

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 18. September 1931

Heft 19

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung von Rahmenstäben.

Von Dr.-Ing. Petermann, a. o. Professor a. d. Technischen Hochschule zu Berlin.

Übersicht: Es werden Vorschläge gemacht für die Bemessung des Schwerpunktabstandes der Gurtquerschnitte und für die Berechnung der Bindebleche von Rahmenstäben.

I. Die Bemessung des Schwerpunktabstandes der Gurtquerschnitte.

Für das Trägheitsmoment bezogen auf die materialfreie Achse — im folgenden mit J_1 bezeichnet — besteht in den Reichsbahnvorschriften die Bestimmung, daß es das 1,1fache des Trägheitsmomentes für die Materialachse — im folgenden mit J_2 bezeichnet — betragen soll. Der Zweck dieser Bestimmung, für das Ausknicken senkrecht zur materialfreien Achse mindestens die gleiche Knicksicherheit zu erhalten wie für das Ausknicken senkrecht zur Materialachse, wird aber durch die Erhöhung des Trägheitsmomentes J_1 um 10% gegenüber J_2 in den weitaus meisten Fällen nicht erreicht.

Nach Müller-Breslau¹⁾ beträgt das infolge der Ausbildung des Stabes als Rahmenstab abgeminderte, tatsächlich wirksame Trägheitsmoment für die materialfreie Achse

$$(1) \quad J_v = J_1 \varphi,$$

worin der „Abminderungsfaktor“

$$\varphi = \frac{\mu}{\left(1 + 0,4 \cdot \frac{J_1 + 2J}{n^2 J} \cdot \mu\right) \left(1 + \frac{5}{4} \cdot \varepsilon\right)}$$

ist. Hierin ist

$$\mu = \left(\frac{2n}{\pi}\right)^2 \lg^2 \left(\frac{\pi}{2n}\right)$$

J das kleinste Trägheitsmoment des Einzelstabes

n die Felderzahl

$$\varepsilon = \frac{4 F_e h}{n^2 F_b c} \left(3 + \frac{h h'}{b^2}\right)$$

F_e der Querschnitt des Einzelstabes

h der Schwerpunktabstand der Gurtungen

F_b der Querschnitt des Querstabes (des Bindebleches oder des Bindeblechpaares)

c die Feldlänge (Bindeblechabstand)

h' der Abstand der zur Befestigung der Bindebleche dienenden Nietreihen

b die Breite der Bindebleche.

Will man für beide Achsen gleiche Knicksicherheit erhalten, dann muß sein

$$J_v = J_1 \varphi = J_2,$$

also

$$J_1 = \frac{1}{\varphi} \cdot J_2$$

$$(2) \quad J_1 = \psi J_2 \quad \text{mit} \quad \psi = \frac{1}{\varphi}.$$

Für die Versuchsstäbe Müller-Breslaus aus St 37²⁾ liegt der Faktor ψ zwischen 1,12 und 2,50, für die ebenfalls in der Versuchsanstalt für Statik an der Technischen Hochschule Berlin geprüften Stäbe aus St 48³⁾ zwischen 1,17 und 3,69, also erheblich über 1,1.

Einfacher gestaltet sich die Bestimmung von φ oder ψ nach Engeßer, der für die Berechnung von Rahmenstäben einen „ideellen“ Schlankheitsgrad λ_0 einführt. Für diesen lautet seine Formel bei Vernachlässigung unwesentlicher Glieder mit ausreichender Genauigkeit

$$(3) \quad \lambda_0 = \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda^2}$$

¹⁾ Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen, 5. Aufl., S. 400.

²⁾ Petermann, Müller-Breslaus Knickversuche mit Rahmenstäben. Bauing. 1926, Heft 51/52.

³⁾ Petermann, Knickversuche mit Rahmenstäben aus St 48. Bauing. 1931, Heft 28.

Hiernach kann man setzen

$$\varphi = \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0^2}$$

und

$$\psi = \frac{\lambda_0^2}{\lambda_1^2} = \frac{\lambda_1^2 + \lambda^2}{\lambda_1^2}.$$

Hierin ist

λ der Schlankheitsgrad des Einzelstabes für die Feldlänge,

λ_1 der Schlankheitsgrad des Gesamtstabes für die materialfreie Achse, während mit

λ_2 der des Gesamtstabes für die Materialachse bezeichnet werden soll.

Um gleiche Knicksicherheit für beide Achsen zu erhalten, muß sein

$$\lambda_0^2 = \lambda_1^2 + \lambda^2 = \lambda_2^2,$$

also

$$\lambda_1^2 = \lambda_2^2 - \lambda^2$$

$$(4) \quad \psi = \frac{\lambda_2^2}{\lambda_2^2 - \lambda^2}.$$

Der Trägheitshalbmesser i_1 für die materialfreie Achse ergibt sich danach zu

$$i_1 = \frac{l}{\sqrt{\lambda_2^2 - \lambda^2}}.$$

Setzt man angenähert $i_1 = \frac{h}{2}$, dann erhält man für den Schwerpunktabstand h der Gurtungen die Formel

$$(5) \quad h = \frac{2l}{\sqrt{\lambda_2^2 - \lambda^2}}.$$

Ist der Gurtabstand kleiner, dann wäre der Stab für einen Schlankheitsgrad nach Formel 3 zu berechnen, wobei das ω -Verfahren Anwendung finden kann.

Für einen Druckstab von 5 m Länge aus $\square \square 26$ z. B. wäre hiernach bei einem Trägheitshalbmesser i_2 für die Materialachse von 9,99 cm

$$\lambda_2 = \frac{500}{9,99} \approx 50$$

und bei einem Bindeblechabstande von 30 i_{\min} müßte danach der Gurtabstand betragen

$$h = \frac{2 \cdot 500}{\sqrt{50^2 - 30^2}} = 25,0 \text{ cm.}$$

Bei kleinerem λ_2 als 50 dürfte es sich empfehlen, den Schlankheitsgrad λ kleiner als 30 zu wählen, um nicht einen zu großen Gurtabstand zu erhalten, falls man nicht auf die Forderung gleicher Knicksicherheit verzichten will⁴⁾.

II. Die Berechnung der Bindebleche.

Bindebleche von Rahmenstäben sind aus der Querkraft zu berechnen, und diese wird in der Regel nach der Krohnschen Formel

$$(6) \quad Q = \frac{F_e}{14}$$

ermittelt, in der F_e der Querschnitt des Einzelstabes und Q die im Grenzfall des Knickens auftretende Querkraft ist. Diese Formel berücksichtigt weder den Einfluß des Schlankheitsgrades noch den der Festigkeit des Baustoffs. Sie ist aus den Beiwerten der Tetmajerschen Formel für Flußeisen abgeleitet, die seinerzeit einen erheblichen Fortschritt darstellte, aber heute aufgegeben ist und vor allem für die neuen hochwertigen Baustähle nicht gilt. Würde man sie nach dem Krohnschen Ansatz aus den Knickspannungsformeln der Reichsbahn für St 37, St 48 und St 52 ableiten, so würde man erhalten:

$$Q = \frac{F_e}{19,5}, \quad Q = \frac{F_e}{6,1} \quad \text{und} \quad Q = \frac{F_e}{4,2}.$$

⁴⁾ Einen ähnlichen Vorschlag, wie den hier behandelten, hat, auch unter Benutzung der Engeßerschen Formel, Prof. Müllenhoff in Bauing. 1931, Heft 21, gemacht.

Diese Werte sind bei ihrer starken Abweichung außerordentlich unwahrscheinlich, und das erklärt sich zum Teil aus dem Krohnschen Ansatz, mehr aber noch aus der Tatsache, daß die Knickspannungsformeln der Reichsbahn die Gleichungen der Geraden für den mittleren Knickbereich darstellen, die nach einer zwar wohlbegründeten, aber willkürlichen Festsetzung durch den Punkt der Eulerlinie bei $\lambda = 100$ und durch die der Höhe der Streckgrenze gleichgesetzte Knickspannung bei $\lambda = 60$ festgelegt sind.

Es soll daher im folgenden versucht werden, eine Beziehung abzuleiten, die den an eine Formel für die Querkraft zu stellenden Anforderungen mehr gerecht wird.

A. Erstes Verfahren.

Nach Müller-Breslau⁵⁾ lautet für einen einteiligen Stab des elastischen Bereichs, auf den eine Kraft P am Hebelarm a wirkt, die Gleichung der Biegelinie (Abb. 1):

$$y = (a + \delta)(1 - \cos kx),$$

worin

$$k = \sqrt{\frac{P}{EJ}}$$

Für $x = \frac{l}{2}$ ist danach

$$\delta = (a + \delta) \left(1 - \cos \frac{kl}{2}\right) = \frac{a}{\cos \frac{kl}{2}} - a$$

und der Hebelarm δ_1 in Stabmitte

$$\delta_1 = a + \delta = \frac{a}{\cos \frac{kl}{2}}$$

(7)

$$\delta_1 = \frac{a}{\cos \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}}$$

worin

$$P_E = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$$

die Eulersche Knicklast ist.

Da

$$M = P(a + \delta - y)$$

$$Q = \frac{dM}{dx} = -P \cdot \frac{dy}{dx}$$

so ergibt sich der absolute Größtwert von Q für das Stabende zu

$$Q = P \delta_1 k \sin \frac{kl}{2}$$

$$Q = P \delta_1 \sqrt{\frac{P}{EJ}} \sin \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

Der Stab weicht unter der Last P aus, sobald die Randspannung die Streckgrenze σ_S erreicht. Dann ist

$$(8) \quad \sigma_S = \frac{P}{F} + \frac{P \delta_1}{W}$$

Der größte Hebelarm δ_1 in Stabmitte ist dabei angewachsen auf

$$\delta_1 = \left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right) \frac{W}{P}$$

und damit ergibt sich die zugehörige größte Querkraft, die unter der Last P auftreten kann, zu

$$Q = \left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right) W \sqrt{\frac{P}{EJ}} \sin \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

$$= \left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right) \frac{2W}{l} \cdot \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} \sin \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

(9)

$$Q = \left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right) \frac{2W}{l} \cdot \alpha \sin \alpha$$

mit

$$\alpha = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

Für zweiteilige Stäbe lautet die Formel mit $F = 2F_e$ und $W = F_e h$

$$Q = \left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right) \frac{2F_e h}{l} \cdot \alpha \sin \alpha$$

(10)

$$Q = \left(\sigma_S F - P\right) \frac{h}{l} \cdot \alpha \sin \alpha.$$

Für P_E ist der Wert einzusetzen, der dem Trägheitsmoment $J_v = J_1$ entspricht.

Die Gleichungen 9 und 10 gelten zwar nur für den elastischen Bereich. Da aber Gl. 8 unabhängig vom Spannungsgesetz ist, so ist ohne weiteres klar, daß man sich bei Anwendung dieser Formeln im Falle des Überschreitens der P -Grenze auf der sicheren Seite bewegt.

Denn bei gleichem δ_1 ist der Differentialquotient $\frac{dy}{dx}$ für das Stabende ohne Zweifel kleiner, wenn in Stabmitte die P -Grenze überschritten ist, als in dem Falle, in dem die Spannungen durchweg unterhalb der P -Grenze liegen.

⁵⁾ Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen, 5. Aufl., S. 360.

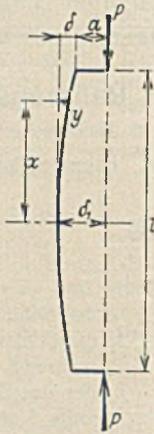


Abb. 1.

Bei mittlerer Belastung wird mit $a = 0$ auch $\delta_1 = 0$ und damit $Q = 0$. Im reinen Knickfall tritt also keine Querkraft auf, die Bindebleche werden nicht beansprucht, wie auch Versuche bestätigt haben. Die Gleichungen 9 und 10 setzen einen Hebelarm a von endlicher Größe voraus und liefern Q für den Fall, daß a so groß wird, daß die Spannung im stärker gedrückten Gurt die Streckgrenze erreicht. Q ist eine ziemlich verwickelte Funktion von P , da P in α enthalten ist. Den Größtwert von Q würde man aus $\frac{dQ}{dP} = 0$ erhalten; das gibt aber eine Gleichung, die nicht nach P auflösbar ist.

Um die Beziehung zwischen Q und P zu klären, sind zwei Zahlenbeispiele für zwei Stäbe verschiedenen Schlankheitsgrades — Stab I und Stab II —, und zwar für St 37, 48 und 52 durchgerechnet worden. Dabei wurden für P steigende Werte von der Größe $\mu \sigma_S F$ unter der Annahme von μ zu 0,2 bis 0,8 eingeführt.

Der Hebelarm δ_1 in Stabmitte ergibt sich nach dieser Annahme zu

$$\delta_1 = \left(\sigma_S - \frac{\mu \sigma_S F}{F}\right) \frac{F_e h}{\mu \sigma_S F}$$

(11)

$$\delta_1 = \frac{1 - \mu}{2 \mu} \cdot h$$

und der entsprechende Endhebel a zu

$$a = \delta_1 \cos \alpha$$

(12)

$$a = \frac{1 - \mu}{2 \mu} \cdot h \cos \alpha.$$

Die elastische Durchbiegung ist

$$\delta = \delta_1 - a.$$

Die Ergebnisse der Zahlenrechnung sind in den Tafeln 1 und 2 und in Abb. 4 zusammengestellt.

Stab I. Stablänge $l = 5,00$ m.

Den Querschnitt zeigt Abb. 2. $\square \square 26$ mit einem Schwerpunktabstand $h = 25$ cm und einem Bindeblechabstand von 30 i.

$$F_e = 48,3 \text{ cm}^2; \quad F = 2 \cdot 48,3 = 96,6 \text{ cm}^2$$

$$J_1 = 2 \cdot 317 + 48,3 \cdot \frac{25^2}{2} = 15728 \text{ cm}^4$$

$$i_1 = 12,76 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 39,2$$

$$\lambda_0 = \sqrt{39,2^2 + 30^2} = 49,4$$

$$J_2 = 2 \cdot 4820 = 9640 \text{ cm}^4$$

$$i_2 = 9,99 \text{ cm}$$

$$\lambda_2 = 50,1.$$

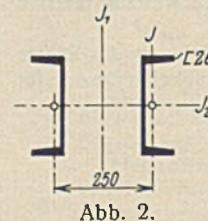


Abb. 2.

