.-Ing. Heinrich Neumann. (Schluß von S. 231.) S. 242.

Berechnung eines Rahmenbinders vom Lokomotivschuppen Balingen. Von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. Main. S. 249.

Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden). S. 253.

Verschiedene Mitteilungen:
Das Eiskernverfahren. S. 256.
Bücherbesprechungen. S. 256.

EISENBETONKONSTRUKTIONEN DER WESTEND-SYNAGOGE ZU FRANKFURT a. MAIN.

Ausgeführt von der Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten Frankfurt a. Main.

Von Dipl.-Ing. Deimling.

Im Jahre 1907 hatte die israelitische Gemeinde zu Frankfurt a./M. unter deutschen Architekten einen Wettbewerb zur Erlangung von Entwurfs-
skizzen für eine neue Synagoge an der König- und

Alt-König-
straße aus-
geschrieben. Aus
dieser Kon-
kurrenz gin-
gen die Archi-
tekten Graf &

Röckle in
Stuttgart als
erste Preisträger unter 109
Bewerbern
hervor (siehe
Arch.-Konk.
1908 Heft 9/10).

Den Ar-
chitekten und
ganz beson-
ders Herrn
Röckle, der
nach Tren-
nung von sei-
nem Kollegen

Graf die definitive Durcharbeitung und Leitung
des Baues allein übernahm, gelang es, ein groß-
zügiges Werk zu schaffen, das ihm und der Ge-
meinde zur Ehre und der Stadt Frankfurt zum
Schmucke gereicht. (Siehe Fig. 1.)

Entgegen der ursprünglichen Planung, nach
der auch der innere Ausbau in Werksteinen vor-
gesehen war, hat man bei der Ausführung, einmal

des Kosten-
punktes we-
gen und dann
auch der soli-
den Durchbil-
dung halber,
für alle kon-
struktiven
Teile dem Ei-
senbeton den
Vorzug gege-
ben. In einer
engeren Kon-
kurrenz war
die Aktienge-
sellschaft für
Hoch- und
Tiefbauten,
der auch die
Maurer- und
Zimmerarbei-
ten des Baues
übertragen
waren, mit der
Herstellung
der Eisenbe-
tonarbeiten

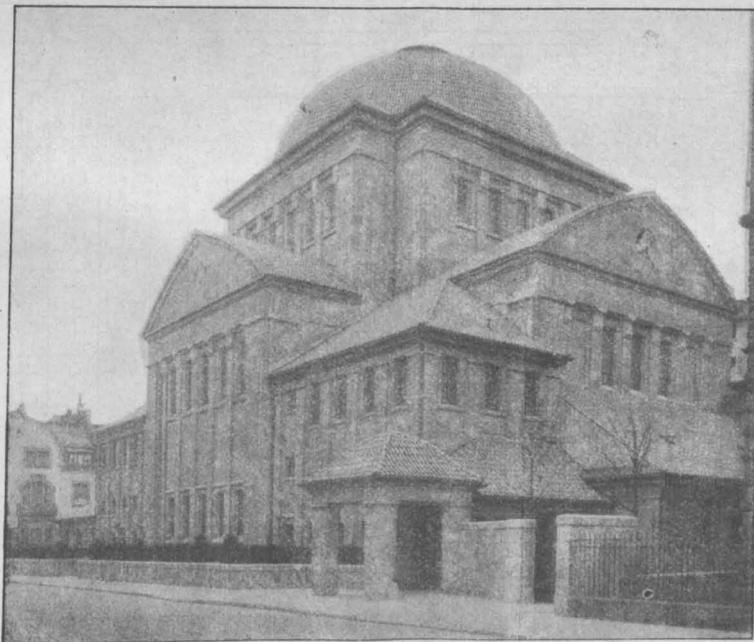


Fig. 1.

unter der technischen Leitung des Verfassers be-
traut worden.

Der Hauptbau, der hier allein Interesse bietet,
ist ein nach den vier Himmelsrichtungen ange-
legter Zentralbau mit Doppelkuppel, an den sich

zu kreuzförmigem Grundriß die Anbauten für die verschiedenen Emporen (West-, Süd- und Nordseite) sowie die Apsis mit dem Allerheiligsten

ihnen gespannt und auf den Seitenwänden gelagert, befinden sich die Emporen mit unten ebenen Abschlußdecken und zwar die West-, Süd- und Nord-Empore, und im Osten die Sänger- und Orgel-Empore, darüber die beiden Kuppeln, Innen- und Außenkuppel mit Pendentifs, Lüftungsschacht, Laterne und verschiedenen Abfangkonstruktionen. Die Längs- und Querschiffe sind durch einfache Tonnengewölbe und spitzbogenförmige Dächer in Massivkonstruktion überdeckt.

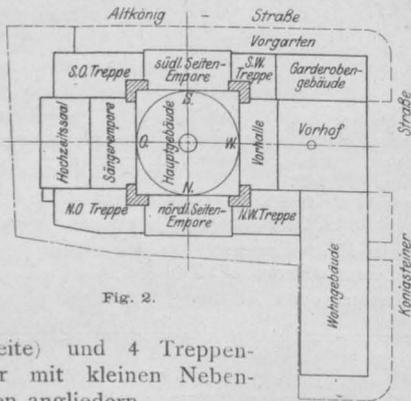


Fig. 2.

(Ostseite) und 4 Treppenhäuser mit kleinen Nebenräumen angliedern.

Die Haupttragkonstruktion des ganzen Baues bilden die Vierungspfeiler und Bogen. Zwischen

Vierung. Wie schon eingangs erwähnt, gliedert sich der Bau um die Vierung herum, diese bildet den Mittelpunkt des Ganzen. Sie besteht wie der Name sagt, aus 4 Pfeilern mit winkelförmigem Querschnitt mit den zugehörigen Bogen in Halbkreisform und Rechteckquerschnitt. Ihre Abmessungen sind folgende: Lichte Höhe über Synagogenfußboden 15 m, lichte Spannweite der Bogen 14 m, die innere Quadratseite 17,70 m, Bogenbreite 1,70 m, Scheitelstärke 2,50 m.

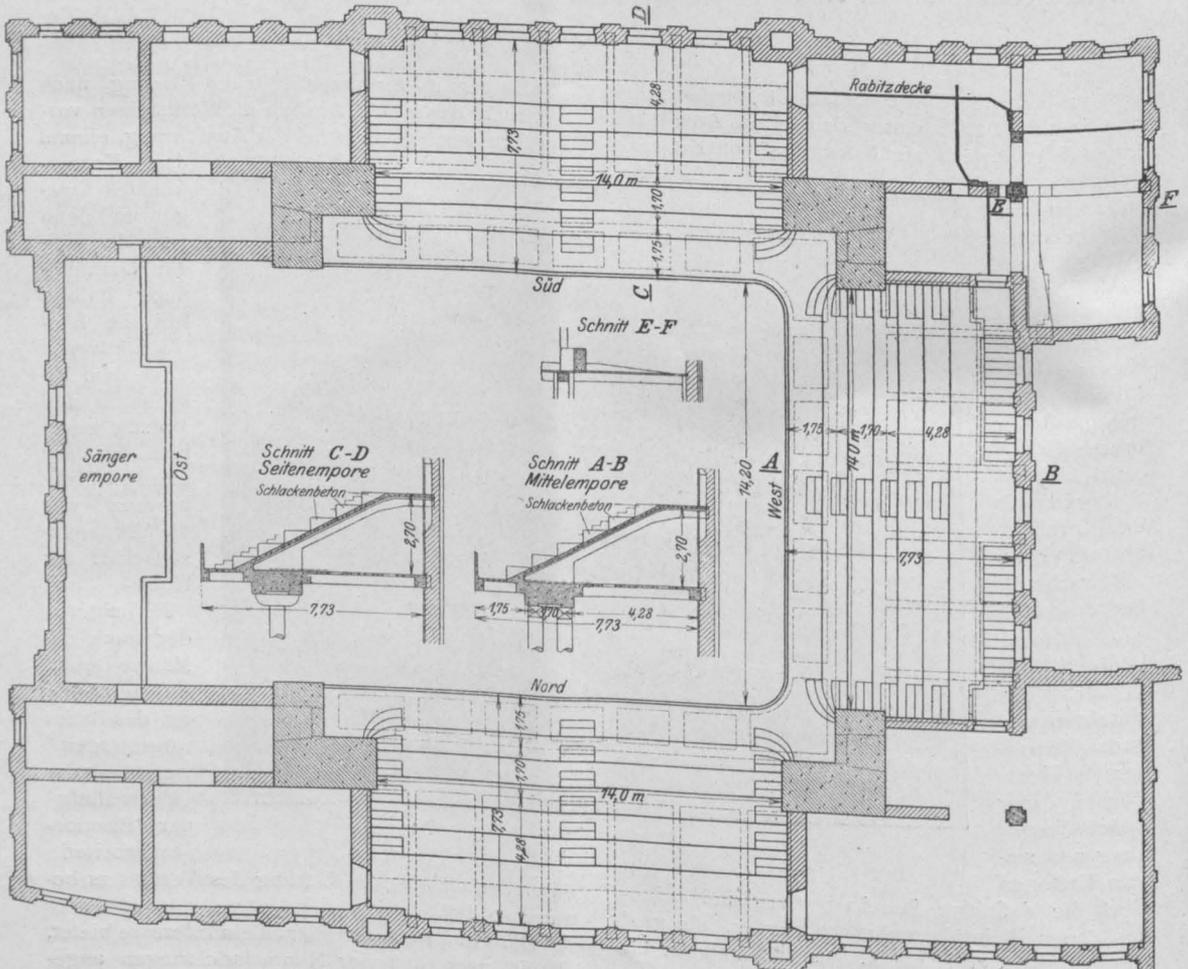


Fig. 3.

Die Fundamentgröße beträgt $7/7 = 49$ qm bei jedem Pfeiler. In 18 m über Boden setzt die innere Kuppel mit einem lichten Durchmesser entsprechend dem überdeckten Viereck von 17,40 m an und bei ca. 24 m auf dem Tambour, die äußere Kuppel mit einem lichten Durchmesser von 20 m, emporragend bis zur Höhe von ca. 34 m über Boden.

Den inneren Übergang von der Vierung in die Kuppel vermitteln die kugelförmigen Pendentifs, die in Rabitz ausgeführt und angehängt wurden; im Äußeren setzt der Tambour an den Ecken ab und wird durch kleine Dachaufsatlungen in die Kuppel übergeführt.

Pfeiler und Bogenform der Vierung waren gegeben, an ihren Abmessungen sollte möglichst wenig geändert werden, weil sie in engstem Zusammenhang mit der architektonischen Ausgestaltung standen.

Ganz besonders war auf die Beibehaltung der Zugangstüren zum Innenraum in Emporenhöhe und Erdgeschoß, die Pfeiler und Bogen durchschneiden, Wert gelegt. Form und Größe der Vierung ist aus den entsprechenden Zeichnungen und der Photographie zu erkennen. Der winkelförmige Grundriß der Pfeiler von 3,55 m äußerer Schenkellänge und 1,70 m Stärke geht in ca. 8 m Höhe über Boden in den rechteckigen des Halbkreisbogens über.

Die Auflasten der Vierung konzentrieren sich infolge der eingezogenen Tambourecke auf den mittleren Bogenteil; sie bestehen aus den beiden Kuppeln, dem ganz massiven Tambour, einen Teil der Seitendächer und der inneren Pendentifs. Die auf ein einzelnes Fundament der Vierung

übermittelten Gesamtgewichte betragen ca. 1200 t.

Der Untergrund besteht in der betreffenden Stadtgegend aus sandigem Ton, stellenweise aus festgelagertem reinen Sand, dem eine hohe Belastung zugemutet werden konnte. Die Bodenpressungen sind denn auch bis zu 3 kg/cm^2 als zulässig angenommen worden.

