DER BAUINGENIEUR

5. Jahrgang

10. November 1924

Heft 21

ZUR BERECHNUNG KONISCHER GEWÖLBE 1).

Von Dr.-Ing, Ferdinand Schleicher, Karlsruhe.

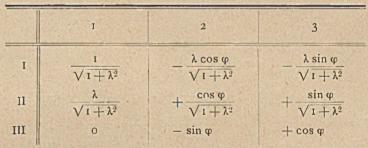
I. Ein konisches Gewölbe ist im Gegensatze zum Tonnengewölbe ein "Stab", der zwar eine ebene krumme Mittellinie besitzt, dessen Querschnitte jedoch so gegen die Stabebene verdrillt sind, daß die Querschnittshauptachsen sämtlich auf den beiden Manteln zweier Kegel liegen. Je nachdem die Achsen beider Kegel normal oder schief auf der Ebene der Stabachse stehen, spricht man von einem geraden oder schiefen konischen Gewölbe.

Wir untersuchen im Folgenden gerade konische Kreisgewölbe, deren Konizität $\lambda=\frac{r}{f}=\tan\xi$ (vergl. Abb. r) wir durch die Tangente des halben Öffnungswinkels ξ des einen "Kegels der Hauptachsen" messen wollen. Wird $\lambda=0$ oder $\pm\infty$, d. h. sind die einen Hauptachsen sämtlicher Querschnitte parallel, so hat man als Grenzfall das gewöhnliche Tonnengewölbe.

Die Querschnittsform der untersuchten Gewölbe sei rechteckig und der Einfachheit halber als überall von gleicher Größe angenommen. Die Konizität λ soll dagegen beliebig sein. Für die statische Untersuchung wird nur die Wirkung der Momente berücksichtigt. Der Einfluß der Normal- und Querträfte ist für nicht zu schmale Rechteckquerschnitte näherungsweise von der Verdrillung unabhängig, so daß man die entsprechenden Verschiebungen wie beim Tonnengewölbe be-

rechnen kann. Da die Schnittkräfte bei größerem Stiche des Gewölbes keinen bedeutenden Einfluß und ebenso die Verdrehung $\mathfrak{D}_{\mathfrak{b}}$ des Endquerschnittes \mathfrak{b} bei beliebiger Belastung des Gewölbes null wird. Die 6 Komponentengleichungen der beiden Auflagerbedingungen $\Delta \mathfrak{b} = 0$ und $\mathfrak{D}_{\mathfrak{b}} = 0$ reichen zur Bestimmung der 6 Komponenten des Einspannungsmomentes $\mathfrak{M}_{\mathfrak{b}}$ und der Auflagerkraft \mathfrak{B} aus.

Wir beziehen die Rechnungsgrößen auf zwei Koordinatensysteme: Ein im Raume festliegendes Achsenkreuz I, 2, 3, dessen Ursprung im Mittelpunkte der Stabachse liegt und dessen Achsrichtungen aus Abb. I ersichtlich sind. Sodann ist jedem Punkt ϕ der Stabachse ein wanderndes Koordinatensystem I, II, III zugeordnet, dessen III-Achse in die Richtung der Tangente an die Stabachse fällt, die I, II-Achsen in die Querschnittshauptachsen. Die Richtungskosinus der Achsenrichtungen sind in nachfolgender Tabelle zusammengestellt, wobei ϕ durch Abb. I erklärt wird:



2. Der Rechnungsgang zur Bestimmung der Komponenten X und Y der statisch unbestimmten Größen

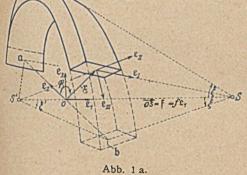


Abb. 1 b.

und $\mathfrak{B} = Y_1 \, \mathfrak{e}_1 + Y_2 \, \mathfrak{e}_2 + Y_3 \, \mathfrak{e}_3$ ist dann der folgende ²):

2) Die theoretischen Grundlagen für die Berechnung krummer Stäbe sind in einem Aufsatze des Verfassers "Ermittlung der elastischen Verschiebungen einfach und doppelt gekrümmter Stäbe als Drehungen bezw. Schraubungen um Zentralachsen von Momentenflächen" in der

 $\mathfrak{M}_{6} = X_{1} e_{1} + X_{2} e_{2} + X_{3} e_{3}$

doppelt gekrümmter Stäbe als Drehungen bezw. Schraubungen um Zentralachsen von Momentenflächen" in der Zscht. für angewandte Mathematik und Mechanik (1924) gegeben, wo für die elastische Verschiebung Δ 3 eines Punktes 3 der Achse eines doppelt gekrümmten Stabes

$$\Delta \, \mathfrak{z} = \int_{\mathfrak{a}} \mathfrak{M}^{v} \wedge (\mathfrak{z} - \mathfrak{z}) \, d \, \mathfrak{s} + \int_{\mathfrak{a}}^{\mathfrak{z}} \mathfrak{S}^{v} \, d \, \mathfrak{s} \quad \dots \quad (I$$

und für die Verdrehung einer Geraden

angegeben ist. Darin bedeuten

$$\mathfrak{M}^{v} = \frac{\mathfrak{M}_{I}}{\operatorname{E} J_{I}} + \frac{\mathfrak{M}_{II}}{\operatorname{E} J_{II}} + \frac{\mathfrak{M}_{III}}{\operatorname{G} J_{III}} \operatorname{und} \mathfrak{S}^{v} = \frac{\mathfrak{S}_{I}}{\alpha_{I} \operatorname{G} F} + \frac{\mathfrak{S}_{II}}{\alpha_{II} \operatorname{G} F} + \frac{\mathfrak{S}_{III}}{\operatorname{E} F} \ . \ (III)$$

die Vektoren des "reduzierten Moments" und der "reduzierten Schnittkraft". \mathfrak{M}_{I} , \mathfrak{M}_{II} , \mathfrak{M}_{II} bezw. \mathfrak{S}_{I} , \mathfrak{S}_{II} , \mathfrak{S}_{III} sind die Komponenten des Schnittmoments \mathfrak{M}_{χ} und der Schnittkraft \mathfrak{S}_{χ} nach den Richtungen I, II, III, sodaß \mathfrak{M}_{I} , \mathfrak{M}_{II} Biegungsmomente um die Querschnittshauptachsen I, II, \mathfrak{M}_{III} das Torsionsmoment, \mathfrak{S}_{III} die Normalkraft und \mathfrak{S}_{I} , \mathfrak{S}_{II} die Querkräfte im laufenden Stabachsenpunkte χ bedeuten. J_{I} , J_{II} sind Träg-

ausüben (für den unten behandelten Fall weniger als 1 vH), sollen sie vernachlässigt werden.