Der Abminderungsfaktor ist

$$\varphi = \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0^2} = 0,6306$$

$$J_v = 15728 \cdot 0,6306 = 9918 \text{ cm}^4$$

$$P_E = \frac{9,87 \cdot 2100 \cdot 9918}{500^2} = 822 \text{ t.}$$

Die dem Schlankheitsgrade λ_2 entsprechenden ω -Zahlen sind

$$\text{für St 37} \quad \text{St 48} \quad \text{St 52}$$

$$\omega_2 = 1,171 \quad 1,201 \quad 1,221$$

und die nach der Reichsbahnvorschrift zulässigen größten Druckkräfte

$$P_{zul} = \frac{\sigma_{zul} F}{\omega_2} = 115,5 \text{ t}; \quad 146,4 \text{ t}; \quad 166,1 \text{ t.}$$

Stab II. Stablänge $l = 5,00$ m.

Den Querschnitt zeigt Abb. 3. $\square \square 20$ mit einem Schwerpunktabstand $h = 10,0$ cm und einem Bindeblechabstand von 30 i.

$$F_e = 32,2 \text{ cm}^2; \quad F = 2 \cdot 32,2 = 64,5 \text{ cm}^2$$

$$J_1 = 2 \cdot 148 + 32,2 \cdot \frac{10^2}{2} = 1906 \text{ cm}^4$$

$$i_1 = 5,44 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 91,9$$

$$\lambda_0 = \sqrt{91,9^2 + 30^2} = 96,7$$

$$J_2 = 2 \cdot 1910 = 3820 \text{ cm}^4$$

$$i_2 = 7,70 \text{ cm}$$

$$\lambda_2 = 64,9.$$

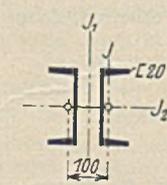


Abb. 3.

Der Abminderungsfaktor ist

$$\varphi = \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0^2} = 0,9037$$

$$J_v = 1906 \cdot 0,9037 = 1722 \text{ cm}^4$$

$$P_E = \frac{9,87 \cdot 2100 \cdot 1722}{500^2} = 142,7 \text{ t.}$$

Die dem Schlankheitsgrade λ_2 entsprechenden ω -Zahlen sind

$$\text{für St 37} \quad \text{St 48} \quad \text{St 52}$$

$$\omega_1 = 1,971 \quad 2,373 \quad 2,610$$

und die nach der Reichsbahnvorschrift zulässigen größten Druckkräfte

$$P_{zul} = \frac{\sigma_{zul} F}{\omega_1} = 45,7 \text{ t}; \quad 49,4 \text{ t}; \quad 51,8 \text{ t.}$$

Stab I **Tafel 1.**



$F_e = 48,3 \text{ cm}^2; F = 2 \cdot 48,3 = 96,6 \text{ cm}^2$
 $\frac{h}{l} = \frac{25}{500} = \frac{1}{20}$
 $P_E = 822 \text{ t}$

	St 37	St 48	St 52
$\sigma_S F =$	231,8	301,4	347,8 t
$P_{zul} =$	115,5	146,4	166,1 t.

nach Krohn: $Q = \frac{48,3}{14} = 3,45 \text{ t.}$

Bau- stoff	μ	P t	$\frac{P}{P_E}$	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\sigma_S F - P$ t	Q t	δ_1 cm	a cm	δ cm	β	Q' t	p ‰
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
St 37	0,2	46,4	0,056 448	0,373	0,3644	0,9312	185,4	1,260	50,00	46,56	3,44	38,3	0,479	0,42
	0,3	69,6	0,084 672	0,457	0,4413	0,8974	162,2	1,636	29,17	26,17	3,00	29,5	0,622	0,54
	0,4	92,7	0,112 774	0,527	0,5029	0,8643	139,1	1,843	18,75	16,21	2,54	26,2	0,700	0,61
	0,45	104,3	0,126 886	0,560	0,5312	0,8473	127,5	1,896	15,28	12,95	2,33	25,5	0,720	0,62
	0,50	115,9	0,140 998	0,590	0,5564	0,8309	115,9	1,902	12,50	10,39	2,11	25,4	0,723	0,63
	0,55	127,5	0,155 109	0,619	0,5802	0,8145	104,3	1,873	10,23	8,33	1,90	25,8	0,712	0,62
	0,6	139,1	0,169 221	0,646	0,6020	0,7985	92,7	1,803	8,33	6,65	1,68	26,8	0,685	0,59
	0,7	162,3	0,197 445	0,698	0,6427	0,7661	69,5	1,559	5,36	4,10	1,26	31,0	0,592	0,51
	0,8	185,4	0,225 547	0,746	0,6787	0,7344	46,4	1,175	3,13	2,30	0,83	41,1	0,447	0,39
St 48	0,2	60,3	0,073 358	0,425	0,4123	0,9110	241,1	2,112	50,00	45,50	4,45	22,9	0,803	0,55
	0,3	90,4	0,109 976	0,521	0,4978	0,8673	211,0	2,736	29,17	25,30	3,87	17,7	1,040	0,70
	0,4	120,6	0,146 715	0,602	0,5663	0,8242	180,8	3,082	18,75	15,45	3,30	15,7	1,171	0,80
	0,45	135,6	0,164 964	0,638	0,5956	0,8033	165,8	3,150	15,28	12,27	3,01	15,3	1,197	0,82
	0,50	150,7	0,183 333	0,673	0,6233	0,7820	150,7	3,161	12,50	9,78	2,72	15,3	1,201	0,82
	0,55	165,8	0,201 703	0,705	0,6480	0,7616	135,6	3,097	10,23	7,79	2,44	15,6	1,177	0,80
	0,6	180,8	0,219 951	0,737	0,6721	0,7405	120,6	2,987	8,33	6,17	2,16	16,2	1,135	0,78
	0,7	211,0	0,256 691	0,796	0,7146	0,6996	90,4	2,571	5,36	3,75	1,61	18,8	0,977	0,67
	0,8	241,1	0,293 309	0,851	0,7519	0,6592	60,3	1,929	3,13	2,06	1,07	25,0	0,733	0,50
St 52	0,2	69,6	0,084 672	0,457	0,4413	0,8974	278,2	2,805	50,00	44,87	5,13	17,2	1,122	0,68
	0,3	104,3	0,126 886	0,560	0,5312	0,8473	243,5	3,622	29,17	24,71	4,46	13,3	1,449	0,87
	0,4	139,1	0,169 221	0,646	0,6020	0,7985	208,7	4,058	18,75	14,97	3,78	11,9	1,623	0,98
	0,45	156,5	0,190 389	0,685	0,6327	0,7744	191,3	4,145	15,28	11,83	3,45	11,7	1,658	1,00
	0,50	173,9	0,211 557	0,723	0,6616	0,7498	173,9	4,159	12,50	9,37	3,13	11,6	1,664	1,00
	0,55	191,3	0,232 725	0,758	0,6875	0,7262	156,5	4,078	10,23	7,43	2,80	11,8	1,631	0,98
	0,6	208,7	0,253 893	0,792	0,7118	0,7024	139,1	3,921	8,33	5,85	2,48	12,3	1,568	0,94
	0,7	243,5	0,296 229	0,855	0,7546	0,6562	104,3	3,365	5,36	3,52	1,84	14,4	1,346	0,81
	0,8	278,2	0,338 443	0,914	0,7920	0,6106	69,6	2,519	3,13	1,91	1,22	19,2	1,008	0,61

Stab II **Tafel 2.**



$F_e = 32,2 \text{ cm}^2; F = 2 \cdot 32,2 = 64,4 \text{ cm}^2$
 $\frac{h}{l} = \frac{10}{500} = \frac{1}{50}$
 $P_E = 142,7 \text{ t}$

	St 37	St 48	St 52
$\sigma_S F =$	154,6	200,9	231,8 t
$P_{zul} =$	45,7	49,4	51,8 t.

nach Krohn: $Q = \frac{32,2}{14} = 2,30 \text{ t.}$

Bau- stoff	μ	P t	$\frac{P}{P_E}$	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\sigma_S F - P$ t	Q t	δ_1 cm	a cm	δ cm	β	Q' t	p ‰
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
St 37	0,2	30,9	0,216 538	0,731	0,6676	0,7445	123,7	1,207	20,00	14,89	5,11	26,7	0,459	1,00
	0,3	46,4	0,325 158	0,896	0,7808	0,6247	108,2	1,514	11,67	7,29	4,38	21,2	0,575	1,26
	0,4	61,8	0,433 076	1,034	0,8594	0,5114	92,8	1,649	7,50	3,84	3,66	19,5	0,627	1,37
	0,45	69,6	0,487 737	1,097	0,8898	0,4563	85,0	1,659	6,11	2,79	3,32	19,4	0,630	1,38
	0,50	77,3	0,541 696	1,156	0,9152	0,4030	77,3	1,636	5,00	2,02	2,98	19,7	0,622	1,36
	0,55	85,0	0,595 655	1,212	0,9363	0,3512	69,6	1,580	4,09	1,44	2,65	20,4	0,600	1,31
	0,6	92,8	0,650 315	1,267	0,9542	0,2991	61,8	1,494	3,33	1,00	2,33	21,5	0,568	1,24
	0,7	108,2	0,758 234	1,368	0,9795	0,2014	46,4	1,243	2,14	0,43	1,71	25,9	0,472	1,03
	0,8	123,7	0,866 854	1,462	0,9941	0,1086	30,9	0,898	1,25	0,14	1,11	35,8	0,341	0,75
St 48	0,2	40,2	0,281 710	0,834	0,7406	0,6719	160,7	1,985	20,00	13,44	6,56	16,2	0,754	1,53
	0,3	60,3	0,422 565	1,021	0,8526	0,5225	140,6	2,448	11,67	6,10	5,57	13,1	0,930	1,88
	0,35	70,3	0,492 642	1,103	0,8926	0,4209	130,6	2,572	9,29	4,19	5,10	12,5	0,977	1,98
	0,40	80,4	0,563 420	1,179	0,9242	0,3819	120,5	2,626	7,50	2,86	4,64	12,3	0,998	2,02
	0,45	90,4	0,633 497	1,250	0,9490	0,3153	110,5	2,622	6,11	1,93	4,18	12,3	0,996	2,02
	0,50	100,45	0,703 924	1,318	0,9682	0,2501	100,45	2,564	5,00	1,25	3,75	12,5	0,974	1,97
	0,55	110,5	0,774 352	1,382	0,9822	0,1877	90,4	2,454	4,09	0,77	3,32	13,1	0,933	1,89
	0,6	120,5	0,844 429	1,443	0,9919	0,1275	80,4	2,302	3,33	0,42	2,91	14,0	0,875	1,77
	0,7	140,6	0,985 284	1,559	0,9999	0,0118	60,3	1,880	2,14	0,03	2,11	17,1	0,714	1,45
St 52	0,2	46,4	0,325 158	0,896	0,7808	0,6247	185,4	2,594	20,00	12,49	7,51	12,4	1,038	2,00
	0,3	69,6	0,487 036	1,096	0,8894	0,4572	162,3	3,164	11,67	5,33	6,34	10,2	1,266	2,44
	0,35	81,1	0,568 535	1,184	0,9261	0,3772	150,7	3,305	9,29	3,50	5,79	9,8	1,322	2,55
	0,40	92,7	0,649 615	1,266	0,9539	0,3001	139,1	3,360	7,50	2,25	5,25	9,6	1,344	2,59
	0,45	104,3	0,730 904	1,343	0,9742	0,2258	127,5	3,336	6,11	1,38	4,73	9,7	1,334	2,57
	0,50	115,9	0,812 193	1,416	0,9880	0,1542	115,9	3,243	5,00	0,77	4,23	9,9	1,297	2,50
	0,55	127,5	0,893 483	1,485	0,9963	0,0857	104,3	3,086	4,09	0,35	3,74	10,4	1,234	2,38
	0,6	139,1	0,974 772	1,551	0,9998	0,0198	92,7	2,875	3,33	0,07	3,26	11,2	1,150	2,22

In den Tafeln 1 und 2 sind die Größen Q , δ_1 , a und δ , errechnet nach den Formeln 10 bis 12, eingetragen. Ferner zum Vergleich mit dem Nenner der Krohnschen Formel die Größe

$$\beta = \frac{F_e}{Q}$$

Formel 10 gibt wie die Krohnsche die Querkraft Q für den Grenz-zustand des Ausweichens des Stabes. Für die Bemessung der Bindebleche und ihrer Anschlüsse ist also wie bei dieser die Bruchspannung σ_B des Baustoffes maßgebend.

Die Reichsbahnvorschriften verlangen die Annahme von Q zu 2% der größten Druckkraft und Bemessung der Bindebleche nach der zulässigen Spannung σ_{zul} . Um die nach Formel 10 errechneten Werte mit dieser Vorschrift vergleichen zu können, wurden die Werte Q in Spalte 9 mit $\frac{\sigma_{zul}}{\sigma_B}$ multipliziert und die so erhaltenen Werte Q' in Spalte 14 eingetragen.

Dieser Multiplikator beträgt

für St 37:	$\frac{1,4}{3,7} \sim 0,38$
„ „ 48:	$\frac{1,82}{4,8} \sim 0,38$
„ „ 52:	$\frac{2,1}{5,2} \sim 0,40$.

Die in Spalte 15 eingetragene Größe

$$p = \frac{100Q'}{P_{zul}}$$

gibt die Größe von Q' in Prozenten der zulässigen größten Druckkraft P_{zul} und ermöglicht einen unmittelbaren Vergleich mit den von der Reichsbahn vorgeschriebenen 2%.

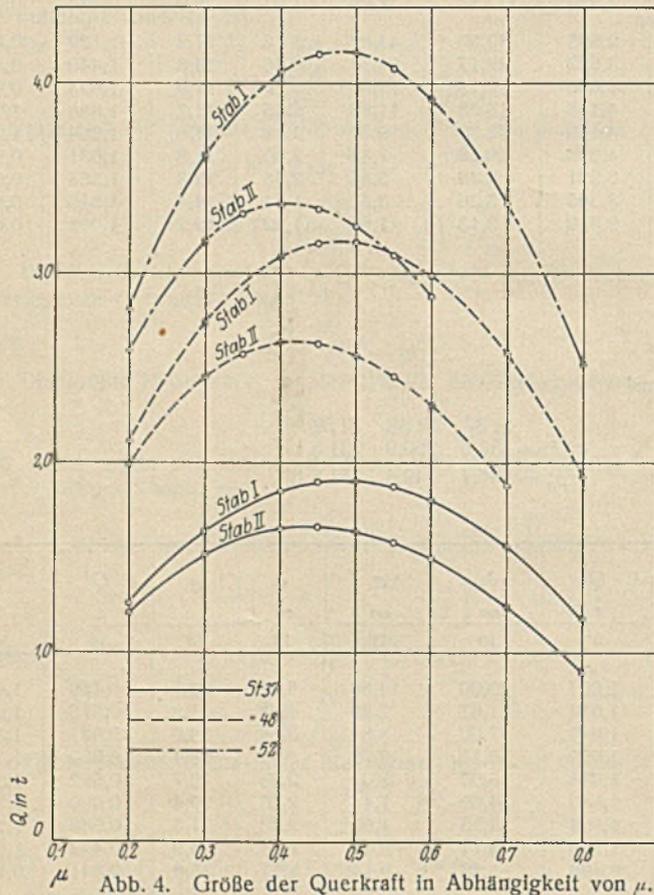


Abb. 4. Größe der Querkraft in Abhängigkeit von μ .