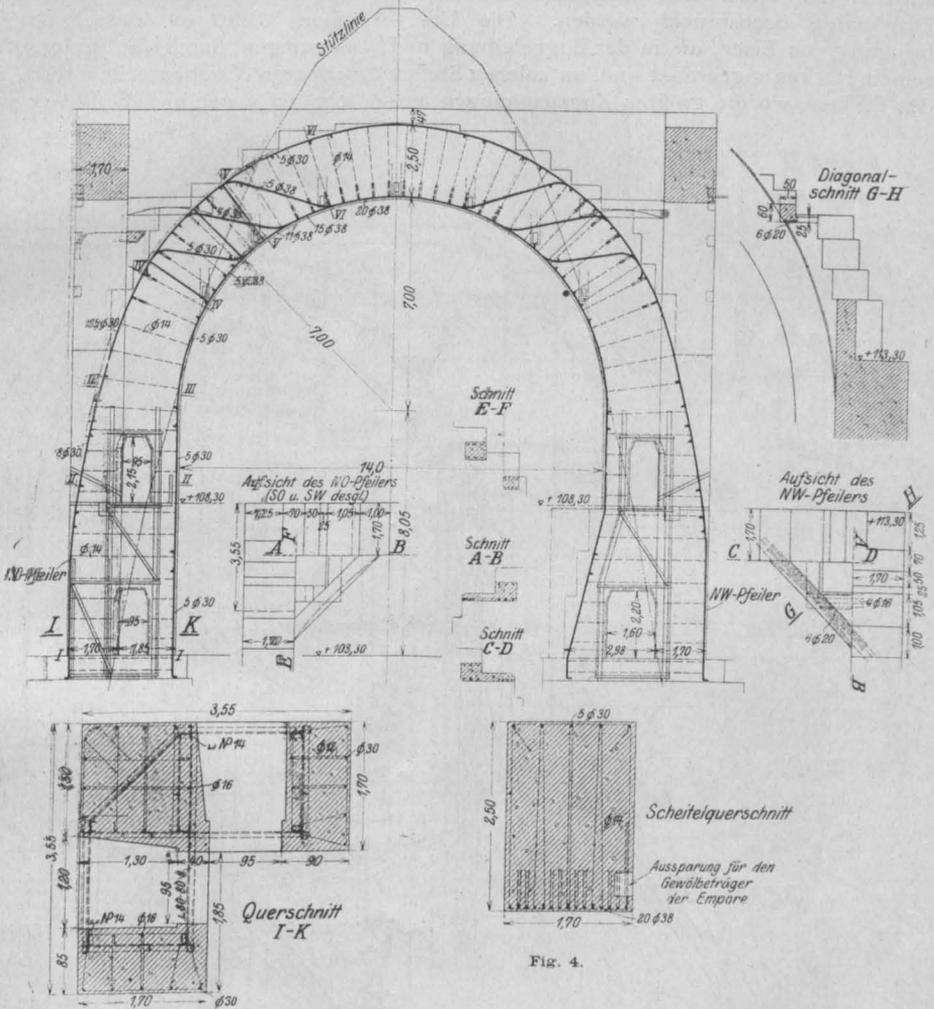


Fig. 4.

Die Ausführung der Vierung in reinem Eisenbeton hatte den Vorteil, daß man in der Wahl der Bogenform unabhängig von der Belastungsart gewesen ist. Weder bei Stein noch bei Mauerwerk mit Verankerung hätte der Rundbogen, bei dem in den Leibungen hohe Zugspannungen auftreten, als ein nicht der Stützlinie angepaßter Bogen, ausgeführt werden können. Man hätte vielmehr eine Spitzbogenform, wie ihn etwa die Stützlinie (Fig. 6 statische Untersuchung) zeigt, wählen müssen und wäre gezwungen gewesen, mit dem ganzen Kuppelbau höher zu gehen.

den konnten, so kam noch weiter die Durchbrechung der Pfeiler und Bogenansätze in Emporenhöhe und Erdgeschoß hinzu. Die durchzuführenden Türen und Eingänge zerschneiden die Bogen und lösen die winkelförmigen Pfeiler in drei Einzel-

tischen Unsicherheit bezüglich Abfangung der Ankerkräfte, die durch die angeordneten Türen erschwert war, des großen Horizontalschubes wegen (ca. 150 t) abgegangen und wählte die statisch einwandfreiere Form des eingespannten

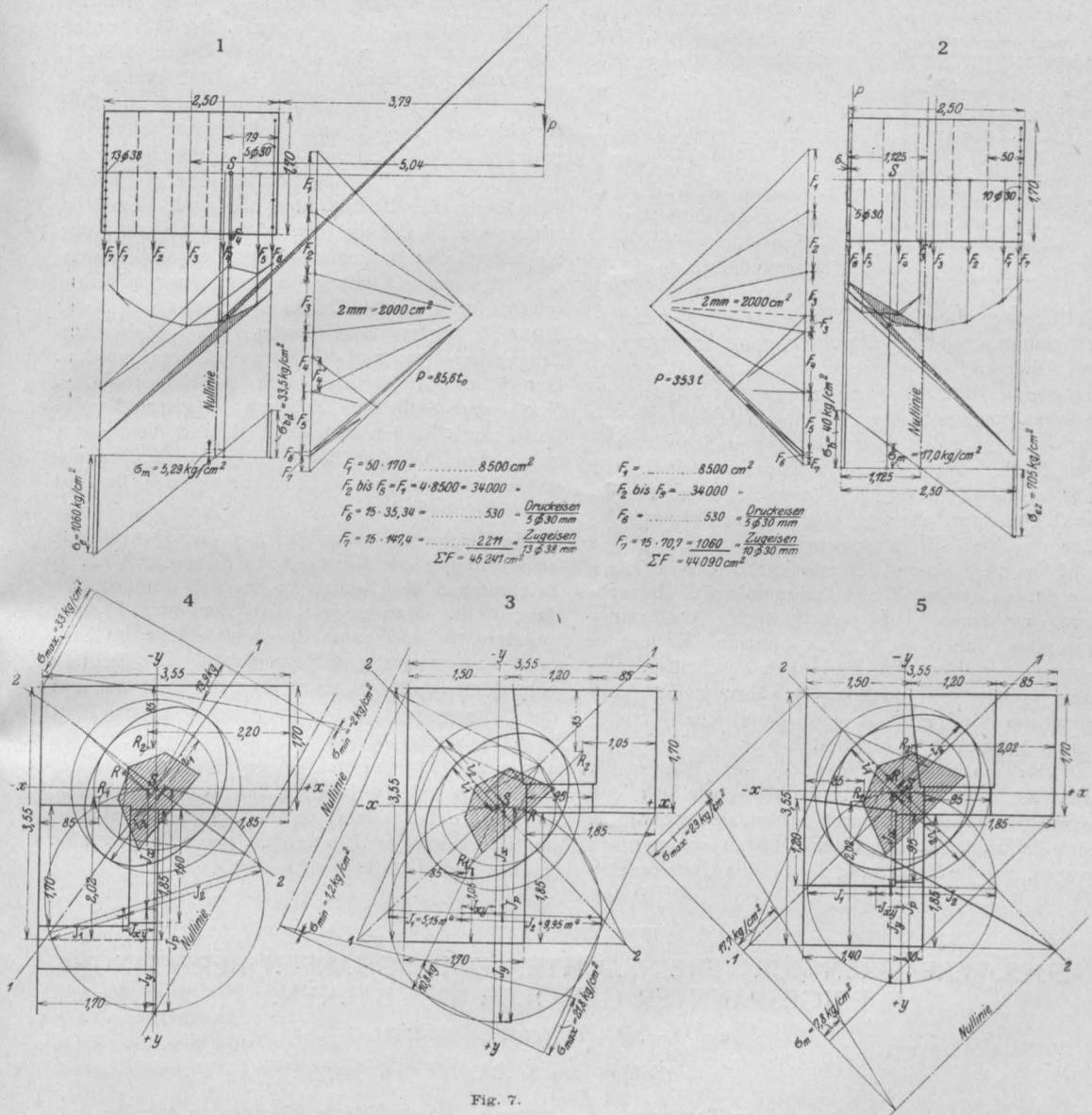


Fig. 7.

teile auf (siehe statische Berechnung). Eine Durchbildung der Bogen als eingespannte Bogen mit Zugbändern in Emporenhöhe oder als Zweigelenbogen mit Zugband konnte nicht in Frage kommen, da die Anordnung eines Zugbandes nur auf drei Seiten möglich war und eine Seite als gelenkloser Bogen ohne Band hätte behandelt werden müssen. Auch ist man seinerzeit von einer derartigen Konstruktion wegen ihrer sta-

tischen Unsicherheit bezüglich Abfangung der Ankerkräfte, die durch die angeordneten Türen erschwert war, des großen Horizontalschubes wegen (ca. 150 t) abgegangen und wählte die statisch einwandfreiere Form des eingespannten

durch zwei sich übergreifende Rechtecke, deren Höhe sich aus der Bedingung bestimmt, daß $J' = \frac{J}{\sqrt{2}}$ sein muß, wobei J das Trägheitsmoment

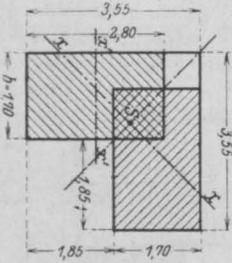


Fig. 5

des Pfeilers für die x-Axe, J' das des Rechtecks für die x'-Axe ist. Es wird dann

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 J'}{b \sqrt{2}}}$$

Es ergab sich daraus eine Seitenhöhe von 2,80 m bei der äußeren Schenkellänge des Pfeilers von 3,55 m. Die

Einführung dieses J'-Wertes in die Arbeitsgleichungen und die Durchrechnung des Bogens mit diesen führte aber noch zu Zugspannungen in den Pfeilern infolge des zu großen Einspannungsmomentes. Man nahm daher unter Berücksichtigung der ganz wesentlichen Schwächung der Pfeiler durch die Türöffnungen einen auf 2,20 m Höhe verringerten Querschnitt im Pfeiler an, legte dann aber bei der Eisenanordnung die Eisen so, daß sie im Bogenrücken heruntergehen und in die äußere Schenkellänge des Pfeilers überlaufen (siehe Fig. 4 Eiseneinlage). Berechnungsannahmen und endgültige Ausführung stimmten daher nicht ganz überein. Es konnte aber dieser Weg ohne Bedenken besritten werden, — wie die tadellose Bewährung der Konstruktion bewiesen, hat — da damit eine Verstärkung des Scheitels verbunden war.

Die statische Berechnung des Bogens ist analytisch nach der Elastizitätstheorie für den eingespannten Bogen durchgeführt, sie beschränkte sich dadurch, daß die Vertikallasten symmetrisch waren, auf die Ermittlung der beiden Unbekannten H. und M. Zur Kontrolle wurde der Bogen

auch auf graphischem Wege nach der Methode Kulman-Ritter untersucht (siehe Fig. 6). Die Resultate beider Untersuchungen sind in der Weise der Querschnittsbestimmung nutzbar gemacht, daß man jeweilen die ungünstigsten Werte der Dimensionierung zu Grunde legte. Der Horizontal Schub war bei der graphischen Berechnung zu 86,5 t, bei der analytischen zu 77,3 t ermittelt worden.

In Fig. 7 ist die Spannungsermittlung fünf verschiedener Bogen- und Pfeilerquerschnitte dargestellt. Neben der analytischen Berechnung der Eiseneinlage des Bogens hat man eine graphische Festlegung der Spannungswerte nach dem Verfahren von Prof. Luigi, das gleiche Resultate wie die analytische Berechnung ergab, vorgenommen. Die Spannungen drei verschiedener Pfeilerquerschnitte sind in den Zeichnungen 3—4 und 5 der Figur 7 unter Zuhilfenahme der Mohrschen Trägheitsellipsen und des Kerns bestimmt worden. Der Schnitt 3 befindet sich in Emporenhöhe. Nord- und Südbogen drücken je gegen 2 volle rechteckige Pfeiler, während Ost- und Westbogen gegen den durchbrochenen Teil des Pfeilers abstützen, da sich die 4 Türen nur auf der Ost- und Westseite befinden.

In Zeichnung 4 der Fig. 7 ist der Querschnitt beider Pfeiler der Westseite in Fußbodenhöhe, in Zeichnung 5 der beiden Pfeiler auf der Ostseite dargestellt. Man ersieht, daß nur zwei Pfeilerquerschnitte und zwar die der Ostseite im Erdgeschoß symmetrische Form haben. Die Nulllinie geht dort parallel zu einer Hauptträgheitsaxe und der Schwerpunkt der angreifenden Kräfte liegt in der Diagonalexaxe, während alle übrigen Schnitte unsymmetrisch sind und infolgedessen ungünstiger d. h. noch auf Verdrehung beansprucht werden. Dies trifft besonders für den Querschnitt 4 auf der Eingangsseite (Westen) zu, wo die Tür den ganzen Bogen direkt abschneidet.