Die Untersuchung wird nur für Kräfte und Kräftepaare, die auf der Stabachse angreifen, durchgeführt, da man alle Belastungsfälle auf diese beiden Elemente zurückführen kann. Für die Durchführung wird ein beiderseits eingespanntes Halbkreisgewölbe gewählt. Unsymmetrische Gewölbe mit beliebigem Öffnungswinkel können ohne Schwierigkeiten mit der verwendeten Methode behandelt werden; der einzige Unterschied ist der, daß die Werte der vorkommenden bestimmten Integrale entsprechend allgemeine Formen annehmen.

Als Grundsystem wählen wir einen am "linken" Ende a eingespannten Stab. Die am frei beweglich gedachten Ende b des statisch bestimmten Grundsystems angreifenden statisch überzähligen Einspannungskräfte $\mathfrak{M}_{\mathfrak{b}}$ und \mathfrak{B} müssen dann so beschaffen sein, daß die Verschiebung $\Delta \mathfrak{b}$ des Endpunktes \mathfrak{b}

¹⁾ Auszug aus dem Zahlenbeispiel zur Dissertation des Verfassers.

Läßt man eine Kraft P = 1 t oder ein Kräftepaar M = 1 mt von der Richtung einer der Koordinatenachsen 1, 2, 3 längs der Stabachse wandern, wobei wir den jeweiligen Angriffspunkt durch den Stellungswinkel n kennzeichnen wollen, so erhält man in jedem Querschnitte φ eine Schnittkraft S und ein Schnittmoment \mathfrak{M}_{φ} . Die Komponenten der Schnittkraft werden mit $\frac{1}{\alpha_I GF}$, $\frac{1}{\alpha_{II} GF}$, $\frac{1}{EF}$, die Komponenten des Schnittmomentes mit $\frac{1}{EJ_I}$, $\frac{1}{EJ_{II}}$, $\frac{1}{GJ_{III}}$ reduziert. Damit kann man die reduzierte Schnittkraft & und das reduzierte Schnittmoment M? bilden.

Die Verschiebung eines Punktes ζ (mit ζ > φ) infolge eines elastischen Elements ds bei pist dann - wenn man den Einfluß der Schnittkraft vernachlässigt - eine Drehung um das Element bei \u03c4 mit dem Drehwinkel Mo ds. Die Verschiebung Δ b (η) des Stabendpunktes b und die Drehung D (η) einer Geraden in b erhält man durch Integration über alle elastischen Elemente d s von der Einspannstelle \u03c4 = o bis zum Lastangriffspunkte $\varphi = \eta$. Die von den statisch überzähligen Größen $\mathfrak{M}_{\mathfrak{h}}$ und \mathfrak{B} verursachten Verschiebungen und Drehungen erhält man aus den letztgenannten Werten für $\eta=\pi.$

Zur Erläuterung wird der Rechnungsgang für Kräfte normal zur Stabebene etwas mehr ausgeführt. Mit den Abkürzungen

$$\begin{split} e_1 &= \frac{r^3}{r + \lambda^2} \left(\frac{1}{E J_1} + \frac{\lambda^2}{E J_1} \right), \ e_2 = \frac{r^3}{r + \lambda^2} \left(\frac{\lambda^2}{E J_1} + \frac{1}{E J_{II}} \right), \\ e_3 &= \frac{\lambda \, r^3}{r + \lambda^2} \left(\frac{1}{E J_1} - \frac{r}{E J_{II}} \right), \ e_4 = \frac{r^3}{G J_{III}}, \\ N &= 4 \, e_4 - \frac{\pi^2}{2} \left(e_2 + e_4 - \frac{e_3^2}{e_1} \right) = 4 \, e_4 - \frac{\pi^2}{2} \, m, \\ m &= e_2 + e_4 - \frac{e_3^2}{e_1} \end{split}$$

wird dann für den Belastungsfall A (Kraft \$ = 1 . e. in der Richtung r, d. i. senkrecht zur Stabebene):

	1 - Komponente	2 - Komponente	3-Komponente
Schnittmoment M _p	0	$r (\sin \eta - \sin \varphi)$	$-r(\cos\eta-\cos\varphi)$
Reduziertes Moment M	$-\frac{e_3}{r^2}\sin{(\eta-\varphi)}$	$\frac{e_2}{r^2}\cos\varphi\sin(\eta-\varphi)$	$\frac{e_2}{r^2}\sin\varphi\sin(\eta-\varphi)$.
		$-\frac{e_4}{r^2}\sin\phi\left[1-\cos\left(\eta-\phi\right)\right]$	$+\frac{e_4}{r^2}\cos\phi\left[1-\cos\left(\eta-\phi\right)\right]$
$d(\Delta b) = \mathfrak{M}^{v} \wedge r - \frac{ds}{d\varphi}$	$e_2 \sin \varphi \sin (\eta - \varphi)$ $+ e_4 (I + \cos \varphi) [I - \cos (\eta - \varphi)]$	$-e_3\sin\phi\sin(\eta-\phi)$	$e_3 \sin (\eta - \phi) (1 + \cos \phi)$
Verschiebung Δ f (η)	$\frac{e_2}{2}\left(\sin\eta-\eta\cos\eta\right)$	$\frac{e_3}{2} (\eta \cos \eta - \sin \eta)$	$e_3\left(1-\cos\eta+\frac{1}{2}\eta\sin\eta\right)$
	$+\frac{e_4}{2}(2\eta-\sin\eta-\eta\cos\eta)$		
Drehung $\mathfrak{D}_{\mathfrak{b}}(\eta) = \int_{0}^{\eta} \mathfrak{M}^{\nu} ds$	$\frac{e_3}{r}(\cos\eta-1)$	$\frac{e_2 + e_4}{2 r} \eta \sin \eta - \frac{e_4}{r} (I - \cos \eta)$	$\frac{e_2+e_4}{2\tau}(\sin\eta-\eta\cos\eta)$
Verschiebung $\Delta \delta (\eta = \pi)$	$\frac{\pi}{2} (e_2 + 3 e_4)$	$-\frac{\pi}{2}$ e ₃	+ 2 e ₃
Drehung $\mathfrak{D}_{\hat{\mathfrak{h}}}$ $(\eta = \pi)$	$-\frac{2e_3}{r}$	<u>2 e₄</u> r	$+\frac{\pi}{2r}\left(e_{2}+e_{4}\right)$

heitsmomente bezüglich der Hauptachsen, J_{III} ist eine Art polaren Trägheitsmomentes, α_l , α_{I1} sind Koeffizienten, die von der Form der Querschnittsfläche F abhängen.