Die größte auftretende Querkraft ergibt sich nach den Zahlenbeispielen (vgl. auch Abb. 4) etwa für $P = 0,45 \sigma_S F$. Setzt man diesen Wert in Formel 10 ein, so geht sie über in die Form

$$(13) \quad Q = 0,55 \sigma_S F \cdot \frac{h}{l} \cdot \alpha \sin \alpha$$

mit

$$\alpha = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{0,45 \sigma_S F}{P_E}}$$

Entsprechend der Reichsbahnvorschrift ergäbe sich

$$(13a) \quad Q' = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_B} \cdot Q = 0,55 \cdot \frac{\sigma_{zul} \sigma_S}{\sigma_B} \cdot F \cdot \frac{h}{l} \cdot \alpha \sin \alpha.$$

Bei Bemessung nach dieser Formel wäre σ_{zul} maßgebend.

Die zu diesen Werten Q gehörenden Hebelarme a (Spalte 11 d. Taf. 1 u. 2) entsprechen für den Stab höheren Schlankheitsgrades (Stab II) ungefähr

den bisher üblichen Annahmen bei überschläglicher Berechnung, während sie für den Stab niederen Schlankheitsgrades (Stab I) wesentlich größer, also erheblich ungünstiger sind, und damit eine höhere Sicherheit gewährleisten.

B. Zweites Verfahren.

Die Biegelinie wird angenähert als Parabel angenommen. Dann ist nach Mohr die elastische Durchbiegung

$$\delta = \frac{P}{EJ} \left(a \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4} + \frac{2}{3} \cdot \delta \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{5}{8} \cdot \frac{l}{2} \right) = \frac{P a l^2}{8} \cdot \frac{1}{EJ - \frac{5}{48} P l^2}$$

$$\delta = a \frac{6 P}{48 \cdot P_E - 5 P}$$

Der Hebelarm in Stabmitte ist

$$\delta_1 = a + \delta$$

$$\delta_1 = a \cdot \frac{48}{\pi^2} \cdot \frac{P_E + P}{P_E - 5 P}$$

Die Drehung der Endtangente ist nach Mohr

$$\tau = \frac{P}{EJ} \left(a \cdot \frac{l}{2} + \frac{2}{3} \cdot \delta \cdot \frac{l}{2} \right) = \frac{P l}{2 E J} \left(a + \frac{2}{3} \cdot \delta \right)$$

$$= \frac{P l a}{2 E J} \cdot \frac{48}{\pi^2} \cdot \frac{P_E - P}{P_E - 5 P}$$

Der Stab weicht aus, wenn

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{P \delta_1}{W} = \sigma_S$$

wird, also wenn

$$\sigma_S = \frac{P}{F} + \frac{P}{W} \cdot a \cdot \frac{48}{\pi^2} \cdot \frac{P_E + P}{P_E - 5 P}$$

Hieraus folgt

$$a = \left(\sigma_S - \frac{P}{F} \right) \frac{W}{P} \cdot \frac{48}{\pi^2} \cdot \frac{P_E - 5 P}{P_E + P}$$

und die Drehung der Endtangente

$$\tau = \frac{W l}{2 E J} \left(\sigma_S - \frac{P}{F} \right) \frac{48}{\pi^2} \cdot \frac{P_E - P}{P_E + P}$$

Die Querkraft am Stabende im Augenblick des Ausweichens ist

$$(14) \quad Q = P \tau = \frac{P W l}{2 E J} \left(\sigma_S - \frac{P}{F} \right) \frac{48}{\pi^2} \cdot \frac{P_E - P}{P_E + P}$$

Setzt man für den Rahmenstab

$$F = 2 F_e, \quad W = F_e h, \quad J = J_\varphi = J_1 \varphi = F_e \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \varphi$$

dann wird

$$(15) \quad Q = \frac{P}{E \varphi} \cdot \frac{l}{h} \left(\sigma_S - \frac{P}{F} \right) \frac{48}{\pi^2} \cdot \frac{P_E - P}{P_E + P}$$

Für $P = 0,45 \sigma_S F = 0,9 \sigma_S F_e$ wird

$$(16) \quad Q = \frac{0,495 \sigma_S^2 F_e}{E \varphi} \cdot \frac{l}{h} \cdot \frac{48}{\pi^2} \cdot \frac{P_E - 0,9 \sigma_S F_e}{P_E + 0,9 \sigma_S F_e}$$

Da der Bruch am Ende der Formel immer kleiner als 1 ist, rechnet man ungünstig, wenn man ihn gleich 1 setzt, und erhält dann den Größt-wert von Q aus Gl. 15 und der Bedingung $\frac{dQ}{dP} = 0$. Das ergibt

$$P = \sigma_S \cdot \frac{F}{2} = \sigma_S F_e$$

Dann folgt

$$(17) \quad Q = \frac{0,5 \sigma_S^2 F_e l}{E \varphi h}$$

C. Vergleich der Formeln.

In Tafel 3 sind die Ergebnisse nach den Formeln 13, 16 und 17 für die Stäbe I und II und die drei Baustähle den Werten der Krohnschen Formel gegenübergestellt.

Formel 13 liefert die günstigsten Werte; Formel 16, die keine Winkel-funktion enthält und infolgedessen für die Anwendung etwas bequemer

Tafel 3. Zusammenstellung der Ergebnisse nach den verschiedenen Formeln.

Stab	Baustoff	Nach Krohn				Nach Formel 13				Nach Formel 16				Nach Formel 17			
		Q	β	Q'	p	Q	β	Q'	p	Q	β	Q'	p	Q	β	Q'	p
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Stab I	St 37	3,45	14	1,31	1,13	1,90	25,5	0,72	0,62	1,97	24,5	0,75	0,65	2,10	23,0	0,80	0,69
	St 48	3,45	14	1,31	0,90	3,15	15,3	1,20	0,82	3,28	14,7	1,25	0,85	3,55	13,6	1,35	0,92
	St 52	3,45	14	1,38	0,83	4,15	11,7	1,66	1,00	4,33	11,1	1,73	1,04	4,73	10,2	1,89	1,14
Stab II	St 37	2,30	14	0,87	1,90	1,66	19,4	0,63	1,38	1,98	16,3	0,75	1,64	2,44	13,2	0,93	2,04
	St 48	2,30	14	0,87	1,76	2,62	12,3	1,00	2,02	3,15	10,2	1,20	2,43	4,13	7,8	1,57	3,18
	St 52	2,30	14	0,92	1,78	3,34	9,7	1,33	2,57	4,02	8,0	1,61	3,11	5,50	5,86	2,20	4,25

ist, liefert höhere Werte, besonders für höhere Schlankheitsgrade und für hochwertigen Baustoff. Formel 17, die einfachste, liefert die höchsten Werte, die aber bei niederen Schlankheitsgraden und für St 37 auch noch bei höheren des unelastischen Bereichs fast durchweg unter den 2% der Reichsbahnvorschrift liegen. Es ist daher die Berechnung nach Formel 13 zu empfehlen.

Die Zahlenrechnung hat ergeben, was auch aus dem Bau der Formeln zu ersehen ist, daß die Querkraft mit steigender Streckgrenze und steigendem Schlankheitsgrade wächst. Ferner, daß die Forderung der Reichsbahnvorschrift, die Querkraft zu 2% der höchsten Druckkraft anzunehmen, für

Stäbe niederen Schlankheitsgrades (s. Stab I) zu ungünstig ist, und zwar für alle in Frage kommenden Baustähle, daß sie dagegen bei höherem Schlankheitsgrade (s. Stab II) nur für St 37 zu ungünstig ist, für St 48 etwa zutrifft und für St 52 nicht ausreicht.

Die Verwendung hochwertigen Stahles ist daher für Stäbe, die sich dem elastischen Bereich nähern, und erst recht für solche, die ihm angehören, aus Gründen der Wirtschaftlichkeit nicht zu empfehlen. Sie bringt keine Vorteile, da hier allein der Elastizitätsmodul, der für alle drei Stahlsorten gleich ist, für die Querschnittausbildung maßgebend ist, und da hochwertige Baustähle stärkere Bindungen erfordern.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelett der „St.-Joseph-Kirche“ in Offenbach a. M.

Von Oberingenieur R. Moosbrucker, Offenbach a. M.

Als erste größere Kirche in der Diözese Mainz, bei welcher der moderne Stahlskelettbau in Anwendung kommt, wird gegenwärtig die katholische Pfarr-Kirche „St. Joseph“ in Offenbach a. M., Ecke Haydn- und Grimmstraße, fertiggestellt.

Von der Gebäudegruppe, die neben der Kirche das Pfarrhaus, Küsterhaus mit Bibliothek, sowie Schwestern- und Gemeindehaus umfaßt oder umfassen soll, weil letztere erst später gebaut werden, ist die Kirche der Hauptteil. Aus der Perspektive, Abb. 1, und dem Grundriß, Abb. 2, ergibt sich ein kurzer Überblick. Der Entwurf, das Ergebnis eines engeren Wettbewerbes, ist von den Architekten Hans & Christoph Rummel, Architekten B. D. A., Frankfurt a. M., während die örtliche Bauleitung in den Händen des Architekten Fritz Bossert, Architekt B. D. A., Offenbach a. M., liegt.

Der Querschnitt des Kirchenschiffes hat Basilikaform (Abb. 3). Das Äußere der Kirche wird durch die beiden Türme betont, die als Abschluß ein großes Kreuz tragen. Die Grundrißmasse sind 53,0 x 22,4 m. Von der Länge entfallen 10,5 m auf das 15,2 m hohe Chor, unter dem sich ein Untergeschoß als Saal von 3,65 m lichter Höhe befindet, 36,0 m auf das 13,2 m hohe und 15,1 m breite Hauptschiff und 6,0 m auf die Türme, zwischen denen der Haupteingang liegt. Beide Seitenschiffe sind 3,44 m breit und 5,0 m hoch; eine Taufkapelle liegt am Ende des westlichen Seitenschiffes. Die Oberkanten der Kreuze liegen 33,5 m über Fußboden.

Für die Kirche, die 750 Sitzplätze und etwa 1000 Stehplätze hat, ist als Tragkonstruktion ein Stahlskelett gewählt worden (Abb. 2 bis 5). Über den statischen Aufbau desselben wäre zu bemerken, daß alle senkrechten Belastungen auf die Stützen bzw. Stiele und von diesen in die Fundamente übertragen werden. Die Wände sind nur Füllmauerwerk, die außer ihrem eigenen Gewicht keine Belastung aufzunehmen oder zu übertragen haben. Eine Ausnahme bilden die beiden Kellermauern am Saal und Heizkeller, welchen auch die entsprechenden Deckenlasten zugewiesen wurden; da sie doch Erddrücke aufzunehmen haben. Der Winddruck quer zur Längsachse wird von den Riegeln bzw. Stielen und Stützen der Längswände aufgenommen. Hierbei lehnen sich die Stiele des Chors an waagerechte Verbände in den beiden Decken, die die Drücke an senkrechte Verbände in Reihe 1 — Chorgiebel — und Reihe 4 — Wand zwischen Chor und Hauptschiff — weitergeben, während die Stützen des Hauptschiffes die

Drücke an einen Windträger über der Decke des Schiffes und an die Fundamente dieser Stützen abgeben. Dieser Windträger, der 36,0 m Stützweite hat, gibt seine Auflagerdrücke an den Verband in Reihe 4 und an die Turmwände in Reihe 13 ab, die mit den Wänden in Reihe 14 auch den Wind auf die Türme aufnehmen.

Die Glocken schwingen in Richtung der Kirchenlängsachse. Die dadurch auftretenden waagerechten Kräfte werden zusammen mit den in dieser Richtung wirkenden Windbelastungen von den Turmwänden B, C, D und E aufgenommen und auf die Fundamente übertragen, wobei der Winddruck auf den Chorgiebel durch die Wandstiele bzw. die waagerechten Verbände in den Decken übertragen wird. Die Türme sind also die Hauptstützpunkte, weitere Stützpunkte, aber nur für Querwind, sind die oben angeführten Verbände in Reihe 1 und 4.

Das Dach des Hauptschiffes, das 30° Neigung hat und in das flache Kupferdach über dem Chor einschneidet, sowie die

unter 45° liegenden Turmdächer sind mit braunen Mehrholzer Pfannen eingedeckt. Unter den Dächern von Chor und Hauptschiff liegen Schutzdecken aus Bimsbetonhohlplatten zwischen Stahlträgern, die, da sie nur bei Ausbesserungsarbeiten begangen bzw. belastet werden, für 100 kg/m² Nutzlast berechnet sind. Diese Deckenträger, die in 1,25 m Abstand angeordnet sind, liegen im Chor über Unterzügen, unter denen ein Rabitzabschluß angeordnet ist; im Schiff liegen sie auf den Untergurtungen der Dachbinder auf. Des besseren Aussehens wegen werden letztere auf die Breite der Stützenummantelung mit Rabitz verkleidet. Die Untersicht der Decke ist verputzt, weshalb die Deckenkörper, die zugleich Putzträger sind, etwas über die unteren Flansche der Deckenträger vorstehen. Zum Ausgleich ist Leichtbeton aufgebracht worden.

Die Dächer der Seitenschiffe haben Kupferindeckung auf Holzschalung, darunter als Wärmeschutz eine Decke aus Bimsbeton zwischen Trägern mit Deckenputz. Das flache Dach zwischen den Türmen ist ebenso ausgeführt. — Der Fußboden des Chors, auf dem auch der Hauptaltar steht, und die Decke des Heizkellers bestehen aus Ziegelsteinkappen zwischen Stahlträgern, darüber Ausgleichbeton mit Glatzstrich, Fußbodenbelag: Steinplatten. Den oberen Abschluß bildet eine Rabitzdecke.