(Schluß folgt.)

NEUES VERFAHREN ZUR VEREINFACHTEN UND SCHARFEN BERECHNUNG EINGESPANNTER GEWÖLBE UND BALKEN.

Von Dr.-Ing. Heinrich Neumann.

(Schluß von S. 231.)

E. Die Bogenkraft infolge einer Temperaturänderung.

Nach den bekannten Gleichungen ist die Bogenkraft X_t infolge einer Temperaturänderung

$$X_t = \frac{\delta_{at}}{\delta_{aa}} \dots \dots \dots (20)$$

wobei die Längenänderung δ_{at} des Bogens infolge der Temperaturänderung beträgt

$$\delta_{at} = \alpha_t \cdot t \cdot l \dots \dots \dots (21)$$

wenn α_t der aus Taschenbüchern zu entnehmende Wärmeausdehnungskoeffizient des Mauerwerkes, t die Anzahl der Grade, um welche der Bogen seine Temperatur verändert, und l die Spannweite des Bogens bedeutet. Die rückwirkende Verschiebung δ_{aa} des Kämpfers infolge der erzeugten Temperaturbogenkraft ist wie bei X_t :

$$\delta_{aa} = \int_{-l/2}^{+l/2} \frac{y^2 ds}{E J} = \frac{1}{E J_0} \int_{-l/2}^{+l/2} y^2 \left(1 - (1-n) \frac{x^r}{\left(\frac{1}{2}\right)^r} \right) dx$$

und man erhält, wenn man für y die Gl. (18) einsetzt, für $r=1$ die Bogenkraft infolge einer Temperaturänderung:

$$X_t = \frac{\alpha_t \cdot t \cdot E J_0}{f_a^2} \cdot \frac{(1 + \beta)^2}{\left(\frac{1 + 5n}{30} - \frac{(1 + 3n)^2}{72(1+n)} \right) + 2\beta \left(\frac{1 + 7n}{56} - \frac{(1 + 5n)(1 + 3n)}{180(1+n)} \right) + \beta^2 \left(\frac{1 + 9n}{90} - \frac{(1 + 5n)^2}{450(1+n)} \right)} \quad (22)$$

Durch Variierung von β und n ist eine Tabelle entwickelt und hier beigegeben worden, mit deren Hilfe X_t sich ohne weiteres berechnen läßt.

F. Zusammenfassung des neuen Verfahrens.

Das eingespannte Gewölbe (bezieht sich der eingespannte Balken) sei entworfen, der Bogen (bez. Balken) sei dimensioniert. Dann ist zur Berechnung des Gewölbes folgendes zu tun:

1. Ermittle die Belastungshöhe q_0 im Scheitel und die Belastungshöhe $q_b + f_b$ im Kämpfer (siehe Fig. 1) und berechne den Formbestimmungswert

$$\beta = \frac{f_b}{6 q_b}$$

2. Bestimme den Neigungswinkel φ_a des Bogenelementes im Kämpfer gegen die Abszissenachse und zwar:

$$\tan \varphi_a = 4 \frac{f_a}{l} \frac{1 + 2\beta}{1 + \beta}$$

und

$$\cos \varphi_a = \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 \varphi_a}}$$

(Beim eingespannten Balken ist $\cos \varphi_a = 1$.)

3. Berechne das Trägheitsmoment des Bogens im Scheitel J_0 sowie das Trägheitsmoment im Kämpfer J_{da} , bilde $J_a = J_{da} \cdot \cos \varphi_a$ rechnerisch oder genügend genau aus der Zeichnung unmittelbar und bestimme schließlich die Verhältniszahl

$$n = \frac{J_0}{J_a}$$

Durch β und n ist das Gewölbe eindeutig bestimmt.

4. Entnimm gemäß Gl. (6) für 10 Stellen der Gewölbehälfte aus Tabelle I die Koeffizienten μ_y , mit deren Hilfe sich die Ordinaten y' der Bogenachse, bezogen auf die Tangente im Scheitel als Abszissenachse, ohne weiteres ergeben:

$$y' = \mu_y \cdot f_a$$

5. Entnimm gemäß Gl. (17) aus Tabelle II den Wert μ_c zur Berechnung des Abstandes c des Koordinatenanfanges vom Scheitel: $c = \mu_c \cdot f_a$.

6. Entnimm gemäß Gl. (10c) aus Tabelle III für zehn Stellen der Gewölbehälfte die Werte μ_z zur unmittelbaren Berechnung der Ordinaten der Einflußlinie für das Einspannungsmoment Z :

$$Z_1 = \mu_z \cdot 1.$$

(Siehe Fig. 4.)

7. Entnimm gemäß Gl. (15b) aus Tabelle IV für zehn Stellen der Gewölbehälfte die Ordinaten Y_1 der Einflußlinie der vertikalen Überzähligen Y . (Siehe Fig. 5.)

8. Entnimm gemäß Gl. (19) aus Tabelle V für zehn Stellen der Gewölbehälfte μ_x zur unmittelbaren Berechnung der Ordinaten der Einflußlinie für die horizontale Überzählige X :

$$X_1 = \mu_x \cdot \frac{1}{f_a}$$

(Beim Balken ist $X = 0$.) (Siehe Fig. 6.)

9. Berechne die Ordinaten M_1 der Einflußlinie des Momentes für irgendeinen Bogenpunkt (x, y) gemäß der Gleichung:

$$M = M_0 - Z - Y \cdot x - X \cdot y$$

10. Entnimm gemäß Gl. (22) aus Tabelle VI den Wert μ_t zur Berechnung der Bogenkraft infolge einer Temperaturänderung:

$$X_t = \frac{\alpha_t E J_0}{f_a^2} \cdot \mu_t$$

Die Veränderlichen in den Tabellen sind lediglich β und n , für welche die Werte μ zu entnehmen sind. Bei dazwischenliegenden Werten β und n werden die entsprechenden Werte μ genügend genau durch geradlinige Interpolation ermittelt. Die Auswertung der einzelnen Größen geschieht mittels Rechenschieber sehr rasch, einfach und genügend genau.

G. Beispiel.

Das eingespannte Gewölbe untenstehender Abmessung ist unter Benutzung der beigegebenen Tabellen bis zur Bestimmung der Einflußlinien der überzähligen Größen zu berechnen.

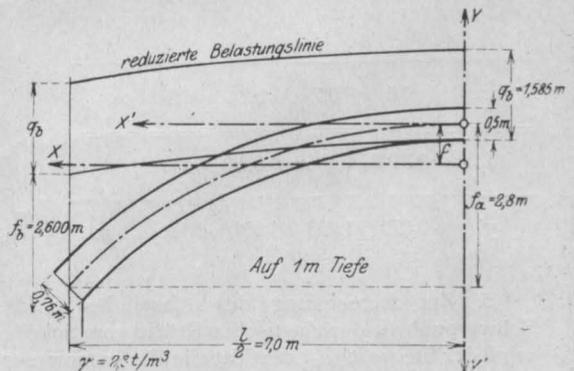


Fig. 7.

1. Der Formbestimmungswert

$$\beta = \frac{f_b}{6 q_b} = \frac{2,600}{6 \cdot 1,585} = 0,273.$$

$$2. \tan g \varphi_a = 4 \frac{f_a}{1} \frac{1 + 2\beta}{1 + \beta} = 4 \cdot \frac{2,8}{14} \cdot \frac{1,546}{1,273} = 0,972$$

$$\cos \varphi_a = \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 \varphi_a}} = 0,717.$$

3. Das Trägheitsmoment im Scheitel ist

$$J_0 = \frac{b d_0^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,50^3}{12} = 0,0104 \text{ m}^4,$$

$$\text{im Kämpfer } J_{da} = \frac{1,00 \cdot 0,76^3}{12} = 0,0344 \text{ m}^4,$$

$$J_a = J_{da} \cos \varphi_a = 0,0344 \cdot 0,717 = 0,0247 \text{ m}^4,$$

und somit wird die Verhältniszahl n:

$$n = \frac{0,0104}{0,0347} = \frac{1}{2,37}$$

4. Die Ordinaten der Gewölbeachse bezogen auf die Achsen X' und Y' werden mit Hilfe Tabelle I berechnet:

$$y' = \mu_y f_a.$$

Die Beiwerte y' werden der Tabelle unmittelbar entnommen, wobei zwischen $\beta = 0,2$ und $\beta = 0,3$ für $\beta = 0,273$ der entsprechende Wert μ_y geradlinig zu interpolieren ist:

x =	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\times \frac{1}{2}$
μ_y	0,0079	0,0318	0,0725	0,1313	0,2100	
y'	0,023	0,089	0,203	0,368	0,588	m

x =	0,6	0,7	0,8	0,9	$\times \frac{1}{2}$
μ_y	0,3108	0,4366	0,5908	0,7772	
y'	0,870	1,223	1,654	2,176	m

5. Zur Berechnung des Abstandes c des Schwerpunktes der elastischen Kräfte vom Scheitel wird der Beiwert μ_c der Tabelle II entnommen. Hierbei ist zweimal in folgender Weise geradlinig zu interpolieren:

β	n = $\frac{1}{2}$	n = $\frac{1}{2,37}$	n = $\frac{1}{3}$
0,2	0,2574	0,2475	0,2306
0,273	0,2517	0,2419	0,2251
0,3	0,2498	0,2398	0,2231

$$\mu_c = 0,2419$$

$$c = \mu_c f_a = 0,242 \cdot 2,8 = 0,677 \text{ m.}$$

6. Die Ordinaten der Einflußlinien der Überzähligen ergeben sich aus den Tabellen III, IV und V und sind für Zwischenwerte von n = $\frac{1}{2,37}$ und $\beta = 0,273$ wie oben zu interpolieren:

x =	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\times \frac{1}{2}$
Z _I	1,981	1,957	1,886	1,772	1,620	1,428	mt
Y _I	0	0,031	0,059	0,083	0,100	0,109	t
X _I	1,265	1,201	1,149	1,019	0,853	0,666	t

x =	0,549	0,6	0,7	0,8	0,9	$\times \frac{1}{2}$
Z _I		1,201	0,944	0,654	0,339	mt
Y _I	0,111	0,109	0,099	0,077	0,044	t
X _I		0,474	0,293	0,142	0,038	t

In dieser Weise kann man die Einflußlinien rasch aufzeichnen und auch die Ordinaten der Einflußflächen des Momentes für einen Bogenpunkt (x | y) gemäß der Gleichung

$$M = M_0 - Z - Y x - X y$$

berechnen.

7. Der Beiwert μ_t zur Berechnung der Temperaturbogenkraft X_t ergibt sich aus Tabelle V (durch zweimalige Interpolation wie unter 5):

$$\mu_t = 20,14.$$

Ist nun

$$\alpha_t = 0,000 010, \quad t = \pm 20^\circ$$

$$\text{und } E = 700 000 \text{ t/m}^2$$

für Bruchstein, so ist

$$X_t = \frac{\alpha_t t E J_0}{f_a^2} \mu_t = \frac{0,000 01 \cdot 20 \cdot 700 000 \cdot 0,0104}{2,8 \cdot 2,8} \cdot 20,14 = 3,74 \text{ t.}$$

H. Tabellen.

Tabelle I.

Ordinaten der Bogenachse.

$$y' = \mu_y f_a$$

$\mu_y =$ Tabelle I.