Bezeichnet man für das oben behandelte Beispiel die Einheitsvektoren in den Richtungen der Koordinatenachsen durch einen entsprechenden Zeiger: e_1 , e_2 , e_3 , e_4 , e_{11} , e_{12} , so hat man nach Abb. I in obige Gleichungen die folgenden Werte einzusetzen:

$$x = r(\cos \varphi e_2 + \sin \varphi e_3) = der laufende Punkt der Stabachse,$$

$$\mathfrak{p} = r (\cos \eta \ e_2 + \sin \eta \ e_3) = der Lastangriffspunkt,$$

$$\mathfrak{B} = P_1 \, e_1 + P_2 \, e_2 + P_3 \, e_3 =$$
 eine äußere Kraft,

$$\mathfrak{M} = M_1 e_1 + M_2 e_2 + M_3 e_3 = ein Kräftepaar,$$

$$r = 3 - r = -r \{(1 + \cos \varphi) e_2 + \sin \varphi e_3\} = \text{der Wirkungsarm der}$$

Verschiebungen bezüglich des Punktes $\varphi = \pi$.

Das wandernde Bezugssystem ist bestimmt durch

$$e_{I} = \frac{e_{1} - \lambda \frac{\mathfrak{x}}{r}}{\sqrt{\mathfrak{x} + \lambda^{2}}}, \; e_{II} = \frac{\lambda \; e_{1} + \frac{\mathfrak{x}}{r}}{\sqrt{\mathfrak{x} + \lambda^{2}}}, \; e_{III} = -\sin \phi \; e_{2} + \cos \phi \; e_{3} \quad \text{(IV)}$$

Die Rechnung für die übrigen Belastungsfälle ist die gleiche, weshalb hier auf die Wiedergabe verzichtet werden soll.

Sind
$$(\Delta b)_a = \Delta b_1 e_1 + \Delta b_2 e_2 + \Delta b_3 e_3$$

und $(r \mathcal{D}_6)_a = d_1 e_1 + d_2 e_2 + d_3 e_3$

die Verschiebung und die Verdrehung im Stabendpunkte b, wenn nur die "äußeren Kräfte" als Belastung auf das statisch bestimmte, einseitig eingespannte Grundsystem wirken, so erhält man für den 6fach statisch unbestimmten, beiderseits eingespannten Stab aus den Randbedingungen $\Delta \, \mathfrak{b} = \mathrm{o} \,$ und $\mathfrak{T}_{\mathfrak{h}}=\mathfrak{o}$ die statisch überzähligen Auflagergrößen X und Y bei b nach Auflösung der 6 linearen Gleichungen zu:

Bemerkung: Die Frakturbuchstaben bezeichnen Vektoren, a Ab bezeichnet das vektorielle Produkt zweier Vektoren a und b. Die Rechnung wird in Komponenten angeschrieben, trotzdem die vektorielle Schreibweise manche Abkürzung bringen würde.

$$\begin{split} X_1 &= \frac{2}{\pi N} \left\{ 2 \left(\Delta \, b_1 - \, d_3 \right) - \pi \, \frac{e_3}{e_1} \left(\Delta \, b_3 + d_1 \right) + \pi \, d_2 \right\} - \frac{1}{\pi \, e_4} \left(\Delta \, b_1 - d_3 \right) \\ X_2 &= \frac{4 \, d_1 - 2 \, \pi \Delta \, b_3}{e_1 \left(\pi^2 - 8 \right)} - \frac{2}{\pi} \cdot \frac{e_3}{e_1 \, m} \left(d_3 + \frac{e_3}{e_1} \, \Delta \, b_2 \right) \\ X_3 &= -\frac{2}{\pi \, e_1} \left(\Delta \, b_3 + d_1 \right) - \frac{e_3}{e_1 \, N} \left\{ 2 \left(\Delta \, b_1 - d_3 \right) - \pi \, \frac{e_3}{e_1} \left(\Delta \, b_3 + d_1 \right) + \pi \, d_2 \right\} \\ \frac{Y_1}{r} &= \frac{4 \, \Delta \, b_2 - \pi \, d_1}{e_1 \left(\pi^2 - 8 \right)} - \frac{2}{\pi \, e_1} \left(\Delta \, b_3 + d_1 \right) - \frac{e_3}{e_1 \, N} \left\{ 2 \left(\Delta \, b_1 - d_3 \right) - \pi \, \frac{e_3}{e_1} \left(\Delta \, b_3 + d_1 \right) + \pi \, d_2 \right\} \\ \frac{Y_2}{r} &= \frac{1}{N} \left\{ 2 \left(\Delta \, b_1 - d_3 \right) - \pi \, \frac{e_3}{e_1} \left(\Delta \, b_3 + d_1 \right) + \pi \, d_3 \right\} \\ \frac{Y_3}{r} &= \frac{\Delta \, b_1 - d_3}{\pi \, e_4} - \frac{2}{\pi \, m} \left(d_3 + \frac{e_3}{e_1} \, \Delta \, b_2 \right) - \frac{2}{\pi \, N} \left\{ 2 \left(\Delta \, b_1 - d_3 \right) - \pi \, \frac{e_3}{e_1} \left(\Delta \, b_3 + d_1 \right) + \pi \, d_2 \right\} \end{split}$$

Belastungsfall A (B = r.e1):

$$\begin{split} X_1 &= -\frac{1}{\pi} \left(\eta - \sin \eta \right) + \frac{1}{N} \left\{ m \eta \sin \eta + \frac{4}{\pi} e_4 \left(\eta - \sin \eta \right) - 2 e_4 \left(1 - \cos \eta \right) \right\} \\ X_2 &= -\frac{e_3}{e_1} \left\{ \frac{1}{\pi} \left(\sin \eta - \eta \cos \eta \right) + \frac{4}{\pi^2 - 8} \left(1 - \cos \eta \right) + \frac{\pi}{\pi^2 - 8} (\eta \cos \eta - \sin \eta) \right\} \\ X_3 &= -\frac{e_3}{e_1} \left\{ \frac{\eta}{\pi} \sin \eta + \frac{1}{N} \left[\frac{\pi}{2} m \eta \sin \eta + 2 e_4 (\eta - \sin \eta) - \pi e_4 (1 - \cos \eta) \right] \right\} \\ \frac{Y_1}{r} &= -\frac{e_3}{e_1} \left\{ \frac{2}{\pi^2 - 8} (\eta \cos \eta - \sin \eta) + \frac{\pi}{\pi^2 - 8} (t - \cos \eta) - \frac{\eta}{\pi} \sin \eta \right. \\ &\qquad \qquad \left. - \frac{1}{N} \left[\frac{\pi}{2} m \eta \sin \eta + 2 e_4 (\eta - \sin \eta) - \pi e_4 (1 - \cos \eta) \right] \right\} \\ \frac{Y_2}{r} &= -\frac{1}{N} \left\{ \frac{\pi}{2} m \eta \sin \eta + 2 e_4 (\eta - \sin \eta) - \pi e_4 (1 - \cos \eta) \right\} \\ \frac{Y_3}{r} &= -\frac{1}{\pi} \left(\eta + \eta \cos \eta - 2 \sin \eta \right) - \frac{1}{N} \left\{ m \eta \sin \eta + \frac{4}{\pi} e_4 (\eta - \sin \eta) - 2 e_4 (1 - \cos \eta) \right\} \end{split}$$