Für die Empore, die auf 5,0 m Höhe liegt, und die auf derselben Höhe liegenden Bühnen in den Türmen sind wieder Bimsbetonhohlkörper

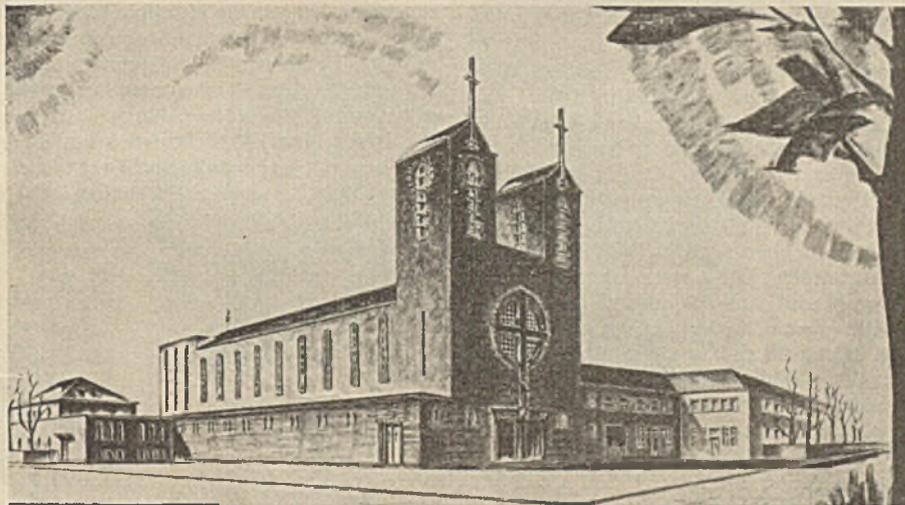


Abb. 1. Ansicht der Kirche mit den anschließenden Gebäuden.

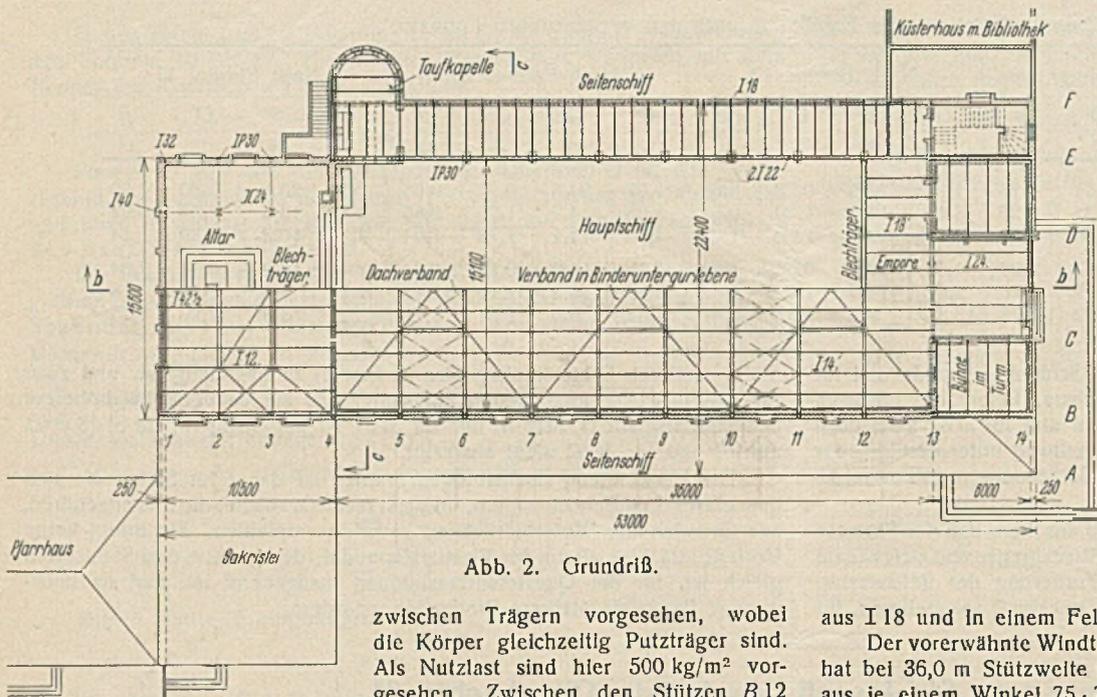


Abb. 2. Grundriß.

zwischen Trägern vorgesehen, wobei die Körper gleichzeitig Putzträger sind. Als Nutzlast sind hier 500 kg/m² vorgesehen. Zwischen den Stützen B 12 und E 12 liegt in der Brüstung der

Empore ein Blechträger von etwa 15 m Stützweite, der die Deckenträger des Feldes 12:13 aufnimmt. Zur seitlichen Sicherung der oberen Gurtung sind Absteifungen zwischen den Deckenträgern vorgesehen.

Die Decken auf + 13,28 m haben dieselbe Konstruktion. Als Nutzlast sind 350 kg/m² angesetzt worden.

Auf den Bühnen + 18,5 m, die in Stampfbeton zwischen Stahlträgern ausgeführt sind, stehen die auf besonderen Trägern gelagerten Glockenstühle aus Stahlkonstruktion. Das Glockengewicht beträgt für ein Geläute und jeden Turm rd. 4,0 t; die beim Läuten auftretenden Kräfte wurden rechnerisch erfaßt nach „Koeppke“ (s. Hütte I, 18. Aufl.).

Die Stützen in den Außenwänden des Chors, die in einem Stoß dicht über Fußboden auf den Stützen des Saales aufstehen, sind in Reihe I aus I 40 und I 42^{1/2}, in den Reihen B und E aus I P 30. Bei deren Bemessung war die Belastung durch Winddruck maßgebend. Die errechnete Durchbiegung beträgt rd. 1/500 der freien Höhe von 13,5 m. Der in der Giebelwand Reihe I liegende senkrechte Verband hat Schrägen aus Flachstäben, die in der Ausmauerung liegen. Unter der Saaldecke teilt sich der Verband in zwei Einzelverbände, so daß die zu übertragenden Windbelastungen von vier Fundamenten aufgenommen werden. Die Ausmauerung des Chors in 30 cm starkem Triolsteinmauerwerk wird von Trägern auf die Stützen des Untergeschosses übertragen. Die Mauern in dem Untergeschoß selbst sind aus Ziegelsteinen. Im Innern des Chors stehen vier Stützen, die die Decke aufnehmen. Ihrer großen Höhe wegen sind sie aus □□ 24 und stehen auf den Unterzügen I P 55 des Saales in Verlängerung der Saalstützen.

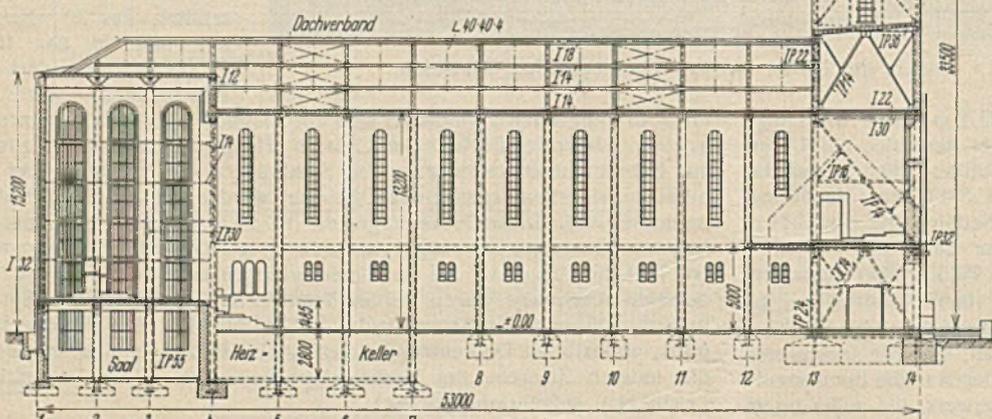


Abb. 4. Schnitt b-b Abb. 2.

Die aus I P 30 gebildeten Stützen des Hauptschiffes, die aus architektonischen Gründen unten in der Stärke 40/70 cm ummantelt sind, stehen in 4,0 m Abstand und sind 13,5 m hoch. Sie tragen die Dachbinder von 15,1 m Stützweite und nehmen in 5,0 m Höhe die Riegelunterzüge der Längswände aus I I 22 auf. Diese Riegel haben das 30 cm starke Triolsteinmauerwerk der Längswände, sowie den anfallenden Teil der flachen Seitendächer zu tragen und sind zugleich die Hauptlängsaussteifungen

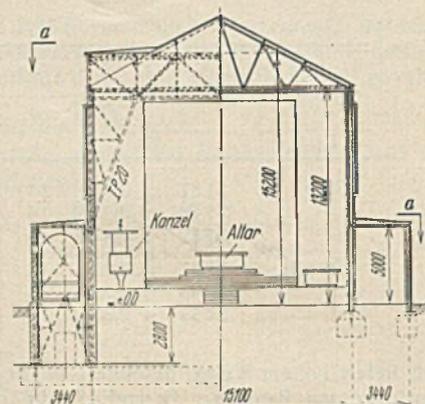


Abb. 3. Schnitt c-c Abb. 2.

zwischen dem Chor und den Türmen. Für die Stützen beträgt die errechnete Durchbiegung aus der Belastung durch Winddruck 1/500 der Höhe von 13,5 m. Die Längswände der Seitenschiffe haben Stiele

aus I 18 und in einem Feld einen senkrechten Verband.

Der vorerwähnte Windträger (Abb. 2), die Hauptaussteifung des Schiffes, hat bei 36,0 m Stützweite 13,58 m Gurtabstand und gekreuzte Zugstreben aus je einem Winkel 75·75·8, während die gleich stark durchgeführten Gurtungen aus zwei Winkeln 90·90·9 bestehen. Die unteren Gurtungen der Binder 7 und 10 sind die Trägerpfosten. Die Windlasten aus den Bindern und Stielen 5—6, 8—9 und 11—12 werden durch Zwischenfachwerke, bestehend aus Hauptschrägen und einem eingeschalteten Zwischenriegel, der zwischen den normalen Deckenträgern liegt, in die Hauptknotenpunkte des Windträgers geleitet.

Der senkrechte Verband in Reihe 4, der neben den Decken und seiner Riegelmauerung in der Hauptsache die Auflagerdrücke des vorbeschriebenen Windträgers und des Verbandes in der Chordecke aufzunehmen hat, ist ein Hauptglied der Queraussteifungen und besteht aus einem Zweigelenkrahmen, der sich auf zwei Fachwerkböcke aufstellt, die mit den Fundamenten entsprechend verankert sind (Abb. 3 u. 4). Die inneren Stiele des Rahmens mußten wegen der Kanzelöffnung schräg nach außen gezogen werden (Abb. 3).

Die beiden Türme bestehen bis auf + 18,5 m aus je vier Fachwerkscheiben mit gemeinschaftlichen Eckstielen aus I P 24, die auch in der Querrichtung zusammen verbunden sind. Über dieser Höhe stehen die

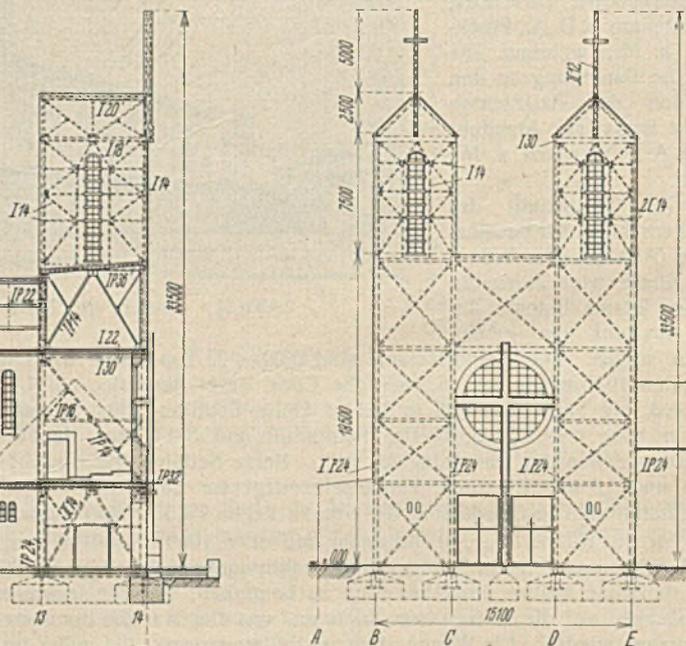


Abb. 5. Vorderansicht.

Türme frei. Die Wände sind hier als Zweigelenkfachwerkrahmen behandelt, haben Stiele aus □□ 14, die an den Ecken rechtwinklig zusammenstoßen und miteinander verbunden sind (Abb. 4 u. 5). Die 5 m hohen Kreuze haben ebenfalls ein Stahlgerippe — der Querschnitt der Betonummantelung beträgt 50/25 cm —.

Die Ausmauerung des Stahlskeletts, die außen und innen verputzt ist, wurde bei den Türmen in Schwemmsteinmauerwerk von 40 cm Stärke aus-

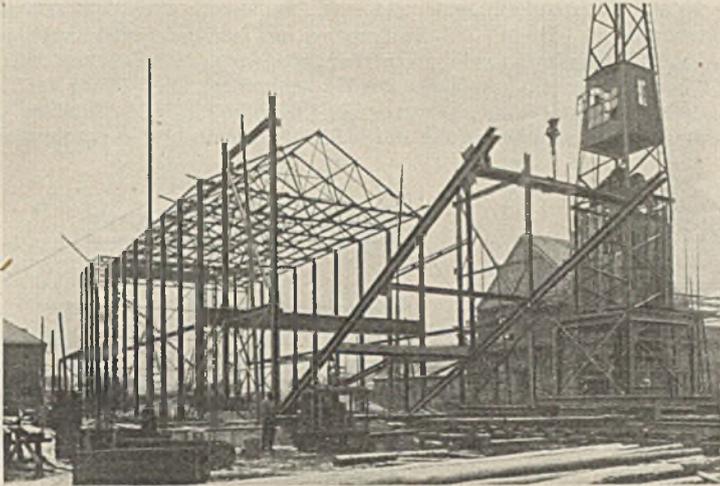


Abb. 6. Aufstellen der Türme.
Aufrichten der Wand c.

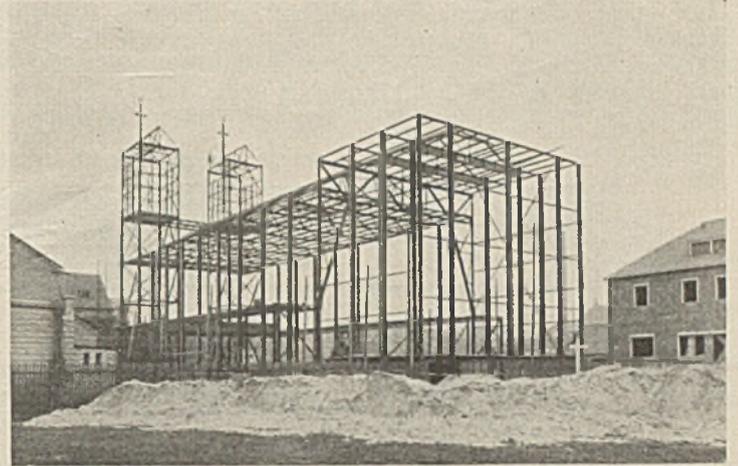


Abb. 8. Stahlskelett,
im Vordergrund das Chor mit Fachwerkrahmen in Reihe 4.

geführt, alle übrigen Wände über dem Fußboden sind aus Triolsteinen von 30 cm, während im Keller Ziegelsteinmauerwerk verwendet wurde. Alle Hauptkonstruktionsteile liegen 15 cm hinter Außenseite des Mauerwerks; auch wurde darauf geachtet, daß die Ummauerung immer in geschlossenem Verband erfolgte. Um die Stützen und Stiele wurde bei der Ausmauerung ein Spielraum von 3 bis 4 cm gelassen, der immer, wenn etwa 1 m gemauert war, mit Beton satt ausgestampft wurde, was sich bei anderen Bauten als sicherer Rostschutz sehr gut bewährt hat. Bei allen Stützen und Stielen sind zwischen Fußplatte und Fundament Schallsolierplatten eingelegt und alle Köpfe und Füße, mit Ausnahme der Turmfüße, elektrisch geschweißt worden.