$\beta = \frac{f_b}{6 q_b}$	$x = 0,1 \frac{1}{2}$	$x = 0,2 \frac{1}{2}$	$x = 0,3 \frac{1}{2}$	$x = 0,4 \frac{1}{2}$	$x = 0,5 \frac{1}{2}$	$x = 0,6 \frac{1}{2}$	$x = 0,7 \frac{1}{2}$	$x = 0,8 \frac{1}{2}$	$x = 0,9 \frac{1}{2}$
0 (Parabel)	0,0100	0,0400	0,0900	0,1600	0,2500	0,3600	0,4900	0,6400	0,8100
0,1	0,0091	0,0365	0,0826	0,1478	0,2330	0,3391	0,4673	0,6191	0,7960
0,2	0,0084	0,0336	0,0764	0,1376	0,2188	0,3216	0,4484	0,6016	0,7844
0,3	0,0077	0,0311	0,0711	0,1290	0,2067	0,3068	0,4323	0,5868	0,7745
0,4	0,0072	0,0290	0,0666	0,1216	0,1964	0,2942	0,4186	0,5742	0,7660
0,5	0,0067	0,0272	0,0627	0,1152	0,1875	0,2832	0,4067	0,5632	0,7587
0,6	0,0063	0,0256	0,0593	0,1096	0,1797	0,2736	0,3963	0,5536	0,7523
0,7	0,0059	0,0242	0,0563	0,1047	0,1728	0,2651	0,3871	0,5451	0,7466
0,8	0,0056	0,0229	0,0536	0,1003	0,1667	0,2576	0,3789	0,5376	0,7416
0,9	0,0053	0,0218	0,0512	0,0963	0,1612	0,2509	0,3716	0,5309	0,7371
1,0	0,0051	0,0208	0,0491	0,0928	0,1563	0,2448	0,3651	0,5248	0,7331

Tabelle II.

Abstand c des Schwerpunktes der elastischen Kräfte vom Scheitel des Bogens.

$$c = \mu_c f_a$$

$\mu_c =$ Tabelle II.

β	$n = 1$	$n = \frac{1}{2}$	$n = \frac{1}{3}$	$n = \frac{1}{4}$	$n = \frac{1}{5}$	$n = \frac{1}{6}$
0 (Parabel)	0,3333	0,2778	0,2500	0,2333	0,2222	0,2143
0,1	0,3212	0,2667	0,2394	0,2230	0,2121	0,2043
0,2	0,3111	0,2574	0,2306	0,2144	0,2037	0,1960
0,3	0,3026	0,2496	0,2231	0,2072	0,1966	0,1890
0,4	0,2952	0,2429	0,2167	0,2010	0,1905	0,1830
0,5	0,2889	0,2370	0,2111	0,1956	0,1852	0,1778
0,6	0,2833	0,2319	0,2063	0,1908	0,1806	0,1732
0,7	0,2784	0,2275	0,2020	0,1867	0,1765	0,1692
0,8	0,2741	0,2235	0,1981	0,1830	0,1728	0,1656
0,9	0,2702	0,2199	0,1947	0,1796	0,1696	0,1624
1,0	0,2667	0,2167	0,1917	0,1767	0,1667	0,1595

Tabelle III.

Ordinaten der Einflußlinie des Einspannungsmomentes Z .

$Z_1 = l \mu_z l$

 $\mu_z = \text{Tabelle III.}$

e	n = 1	n = $\frac{1}{2}$	n = $\frac{1}{3}$	n = $\frac{1}{4}$	n = $\frac{1}{5}$	n = $\frac{1}{6}$	
0	0,1250	0,1389	0,1458	0,1500	0,1528	0,1548	
0,1 $\frac{1}{2}$	0,1238	0,1373	0,1440	0,1481	0,1508	0,1527	
0,2 $\frac{1}{2}$	0,1200	0,1324	0,1387	0,1424	0,1449	0,1467	
0,3 $\frac{1}{2}$	0,1138	0,1246	0,1301	0,1334	0,1355	0,1371	
0,4 $\frac{1}{2}$	0,1050	0,1140	0,1185	0,1212	0,1230	0,1243	
0,5 $\frac{1}{2}$	0,0938	0,1007	0,1042	0,1063	0,1076	0,1086	
0,6 $\frac{1}{2}$	0,0800	0,0849	0,0873	0,0888	0,0898	0,0905	
0,7 $\frac{1}{2}$	0,0638	0,0668	0,0683	0,0692	0,0698	0,0702	
0,8 $\frac{1}{2}$	0,0450	0,0464	0,0472	0,0476	0,0479	0,0481	
0,9 $\frac{1}{2}$	0,0238	0,0241	0,0243	0,0244	0,0245	0,0246	
$Z_{q_0} =$	0,0833	0,0903	0,0938	0,0958	0,0972	0,0981	$\times q_0 l^2$
$Z_{f_0} =$	0,0167	0,0176	0,0181	0,0183	0,0185	0,0187	$\times f_0 l^2$

Tabelle IV.

Ordinaten Y_1 der Einflußlinie der vertikalen Überzähligen.

e	n = 1	n = $\frac{1}{2}$	n = $\frac{1}{3}$	n = $\frac{1}{4}$	n = $\frac{1}{5}$	n = $\frac{1}{6}$
0	0	0	0	0	0	0
0,1 $\frac{1}{2}$	0,0248	0,0296	0,0329	0,0352	0,0369	0,0383
0,2 $\frac{1}{2}$	0,0480	0,0570	0,0629	0,0672	0,0704	0,0729
0,3 $\frac{1}{2}$	0,0683	0,0800	0,0879	0,0935	0,0977	0,1009
0,4 $\frac{1}{2}$	0,0840	0,0970	0,1056	0,1118	0,1164	0,1200
0,5 $\frac{1}{2}$	0,0938	0,1063	0,1146	0,1205	0,1250	0,1285
bei $e_m =$	0,577 $\frac{1}{2}$	0,554 $\frac{1}{2}$	0,541 $\frac{1}{2}$	0,533 $\frac{1}{2}$	0,528 $\frac{1}{2}$	0,524 $\frac{1}{2}$
Y_{max}	0,0962	0,1077	0,1154	0,1211	0,1254	0,1288
0,6 $\frac{1}{2}$	0,0960	0,1066	0,1136	0,1186	0,1224	0,1253
0,7 $\frac{1}{2}$	0,0893	0,0968	0,1019	0,1055	0,1082	0,1103
0,8 $\frac{1}{2}$	0,0720	0,0762	0,0789	0,0809	0,0824	0,0836
0,9 $\frac{1}{2}$	0,0428	0,0440	0,0449	0,0455	0,0459	0,0463

Tabelle V.

Ordinaten der Einflußlinie der horizontalen Überzähligen X.

$$X_1 = I \mu_x \frac{1}{f_a},$$

$\mu_x =$ Tabelle V.

$e = 0$

$\beta = \frac{f_b}{6 q_b}$	$n = 1$	$n = \frac{1}{2}$	$n = \frac{1}{3}$	$n = \frac{1}{4}$	$n = \frac{1}{5}$	$n = \frac{1}{6}$
0 (Parabel)	0,2344	0,2441	0,2500	0,2542	0,2575	0,2601
0,1	0,2361	0,2467	0,2533	0,2580	0,2616	0,2645
0,2	0,2373	0,2488	0,2554	0,2609	0,2649	0,2681
0,3	0,2382	0,2503	0,2578	0,2632	0,2675	0,2709
0,4	0,2388	0,2515	0,2594	0,2651	0,2696	0,2732
0,6	0,2396	0,2532	0,2617	0,2679	0,2728	0,2767
0,8	0,2399	0,2543	0,2632	0,2698	0,2749	0,2792
1,0	0,2401	0,2550	0,2643	0,2711	0,2765	0,2809

$e = 0,3 \frac{1}{2}$

β	$n = 1$	$n = \frac{1}{2}$	$n = \frac{1}{3}$	$n = \frac{1}{4}$	$n = \frac{1}{5}$	$n = \frac{1}{6}$
0 (Parabel)	0,1941	0,1962	0,1976	0,1985	0,1993	0,1999
0,1	0,1961	0,1991	0,2010	0,2023	0,2033	0,2042
0,2	0,1977	0,2014	0,2037	0,2054	0,2067	0,2078
0,3	0,1989	0,2032	0,2059	0,2079	0,2095	0,2107
0,4	0,1999	0,2047	0,2078	0,2100	0,2118	0,2132
0,6	0,2013	0,2070	0,2106	0,2133	0,2154	0,2171
0,8	0,2022	0,2086	0,2126	0,2156	0,2180	0,2199
1,0	0,2028	0,2097	0,2141	0,2174	0,2200	0,2221

$e = 0,1 \frac{1}{2}$

β	$n = 1$	$n = \frac{1}{2}$	$n = \frac{1}{3}$	$n = \frac{1}{4}$	$n = \frac{1}{5}$	$n = \frac{1}{6}$
0 (Parabel)	0,2297	0,2383	0,2436	0,2473	0,2503	0,2526
0,1	0,2315	0,2410	0,2469	0,2511	0,2544	0,2570
0,2	0,2327	0,2431	0,2495	0,2541	0,2577	0,2606
0,3	0,2337	0,2447	0,2515	0,2564	0,2603	0,2634
0,4	0,2343	0,2459	0,2531	0,2584	0,2625	0,2658
0,6	0,2352	0,2477	0,2555	0,2612	0,2657	0,2694
0,8	0,2356	0,2489	0,2571	0,2632	0,2680	0,2719
1,0	0,2358	0,2496	0,2582	0,2646	0,2696	0,2737

$e = 0,4 \frac{1}{2}$

β	$n = 1$	$n = \frac{1}{2}$	$n = \frac{1}{3}$	$n = \frac{1}{4}$	$n = \frac{1}{5}$	$n = \frac{1}{6}$
0 (Parabel)	0,1654	0,1639	0,1630	0,1624	0,1619	0,1616
0,1	0,1676	0,1668	0,1663	0,1660	0,1658	0,1656
0,2	0,1693	0,1691	0,1690	0,1690	0,1690	0,1690
0,3	0,1707	0,1710	0,1713	0,1715	0,1717	0,1718
0,4	0,1718	0,1726	0,1732	0,1736	0,1739	0,1742
0,6	0,1734	0,1750	0,1761	0,1769	0,1775	0,1781
0,8	0,1746	0,1768	0,1783	0,1794	0,1803	0,1810
1,0	0,1754	0,1782	0,1800	0,1813	0,1824	0,1833

$e = 0,2 \frac{1}{2}$

β	$n = 1$	$n = \frac{1}{2}$	$n = \frac{1}{3}$	$n = \frac{1}{4}$	$n = \frac{1}{5}$	$n = \frac{1}{6}$
0 (Parabel)	0,2160	0,2218	0,2254	0,2279	0,2299	0,2315
0,1	0,2179	0,2246	0,2287	0,2317	0,2340	0,2359
0,2	0,2193	0,2268	0,2314	0,2348	0,2374	0,2395
0,3	0,2204	0,2285	0,2335	0,2372	0,2401	0,2424
0,4	0,2212	0,2298	0,2353	0,2392	0,2423	0,2449
0,6	0,2222	0,2318	0,2379	0,2423	0,2458	0,2486
0,8	0,2229	0,2332	0,2397	0,2444	0,2482	0,2513
1,0	0,2232	0,2341	0,2409	0,2460	0,2500	0,2533

$e = 0,5 \frac{1}{2}$

β	$n = 1$	$n = \frac{1}{2}$	$n = \frac{1}{3}$	$n = \frac{1}{4}$	$n = \frac{1}{5}$	$n = \frac{1}{6}$
0 (Parabel)	0,1318	0,1276	0,1250	0,1231	0,1217	0,1206
0,1	0,1340	0,1303	0,1280	0,1264	0,1251	0,1241
0,2	0,1358	0,1325	0,1305	0,1291	0,1280	0,1271
0,3	0,1372	0,1344	0,1326	0,1314	0,1304	0,1296
0,4	0,1384	0,1359	0,1344	0,1333	0,1325	0,1318
0,6	0,1402	0,1384	0,1373	0,1365	0,1359	0,1354
0,8	0,1416	0,1402	0,1394	0,1389	0,1384	0,1381
1,0	0,1426	0,1417	0,1411	0,1408	0,1405	0,1403

Fortsetzung von Tabelle V.