Belastungsfall B ($\mathfrak{P} = \mathfrak{r} \cdot \mathfrak{e}_2$):

$$\begin{array}{c} X_1 = Y_2 = Y_3 = 0 \ , & X_3 = -\frac{1}{\pi} \sin^2 \eta \\ X_2 = \frac{4}{\pi^2 - 8} (r - \cos \eta - \eta \sin \eta) - \frac{\pi}{\pi^2 - 8} (\eta + \sin \eta \cos \eta - 2 \sin \eta) \\ \frac{Y_1}{r} = -\frac{1}{\pi} \sin^2 \eta + \frac{2}{\pi^2 - 8} (\eta + \sin \eta \cos \eta - 2 \sin \eta) - \frac{\pi}{\pi^2 - 8} (r - \cos \eta - \eta \sin \eta) \end{array} \right\} \ . \ . \ . \ (4)$$

Belastungsfall C (B = I . e2):

$$X_{1} = Y_{2} = Y_{3} = 0, X_{8} = -\frac{1}{\pi} (\eta - \sin \eta \cos \eta)$$

$$X_{2} = \frac{\pi}{\pi^{2} - 8} (1 - 2\cos \eta + \cos^{2} \eta) + \frac{4}{\pi^{2} - 8} (\eta \cos \eta - \sin \eta)$$

$$\frac{Y_{1}}{r} = -\frac{1}{\pi} (\eta - \sin \eta \cos \eta) - \frac{2}{\pi^{2} - 8} (1 - 2\cos \eta + \cos^{2} \eta) - \frac{\pi}{\pi^{2} - 8} (\eta \cos \eta - \sin \eta)$$
(5)

Belastungsfall D (M) = 1. e1):

$$X_{1} = Y_{2} = Y_{3} = 0, X_{3} = \frac{2}{\pi} \sin \eta$$

$$X_{2} = \frac{4}{\pi^{2} - 8} \eta - \frac{2\pi}{\pi^{2} - 8} (1 - \cos \eta), \frac{Y_{1}}{r} = \frac{2}{\pi} \sin \eta + \frac{4}{\pi^{2} - 8} (1 - \cos \eta) - \frac{\pi}{\pi^{2} - 8} \eta$$

Belastungsfall E (M = I . e2):

$$\begin{split} X_1 &= \frac{1}{\pi} \left(1 - \cos \eta \right) + \frac{1}{N} \left\{ m \, \eta - \frac{4}{\pi} \, e_4 \left(1 - \cos \eta \right) + \left(m - 2 \, e_4 \right) \sin \eta \, \cos \eta \right\} \\ X_2 &= \frac{e_3}{e_1} \, \left\{ \frac{\pi}{\pi^2 - 8} \sin^2 \eta - \frac{4}{\pi^2 - 8} \sin \eta - \frac{1}{\pi} \cdot \frac{m - 2 \, e_4}{m} \sin^2 \eta \right\} \\ X_3 &= -\frac{e_3}{e_1} \, \left\{ \frac{1}{\pi} \left(\eta + \sin \eta \, \cos \eta \right) + \frac{1}{\pi \, N} \left[\frac{\pi}{2} m \, \eta - 2 \, e_4 \left(1 - \cos \eta \right) + \frac{\pi}{2} \left(m - 2 \, e_4 \right) \sin \eta \, \cos \eta \right] \right\} \\ \frac{Y_1}{r} &= \frac{e_3}{e_1} \, \left\{ \frac{\pi}{\pi^2 - 8} \sin \eta - \frac{2}{\pi^2 - 8} \sin^2 \eta - \frac{1}{\pi} \left(\eta + \sin \eta \, \cos \eta \right) - \frac{1}{\pi \, N} \left[\frac{\pi}{2} \, m \, \eta - 2 \, e_4 \left(1 - \cos \eta \right) + \frac{\pi}{2} \left(m - 2 \, e_4 \right) \sin \eta \, \cos \eta \right] \right\} \\ \frac{Y_2}{r} &= \frac{1}{N} \, \left\{ \frac{\pi}{2} \, m \, \eta - 2 \, e_4 \left(1 - \cos \eta \right) + \frac{\pi}{2} \left(m - 2 \, e_4 \right) \sin \eta \, \cos \eta \right\} \\ \frac{Y_3}{r} &= -\frac{1}{\pi} \left(1 - \cos \eta \right) - \frac{1}{\pi} \cdot \frac{m - 2 \, e_4}{m} \sin^2 \eta - \frac{1}{N} \left\{ m \, \eta - \frac{4}{\pi} \, e_4 \left(1 - \cos \eta \right) + \left(m - 2 \, e_4 \right) \sin \eta \, \cos \eta \right\} \end{split}$$

Diese Gleichungen gelten wie alle folgenden für Halbkreisgewölbe von ganz beliebiger Konizität λ . Die Tonnengewölbe sind somit als Sonderfälle ($\lambda=0$ und $\lambda=\pm\infty$) in unsere Untersuchung eingeschlossen.

3. Setzt man in die Gleichungen (2) die Verschiebungen und Drehungen für die einzelnen Belastungsfälle (abhängig von der Belastungsstelle η) ein, so erhält man die Gleichungen der Einflußlinien der statisch überzähligen Größen (siehe die Belastungsfälle A-F).

Es sei besonders darauf hingewiesen, daß bei unserem Stab mit konstantem Querschnitt die Einflußlinien der statisch überzähligen Größen für die drei ebenen Belastungsfälle B, C, D von der Konizität λ vollständig unabhängig sind, so daß sie für alle konischen Gewölbe mit den betreffenden Einflußlinien für ein Tonnengewölbe von entsprechenden Abmessungen identisch sind.