Das Gesamtgewicht der Konstruktion beträgt rd. 225 t oder für den Kubikmeter des umbauten Raumes 14,2 kg.

Es verdient hervorgehoben zu werden, daß durch die Verwendung des Stahlskeletts 15% an den Baukosten gespart werden.

Da bei der Montage die meisten Konstruktionsteile auf verhältnismäßig

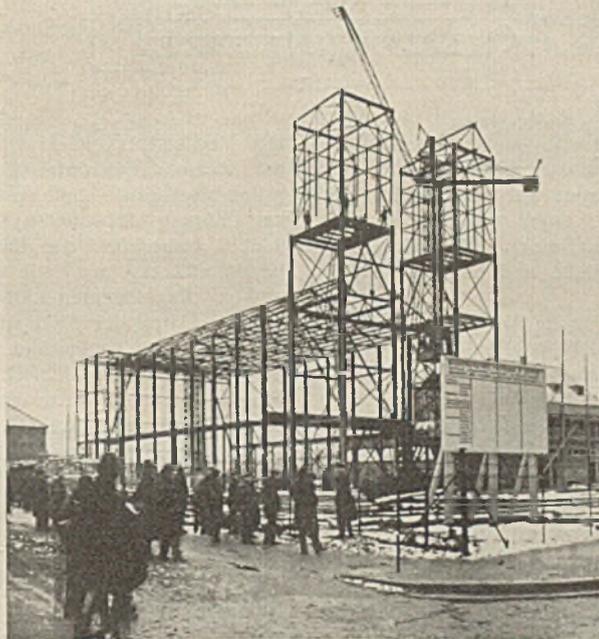


Abb. 7. Aufstellen der Türme.
Absetzen des Oberteils über + 18,5 m.

große Höhen zu ziehen waren, entschloß man sich, einen Turmdrehkran zu verwenden, mit dem dann auch die ankommenden Fahrzeuge entladen wurden. Abb. 6 zeigt die Aufrichtung einer 7,5 t schweren Turmwand, die wie die übrigen schweren Teile unten zusammengebaut und abgelenkt wurde. Auch die beiden Turmtelle über + 18,5 m, jeder aus vier Fachwerk-wänden mit einem waagerechten Verband in + 26,0 m, wurden unten fertig zusammengebaut und in einem Stück hochgezogen. Abb. 7 zeigt den Teil von rd. 6,1 t Gewicht kurz vor dem Absetzen. Abb. 8 zeigt das fertige Stahlskelett, wobei die starken Oberteile der Kreuze auffallen, die man, um die kostspieligen Arbeiten in der Höhe zu vermeiden, bis zu dem Firstanschluß unten betoniert und dann mit dem Kran aufgesetzt hat.

Die Ausführung der Konstruktion und Aufstellung des Entwurfes war der Firma Michael Lavis Söhne, Offenbach a. M., übertragen. Die Arbeiten auf der Baustelle begannen am 15. Januar d. J. und waren am 15. Februar beendet, wobei die eigentlichen Aufstellungsarbeiten rd. drei Wochen in Anspruch nahmen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Flugzeughalle in Amsterdam.

Von Baurat B. H. H. Zweers, Amsterdam.

Das schnelle Anwachsen des Luftverkehrs machte es erforderlich, die Aufnahmefähigkeit des städtischen Flughafens „Schiphol“ in Amsterdam zu vergrößern durch den Bau einer neuen großen Flugzeughalle, welche in Abb. 1 gezeigt wird. Die Tiefe der Halle beträgt 40 m, die Länge 96 m, so daß für die Flugzeuge eine Gesamtnutzfläche von 3840 m² zur Verfügung steht. Die Toröffnungen haben eine Höhe von 8 m und eine freie Länge von 2 × 48 m. An der Rückwand und den beiden Seitenwänden sind Nebengebäude angebaut, welche als Büroräume, Lager und Werkstätten zur Verfügung stehen sowie als Kesselhaus für die Zentralheizung der Halle und Büroräume dienen.

Der Bau der neuen Halle und der Nebengebäude sind Stahlskelettbauten, die auf Eisenbetonfundamenten mit Holzrammpfählen ruhen. Die Dacheindeckung bilden Bimsbetonkassettenplatten, mit Asphaltpappe abgedeckt. Die Umfassungswände sind mit Ziegelsteinen ausgemauerte Stahlfachwerkwände. Die Belichtung der Halle erfolgt durch ein 6 m hohes Lichtband über den Toren und durch große Lichtbandflächen in den Seitenwänden und der Rückwand. Nachts wird die Halle innen und außen, auch das Dach, durch starke elektrische Lampen beleuchtet, um auch dann die Verwendung zu ermöglichen und den ankommenden Fliegern als Erkennungszeichen zu dienen.

Der Fußboden in und vor der Halle besteht aus Eisenbetonplatten. Abb. 2 zeigt die Innen-, Abb. 3 die Außenansicht der Halle.

Die Gliederung des Stahlskeletts zeigt Abb. 1. Die Bimsbetonkassettenplatten werden im Abstände von 2,2 m von stählernen Gitterpfetten aufgenommen; zur Aufnahme der Gitterpfetten dienen die stählernen Binder, die einen Abstand von 8 m haben. Die Binder haben eine Spannweite von 36 m und lagern einerseits auf stählerne Stützen, die frei vor der Rückwand stehen, und andererseits auf dem Hauptunterzug auf; über diese hinaus kragen sie noch 4 m aus und übertragen so auch die Lasten der oberen Torabschlußwand auf den Unterzug. Durch diese Anordnung wird einmal eine günstige Ausnutzung der Binder erreicht, andererseits aber wird vermieden, daß die Torabschlußwand und die oberen Torführungen unmittelbar am Hauptunterzug befestigt werden und daß die Diagonalen des Hauptunterzuges nach außen durch das Lichtband hindurchschneiden, eine Lösung dieses Problems, die ästhetisch sehr befriedigt. Die Auflagerung der Binder am Hauptunterzug erfolgt auf den Knotenblechen des Unterzuges, indem der auskragende Teil des Binders durch den Unterzug hindurchgesteckt wird. Der Hauptunterzug ist als Parallelträger mit unter 45° geneigten Diagonalen bei einer Systemhöhe von 4 m ausgebildet; der Unterzug überspannt als Träger auf drei

Stützen die beiden Toröffnungen von je 48 m Spannweite. — Diese Stützen dienen gleichzeitig als Windböcke zur Aufnahme der durch horizontale Windträger übertragenen Windlasten. In der Dachebene sind zur Aufnahme der Windlasten auf die Längswände von Binder zu Binder gespannte Windverbände angeordnet sowie zur Aufnahme der Windlasten auf die Giebelwände Windträger von Windbock zu Windbock.

je 20 abschwenkbaren Flügeln und einem vorderen, nicht abschwenkbaren Führungsflügel besteht. Der Stahlrahmen der Torflügel besteht aus einem C-Profil-Rahmen mit zwei Queraussteifungen aus I-Profilen, einer unteren Blechaussteifung und Diagonalen aus Winkelprofilen. Die Füllung der Tore besteht aus 3 cm starkem, gespundetem Kiefernholz. Die Verbindung der Torflügel untereinander erfolgt durch Stahlgußbänder mit Bronzebuchsen.

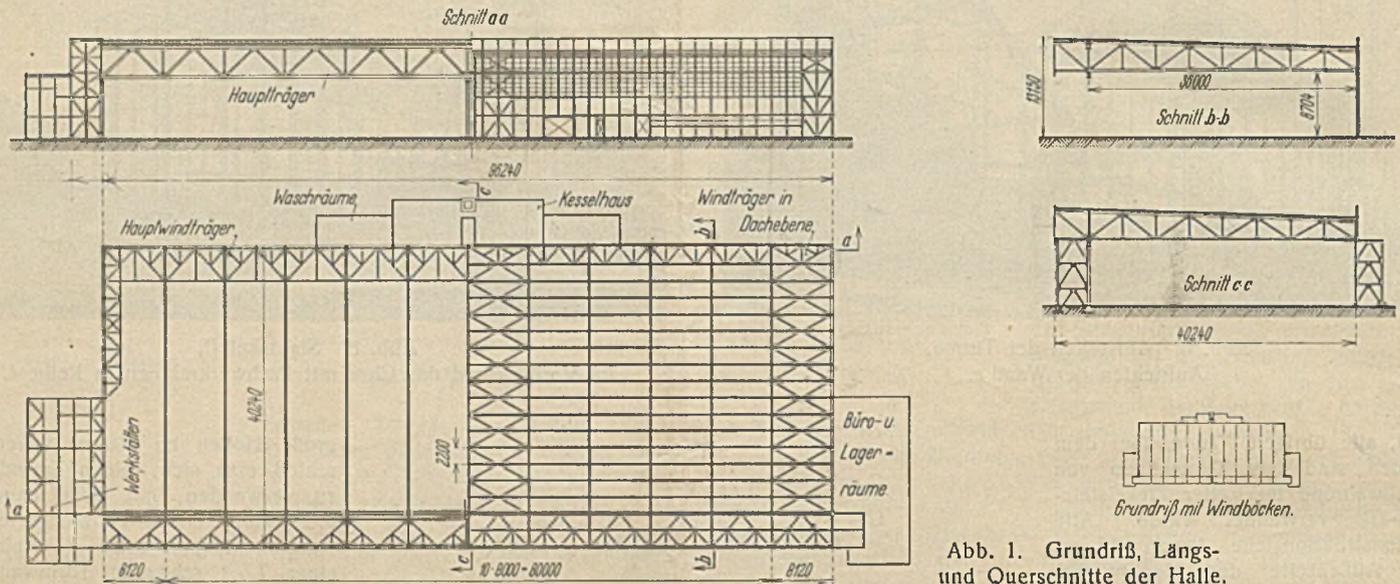


Abb. 1. Grundriß, Längs- und Querschnitte der Halle.

In der Binder- bzw. Hauptträger-Untergurtebene sind weitere Windträger angeordnet, die sich von Windbock zu Windbock spannen. In diese Windträger werden auch die Windlasten auf die Längswände, die auf die oberen Dachverbände entfallen, durch die Binder übertragen. Die Konstruktion ist berechnet für einen Winddruck von 100 kg/m² senkrecht getroffener Außenwandfläche und 60 kg/m² Innenwandfläche.

Die Aufstellung des Stahlskeletts geschah in der Weise, daß erst die Mittelstütze und Windböcke als Auflager für den Hauptunterzug errichtet wurden, dann wurde der Hauptunterzug in einer Länge von 48 m und 8 m überkragend aufgestellt. Nachdem nun der Mittelbinder hochgezogen worden war, wurden von diesem aus die weiteren Binder und Gitterpfetten des einen Hallenteiles aufgestellt. Sodann wurde der restliche Teil des Hauptunterzuges eingehängt und die weitere Konstruktion montiert.

Mit der wichtigste Bestandteil einer Flughalle ist die Tor-Konstruktion, denn von dem sicheren und schnellen Öffnen und Schließen der Tore hängt der Wert besonders einer großen Flughalle ab. Verwendete man früher im allgemeinen einfache Schiebetore, die in einzelnen Scheiben auf nebeneinanderliegenden Schienen voreinander geschoben werden konnten, so entschied man sich bei der neuen Halle für den Ein-

Die Vertikallast nimmt ein Laufwagen mit zwei Kugellager-Laufrollen auf, während horizontal oben und unten besondere Lauf- und Führungsrollen angeordnet sind. Der Laufwagen läuft auf einer Feldbahnschiene; zur Führung der oberen und unteren Rollen sind seitliche Führungswinkel vorgesehen, die über die gesamte Toröffnung parallel zueinander laufen und erst am Ende der Öffnung weichenartig abgezweigt werden und so die einzelnen Flügel zwingen, sich nacheinander nach innen zu falten. Unter der Feldbahnschiene und den unteren Führungswinkeln ist ein Kanal angeordnet, der die Seilführung aufnimmt. Unter der Seilführung ist jedoch noch ein großer Raum vorhanden, der dazu dient, Flugsand und Schmutz, der sich stets unter den Toren ansammelt und den fahrenden Toren großen Widerstand bietet, aufzunehmen. Ferner bietet der Kanal den großen Vorteil, daß im Winter das Tauwasser hineintropfen kann und somit ein Einfrieren der Tore vermieden wird, so daß stets das Bedienen der Tore durch einen Mann ohne besonderes Hilfswerkzeug erfolgt.

Der Antrieb des Tores geschieht durch ein Drahtseil, das über eine Seilwinde und Umlenk- und Führungsrollen geleitet wird; beide Enden des Seiles sind an dem nicht abschwenkbaren vorderen Torflügel befestigt. Die Elektro-Seilwinde wurde bei dieser Anlage erstmalig als eine Trieb-scheibenwinde ausgebildet, bei der beide Rillenscheiben angetrieben

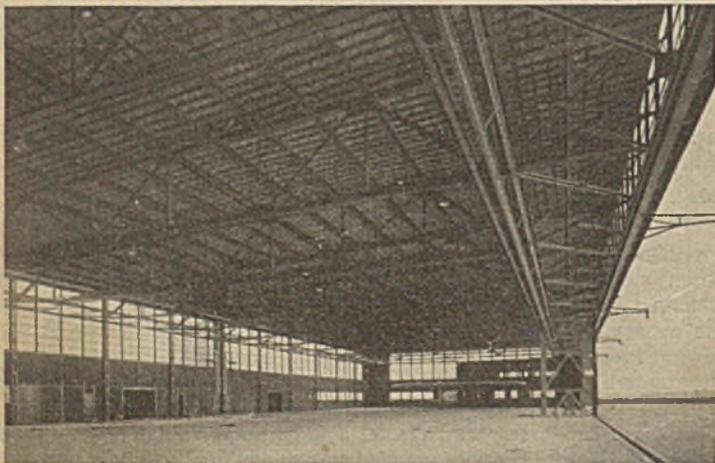


Abb. 2. Innenansicht der Halle.