$$X_1 = 1 \mu_x \frac{1}{f_a}$$

 $\mu_x = \text{Tabelle V.}$

$$e = 0,6 \frac{1}{2}$$

β	$n=1$	$n=\frac{1}{2}$	$n=\frac{1}{3}$	$n=\frac{1}{4}$	$n=\frac{1}{5}$	$n=\frac{1}{6}$
0 (Parabel)	0,0960	0,0904	0,0870	0,0845	0,0826	0,0811
0,1	0,0980	0,0927	0,0895	0,0871	0,0853	0,0839
0,2	0,0996	0,0947	0,0916	0,0894	0,0876	0,0862
0,3	0,1010	0,0963	0,0934	0,0913	0,0896	0,0883
0,4	0,1021	0,0977	0,0949	0,0929	0,0913	0,0901
0,6	0,1039	0,0999	0,0974	0,0956	0,0941	0,0930
0,8	0,1052	0,1016	0,0993	0,0976	0,0963	0,0953
1,0	0,1062	0,1029	0,1008	0,0993	0,0981	0,0971

$$e = 0,7 \frac{1}{2}$$

β	$n=1$	$n=\frac{1}{2}$	$n=\frac{1}{3}$	$n=\frac{1}{4}$	$n=\frac{1}{5}$	$n=\frac{1}{6}$
0 (Parabel)	0,0610	0,0556	0,0524	0,0500	0,0482	0,0467
0,1	0,0625	0,0573	0,0542	0,0519	0,0501	0,0486
0,2	0,0638	0,0588	0,0557	0,0534	0,0517	0,0502
0,3	0,0649	0,0600	0,0570	0,0548	0,0530	0,0516
0,4	0,0658	0,0611	0,0581	0,0559	0,0543	0,0529
0,6	0,0673	0,0628	0,0599	0,0579	0,0562	0,0549
0,8	0,0684	0,0641	0,0614	0,0594	0,0578	0,0565
1,0	0,0692	0,0651	0,0625	0,0606	0,0591	0,0578

$$e = 0,8 \frac{1}{2}$$

β	$n=1$	$n=\frac{1}{2}$	$n=\frac{1}{3}$	$n=\frac{1}{4}$	$n=\frac{1}{5}$	$n=\frac{1}{6}$
0 (Parabel)	0,0304	0,0268	0,0246	0,0231	0,0218	0,0208
0,1	0,0313	0,0278	0,0256	0,0240	0,0228	0,0218
0,2	0,0321	0,0286	0,0265	0,0249	0,0237	0,0227
0,3	0,0328	0,0294	0,0272	0,0256	0,0244	0,0234
0,4	0,0334	0,0300	0,0278	0,0263	0,0250	0,0240
0,6	0,0343	0,0310	0,0289	0,0273	0,0261	0,0251
0,8	0,0350	0,0317	0,0297	0,0282	0,0270	0,0260
1,0	0,0355	0,0324	0,0304	0,0288	0,0277	0,0267

Fortsetzung von Tabelle V.

$$X_1 = 1 \mu_x \frac{1}{f_a}$$

 $\mu_x = \text{Tabelle V.}$

$$e = 0,9 \frac{1}{2}$$

β	$n=1$	$n=\frac{1}{2}$	$n=\frac{1}{3}$	$n=\frac{1}{4}$	$n=\frac{1}{5}$	$n=\frac{1}{6}$
0 (Parabel)	0,0085	0,0072	0,0064	0,0059	0,0054	0,0051
0,1	0,0088	0,0075	0,0067	0,0062	0,0057	0,0053
0,2	0,0090	0,0078	0,0070	0,0064	0,0060	0,0056
0,3	0,0093	0,0080	0,0072	0,0066	0,0062	0,0058
0,4	0,0095	0,0082	0,0074	0,0068	0,0063	0,0060
0,6	0,0098	0,0085	0,0077	0,0071	0,0067	0,0063
0,8	0,0100	0,0088	0,0080	0,0074	0,0069	0,0065
1,0	0,0102	0,0090	0,0082	0,0076	0,0071	0,0067

Tabelle VI.

Bogenkraft X_t infolge einer Temperaturänderung.

$$X_t = \frac{\alpha_t t E J_0}{f_a^2} \mu_t$$

 $\mu_t = \text{Tabelle VI.}$

$\beta = \frac{f_b}{6 q b}$	$n=1$	$n=\frac{1}{2}$	$n=\frac{1}{3}$	$n=\frac{1}{4}$	$n=\frac{1}{5}$	$n=\frac{1}{6}$
0 (quadrat. Parabel)	11,25	17,01	21,18	24,41	27,00	29,13
0,1	11,54	17,58	22,00	25,44	28,22	30,51
0,2	11,78	18,07	22,70	26,33	29,27	31,71
0,3	11,99	18,48	23,30	27,09	30,18	32,75
0,4	12,16	18,84	23,82	27,76	30,98	33,66
0,5	12,30	19,15	24,28	28,35	31,69	34,48
0,6	12,43	19,42	24,68	28,87	32,31	35,20
0,7	12,54	19,66	25,04	29,34	32,87	35,84
0,8	12,64	19,88	25,36	29,75	33,38	36,42
0,9	12,73	20,07	25,65	30,13	33,83	36,95
1,0	12,80	20,24	25,90	30,47	34,24	37,42

BERECHNUNG EINES RAHMENBINDERS VOM LOKOMOTIVSCHUPPEN BALINGEN¹⁾.

Von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. M.

Der Rahmen, dessen Berechnung in folgendem vorgeführt wird, ist vierfach statisch unbestimmt, wenn die Mittelstütze eine Pendelstütze, und sechsfach, wenn dieselbe am Fuße fest eingespannt ist und mit der übrigen Konstruktion fest zusammenhängt; er ist symmetrisch und seine Achse folgt einem gebrochenen Stabzug (Fig. 1). Dem letzteren Umstand hat man es zu verdanken, daß die Berechnung in sehr einfacher Weise durchgeführt werden kann: es gilt das Verfahren für den Balken auf elastischen Stützen.

Die Entfernung der einzelnen Rahmen beträgt 6,55 m. Sie sind durch First- und Fußpfetten miteinander verbunden und durch eine 9 cm starke Eisenbetonplatte versteift, die außer auf den Rahmen, noch auf einem jeweils in der Mitte angeordneten Nebenträger (Sparren) aufliegt, der seinerseits sein Auflager wieder auf den Pfetten

Die Berechnung wird in folgendem in der Weise durchgeführt werden, daß man die Momente vom Eigengewicht, den Einfluß der Normalkräfte und die Momente vom Winddruck getrennt ermittelt; dadurch wird eine außerordentliche Übersichtlichkeit erzielt. Einmal wird angenommen, daß die Mittelstütze eine Pendelstütze ist, und das andere Mal, daß dieselbe am Fuße fest eingespannt ist und am Kopfe mit dem Rahmen fest zusammenhängt

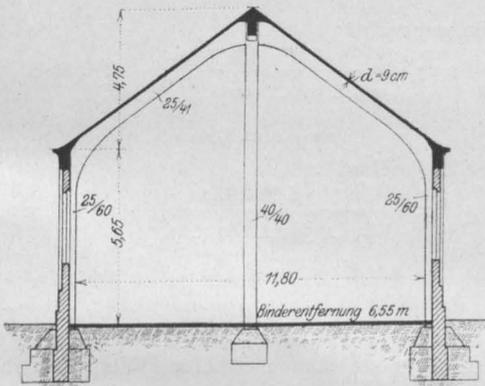


Fig. 1.

findet. Die von den letzteren herrührenden Drücke sind Achsiallasten beim Eigengewicht; beim Winddruck hingegen werden schräge Einzelasten übermittelt, die zudem noch Biegemomente erzeugen.

1) Die Berechnung erfolgt nach dem vom Verfasser in dem Werk „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger mit Rücksicht auf die Anwendung in der Praxis zur Berechnung der durchlaufenden und der mehrstöckigen Rahmen und der gelenklosen Brückengewölbe in Eisenbeton“. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin, niedergelegten Verfahren. Der Rahmen wurde ausgeführt von der Firma Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. Haardt. Vergl. auch Prof. Dr. E. Mörsch, „Der Eisenbetonbau“, 4. Aufl. Seite 441.

Die Unterlagen sind mir von der genannten Firma bereitwilligst zur Verfügung gestellt worden.

Die Berechnung wurde ursprünglich nach der bekannten Theorie der Biegezugfesten Rahmen durchgeführt, wobei man allerdings den Druck der Mittelstütze als besondere Überzählige noch mit in Rechnung stellte. Die in folgendem vorgeführte Berechnungsweise ist wesentlich einfacher.

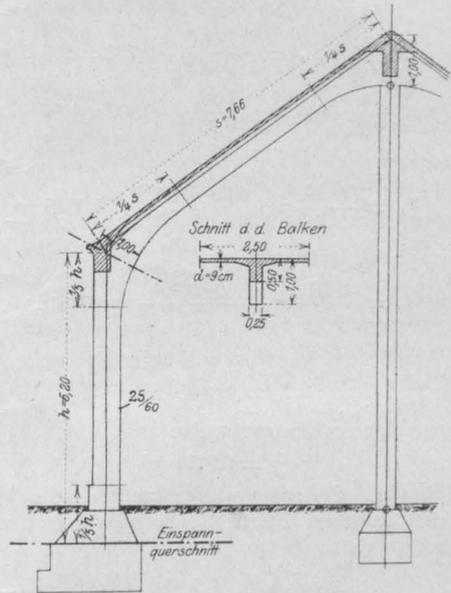


Fig. 2.

Fall I.

Die Mittelstütze ist eine Pendelstütze.

Bestimmung der Festpunkte (Fig. 2, 3 u. 4).

Wir werden hier auf das veränderliche Trägheitsmoment Rücksicht nehmen; die Breite der mitwirkenden Platte sei dabei $b = 2,50$ m. Die Berechnung der Trägheitsmomente erfolgt mit Hilfe der graphischen Tabelle Seite 9 in dem Werk des Verfassers „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“. Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin, wonach man erhält:

Balken (Mitte):

$$b_0 : b = 0,25 : 2,50 = 0,10,$$

$$d : h = 0,09 : 0,50 = 0,18;$$

dafür $\mu = 0,228$ (aus Tabelle) und

$$J_m = \mu \frac{b h^3}{12} = 0,228 \cdot \frac{2,50 \cdot 0,50^3}{12} = 0,0059 \text{ m}^4.$$

Balken (Auflager):

$$b_0 : b = 0,25 : 2,50 = 0,10,$$

$$d : h = 0,09 : 1,00 = 0,09;$$

dafür $\mu = 0,211$ und

$$J_a = \mu \frac{b h^3}{12} = 0,211 \cdot \frac{2,50 \cdot 1,00^3}{12} = 0,0440 \text{ m}^4.$$

Die Formänderungswinkel für $M = 1$ am Auflager erhalten wir unter der Annahme, daß h , die Balkenhöhe, in den äußeren Balkenvierteln parabolisch zunimmt, aus der Tabelle Seite 17 in dem vorgenannten Werk „Neuere Methoden...“.

$$\lambda = 1/4, \quad c = \sqrt[3]{\frac{J_a}{J_m}} - 1 = \sqrt[3]{\frac{0,0440}{0,0059}} - 1 = 0,95$$

$$q_a = 0,778, \quad q_b = 0,908 \text{ (aus Tabelle).}$$

$$E \alpha = \frac{s}{2 J_m} q_a = \frac{7,66}{2 \cdot 0,0059} \cdot 0,778 = 505 \text{ 1/m}^3,$$

$$E \beta = \frac{s}{6 J_m} q_b = \frac{7,66}{6 \cdot 0,0059} \cdot 0,908 = 197 \text{ „}$$

Stütze:

$$J_m = \frac{b h^3}{12} = \frac{0,25 \cdot 0,60^3}{12} = 0,0045 \text{ m}^4,$$

Einspannungsquerschnitt:

$$J_a = \frac{b h^3}{12} = \frac{0,60 \cdot 0,90^3}{12} = 0,0364 \text{ „}$$

Am Stützenkopf ist wie beim Balken

$$J_a = 0,0440 \text{ m}^4.$$

Wir nehmen näherungsweise an

$$J_a = 0,0400 \text{ m}^4$$

(an beiden Enden) und betrachten die Stütze in den äußeren Fünfteln als parabolisch zunehmend, so daß

$$\lambda = 1/5, \quad c = \sqrt[3]{\frac{J_a}{J_m}} - 1 = \sqrt[3]{\frac{0,0400}{0,0045}} - 1 = 1,07,$$

$$q_a = 0,813, \quad q_b = 0,936 \text{ (aus Tabelle).}$$

$$E \alpha = \frac{h}{2 J_m} q_a = \frac{6,20}{2 \cdot 0,0045} \cdot 0,813 = 560 \text{ 1/m}^3,$$

$$E \beta = \frac{h}{6 J_m} q_b = \frac{6,20}{6 \cdot 0,0045} \cdot 0,936 = 215 \text{ „}$$

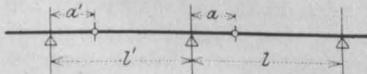


Fig. 3.