4. Die Einspannungskräfte bei b infolge von Wärmeänderungen können auf die gleiche Weise aus den Verschiebungen \(\Delta \) b und den Verdrehungen \(\Delta \) im Endpunkte \(\Delta \) des Grundsystems berechnet werden \(^3 \).

$$\Delta \mathfrak{z} = \int\limits_{\alpha}^{\hbar} \alpha t d \mathfrak{x}$$

$$+ \int\limits_{\alpha}^{\hbar} (\tau_{I} e_{I} + \tau_{II} e_{II}) \wedge (\mathfrak{z} - \mathfrak{x}) ds \quad . \quad (V$$

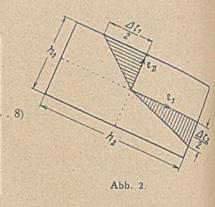
$$\mathfrak{D}_{\delta} = \int_{\alpha}^{\delta} (\tau_{I} e_{I} + \tau_{II} e_{II}) ds \quad (VI)$$

Darin ist α die lineare Wärmeausdehnungszister, τ_I, τ_{II} sind durch Abb. 2 erklärt.

³⁾ Für Temperaturänderungen gilt (vergl. Zschft. für ang. Math. und Mech. Jg. 1924):

Belastungsfall F (M) = 1. e2):

$$\begin{split} X_1 &= -\frac{1}{\pi} \sin \eta + \frac{1}{N} \left(m \sin^2 \eta + \frac{4}{\pi} \, e_4 \sin \eta \right) \\ X_2 &= \frac{e_3}{e_1} \left\{ \frac{\pi}{\pi^2 - 8} (\eta - \sin \eta \cos \eta) - \frac{4}{\pi_2 - 8} \left(1 - \cos \eta \right) - \frac{\eta}{\pi} + \frac{1}{\pi} \cdot \frac{m - 2 \, e_4}{m} \sin \eta \cos \eta \right\} \\ X_3 &= -\frac{e_3}{e_1} \left\{ \frac{1}{\pi} \sin^2 \eta + \frac{1}{N} \left[\frac{\pi}{2} \, m \sin^2 \eta + 2 \, e_4 \sin \eta \right] \right\} \\ \frac{Y_1}{r} &= \frac{e_3}{e_1} \left\{ \frac{\pi}{\pi^2 - 8} (1 - \cos \eta) - \frac{2}{\pi^2 - 8} (\eta - \sin \eta \cos \eta) - \frac{1}{\pi} \sin^2 \eta - \frac{1}{N} \left(\frac{\pi}{2} \, m \sin^2 \eta + 2 \, e_4 \sin \eta \right) \right\} \\ \frac{Y_2}{r} &= \frac{1}{N} \left\{ \frac{\pi}{2} \, m \sin^2 \eta + 2 \, e_4 \sin \eta \right\} \\ \frac{Y_3}{r} &= -\frac{\eta}{\pi} + \frac{1}{\pi} \sin \eta + \frac{1}{\pi} \cdot \frac{m - 2 \, e_4}{m} \sin \eta \cos \eta - \frac{1}{N} \left(m \sin^2 \eta + \frac{4}{\pi} e_4 \sin \eta \right) \end{split}$$



a) bei gleichmäßiger Erwärmung des ganzen Stabes um to:

$$X_{1} = X_{3} = Y_{2} = 0$$

$$X_{2} = \alpha t \frac{r}{e_{1}} \left\{ \frac{4\pi}{\pi^{2} - 8} + \frac{e_{3}^{2}}{e_{1} m} \cdot \frac{4}{\pi} \right\}$$

$$Y_{1} = -\alpha t \frac{r^{2}}{e_{1}} \cdot \frac{8}{\pi^{2} - 8}; Y_{3} = \alpha t \frac{r^{2}}{e_{1}} \cdot \frac{e_{3}}{m} \cdot \frac{4}{\pi}.$$

$$(9)$$

b) bei ungleichmäßiger Erwärmung (vgl. Abb.2):

$$\tau_I = \frac{\alpha \, \Delta \, t_1}{h_1} \ \text{und} \ \tau_{II} = \frac{\alpha \, \Delta \, t_2}{h_2}$$
 sind für den ganzen Stab konstant:

or den ganzen Stab konstant:
$$X_1 = X_3 = Y_2 = 0, \ X_2 = \frac{e_3}{e_1} \cdot \frac{e_1 c_2 - 2 e_3 c_1}{m} \cdot \frac{2}{\pi}$$

$$Y_1 = -r \frac{c_1}{e_1}, \ Y_3 = r \frac{e_1 c_2 - 2 e_3 c_1}{m} \cdot \frac{2}{\pi}$$
(10)

$$c_1 = \frac{r^2}{\sqrt{1+\lambda^2}} \left(\tau_1 + \lambda \, \tau_{II}\right) \text{ und } c_2 = \frac{2r^2}{\sqrt{1+\lambda^2}} (\lambda \, \tau_1 - \tau_{II})$$

ist.

c) bei ungleichmäßiger Erwärmung (vgl. Abb. 3), wenn

$$\delta_{r} = (\tau_{1} \; e_{1} + \tau_{H} \; e_{H}) = d_{z} \; e_{1} = \frac{\beta \; \Delta \; t}{\beta \; h} \; \; \alpha \; e_{1}$$

= konstant (β = Parameter) ist.

$$\begin{array}{c|c} X_1 = X_3 \equiv Y_2 \equiv o, \; X_2 \equiv - \left. \frac{e_3^2}{e_1^2 \; m} \cdot \frac{4 \; r^2}{\pi} \; d_\tau \right. \\ Y_1 \equiv - \frac{r^3}{e_1} \; d_\epsilon, \; Y_8 \equiv - \left. \frac{e_3}{e_1 \; m} \cdot \frac{4 \; r^3}{\pi} \; d_\tau \right. \end{array} \right\}. \quad \text{(II)}$$

d) Einfluß von Auflagerbewegungen. Der Einfluß von relativen Verschiebungen und Verdrehungen der beiden Einspannungsstellen wird erhalten, wenn man in die Gl. (2) die Werte, um die die Auflager nachgegeben haben, einsetzt.

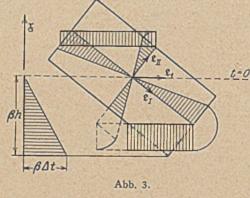
Für eine "Vergrößerung der Stützweite" um 1/ (d. h. $\Delta \mathfrak{b} = -\Delta \iota \cdot \mathfrak{e}_2$, $\mathfrak{D}_{\mathfrak{b}} = 0$) erhält man, wenn keine Verdrehung der Endtangente bei b erfolgt:

$$\begin{array}{l} X_1 = X_3 = Y_2 = 0, \; X_2 = \left\{ \frac{2 \; \pi}{e_1 \, (\pi^2 - 8)} + \frac{2}{\pi \; m} \cdot \frac{e_3^2}{e_1^2} \right\} \Delta \; \ell \\ Y_1 = - \; \frac{4 \; r}{e_1 \, (\pi^2 - 8)} \; \Delta \; \ell, \; Y_3 = \frac{e_3}{e_1} \cdot \frac{2 \; r}{\pi \; m} \; \Delta \; \ell \end{array} \right\} \; . \; (12)$$