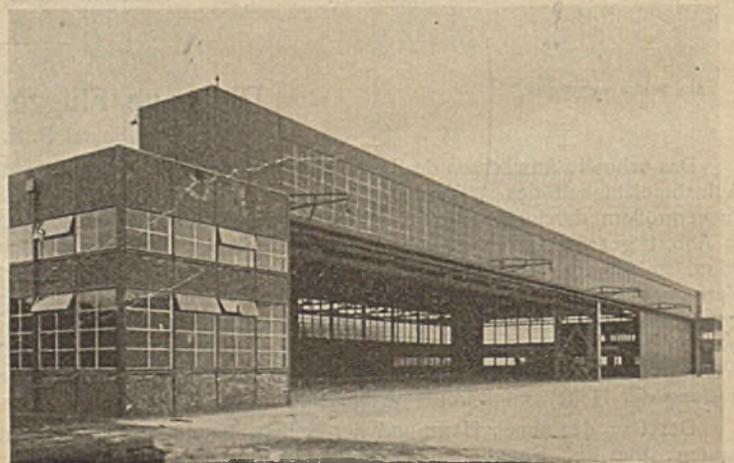


Abb. 3. Außenansicht der Halle.

bau der Schiebefalttore der Firma D. Hirsch, Stahlhoch- und Brückenbau, Berlin-Lichtenberg, welche auf diese Tor-Konstruktion mehrere Patente besitzt.

In Abb. 4 ist die verwendete Konstruktion der Schiebefalttore dargestellt. Jede der beiden Hallenöffnungen von 48 m lichter Weite und 8 m lichter Höhe wird durch eine Toreinheit geschlossen, die aus

werden, so daß bei ordnungsgemäß eingestellter Spannvorrichtung ein Schleifen der Seile trotz guter Einfettung nicht eintreten kann. Berücksichtigt man, daß das Gewicht einer zu ziehenden Toreinheit ungefähr 20 t beträgt, so wird ohne weiteres klar, wie wichtig die richtige Auswahl und Konstruktion der Lauf- und Führungsrollen, der Fahr- und Laufschiene, der Winden und des Motors ist.

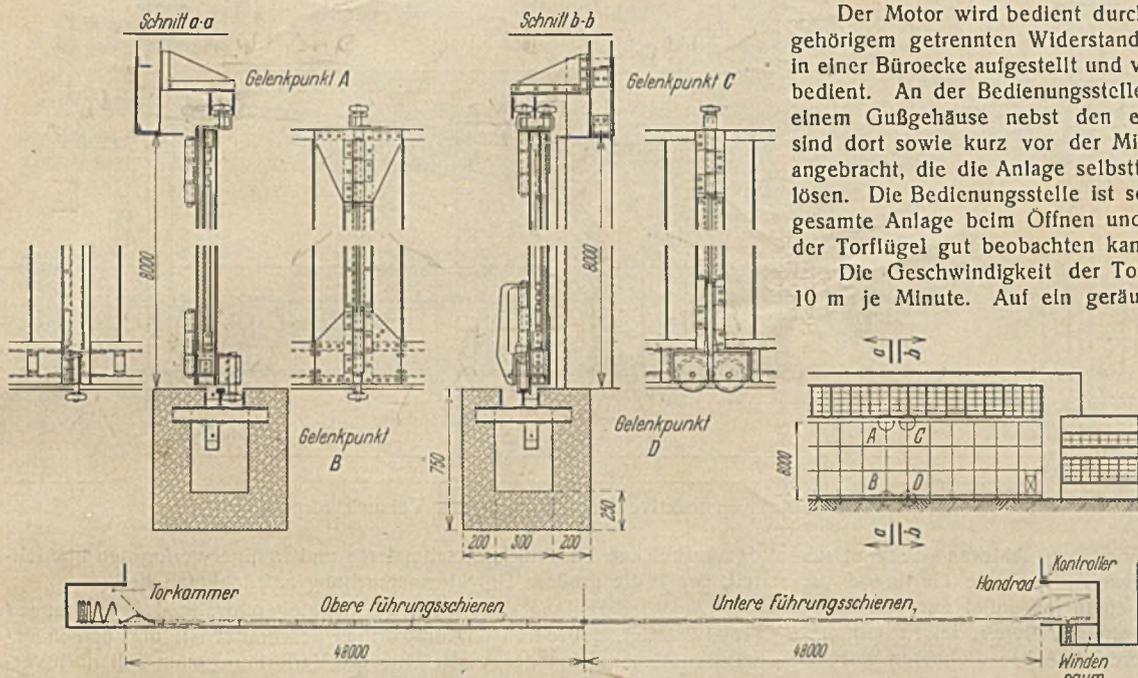


Abb. 4. Konstruktionseinzelheiten der Schlebefalttore.

Der Motor wird bedient durch Drehstromwende-Kontroller mit dazugehörigem getrennten Widerstand; diese werden hinter der Torkammer in einer Büroecke aufgestellt und von der Torkammer aus mittels Handrad bedient. An der Bedienungsstelle befindet sich der Hauptausschalter in einem Gußgehäuse nebst den erforderlichen Sicherungen. Außerdem sind dort sowie kurz vor der Mittelstütze die Starkstrom-Endausschalter angebracht, die die Anlage selbsttätig in ihren beiden Endstellungen auslösen. Die Bedienungsstelle ist so gewählt, daß der Bedienungsmann die gesamte Anlage beim Öffnen und Schließen sowie besonders das Falten der Torflügel gut beobachten kann.

Die Geschwindigkeit der Tore beim Öffnen oder Schließen beträgt 10 m je Minute. Auf ein geräuschloses Laufen und Falten der Tore ist bei der gesamten Anlage und bei der Kurvenausbildung besondere Rücksicht genommen worden. Außer dem elektrischen Antrieb ist selbstverständlich auch ein Reserve-Handantrieb vorhanden, der auch bei Stromstörungen das Öffnen und Schließen der Tore ermöglicht. Drei Schlupftüren in den Toreinheiten ermöglichen den Durchgang von Personen.

Die Torkonstruktion wurde von der Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg geliefert und montiert, während die Ausführung des Stahlskeletts einer holländischen Stahlbauanstalt übertragen wurde.

Vergleichende Belastungsproben an einem einstieligen Bahnsteigbinder in Niet- und Schweißkonstruktion.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Hoening, Duisburg.

Bei der bekannten Bauart einstieliger Bahnsteigbinder, bei der die Gurtungen der Kragarme voutenförmig zum Stiel übergeleitet sind, entsteht die Frage, wieweit die abstehenden Flansche der gekrümmten Gurtungen an der Übertragung der Biegemomente teilnehmen und als starr mit dem Steg verbunden angesehen werden können. Jede Umlenkung von Kräften in den Gurtungen hat radial gerichtete Teilkräfte zur Folge, die, wenn nicht sehr zahlreiche Eckaussteifungen vorhanden sind, nur durch die Quersteifigkeit der Flansche selbst in den Steg geleitet werden können. Bei geschweißter Ausführung der Binder, bei der die Gurtplatte mit Kehlschweißnähten an den Steg angeschlossen wird, erfordert diese Frage besondere Beachtung, weil hier die Verbindung zwischen Steg und Gurtplatte nicht die gleiche Biegefestigkeit besitzt wie bei Verwendung von Gurtwinkeln. Daneben verdient auch die Frage nach der Knicksicherheit der Gurtungen auf die ganze Länge der Druckzone, also auch in den geraden Teilen des Untergurtes, Beachtung. Mangelnde Knicksicherheit der Druckgurtung würde zu einem Verdrehen der Gurtplatte, also zu einer Winkel-drehung zwischen Gurt und Steg und damit zum Ausknicken des ganzen Gurtes führen. Auch diese Gefahr wird also in erster Linie durch ausreichende Biegefestigkeit des Gurtplattenanschlusses an den Steg beseitigt. — Während bei Nietkonstruktionen die Biegefestigkeit der Anschlüsse der Druckgurtung an den Steg sich erfahrungsgemäß im allgemeinen als ausreichend erweist, erschien es geboten, für Schweißkonstruktionen, bei denen infolge fehlender Aussteifung durch Gurtwinkel die Steifigkeit zweifellos geringer ist, vor der

Ausführung die Tragfähigkeit durch Versuch nachzuweisen. Die Versuchs-konstruktion, bestehend aus einem zweiarmligen Binder, bei dem ein Arm genietet, der zweite geschweißt war, wurde von der Aktiengesellschaft für Eisenindustrie und Brückenbau, vorm. Johann Caspar Harkort, Duisburg, hergestellt und in deren Werkstatt erprobt.

Die Ausladung der Kragarme betrug beiderseits 3,50 m. Die Querschnitte bestanden auf der genieteten Seite aus einem 10 mm starken Stegblech mit vier Gurtwinkeln 100·65·11, der geschweißte Binderarm bestand aus dem 10 mm starken Steg mit Gurtplatten 210·13. Die Widerstandsmomente beider Querschnitte sind unter Berücksichtigung eines Teil-Nietabzuges auf der genieteten Seite nahezu gleich.

Aussteifungen der Stegbleche und Gurte waren bei der ersten Versuchsreihe nicht vorhanden. Bei einer zweiten Versuchsreihe waren die gekrümmten Untergurteile beim Anschluß der Kragarme an den Stiel beiderseits durch je einen radial angeordneten, an Steg und Gurtungen angeschweißten Flachstab versteift. Beim geschweißten Binderarm waren Steg- und Gurtplatten mit beiderseitigen Schweißnähten von etwa

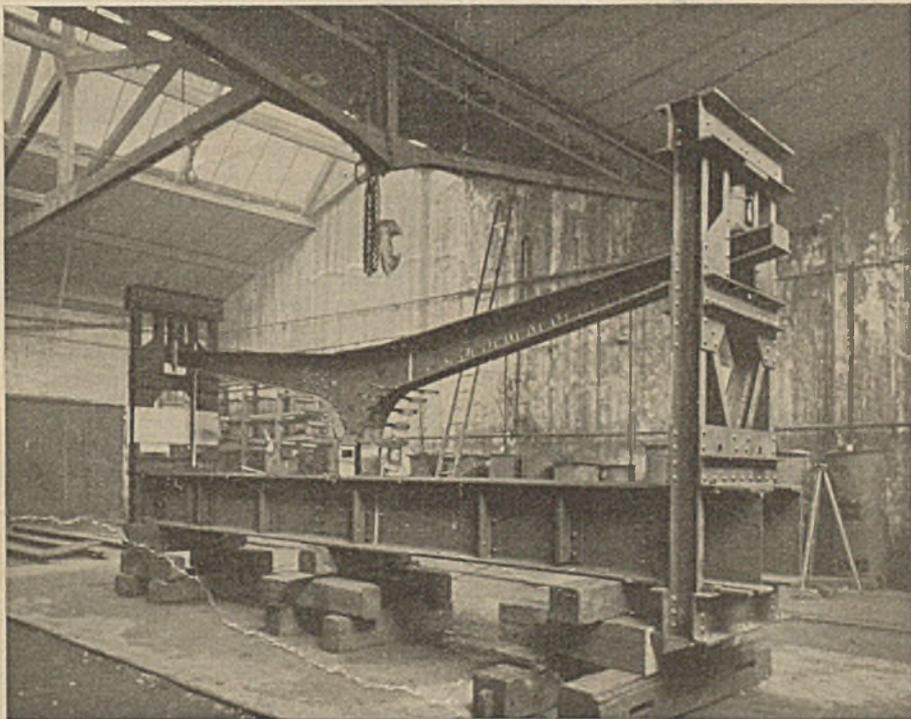


Abb. 1. Versuchsanordnung.

5 mm Stärke im Schrägmaß an den Steg angeheftet. Die Nähte waren in den geraden Teilen der Gurte als Streckenschweißung mit 100 mm Nahtlänge und 80 mm Lücke ausgeführt, in den gekrümmten Teilen des Untergurtes aber ohne Unterbrechung durchgeführt. Der verkürzt gehaltene Binderstiel war in ein Trägerfundament eingespannt. Die Binderarme waren bei den Belastungsproben zwischen besonderen Rahmenpfosten senkrecht geführt. Sie wurden durch je eine Druck-

5 mm Stärke im Schrägmaß an den Steg angeheftet. Die Nähte waren in den geraden Teilen der Gurte als Streckenschweißung mit 100 mm Nahtlänge und 80 mm Lücke ausgeführt, in den gekrümmten Teilen des Untergurtes aber ohne Unterbrechung durchgeführt. Der verkürzt gehaltene Binderstiel war in ein Trägerfundament eingespannt. Die Binderarme waren bei den Belastungsproben zwischen besonderen Rahmenpfosten senkrecht geführt. Sie wurden durch je eine Druck-

wasserpresse im Abstand von 3,20 m von Bindermitte belastet. Die beiderseitigen Pressen waren hydraulisch gekuppelt, so daß die Belastungen der genieteten und geschweißten Seiten stets gleich waren. Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 1 zu ersehen.

Der am höchsten beanspruchte Querschnitt beider Binderhälften lag beim Übergang von der Voute zum Ausleger. Die Belastung durch die Pressen wurde in Stufen von je 1,328 t, entsprechend je 300 kg/cm² Beanspruchung im höchstbeanspruchten Querschnitt aufgebracht. Gemessen wurden hierbei die Drehungen der gedrückten Untergurtplatte bzw. der abstehenden Untergurtwinkelschenkel quer zur Gurtachse in je fünf Punkten der gekrümmten Gurtteile und beim Übergang zum Ausleger. Zum Ablesen dieser Drehwinkel waren an den Untergurten beiderseits über die Gurtbreite vorstehende Flachstäbe angebracht, die je einen tangential zur Krümmung befestigten Spiegel trugen. Mit Hilfe eines weiteren, im Krümmungsmittelpunkt aufgestellten, um die waagerechte Achse drehbaren Spiegels, eines querliegenden, beleuchteten Maßstabes und eines Fernrohres konnten die Drehwinkel der Reihe nach abgelesen werden. Sie sind nachstehend in Maßeinheiten der Ableseskala angegeben, wobei die Einheit der Skala einer Winkeldrehung von 1 : 2500 entspricht.

Bis zu einer Beanspruchung von 2400 kg/cm² verlief die Kurve der Formänderungen auf beiden Seiten vollkommen geradlinig. Alle Versuche zeigten, daß die Winkeldrehungen der abstehenden Gurtplattenstreifen in der Krümmung radial nach außen gerichtet sind, so daß also die Gurtplatten und Winkelschenkel auf der Unterfläche konvex verformt wurden. Die Bezeichnung der Meßpunkte ist aus Abb. 2 zu entnehmen. Die Winkeldrehungen der Flansche ergeben sich bei einer Belastung der Kragarme mit je 7 · 1,328 t entsprechend einer Höchstbeanspruchung von 2100 kg/cm² aus nachstehender Tafel.