Nunmehr sind die Festpunkte bestimmbar. Wir wenden die in dem Werk „Neuere Methoden...“ Seite 75 gegebene Gleichung an (Fig. 3):

$$a = \frac{l \beta}{\alpha + \alpha' - \beta' \frac{l'}{l - a'}}$$

wobei hier unter l oder l' die Stützhöhe h bzw. die Balkenlänge s zu verstehen ist.

Stütze links:

$$a = \frac{h \beta}{\alpha} = \frac{6,20 \cdot 215}{560} = 2,38 \text{ m,}$$

$$h - a = 3,82 \text{ m.}$$

Balken links:

$$a = \frac{7,66 \cdot 197}{505 + 560 - 215 \cdot \frac{6,20}{3,82}} = 2,11 \text{ m,}$$

$$s - a = 5,55 \text{ m.}$$

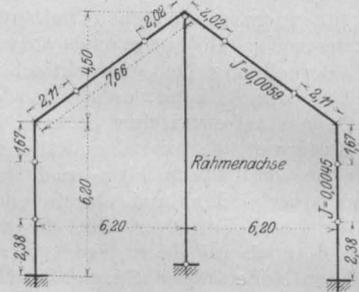


Fig. 4.

Balken rechts:

$$a = \frac{7,66 \cdot 197}{505 + 505 - 197 \cdot \frac{7,66}{5,55}} = 2,02 \text{ m,}$$

$$s - a = 5,64 \text{ m.}$$

Stütze rechts ²⁾:

$$b = \frac{6,20 \cdot 215}{560 + 505 - 197 \cdot \frac{7,66}{5,64}} = 1,67 \text{ m,}$$

$$h - b = 4,53 \text{ m.}$$

Beginnt man am Stützenfuß rechts und geht nach links vor, so erhält man der Reihe nach für die Festpunktabstände dieselben Werte wie oben.

1. Berücksichtigung vom Eigengewicht.

(Fig. 5).

Die Schneelast einbegriffen, erhält man für den Balken das Gewicht von 1,45 t/m, so daß für 1 lfdm Horizontalprojektion

$$q = \frac{1,45}{\cos \alpha} = \frac{1,45}{0,81} = 1,79 \text{ t/m.}$$

Beim frei aufliegenden Balken ist

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,79 \cdot 6,2^2}{8} = 8,60 \text{ mt.}$$

Außer der gleichmäßig verteilten Last, wirken noch von den Pfetten herrührend die Lasten

Fußpfetten: $P = 9,50 \text{ t,}$ Firstpfette: $P = 15,70 \text{ „}$

Diese letzteren haben keine Momente im Gefolge

²⁾ a wurde hier durch b ersetzt, da die Bezeichnungen für den unteren und oberen Festpunktabstand bei den Stützen, a und b, hier beibehalten werden sollen.

Die Bestimmung der Momente enthält Fig. 5. Es gelten dabei genau dieselben Regeln wie beim gewöhnlichen kontinuierlichen Balken³⁾.

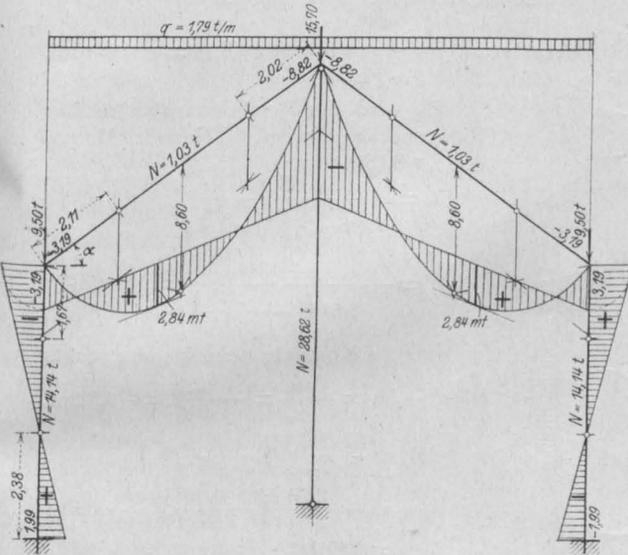


Fig. 5.

Sind die Momente bekannt, so erhält man die Normalkräfte⁴⁾:

Balken:

$$N = \pm \frac{M_k - M_u}{h \cdot \cos \alpha} = \frac{3,19 + 1,99}{6,20 \cdot 0,81} = 1,03 \text{ t,}$$

— gilt für die linke, + für rechte Stütze; M_k und M_u sind die Stützenkopf- und Stützenfußmomente.

Außenstützen:

Die Balken übertragen

$$\frac{q l}{2} \frac{M_a - M_b}{1} = \frac{1,79 \cdot 6,20}{2} \frac{-3,19 + 3,82}{6,20} = 5,55 - 0,91 = 4,64 \text{ t.}$$

M_a und M_b sind die Einspannmomente am linken und rechten Balkenende (hier für den Balken links). Zu 4,64 t kommt noch die Einzellast $P = 9,50 \text{ t}$ hinzu, so daß

$$N = 9,50 + 4,64 = 14,14 \text{ t.}$$

Mittelstütze:

Ein Balken allein überträgt

$$5,55 + 0,91 = 6,46 \text{ t,}$$

weshalb mit der Einzellast $P = 15,70 \text{ t}$,

$$N = 15,70 + 2 \cdot 6,46 = 28,62 \text{ t.}$$

³⁾ Man braucht sich nur den Rahmen in ausgestrecktem Zustande (mit gerader Achse) als kontinuierlichen Balken vorstellen.

Wenn keine Symmetrie vorhanden ist, so verschieben sich die Stützenköpfe und es ergibt sich die Notwendigkeit der Bestimmung einer Zusatzfläche („Neuere Methoden...“ Seite 46).

⁴⁾ Vergl. das Werk „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke.“ Seite 38.

2. Der Einfluß der Normalkräfte (Fig. 6, 7 u. 8)

Die in vorstehendem ermittelten Normalkräfte finden die Verteilungsf lächen

Balken:

$$F = 0,09 \cdot 2,25 + 0,25 \cdot 0,50 = 0,328 \text{ m}^2;$$

Außenstützen:

$$F = 0,25 \cdot 0,60 = 0,150 \text{ m}^2;$$

Mittelstütze:

$$F = 0,40 \cdot 0,40 = 0,160 \text{ „ „};$$

so daß die Längenänderungen ($\Delta l = \frac{N l}{E F}$)

Balken ($N = 1,03 \text{ t}$):

$$E \Delta_s = \frac{1,03 \cdot 7,66}{0,328} = 24 \text{ t/m,}$$

Außenstützen ($N = 14,14 \text{ t}$):

$$E \Delta_h = \frac{14,14 \cdot 6,20}{0,150} = 585 \text{ „ „},$$

Mittelstütze ($N = 28,62 \text{ t}$):

$$E \Delta_h = \frac{28,62 \cdot 10,70}{0,16} = 1914 \text{ „ „},$$

$$E \Delta_h = -1329 \text{ t/m.}$$

ist die verhältnismäßige Senkung der äußeren Stützenköpfe (Senkung in bezug auf den mittleren Stützenkopf); der letztere bleibt (aus Symmetriegründen) in seitlichem Sinne in Ruhe. Mit der Senkung Δ_h der äußeren Stützenköpfe entsteht, wie in Fig. 6, a ersichtlich, noch die wagrechte Verschiebung $\Delta_1 = \Delta_h \cdot \tan \alpha$. Der Verkürzung des Balkens um Δ_s entspricht $\Delta_h = \Delta_s \cdot \sin \alpha$ und $\Delta_1 = \Delta_s : \cos \alpha$ (vergl. Fig. 6, b)⁵⁾.

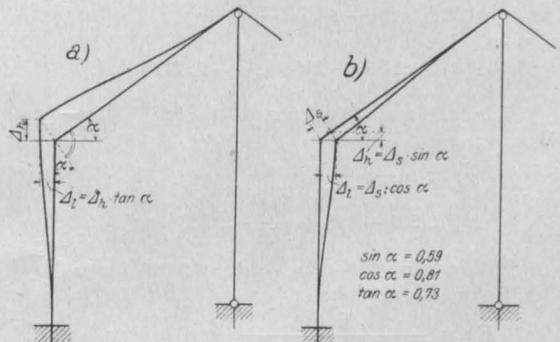


Fig. 6.

Die Normalkräfte bei den Stützen bewirken:

$$E \Delta_h = -1329 \text{ t/m,}$$

$$E \Delta_1 = -1329 \cdot \tan \alpha = -1329 \cdot 0,73 = -970 \text{ tm,}$$

und jene bei den Balken

$$E \Delta_h = 24 \cdot \sin \alpha = 24 \cdot 0,59 = 15 \text{ t/m,}$$

$$E \Delta_1 = 24 : \cos \alpha = 24 : 0,81 = 30 \text{ „ „},$$

⁵⁾ Die Vorzeichen von Δ_1 beziehen sich auf die Verschiebung der Rahmenecke links. Nach rechts und nach abwärts wird Δ_1 und Δ_h immer positiv gerechnet.

so daß insgesamt

(lotrecht) $E \mathcal{A}_h = -1329 + 15 = -1314 \text{ t/m}$,
 (wagrecht) $E \mathcal{A}_1 = -970 + 30 = -940 \text{ „}$.

a) Wagrechte Verschiebung ($E \mathcal{A}_1 = -940 \text{ t/m}$)
 (Fig. 7, links.)

In folgendem werden die vom Verfasser in dem Werk „Neuere Methoden zur Statik der

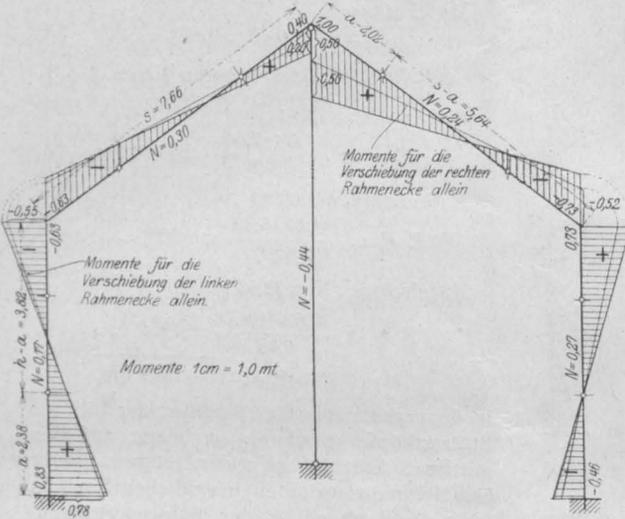


Fig. 7.

Rahmentragwerke und der elastischen Bogen-träger..“ hergeleiteten Gleichungen angewendet.

Winkel am Stützenkopf für $M_k = 1$:

$$E \gamma_s = \alpha - \beta \frac{h}{h-a}$$

$$= 560 - 215 \cdot \frac{6,20}{3,82} = 211 \text{ 1/m}^3.$$

Winkel am Balkenende (unten) für $M_a = 1$:

$$E \gamma_b = \alpha - \beta \frac{s}{s-b}$$

$$= 505 - 196 \cdot \frac{7,66}{5,64} = 238 \text{ 1/m}^3.$$

Mithin wird für den Verdrehungswinkel der Rahmenecke links

$$E \tau = \frac{E \mathcal{A}_1}{(h-a) \left(1 + \frac{\gamma_s}{\gamma_b}\right)}$$

$$= \frac{-940}{3,82 \left(1 + \frac{211}{238}\right)} = -130 \text{ t/m}^2.$$

Stützenmomente:

$$M_k = \frac{\tau}{\gamma_b} = - \frac{130}{238} = -0,55 \text{ mt},$$

$$M_u = - \frac{a}{h-a} \left(\frac{\mathcal{A}_1}{h\beta} + M_k \right)$$

$$= - \frac{2,38}{3,82} \left(\frac{-940}{6,2 \cdot 215} - 0,55 \right)$$

$$= 0,78 \text{ mt}.$$

Der weitere Verlauf der Momente ergibt sich unter Bezugnahme auf die Festpunkte nach den bekannten Regeln. Fig. 7 enthält für die linke Rahmenecke die Momente für die wagrechte Verschiebung der Ecke links und rechts.

b) Lotrechte Verschiebung ($E \mathcal{A}_h = -1314 \text{ t/m}$).
 (Fig. 7, rechts.)