5. Zahlenbeispiel. Die zahlenmäßige Bestimmung der Einflußwerte der Größen X_1,\ldots, Y_3 erfolgt für die folgenden Gewölbeabmessungen: r=ro m, b=4,o m, h=r,o m. Die Elastizitätskonstanten werden angenommen zu E = 1·106 t/m², G = 0,5·106 t/m². Die Querschnittskonstanten sind dann:

$$\begin{split} F = 4 \cdot I = 4 \, m^2, \; J_I = \frac{4 \cdot I^3}{12} = \frac{I}{3} m^4, \\ J_{II} = \frac{I \cdot 4^3}{12} = \frac{I6}{3} \, m^4, \; J_{III} = \frac{I}{3,40} \cdot \frac{I^3 \cdot 4^3}{I^2 + 4^2} = \frac{320}{289} \, m^4. \end{split}$$

Für die in den Gl. (1) definierten Konstanten erhält mas damit für $\lambda = 0$ und $\lambda = 0.25$ die in der Tabelle angegebenen



	λ = o	λ = 0,25
10 ⁶ e ₁	3 000,000	2 834,556
10 ⁶ e ₂	187,500	352,941
10 ⁶ e ₃	0,000	661,765
10 ⁶ e ₄	1 806,250	1 806,250
10 ⁶ N	-2613,761	- 2 667,763
10 ⁶ m	1 993,750	2 004,693
106 - e ₃	0,000	233 463,000

Die Einflußwerte der statisch überzähligen Größen wurden mittels Rechenmaschine berechnet. Sie sind im folgenden zusammengestellt.

Belastungsfall A. B=e1

					CONTRACTOR OF STREET			A CONTRACTOR				DATE OF THE PARTY OF
	X	1		X_2		X_3		Y_1	Y	I_2		Y_3
. ŋ	λ=0	$\lambda = 0.25$	0	0,25	0	0.25	_0	0,25	0	0,25	λ=o	$\lambda = 0,25$
0° 20° 40° 60° 80° 90° 100° 120° 140° 160° 180°	0,00 -0,016 16 -0,085 26 -0,217 80 -0,399 77 -0,500 00 -0,600 23 -0,782 20 -0,983 84 -1,00	0,00 -0,016 37 -0,085 73 -0,218 28 -0,399 97 -0,500 00 -0.600 03 -0,781 72 -0,914 27 -0,983 63 -1,00	$N_2 = 0$ (verschwindet für $\lambda = 0$)	0,00 -0,025 68 -0,082 52 -0,140 86 -0,176 70 -0,181 51 -0,176 70 -0,140 86 -0,082 52 -0,025 68 0,00	= o (versc für \lambda =	0,00 -0,003 69 -0,008 37 -0,008 50 -0,003 54 0,000 +0,008 50 +0,008 37 +0,008 37 -0,003 69	$Y_1 = 0$ (verschwindet für $\lambda = 0$)	0,00 0,1647 0,5644 1,0213 1,3524 1,4255 1,4232 1,1913 0,7318 0,2385 0,00	0,00 -0,2185 -1,0625 -2,5153 -4,2223 -5,0000 -5,6258 -6,1451 -5,3654 -3,2016 0,00	0,00 	0,00 0,1166 0,5089 1,0880 1,6347 1,8169 1,9028 1,7320 1,1432 0,3969 0,00	0,00 0,1187 0,5136 1,0928 1,6367 1,8169 1,9008 1,7272 1,1385 0,3948

	Belasti	ıngfall B.		Belastungsfall C. B=c3				Belastungsfall D. M=e1				
η	X_2	X ₃	Y ₁		X ₂	X_3	Y ₁		X_2	X ₃	Y ₁	
0° 20° 40° 60° 80° 100° 120° 140° 180°	0,00 0,103 60 0,299 83 0,447 37 0,497 86 0,500 00 0,502 14 0,552 63 0,700 17 0,896 40 1,000 00	0,00 - 0,037 24 - 0,131 52 - 0,238 73 - 0,308 71 - 0,318 31 - 0,308 71 - 0,238 73 - 0,131 52 - 0,037 24 0,00	0,00 0,4752 1,2772 1,7559 1,8290 1,8171 1,8450 2,1297 2,4801 2,2003 0,00	X ₁ = Y ₂ = Y ₃ = 0. Die Einfußwerte sind von der Konizität unabhängig!	0,00 0,023 86 0,139 06 0,312 54 0,440 84 0,459 18 0,440 84 0,312 54 0,139 06 0,023 86 0,00	- 0,065 49 - 0,195 50 - 0,390 01 - 0,500 00 - 0,609 99 - 0,804 50 - 0,934 51	+ 0,1084 + 0,5742 + 1,1247 + 1,2694 + 1,1061 + 0,8062 + 0,0348 - 0,4555 - 0,3186	Z & Z	0,000 + 0,054 414 + 0,070 737 + 0,056 011 + 0,021 017 0,000 - 0,056 011 - 0,070 737 - 0,054 414 0,000	0,000 0,021 774 0,040 922 0,055 133 0,062 694 0,063 662 0,065 694 0,055 133 0,040 922 0,021 774 0,000	0,000 - 0,239 78 - 0,263 33 - 0,138 58 + 0,048 69 + 0,136 62 + 0,241 25 + 0,081 76 - 0,324 74 - 1,000 00	$X_1 = Y_2 = Y_3 = 0$. Die Einfußwerte sind von der Konizität unabhängig!

Belastungsfall E. M=c2

	X _i		X_2	2.7.	X_3		Yı	No. 1	Y ₂	,	Y ₃
η	$\lambda = 0$ $\lambda = 0,2$	0	0,25	0	0,25	0	0,25	0	0,25	$\lambda = 0$	λ = 0,25
0° 20° 40° 60° 80° 100° 120° 140° 180°	0,000	26 (verschwir 65 für λ 11 0	- 0,005 363 - 0,004 580	= 0 (verschwir für λ = 0)	0,000 -0,004 373 -0,007 888 -0,007 519 -0,003 074 -0,007 519 +0,007 519 +0,007 888 +0,004 373	= 0 (verschwir für λ = 0)	0,00 0,061 23 0,070 10 0,077 24 0,113 39 0,144 35 0,174 87 0,227 62 0,227 86 0,148 69 0,00	0,00 - 0,022 23 - 0,034 12 - 0,142 44 - 0,364 52 - 0,500 00 - 0,635 49 - 0,857 57 - 0,965 89 - 0,977 78 - 1,00	0,00 - 0,026 11 - 0,041 11 - 0,149 10 - 0,367 21 - 0,500 00 - 0,632 77 - 0,850 90 - 0,958 89 - 0,973 89 - 1,00	0,00 + 0,025 19 + 0,054 03 + 0,125 35 + 0,219 67 + 0,281 63 + 0,262 30 + 0,159 53 + 0,035 27 0,00	0,00 + 0,027 29 + 0,057 18 + 0,127 23 + 0,218 38 + 0,255 29 + 0,276 85 + 0,255 71 + 0,153 78 + 0,032 43 0,00