Tafel 1. Gurte unversteift.

Spiegel	Geschweißte Seite		Genietete Seite	
	Ostseite	Westseite	Ostseite	Westseite
1	12	2	2	1
2	13	10	8	5
3	12	27	14	11
4	18	40	19	19
5	14	39	20	22

Nach Einschweißen eines aussteifenden Flachstabes zwischen den Meßpunkten 3 und 4 ergeben sich folgende Winkeldrehungen:

Tafel 2.

Spiegel	Geschweißte Seite		Genietete Seite	
	Ostseite	Westseite	Ostseite	Westseite
1	16	22	5	3
2	15	18	9	10
3	6	6	5	5
4	7	20	13	20
5	9	27	20	24

Die stark unsymmetrische Verformung der Gurtflansche auf der geschweißten Seite ist darauf zurückzuführen, daß der Steg hier nicht genau mit der Plattenmitte zusammenfiel, sondern um etwa 2,5 mm nach der Ostseite verschoben war, so daß der westliche Flansch um 5 mm breiter war als der östliche. Man erkennt also den erheblichen Einfluß eines ungenauen Zusammenbaues bei Schweißkonstruktionen, bei denen die Teile nicht, wie bei Nietkonstruktionen, unverschieblich gegeneinander festgelegt sind. Beim Schlußversuch, bei dem die Beanspruchung bis zur Knickgrenze gesteigert wurde, begann

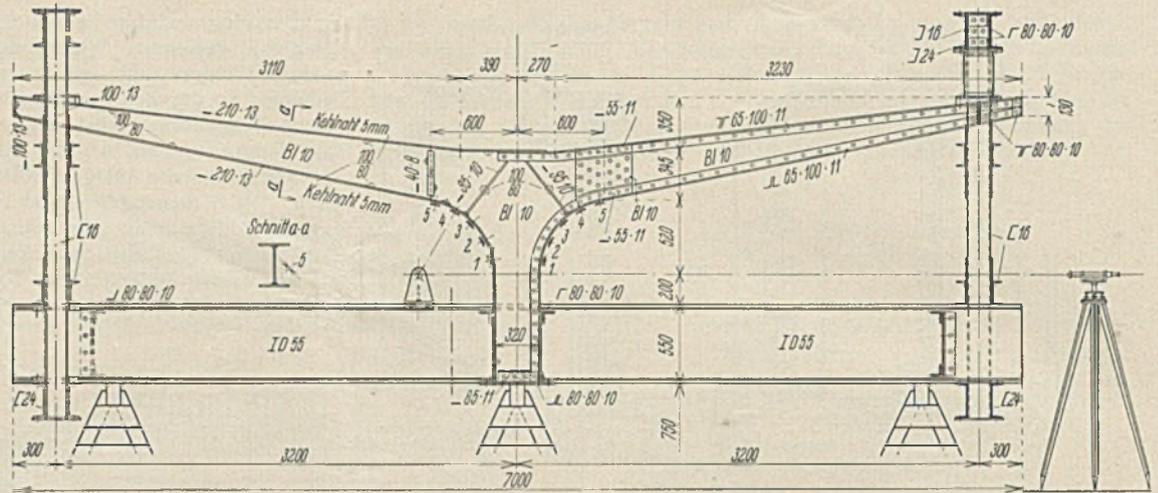


Abb. 2. Konstruktive Durchbildung des Versuchskörpers.

das Ausknicken im östlichen, schmaleren und weniger verformten Flanschteil, der ja die größere Druckbeanspruchung aufzunehmen hatte.

Die Wiederholung des Versuches mit eingeschweißten Aussteifungen (Tafel 2) zeigt, daß deren Wirkung örtlich beschränkt ist, und daß in gewissem Abstand von der Aussteifung die Verformung zum Teil noch vergrößert wird, daß also die Ausbiegung nur zum Teil verhindert, zum anderen Teil aber zu anderen Punkten verdrängt wird.

Die Einsenkungen der Binderarme wurden bei allen Versuchen gemessen, und auch diese Messungen ließen nur einen geringen Einfluß der Aussteifungen erkennen. Die Einsenkung betrug 23,8 mm gegen 23,5 mm nach Anbringen der Versteifung. Die Rechnung ergibt unter der Voraussetzung, daß jeweils der volle Querschnitt der Binderarme wirksam ist, eine Einsenkung von 23,0 mm. Ein nennenswerter Unterschied der Einsenkungen auf der geschweißten und der genieteten Seite war nicht vorhanden.

Die zum Schluß vorgenommene Knickbelastungsprobe führte zum Ausknicken der geschweißten Untergurtplatte an der ersten Schweißblöcke, also im geraden Gurtteil, nahe dem Übergang zur Krümmung. Die größte ruhende Belastung der Binderarme betrug 15,9 t, entsprechend einer größten Biegebungsbeanspruchung von 3600 kg/cm². Da die geschweißte Platte einseitig ausknickte, wurde der Binderquerschnitt stark aus der senkrechten Ebene herausgebogen. Die genietete Binderseite zeigte bei der gleichen Belastung noch keine wesentliche bleibende Formänderung. Die Einsenkungen der Binderköpfe im elastischen und im unelastischen Bereich ergeben sich aus untenstehender Aufstellung. Die Zahlen geben jeweils das Mittel beider Seiten an.

Die Bruchspannung in dem ausgeknickten Teil der Untergurtplatte betrug ungefähr 3500 bis 3600 kg/cm². Der Baustoff war St 37 mit etwa 4820 kg/cm² Festigkeit und 26,5% Bruchdehnung. Die Bruchspannung liegt vermutlich weit über der Streckgrenze des Baustoffes und ist wahrscheinlich durch die kurze Knicklänge des ausgeknickten Plattenteils zu erklären, da ja die Knickspannung bei Schlankheitsverhältnissen unter $\lambda = 25$ weit über die Streckgrenze hinaus ansteigen kann.

Schlußfolgerungen.

Innerhalb der Elastizitätsgrenze war die Quersteifigkeit der angeschweißten Lamelle auch im voutenartig gekrümmten Teil ausreichend. Bei Überschreitung dieser Grenze traten auf der geschweißten Seite die ersten Anzeichen des Ausknickens auf, während die genietete Binderseite weiter standhielt. Ungünstig beeinflusst wird die Knicksicherheit durch geringe Verlagerung der Teile beim Schweißen oder beim Zusammenbau der zu schweißenden Teile, ferner durch Unterbrechungen der Schweißnaht in der gedrückten Gurtung. Unterbrochene Schweißnähte sollten also in hochbeanspruchten Teilen gedrückter Gurtungen vermieden werden, während sie in weniger beanspruchten und in gezogenen Teilen unbedenklich sind.

Tafel 3.

P	= t	0	2,656	5,312	7,968	9,296	10,624	11,952	13,280	14,608	15,936
σ_{max}	=	0	600	1200	1800	2100	2400	2700	3000	3300	3600
f ohne Aussteifung	mm	0	6,7	14,1	20,6	23,8	—	—	—	—	—
f mit Aussteifung	mm	0	6,4	13,2	20,2	23,5	26,5	34,5	49,2	73,6	Geschw. Arm zerstört

Bemerkenswerte Konstruktion einer Abfertigungshalle der Reichsmonopolverwaltung in Breslau-Kawallen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Meinck, Studienrat an der Höh. Techn. Staatslehranstalt für Hoch- und Tiefbau in Breslau.

Die Reichsmonopolverwaltung für Branntwein hat in den Jahren 1927/29 in Breslau-Kawallen umfangreiche Anlagen für ihre Zwecke errichtet. Von diesen ist die 138 m lange und 30 m breite, dem Empfang, der

sondern er ist nur auf den unteren Teil, also auf Binder B aufgesetzt worden und mit ihm vernietet. Hier nimmt infolgedessen der Unterzug den Horizontalschub des auf ihm stehenden Dreigelenkbogens auf (Abb. 6).

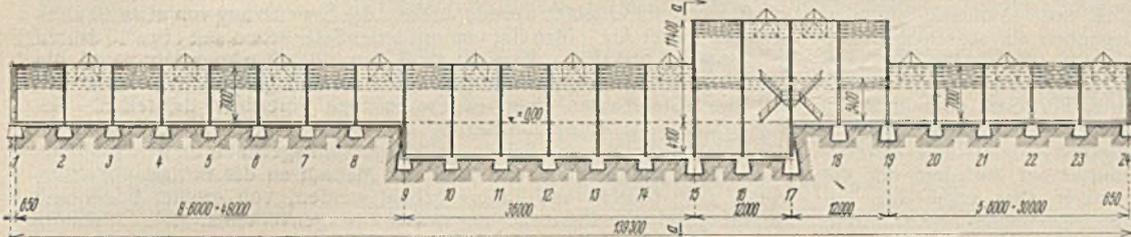


Abb. 1. Längsschnitt der Halle.

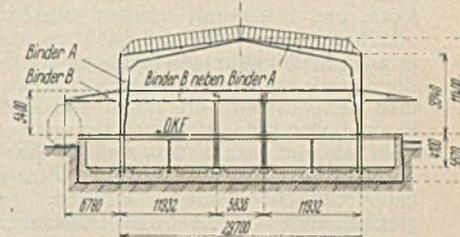


Abb. 2. Querschnitt a-a (s. Abb. 1).

vorübergehenden Lagerung und dem Versand von Spiritus dienende Abfertigungshalle aus Stahl erwähnenswert, da der Bau in seinem mittleren Teile mit einer Aufstockung versehen ist.

Wie aus Abb. 1 hervorgeht, ist der mittlere Hallenteil zwischen den Bindern 9 und 17 unterkellert und zwischen den Bindern 15 und 19 mit dem erwähnten Obergeschoß versehen. Eine Brandmauer in Binderebene 17 teilt diesen Hallenteil in zwei Hälften. Abb. 2 zeigt den Querschnitt des unterkellerten und aufgestockten Teiles, und zwar als Ansicht gegen Binder 15. Die beiden Binder 15 und 19 bestehen nämlich aus je zwei Teilen, von denen der eine den Dachbinder darstellt und als Dreigelenkbogen von 11,40 m Scheitelhöhe ausgebildet ist, während der andere als Unterzug für die Deckenträger der Zwischendecke dient und außerdem die Giebelwand des aufgestockten Teiles zu tragen hat. In der Abb. 2 ist der Dreigelenkbogen mit „Binder A“ und der unmittelbar daneben stehende ausgekragte Unterzug mit „Binder B“ bezeichnet. Der 30 m lange und 1,30 m hohe Unterzug ist durch zwei symmetrisch zur Mitte angeordnete Stützen im Abstände von 6 m unterstützt und über denselben unterbrochen, so daß die Berechnung sowohl der beiden 12 m langen Seitenteile wie des 6 m langen mittleren Teiles als Balken auf zwei Stützen ausgeführt werden konnte. Abb. 3 zeigt die Innenansicht der Halle gegen Binder 15. Der unmittelbar neben dem Pfosten für den Unterzug stehende Pfosten für den Dreigelenkbogen an der Wand ist deutlich zu erkennen, desgleichen der durch die beiden Stahlstützen unterstützte Unterzug mit der darauf stehenden Wand. Auch der benachbarte Binder 16, der nur einen Pfosten an der Wand besitzt, ist deutlich sichtbar. Der Raum ist hell und übersichtlich, so daß das in der Mitte stehende, in Abb. 3 rechts gerade noch sichtbare Steuerhäuschen die Fläche nur wenig beengt. Der Unterschied zwischen Binder 15 und 19 besteht lediglich in der Art der Auflagerung, indem die beiden Pfosten 15 auf der Kellerstütze stehen, dagegen die beiden Pfosten 19 unmittelbar auf dem Fundament. Der Horizontalschub des Dreigelenkbogens 19 wird durch ein aus einem Flachstab 185.10 gebildetes Zugband aufgenommen. Abb. 4 zeigt die Fußausbildung von Binder 19, Abb. 5 die Auflagerung des Dreigelenkbogenbinders A in Binderebene 15 auf die Kellerstütze und den Querschnitt der letzteren.

Für die Berechnung des Winddruckes auf die Längswände ist die Annahme gemacht worden, daß sich der Winddruck durch die Betondecke und die Unterzüge gleichmäßig auf jede der sechs Kellerstützen verteilt, und dementsprechend ist der Windanteil für jede Stütze berechnet worden. Der lotrechte Stützdruck der am stärksten belasteten Stütze 16 auf das Fundament beträgt 214 t, der

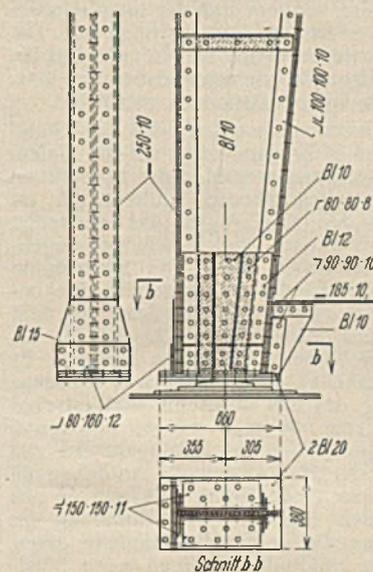


Abb. 4.

Fußausbildung des Binders 19.

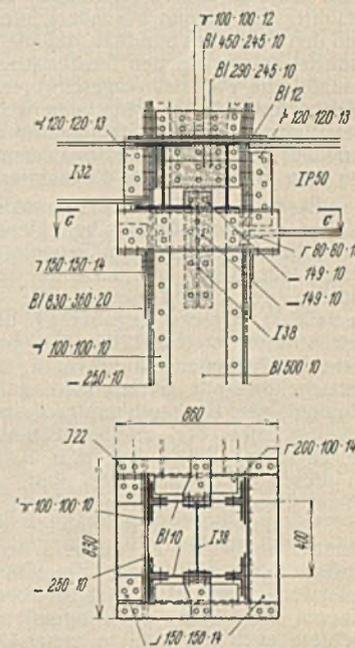


Abb. 5. Auflagerung des Binderfußes 15 auf die Kellerstütze.

Druck von Stütze 15 rd. 184,5 t. Der unterkellerte Gebäudeteil steht auf einer 1 m starken Eisenbetonplatte und ist durch dreifache Papplage gegen Grundwasser gedichtet. Die Einzelfundamente sind zum Teil, d. h. je nach der Beschaffenheit des Untergrundes, auf 5 bis 6 m lange Betonpfähle gestellt.



Abb. 3. Innenansicht gegen Binder 15.