Es wird der Verdrehungswinkel der Rahmenecke (vergl. „Neuere Methoden...“ S. 55)

$$E \tau = - \frac{E \mathcal{A}_h}{(s-b) \left(1 + \frac{\gamma_b}{\gamma_s}\right)}$$

$$= - \frac{-1314}{5,64 \left(1 + \frac{238}{211}\right)} = 110 \text{ t/m}^2,$$

so daß die Momente beim Balken rechts

$$M_b = -M_k = - \frac{\tau}{\gamma_s} = - \frac{110}{211} = -0,52 \text{ mt},$$

$$M_a = - \frac{a}{s-a} \left(\frac{\mathcal{A}_h}{s\beta} + M_b \right)$$

$$= - \frac{2,02}{5,64} \left(\frac{-1314}{7,66 \cdot 197} - 0,52 \right)$$

$$= 0,50 \text{ mt}.$$

Da der Stützenkopf sich hier nicht wagrecht verschiebt, ist das Moment im unteren Festpunkt der Stütze gleich Null. Die endgültigen Momente erhält man unter Beachtung der Symmetrie nach den bekannten Regeln mit Hilfe der Festpunkte (Fig. 7, rechts).

(Beim Vergleich ist zu berücksichtigen, daß die Momente in Fig. 7 fünfmal so groß dargestellt sind wie in Fig. 5.)

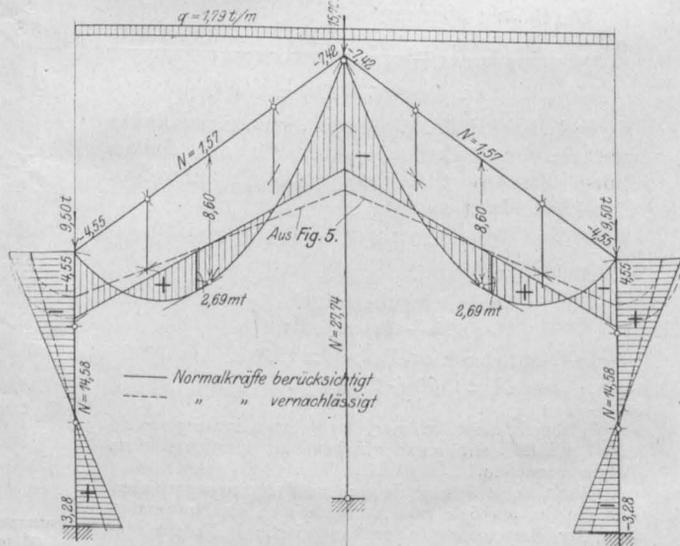


Fig. 8.

An Hand der Fig. 8, welche die Momente mit und ohne Rücksicht auf die Formänderung durch die Normalkräfte enthält, kann der Einfluß der letzteren genau beurteilt werden. Es ergibt sich, daß derselbe hier durchaus nicht belanglos ist. Der Einfluß der Normalkräfte, die durch die Momente in Fig. 7 neuerdings entstehen, kann indessen als verschwindend unberücksichtigt bleiben.

3. Berücksichtigung vom Winddruck (Fig. 9 und 10).

Voruntersuchung (Fig. 9)

Zunächst haben wir die Momente für eine beliebige, gemeinsame wagrechte Verschiebung aller Stützenköpfe zu bestimmen.

Trägt man den oberen und den unteren Festpunkt Abstand einer Stütze von der Achse aus am oberen und unteren Ende nach rechts und nach links ab, so stellt eine entsprechende schräge Gerade die Momente dar, wenn sich der Kopf der betreffenden Stütze allein verschiebt. (Vergl. „Neuere Methoden.“ Seite 65 und 66.) Für die Mittelstütze ist das Moment gleich Null. Berücksichtigt man die Verschiebung bei jeder Außenstütze in der vorherbeschriebenen Weise einzeln, so erhält man, wie in Fig. 9 ersichtlich, unter Bezugnahme auf die Festpunkte die endgültige Momentenfläche sehr einfach: die Momente für die einzelnen Verschiebungen werden addiert. Die Größe der in Betracht kommenden Verschiebung brauchen wir hier nicht zu kennen, wohl aber die zu ihrer Erzeugung erforderliche Kraft

$$\sum S = \sum \frac{M_k - M_u}{h}$$

$$= \frac{2}{6,2} (4,33 + 6,72) = 3,56 \text{ t.}$$

Belastung:

Wir rechnen auf 1 m² senkrecht getroffene Fläche 150 kg; dabei sei der Winddruck unter 10° gegen die Wagerechte geneigt. Die schräge

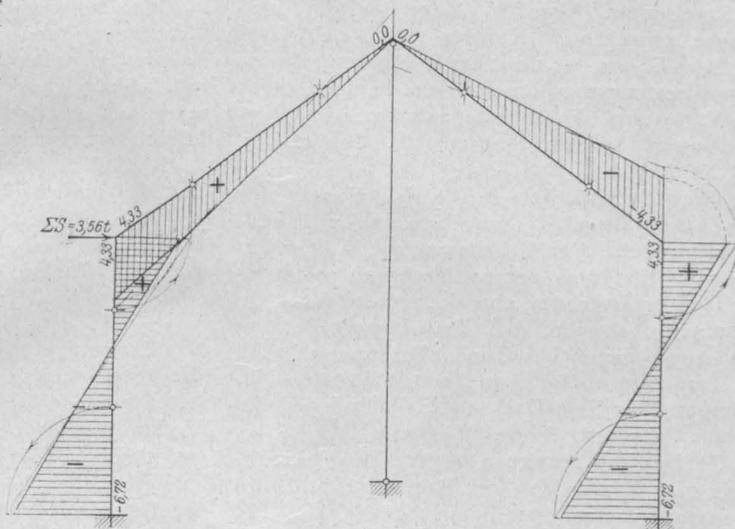


Fig. 9.

Dachfläche erhält somit

$$150 \cdot \sin^2(\alpha + 10^\circ) = 150 \cdot 0,52 = 78 \text{ kg/m}^2,$$

so daß für den Balken

$$w = 3,28 \cdot 0,078 = 0,256 \text{ t/m.}$$

Die Pfetten übertragen als Einzellasten (von den Nebenträgern herrührend) je

$$W = \frac{7,66}{2} \cdot 0,256 = \sim 1,0 \text{ t.}$$

Außerdem kommt noch, da der Winddruck auch auf die Längswand wirkt, und diese sich auf den Sockel und auf die untere Pfette abstützt, die wagerechte Kraft an der Rahmenecke in Betracht:

$$W' = 0,150 \cdot 2 \cdot 3,28 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5,0 = \sim 2,50 \text{ t.}$$

(Schluß folgt.)

LITERATÜRSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Bearbeitung.

Holländischer Zement. Wiedergabe einer Bemerkung aus dem Jahre 1768, die für die Geschichte der Zemente nicht belanglos sein dürfte. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 108.

Sinterung. Dr. Hans Kühl wendet sich hier gegen die Ausführungen von A. Kerning zu dem

Begriffe Sinterung und geht auf diesen verwickelten Vorgang näher ein. Er erklärt ihn folgendermaßen: Bei der Sinterung schmelzen gewisse Bestandteile des Rohgutes. In der Schmelze lösen sich nach und nach die anderen Teilchen auf Währenddessen setzen sich solche chemisch um und kristallisieren aus. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 114. (Vgl. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 95.)

Sinterung. Von B. Kerning. Erwiderung auf die Ausführungen von Dr. Hans Kühl in Nr. 114 der Tonind.-Ztg. 1917. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 118.

Sinterung. Von W. Büge. In die Aussprache zwischen B. Kerning und Dr. H. Kühl tritt Herr B. ein, der den Begriff Sinterung in der Begriffsbestimmung für Portland-Zement durch die Worte „bis die Silikate salzsäurelöslich geworden sind“ ersetzt sehen möchte. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 120.

Noch einmal: Die teilweise Ersetzung von Zement durch Traß bei Stampf- und Gußbetonbauten. Von Geheimrat Prof. M. Foerster-Dresden. Nachweis der mit Recht als selbstverständlich bezeichneten, aber doch nicht allgemein erkannten Tatsache, daß Traß-Zement-Betone sich ebenso gegenüber Zement-Betonen verhalten wie Traß-Zement-Mörtel zu Zement-Mörteln. Mitteilungen über Kalk-Traß- und Kalk-Traß-Zement-Betone. Armiertes Beton 1917 Nr. 9.

Offizielles Merkblatt für die Verwendung von Traß. Von der Bautenprüfstelle des Kriegsamtes. Armiertes Beton 1917 Nr. 9.

Über Vorsatzbeton. Von Dipl.-Ing. Siegf. Kiehne. Lesenswerte Mitteilungen mit zwei Abbildungen. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 103.

Umschlagen der Bindezeit des Zementes. Dr. E. S. schlägt vor, umgeschlagene, d. s. während der Lagerungszeit zu Schnellbindern gewordene Zemente durch Chlorcalciumzusatz wieder zu Langsambindern zu machen, wobei die sonstigen Eigenschaften des Zementes nicht verschlechtert würden. Ob vor den amtlichen Bestimmungen solcher Zement noch als gleichwertig mit ursprünglichen Normalbindern bestehen kann, ist zweifelhaft. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 104.

Schwemmsteine. Mitteilung von Grundsätzen über die Verwendbarkeit rheinischer Schwemmsteine. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 98.

Mörtel- und Betonmischmaschinen. Von Dipl.-Ing. W. Schwaab. Mit 8 Abbildungen werden in Ergänzung der Besprechung in Nr. 15 und 16 des Jahrgangs 1916 der Zeitschrift „Brückenbau“ zwei weitere Arten Mischmaschinen beschrieben: 1. die von der Rheinpfälzischen Eisenindustrie St. Ingbert und 2. die von der Gesellschaft Rammer & Co. (Leipzig und Bischofswerda) (unter den Namen Saxonia) hergestellte Maschine. Brückenbau 1917 Heft 19.

2. Prüfung und Untersuchung.

Einfluß von Rohrzucker auf Zement. Hinweis auf die Tatsache, daß in Zuckerfabriken Betongewölbe schon oft durch Zucker zerstört worden seien. Nach der dänischen Zeitschrift „Ingeniøren“ hat sich bei der chemischen Untersuchung von unerklärlicherweise schlecht aus-

gefallenen Betonteilen gezeigt, daß der Zement, der in ehemaligen Zuckersäcken verpackt gewesen ist, 0,2% oder mehr Zucker enthalten hat. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 109.

Das Rosten der Eiseneinlagen und die Mittel zu deren Verhütung. In einer kurzen Besprechung wird im Hinblick auf die Rostmöglichkeit der Eisen im Beton das Augenmerk auf die Zschokkeschen Versuche und Veröffentlichungen über passivierende Mittel (vgl. A. B. 1917 S. 64) gelenkt. Österr. Wochenschr. f. d. ö. Baudienst 1917 Nr. 41.

Rasche Feststellung der Zerrieselungsfähigkeit von Hochofenschlacken. Von B. Haas. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 115.

II. Theorie.

Versuche mit Glasbeton. Versuche für die österreichischen Duplex-Prismen- und Glasbetonwerke in Wien — ausgeführt an der Wiener Technischen Hochschule — haben eine außerordentliche Widerstandsfähigkeit von Oberlichten in Verbundbauweise gezeigt. Kurze Mitteilungen in „Betonbau“ 1917 Nr. 9/10.

Die wirtschaftliche Dimensionierung des Plattenbalkens. Von Dipl.-Ing. B. Barck, München. Nach kritischer Betrachtung der das gleiche Ziel erstrebenden Arbeiten von Proksch (Beton und Eisen 1911) und Dr. M. Mayer kommt Verfasser zu neuen Formeln; zuerst wird b_0 bestimmt und dann h . Arm. Beton 1917 Heft 9.

Zur Auflösung mehrgliedriger Elastizitätsgleichungen III. Anwendungen auf mehrfach gestützte Rahmen. Von Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. H. Müller, Breslau. 22 Seiten. Der Eisenbau 1917 Nr. 9.

Bestimmung der Gewölbestärken und der Form der Gewölbe-Mittellinie. Von Ing. Rudolf Schuhmann. Zweck des Verfahrens, für die Nachprüfung statisch unbestimmter Bögen schon einigermaßen zutreffende Grundmaße festzulegen. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1917 Nr. 37/38.

Der dreifeldrige durchlaufende Träger mit gleichen Endfeldern. Von Ing. Franz Kuhn, Wien. Auswertung der Ausdrücke, die Herzka im Eisenbau 6. Jahrgang 2. Heft veröffentlicht hat. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1917 Nr. 38.

Die Knickkraft in Stäben mit sprungweise veränderlichem Trägheitsmoment. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz, z. Zt. kriegsgefangen. Zentralblatt d. B. 1917 Nr. 83/84.

Größtmomentenkurven für durchlaufende Balken mit gleichbleibendem Querschnitt, gleichen Feldweiten und gleichmäßig verteilter Last. Von Prof. E. Suenson, Kopenhagen. Die aus den Winklerschen Tabellen entnommenen Werte für M_{\max} für p und g sind

für verschiedene Verhältnisse $p:g$ zusammengenommen und als Größtmomentenlinie, eine Linie, die in Wirklichkeit nicht vorkommt, da die verschiedenen Belastungslängen mit p nicht gleichzeitig auftreten können, aufgetragen. Gleichzeitig wird die hier nicht nachzuprüfende und, falls sie zutrifft, außerordentlich wichtige Mitteilung gemacht, daß die Winklerschen Tabellen an 6 Stellen beträchtliche Fehler aufweisen, die hier abgeändert sind. Da die W.-Tabellen allenthalben in ihrer ursprünglichen Form abgedruckt sind, empfiehlt sich die Untersuchung und eventuell sofortige Abänderung der Tabellen dringend. Beton und Eisen 1917 Heft 16.

Ueber die Größe des Auftriebs unter der Sohle von Bauwerken. Von Regierungsbaumeister Gaede, Herford. Zentralblatt d. B. 1917 Nr. 80.

Vereinfachtes Rechenverfahren für die Bemessung der Eisenbetonkonstruktionen unter Berücksichtigung des Eigengewichtes. Von Ingenieur Herm. Hartmann, Düsseldorf. Es handelt sich hierbei allein um die Fälle reiner Biegung: Platten, Balken, Plattenbalken und nur bei gleichmäßig verteilter Belastung, für welche Tabellen gegeben werden, deren Anwendung an Beispielen vorgeführt wird. Beton und Eisen 1917 Heft 16.

Über den statischen Zusammenhang zwischen Balken und Steifrahmen. Von k. u. k. Baukommissar Dr.-Ing. Franz Brandler, Prag. Betonbau 1917 Nr 9/10 und 11.

Beitrag zur Berechnung des Silodruckes. Von Dipl.-Ing. S. Kasarnowsky, Zürich. Zweck der kurzen Veröffentlichung: den Einfluß einer Auflast auf den horizontalen und den vertikalen Silodruck zu ermitteln, welche in den Arbeiten von Koenen und Janssen nicht in Rechnung gesetzt ist. Arm. Beton 1917 Heft 9.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen der Eiseneinlagen (Ergänzungsversuche). Ausgeführt in der Kgl. Sächs. Mech.-Techn. Versuchs-Anstalt Dresden 1913. Bericht, erstattet von Geheimrat Scheit, Professor Wawrziniok und Regierungsbaumeister Amos. Auf 3 Seiten werden die wichtigsten Erkenntnisse dieser Ergänzungsversuche mitgeteilt, die zu einer weiteren Behandlung der Frage geeignete Beobachtungen geliefert haben. Betonbau 1917 Nr. 9/10.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Beton. Die Fassung des § 6 der amtlichen Bestimmungen wird angegriffen, da, wie ein vorgekommener Streitfall zeige, der Begriff der Dichtigkeit nicht klar festgelegt sei. Ferner wird be-

mängelt, daß Traß und Kalk, die zweifellos Bindemittel seien, als Zuschläge bezeichnet würden. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 121.

Beton. H. Teit bemängelt an den neuen „amtlichen Bestimmungen“, daß sie die Verwendung von Zement-Ersatzstoffen ausschließen. (Teilweise darf man jedoch den Zement durch Traß u. ä. ersetzen.) § 5 bzw. 7 hält Teit für überflüssig, da doch der Festigkeitsnachweis genüge. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 118.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren, Bauunfälle.

Eine eigenartige Wirkung des Frostes im Winter 1916/17. Dr.-Ing. Jackson geht auf die — vgl. Arm. Beton Seite 174 und 214 mitgeteilte Beobachtung weiter ein. Mitteilungen für Zement und Beton 1917 Nr. 19.

2. Ausführungen im Hochbau.

Bau und Bedeutung von Tiefkellern in Industriegebäuden der Großstadt. Von Dr.-Ing. W. Lesser, Berlin. Eine ausführliche Behandlung dieses in der gegenwärtigen Entwicklung der Großstädte an Bedeutung immer mehr gewinnenden Gegenstandes nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten. Zentralblatt d. B. 1917 Nr. 81/82 und 83.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Ueber das Steildach in Holzkonstruktion mit Betonbindern. Hinweis mit Abbildungen auf diese Bauweise, die sich in manchen Fällen empfiehlt, wo man die Billigkeit und Leichtigkeit des Daches mit dem Freitragen von Eisenbetonrahmen verbinden wollte. Beton und Eisen 1917 Nr. 16.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Gewölbte Talsperren. Von Königl. Baurat Ziegler, Clausthal. Die Ausführungen Zieglers treten für eine Erbauung von Talsperren in Gewölbeform (wo das die örtlichen Verhältnisse gestatten) und für eine statische Auffassung als solche ein. Die geringeren Stärken seien auch in statischer Hinsicht willkommen. Es entsteht nur Druck im Querschnitt, festes Anpressen an die Hänge u. a. Willkommen Zusammenstellung von wertvollen Daten über gewölbte Talsperren. Beton und Eisen 1917 Nr. 16.

Die Eisenbetoncaissons beim Neubau der Kaiser-Franz-Josef-Brücke über die Donau in Wien. Mitgeteilt von der Baudirektion der niederösterreich. Donau-Regulierungskommission. 14 Pfeiler sind mit gutem Erfolge auf die genannte Weise gegründet worden. Gründungstiefe i. a. 4.60 m unter N.W. Gegenüber einer Grün-

dung in offener Baugrube zwischen Eisenbetonpfehlwänden ist als Vorteil zu nennen, daß mäßige Hochwässer den Baufortgang nicht behindern konnten. Lichtbilder, Zeichnungen, Angaben über Arbeitsvorgang und -dauer. Zeitschrift für Betonbau 1917 Nr. 9 und 10.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

VI. Sonstiges.

Eisenbetonschiffe. Allgemeines über den Stand des Eisenbeton-Schiffbaues. Sodann wird an Hand von Skizzen das Patent der Firma „Vestlandske Betonbaatbyggeri“ (Erfinder Ingen. Alfsen) vorgeführt, nach welchen das Schiff mit dem Boden nach oben liegend gebaut und nach dem Stapellauf erst gewendet wird. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 112.

Probefahrt eines „Stahl-Betonschiffes“. Ein auf Fougner's Werft in Moß (Norwegen) erbautes 250-t-Schiff hat bei Sturm auf hoher See eine 5stündige Probefahrt einwandfrei bestanden. Beton und Eisen 1917 Heft 16.

Ueber die Grenzen der Verantwortlichkeit im Baugewerbe. Von Oberbaurat Prof. E. Mörike, Stuttgart. Längere Abhandlung über

diese den Techniker berührenden Rechtsfragen. Beton und Eisen 1917 Heft 16ff.

Herstellung von Zementwaren — ein Handwerk? Die in früheren Heften der Tonind.-Ztg. zutage getretenen Bestrebungen zur Hebung der Zementwaren-Gewerbe werden von der juristischen Seite untersucht. Danach wäre dieses kein Handwerk. Weit mehr als von Innungen und Lehrlingslaufbahn wird von Fachschulen die gewünschte Besserung erwartet. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 122.

Die Hebung der Zementwarenindustrie. Die in Nr. 110 der Tonindustrie-Zeitung vorgeschlagene Gründung von Innungen wird verworfen, statt deren solle man eine Fachschule zur Ausbildung von Vorarbeitern schaffen. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 113.

Einheitliche und richtige Bezeichnung im Beton- und Eisenbetonbau. Von Regierungsbaumeister Amos, Hohendölzchen. Die in Beton und Eisen 1917 Nr. 12/13 veröffentlichte Arbeit erscheint auch im Brückenbau 1917 Nr. 29.

Die Mängelrüge im Zementgeschäft. Die Verpflichtung des Verbrauchers Mängel, an dem gelieferten Zement zu rügen, wird erörtert. Ergebnis: Der Verbraucher ist nur zur Abbindeprobe und Rügung der hierbei festgestellten Mängel verpflichtet. Für Raumbeständigkeit hat der Hersteller zu haften. Tonindustrie-Zeitung 1917 Nr. 98.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Das Eiskernverfahren

ist ein Verfahren zur Erzeugung der Hohlräume allseitig geschlossener Betonhohlkörper sowie sonstiger Hohlkörpergebilde aus Kunststein und Mörtelmasse (D. R. P. a. und D. R. G. M.)

Es besteht darin, daß man Kerne aus Eis in Größe der beabsichtigten Hohlräume mit der noch unerhärteten Masse umhüllt und hierbei in der Umhüllung an geeigneten Stellen Öffnungen ausspart, vermittels welcher das später sich bildende Schmelzwasser der Eiskerne teils abzulaufen teils zu verdunsten vermag, so daß nach seiner Ableitung die gewünschten Hohlräume entstehen.

Eine Eigenart des Verfahrens ist, daß Bewehrungen nicht nur während des Einstampfens, Gießens oder Anwerfens eingebracht, sondern auch schon vorher an den Eiskernen selbst unverrückbar befestigt werden können samt den Abstandsstützen, wodurch Arbeit und Zeit gespart und eine erhöhte Gewähr für die zu erreichende Festigkeit erzielt wird. Zudem ist von Bedeutung die vollkommene Erhärtung des Betons und Zementmörtels, ohne deren ständiges Anrühren erforderlich zu machen, weil ihre durch chemische Bindung und durch fortwährende Abdunstung verlorengende Feuchtigkeit jeweils sofort durch nachrückende Schmelzfeuchtigkeit ersetzt wird, wobei allerdings — wegen der tiefen Temperatur bei diesem Vorgange, mit einem langsamen Abbinden zu rechnen sein dürfte. Inhaber des Verfahrens ist Stefan Röhm, München.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Technischer Literatur-Kalender.

Anfang 1918 soll im Verlage R. Oldenbourg, München und Berlin, ein Kalender erscheinen, der die technisch-literarische Produktion lebender Schriftsteller des deutschen Sprachgebietes nachweisen soll, nachdem Kürschners bekannter Deutscher Literatur-Kalender die Technik so gut wie gar nicht berücksichtigt.

Der Rahmen ist so abgesteckt, daß alles, was gemeinhin unter Technik verstanden wird, Berücksichtigung finden soll; darüber hinaus nur die allernächsten Grenzgebiete, soweit sie für die literarische Praxis technischer Kreise Bedeutung haben. Also etwa der Kreis, den unsere Technischen Hochschulen mit Ausnahme der allgemein-bildenden Fächer umschreiben.

Die Aufnahmen sollen sich in erster Linie auf die eigenen Angaben der Autoren gründen.

Es sollen nicht nur diejenigen Schriftsteller in Betracht kommen, die selbständige Schriften veröffentlicht haben, sondern auch solche, die nur in Zeitschriften literarisch tätig sind; zwar nicht unter Aufzählung der von ihnen verfaßten Aufsätze, aber unter Angabe des Fachgebietes, auf dem sie sich literarisch betätigen. Es wird dann möglich sein, die auf demselben Gebiet tätigen Autoren zusammenzustellen.

Da möglichste Vollständigkeit im Interesse aller Beteiligten liegt, werden die Verfasser und Herausgeber technischer Werke, Zeitschriften und Zeitschriftenbeiträge deutscher Sprache um Zusendung ihrer Adresse an die Schriftleitung (Dr. Otto, Berlin W. 57, Bülowstr. 74) gebeten, damit ihnen der Fragebogen zugesandt wird.

Dem Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenlos zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.