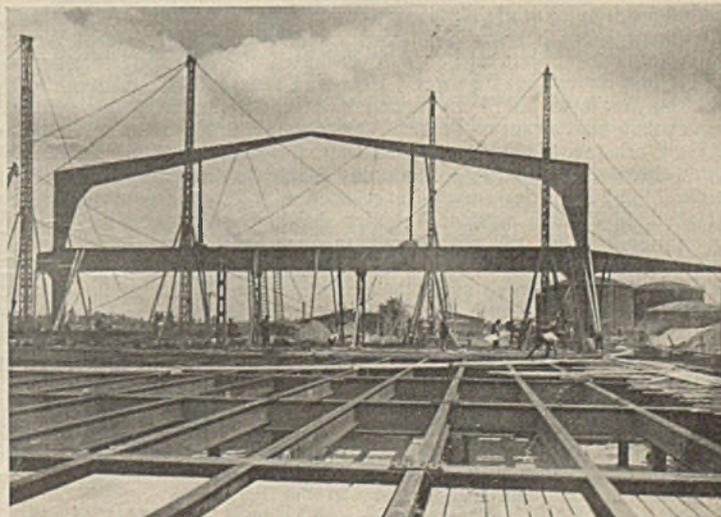


Abb. 6. Montage des Binders 16, dessen Horizontalschub von dem Unterzug aufgenommen wird.

Verschiedenes.

Der Stahlbau in tropischen und subtropischen Gebieten. Der Siegeszug des Stahlbaues hat keineswegs Halt gemacht an den Grenzen der alten Kulturländer, er ist darüber hinaus seit langer Zeit zu einer hochbautechnischen und architektonischen Notwendigkeit in solchen Gebieten geworden, die erst seit kurzem der Zivilisation, der Industrie und dem Handel erschlossen worden sind, und die nun mit der Schaffung umfangreicher Siedlungen für die Niederlassungen der erwähnten Arten Raum und Unterkunft schaffen müssen. Das erste Moment, das den Stahlbau in tropischen und subtropischen Gegenden als ausschlaggebend in allen Siedlungsunternehmungen erscheinen läßt, ist zunächst die Frage der Schnelligkeit der Errichtung der notwendigen Gebäudeanlagen. Wenn man beispielsweise die Häfen von Alexandria, Port Said oder auch die französischen Kolonialhäfen Algier und Tunis einer genauen Inspektion unterzieht, so wird man finden, daß die Nachkriegszeit hier oft eine Verdrei- oder gar eine Vervielfachung des Areals gebracht hat, auf dem sich die hafentechnischen Anlagen erheben. Fast immer aber ergab sich zur gleichen Zeit aus volkswirtschaftlichen Gründen die Bedingung, alle Neubauten auf einem möglichst zusammenhängenden, oft sogar sehr beschränkten Gelände aufzubauen, so daß man ein Material verwenden mußte, das zunächst für die Zusammenfügung keine großen Baustellen verlangte, dann aber auch rein räumlich äußerst sparsam war und eine weitgehende Flächennutzung ermöglichte. Diese Raumaussnutzung möglichst sparsam und wirksam zu bewerkstelligen, dazu zeigte sich nur der Stahl als Baumaterial imstande, und in der Tat sind auch die Bauten der letzten zehn Jahre in den vorgenannten Nordafrika-Häfen zu 45% mit Stahl ausgeführt. Es ist nun besonders interessant für die deutschen Stahlwerke und den deutschen Stahlbau, daß die Unternehmer der Hafengebäuden und der Industrieanlagen in den französischen Nordafrikahäfen keineswegs auf das französische Material eingeschworen sind, sondern daß der internationale Wettbewerb bei der Vergabe weiterer Bauten durchaus offen ist. Die Beteiligung deutscher Stahlbauunternehmen wird an vielen Stellen in Nordafrika durchaus gewünscht, und besonders weitgehend erschienen dabei die Pläne, die man in Ägypten für die kommende Wirtschaftsperiode gefaßt hat.

Es soll an dieser Stelle sogleich betont werden, daß der Stahlbau in den nordafrikanischen Gebieten sich keineswegs auf die Hafenstädte beschränkt, ganz im Gegenteil macht sich sowohl in der ägyptischen Hauptstadt Kairo, als auch in den vorgeschobenen Kulturstätten im Inneren des Sudan ebenso wie im zentralen Algerien das Bestreben bemerkbar, zwecks Regulierung der Verkehrs- und Handelsangelegenheiten anstelle der bisherigen provisorischen Holz- und Strohbauten feste Baulichkeiten zu errichten, wobei wieder der Stahlbau eine beherrschende Rolle spielen wird, und das zwar wieder zunächst aus dem Moment der Baubeschleunigung heraus, dann aber auch aus der Erwägung nach der größtmöglichen Sicherheit der neuen Bauten. Es besteht keine Frage, daß diese Baulichkeiten ganz erheblichen Gefahren an diesen Orten ausgesetzt sind, mag das nun durch die subtropischen klimatischen und Witterungs-Einflüsse sein oder mag es in der Abneigung der Bevölkerung dieser Gebiete liegen, moderne Kulturgebäude von dauerhafter Bauart zu dulden, denn der Haß gegen die vordringende Kultur spielt hier noch immer eine so große Rolle, wie wir es uns aus der Ferne nicht richtig vorstellen können. Der Kulturbau im inneren Nordafrika, so dringend notwendig er zur Erschließung dieser Gebiete auch ist, muß in erster Linie ein Bollwerk gegen jeden feindlichen Sabotageversuch darstellen, und von dieser Idee ausgehend, hat der Stahlbau hier in Nordafrika noch eine besondere Mission zu erfüllen. Der Stahlbau bietet im inneren Afrikas deswegen den besten Ausweg aus den Wirrnissen der verschiedensten Anforderungen: er ist unantastbar für jeden Angriff und sichert gleichzeitig vor dem verheerenden Ansturm der aus den Wüstengebieten kommenden Stürme und Sandhosen, zwei Ereignisse, die beim Stein- oder Holzbau niemals gute Ergebnisse erzielen ließen.

Um zu einem gültigen Vergleich zu kommen, müssen wir erwähnen, daß die ägyptische Regierungskommission bei der Planfassung für den Ausbau des Hafens von Alexandria bestätigte, daß die Einsparung an Ausbesserungen, die Vorteile der Raumaussnutzung und die Leistungsdauer der Baumaterialien bei den Stahlbauten im Hafengebiet zu den gleichen Untersuchungen an Steinanlagen sich verhielten wie 4:1, daß aber gar bei Anlagen und Bauten aus Fachwerk, Holz und anderen Baulichkeiten dieses Verhältnis auf etwa 20:1 zu stehen komme. Diese Erklärung genügt denn auch, die verantwortlichen Verwaltungsbehörden in Alexandria dahin zu bringen, daß alle im amtlichen Auftrage ausgeführten Bauten unter weitestgehender Verwendung des Stahles zu erfolgen haben, und daß die Mehrkosten der Anschaffung bei den privaten Ergänzungsbauten im Hafengebiet durch zinslose Anleihen den Unternehmern dieser Bauten zu garantieren seien. So werden wir in etwa fünf Jahren in Alexandria eine Musterstadt afrikanischer Hafenanlagen aus Stahl finden, nach deren Beispiel im übrigen schon heute konkurrierende Häfen ihr eigenes Vorgehen einrichten. Auch die italienischen Behörden haben Inspektionskommissionen nach den ägyptischen Häfen entsendet, die hier mit besonderer Eindringlichkeit die Verwendung des Stahles beim Bau der Hafenanlagen und der Industrie- und Handelsgebäude im Hafenviertel nachprüfen sollen. Wenn die Erfahrungen, woran garnicht zu zweifeln ist, günstige Berichte auslösen, dann sollen auch die Häfen von Tripolis und Bengasi mit solchen stählernen Anlagen versehen werden. Auch hier bietet sich dem Stahlbau, und damit in erster Linie der deutschen Stahlbau-Industrie, eine neue Aufgabe von großer Tragweite.

Eine weitere, interessante Tatsache ist die, daß die Bautätigkeit auch auf eigentlichem tropischen Boden den Stahl in letzter Zeit immer mehr

in ihre Dienste gezogen hat. So hat die Britische Eisenbahnverwaltung für Ostafrika die Anlage sämtlicher neuen Stationsgebäude und technischen Bauanlagen, sowie die Renovierung der bestehenden alten Gebäude nur mit der Stahlverwendung zugelassen, was uns besonders deswegen interessiert, weil in diesen Plan auch die Anlagen der ehemals deutschen Bahn von Daressalam nach Tabora und Udjidji fallen. Es handelt sich hier etwa um den Neubau von 30 Stationshäusern und Stellwerken, die vollständig in Stahl errichtet werden und um die Erweiterung von etwa 40 alten Anlagen dieser Art. Man hat von britischer Seite schon seit etwa 15 Jahren in Ostafrika praktische Versuche mit dem Stahlbau gemacht, und die einzelnen Verwaltungsbüros sind zu der Ansicht gekommen, daß in der Tat diese Stahlbauten einen ungewöhnlichen Fortschritt darstellen. Besonders bei der Automobilisierung des afrikanischen Binnenverkehrs ist die Errichtung stählerner Schutz- und Unterkunftsgebäude an den größeren Chaussees, wie sie jetzt von Witu und Malindi an der Britisch-Ostafrika-Küste nach Nairobi und Tabora gebaut werden, von größter Bedeutung für die praktische Durchführung des Kraftwagenverkehrs. Die Errichtung dieser Anlagen nimmt eine außerordentlich kurze Zeit in Anspruch und die gestellten Anforderungen sind in den bisherigen, versuchsweise durchgeführten Fällen stets erfüllt worden. Auch in denjenigen Gebieten, die durch die lange Regenperiode eine störende Unterbrechung des regulären Verkehrslebens erleiden, wird der Stahlbau jetzt zum mindesten eine Verbesserung der Transportmöglichkeiten auch während der Regenperiode herbeiführen, weshalb die britischen Versuche in Ostafrika im ganzen zentralen Afrika mit dem denkbar größten Interesse verfolgt werden. Auch ist die Anlage von Stahlbauten schon aus diesem Grunde in den tropischen Gegenden Afrikas wichtig, weil oftmals eine Verlegung der ursprünglichen Siedlungsorte bzw. der Bahnstationen und der Kraftverkehrsmittelpunkte notwendig wird, wenn man sich in der Vorberechnung in geologischer oder ethnographischer Hinsicht in irgendwelchen Punkten getäuscht hat, was ja hier sehr leicht ist. Das transportable Stahlgebäude ist dann der ideale Ausweg, denn weder das Stein- noch das Holzhaus kann man mit derselben Leichtigkeit und Vollkommenheit an eine andere, oft weit entfernte Stelle versetzen, und das besonders unter erschwerten Umständen, wie sie der afrikanische Wald und die afrikanische Steppe meistens darbieten. Auf diese Weise macht sich der Stahlbau für die Erschließung des inneren Afrika geradezu unentbehrlich!

Von größter Wichtigkeit ist der Stahlbau in den nordafrikanischen Gebieten vor allen Dingen bei der Entwicklung des Suezkanals. Sowohl im nördlichen Ausgangs- wie im südlichen Endpunkt des Kanals, in den Häfen Port Said und Suez, hat es bisher an der notwendigen Initiative gefehlt, durch Ausbau der Hafenanlagen hier kommerzielle Mittelpunkte des europäisch-afrikanischen Umschlagverkehrs zu schaffen. Auch hier soll nun nach den Plänen der ägyptischen Regierung das Versäumte nachgeholt werden, was um so leichter sein wird, als der britische Aufsichtsbeamte bei der ägyptischen Regierung, der berühmt-berühmte Lord Lloyd, von der Arbeiterregierung abberufen worden ist. Dieser britische Beamte hatte sich gegen große Stahlausbauten in den beiden vorgenannten Häfen immer deswegen gewehrt, weil er für die Bedeutung des britischen Umschlaghafens Aden an der Mündung des Roten Meeres in den Indischen Ozean fürchtete. Der Stahlbau soll jetzt endlich innerhalb kürzester Zeit die natürlichen Häfen des Suezkanals ihrer großen Bedeutung entgegenführen, wobei natürlich die nichtenglische Stahlindustrie in Europa aus gewichtigen Gründen die ersten und umfangreichsten Aufträge erhalten wird. Es handelt sich in beiden Häfen zuerst um den eigentlichen Hafenausbau, wobei die Anlage stählerner Landungsbrücken, stählerner Kaianlagen, stählerner Lagerhäuser und stählerner Verwaltungsgebäude die erste Notwendigkeit darstellt. Die ägyptische Regierung wird zwar den gesamten Hafenbetrieb an zwei internationale Gesellschaften verpachten, doch werden von ihr Garantien für den hier skizzierten Ausbau der beiden Häfen in soweit gegeben, als eine Anleihe von etwa 2 Mill. £ nur zum vorgenannten Zwecke aufgebracht werden wird. Da diese Anleihe im Herbst d. J. aufgelegt und bereits heute in den Vereinigten Staaten und in Frankreich mit großem Interesse erwartet wird, so sollten auch unsere Stahlbau-Unternehmer dieser Angelegenheit möglichst bald das nötige Interesse zuwenden.

Wir sehen auf jeden Fall, daß der Stahlbau in tropischen und subtropischen Gebieten Afrikas vor ungeahnten Entwicklungsmöglichkeiten und teilweise auch vor vollkommen neuen Aufgaben steht. Oftmals ist es schon interessant zu erfahren, daß in diesen Gebieten wesentlich andere Gesichtspunkte für den Stahlbau ausschlaggebend sind als in Europa, wir haben daher aus diesen Erfahrungen für die weitere Anwendung des Stahles vieles zu lernen. Die Entwicklung, wie sie sich heute abzeichnet, steht erst an ihrem Beginn, es bleibt abzuwarten, welche reichen Früchte die heutigen Vorarbeiten der Pioniere auf dem Gebiet des Stahlbaues in den tropischen und subtropischen Gegenden noch tragen werden. Unter allen Umständen ist die ständige Beobachtung der Geschehnisse auf diesem Gebiete eine Aufgabe, die dem Stahlbau und allen am Stahl interessierten Fachkreisen Bedingung für jede Zukunftsentwicklung sein muß.

Dr. Justus Horn, Berlin.

INHALT: Zur Berechnung von Rahmensäulen. — Stahlskelett der „St.-Joseph-Kirche“ in Offenbach a. M. — Die neue Flugzeughalle in Amsterdam. — Vergleichende Belastungsproben an einem einseitigen Bahnsteigbinder in Niet- und Schweißkonstruktion. — Bemerkenswerte Konstruktion einer Abfertigungshalle der Reichsmonopolverwaltung in Breslau-Kawallen. — Verschiedenes: Der Stahlbau in tropischen und subtropischen Gebieten.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.