Belastungsfall F. M=c3

	X	C ₁		X ₂		X ₃		Y ₁		Y_2	No.	73
η	λ=0	$\lambda = 0,25$	0	0,25	0	0,25	0	0,25	0	0,25	$\lambda = 0$	$\lambda = 0,25$
0° 20° 40° 60° 80° 90° 100° 120° 140° 180°	- 0,160 978 - 0,191 979 - 0,196 099 - 0,191 979 - 0,160 978	— 0,106 922 — 0,158 583 — 0,189 122 — 0,193 182 — 0,189 122 — 0,158 583 — 0,106 922 — 0,049 162	= 0 (verschwin für $\lambda = 0$)	0,000 - 0,006 436 - 0,011 738 - 0,011 243 - 0,004 604 0,000 + 0,001 243 + 0,011 738 + 0,006 436 0,000	$X_8 = 0$ (verschwindet für $\lambda = 0$)	0,000 0,011 495 0,026 930 0,041 611 0,050 541 0,051 740 0,050 541 0,041 611 0,026 930 0,011 495 0,000	$Y_1 = 0$ (verschwindet für $\lambda = 0$)	0,00 0,131 75 0,309 70 0,458 87 0,523 59 0,517 40 0,487 23 0,373 35 0,228 90 0,098 20 0,00	0,00 -0,612 88 -1,383 49 -2,095 61 -2,523 20 -2,523 20 -2,523 20 -2,523 20 -2,523 20 -2,095 61 -1,383 49 -0,612 88 0,00	0,00 0,601 22 1,358 12 2,057 99 2,478 33 2,534 49 2,478 33 2,057 99 1,358 12 0,601 22 0,00	0,00 + 0,304 87 + 0,735 28 + 1,164 54 + 1,431 15 + 1,466 99 + 1,408 43 + 1,055 02 + 0,434 85 - 0,306 79 - 1,00	0,00 + 0,298 46 + 0,721 29 + 1,141 96 + 1,403 12 + 1,431 82 + 1,379 32 + 1,029 70 + 0,417 15 - 0,313 22 - 1,00

6. Um den Einfluß der Konizität beurteilen zu können, müssen wir unterscheiden zwischen den Hauptkräften, die auch beim Tonnengewölbe ($\lambda=0$) auftreten, und den Zusatzkräften, die infolge der Verdrillung des Stabes neu hinzukommen.

Die Konizität $\lambda=0.25$ entspricht einem konischen Gewölbe, dessen eine "Kegelspitze" um die doppelte Stützweite von der Ebene der Gewölbemittellinie entfernt ist. Bei dem Belastungsfalle A ist der Einfluß der Konizität $\lambda=0.25$ auf die Hauptkräfte X_1 , Y_2 , Y_3 gering. Er beträgt in der Nähe der Auflager etwa 2 bis 3 vH und nimmt gegen den Gewölbescheitel hin rasch ab. Bildet man die Einflußflächen über der Abszisse η , so sieht man, daß diese von λ unabhängig sind, nämlich"

$$\int_{0}^{\pi} X_{1} d \eta = -\frac{\pi}{2}, \int_{0}^{\pi} Y_{2} d \eta = -r, \int_{0}^{\pi} Y_{3} d \eta = -\left(\frac{\pi}{2} + \frac{4}{\pi}\right) r.$$

Die Einflußflächen der Zusatzkräfte sind

$$\begin{split} \int\limits_0^\pi X_2 \, d\, \eta = & -\frac{4}{\pi} \cdot \frac{e_3}{e_1}, \\ \int\limits_0^\pi X_3 \, d\, \eta = & -\frac{e_3}{e_1} \Big\{ \frac{1}{\pi} + \frac{1}{N} \left(\frac{\pi}{2} \, m + \pi \, e_4 \left[1 - \frac{\pi}{4} \right] \right) \Big\}, \\ \int\limits_0^\pi Y_1 \, d\, \eta = & \frac{e_3}{e_1} \, r, \, d. \, h. \, \frac{e_3}{e_1} = \lambda \, \frac{J_{1I} - J_I}{J_{II} + \lambda \, J_I} \end{split}$$

proportional.

Bei den Belastungsfällen E und F sind sämtliche Einflußwerte und Einflußflächen von λ abhängig. Bei den Hauptkräften sind die Unterschiede nicht sehr bedeutend, im Gegensatze zu den Zusatzkräften, die teilweise eine sehr beachtliche Größe erreichen.

Sehr wichtig ist, daß bei den "ebenen Belastungsfällen" B, C, D die Einflußwerte von λ unabhängig sind. Da sich die Schnittkräfte dann nicht von denen des Tonnengewölbes unterscheiden, sind die statischen "Schnittgrößen" in unserem Beispiele für Kräfte und Kräftepaare, die in der Stabebene liegen, von der Konizität λ unabhängig.

- 7. Einspannungskräfte infolge von Temperaturänderungen.
- a) Gleichmäßige Erwärmung um t^o C. Setzt man die Werte der Konstanten und $\alpha = 10^{-5}$ r/° C in die Gl. (9) bis (12) ein, so erhält man:

λ	X_1	X ₂	X ₃	Y_1	Y ₂	Y ₃
o 0,25	0	0,2240 t 0,2406 t	0	— 1,426 t — 1,510 t	0	0,0 t 0,148 t

b) Ungleichmäßige Erwärmung: $\tau_{\rm I}$ und $\tau_{\rm II}$ sind konstant. Wir nehmen an, daß längs jeder der beiden Querschnittshauptachsen der gleiche Temperaturabfall vorhanden ist. $\Delta t_{\rm I} = \Delta t_{\rm 2} = \Delta t$. Dann wird $\tau_{\rm I} = 1.0 \cdot 10^{-5} \Delta t$, $\tau_{\rm II} = 0.25 \cdot 10^{-5} \Delta t$ und somit

λ	c_1	C ₂	X_1	X_2	X_3	Yi	Y_2	Y3
	1 · 10 ⁻³	0,000		o 0,0358 ∆ t		—3,33 Δ t —3,64 Δ t		

c) Ungleichmäßige Erwärmung: $^{-}$ d $_{\tau} = 10^{-5} \cdot \Delta$ t, wobei Δ t, der Temperaturabfall auf 1 m Länge, in der Richtung des Ortsvektors $_{\tau}$ gemessen ist. Man erhält:

λ	X ₁	X_{2}	X_3	Y_1	Y_2	Y ₃
0	0	0	0	-3,33 ∆ t	0	0
0,25	0	0,035 ∆ t	0	- 3,53 ∆ t	0	— 1,48 Δ t

d) Vergrößerung der Stützweite um 🛭 l (in Meter) ohne Verdrehung der Endtangenten:

	21.9	Ag	Yı	Y 2	Y ₃
0 0	1120 Δ / 1202 Δ /	0	- 7131,6 Δ l - 7547,9 Δ l	0	ο 741,4 Δ <i>l</i>

8. Zusammenfassung. Aus den oben zusammengestellten Werten erkennt man, daß der Einfluß der Konizität fast durchweg im Sinne einer Vergrößerung der Einspannkräfte wirkt, so daß die Werte für $\lambda=0.25$ im Maximum um etwa 8 vH größer sind als die entsprechenden Größen des Tonnengewölbes. Während der Einfluß der Konizität $\lambda=0.25$ auf die Hauptkräfte durchschnittlich sehr gering ist, erreichen die dem konischen Gewölbe eigenen Zusatzkräfte eine teilweise ziemlich bedeutende Größe. Der Einfluß der Konizität auf die Spannungen kann jedoch hier nicht verfolgt werden.

Es sei nicht unterlassen noch besonders darauf hinzuweisen, daß der Einfluß der Konizität $\lambda=0.25$ nach obigem bei den Einflußwerten der Hauptkräfte geringer ist als der einer geringen Änderung der Materialkonstanten E und G, die bei Stein- und Betongewölben ja nur innerhalb sehr weiter Grenzen eingeschlossen werden können. Die große Unsicherheit dieser Konstanten rechtfertigt es, wenn man bei der Berechnung der Hauptkräfte von der Konizität absieht und sie bei einem Tonnengewölbe bestimmt, solange λ nicht größer als etwa 1/3 wird. Die Zusatzkräfte müßte man dann gesondert berechnen (was nach obigem leicht möglich ist), es sei denn, daß λ so klein ist, daß man sie vernachlässigen kann.

Karlsruhe, 5. März 1924.

WETTBEWERB FÜR DEN NEUBAU DER HOHEN BRÜCKE IN ELBING.

Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden.

(Schluß von Seite 606.)

III. Teil. Die Lösungen für die Klappbrücke.

Die Wahl zwischen einer einflügeligen und einer zweiflügeligen Klappbrücke wurde bei sämtlichen Entwürfen mit Ausnahme des I. und II. Entwurfes zugunsten der zweiEndlich war auch das gefällige Aussehen für die symmetrische Anordnung maßgebend. Bei einer einarmigen Brücke reicht der kurze Arm beim Aufklappen besonders weit unter Niedrigwasser hinab, so daß ein besonderer wasserdichter

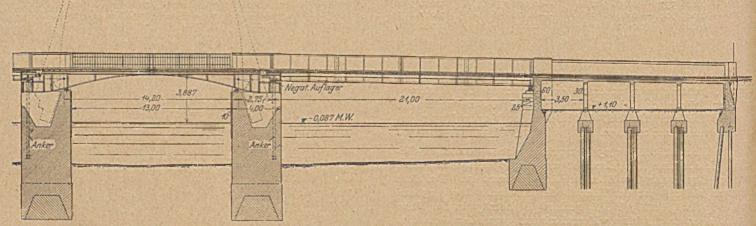


Abb. 41, Entwurf "Ordensburg". Längsschnitt.

flügeligen entschieden, und zwar aus folgenden Gründen: Die Gesamtdicke der beiden symmetrisch auszubildenden Pfeiler wird am geringsten, also der Durchfluß am wenigsten eingeschränkt. Ferner wird bei geschlossener Brücke eine größere freie Durchfahrtshöhe erzielt als bei nur einem Flügel.

Gegengewichtskeller ausgebildet werden muß. Eine Kostenersparnis infolge der Wahl nur eines Flügels wird nicht anerkannt

Dagegen vertreten die Verfasser der einarmigen Klappbrücke des II. Entwurfes die Auffassung, daß sie eine wesentliche Vereinfachung im Betriebe ergibt, weil sich die gesamte Maschinenanlage für den Antrieb nur auf einem Pfeiler, dem Standorte des eines Wärters befindet, und daß diese Betriebsanforderungen in erster Linie maßgebend seien. Beim I. EntÖffnungen eiserne Tragwerke vorsehen, das System mit fester Drehachse gewählt haben, wobei jeweils die Hauptträger der anschließenden festen Öffnungen zur Aufnahme der negativen Stützkräfte herangezogen worden sind. Der Einwand, daß sich

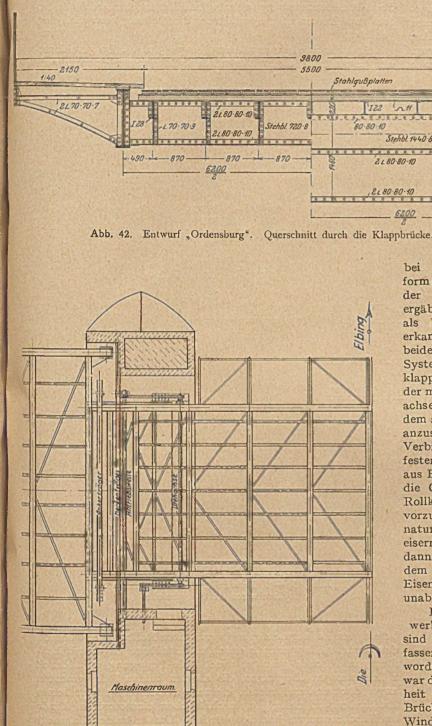


Abb. 43. Entwurf "Ordensburg". Z. Grundriß der Klappbrücke.

wurf "Ordensburg" wurden die Lösungen einer einarmigen und einer zweiarmigen Klappbrücke durchgearbeitet und als gleichwertige Varianten angeboten.

Die bekannte Grundform der Rollklappbrücke System Scherzer ist für 3 Entwürfe zugrunde gelegt worden, dagegen die Grundform mit fester Drehachse für 4 Entwürfe und das wenig bekannte System Schinke für einen Entwurf. Bezeichnend ist, daß sämtliche Entwürfe, die auch für die festen

bei dieser Grundform größere Breiten der Klappenpfeiler ergäben, kann nicht als berechtigt anerkannt werden. Die beiden bekannten Systeme der Rollklappbrücke und der mit fester Drehachse sind nach alledem als gleichwertig anzusehen. Bei der Verbindung mit festen Öffnungen aus Eisenbeton wird die Grundform der Rollklappbrücke bevorzugt werden, weil naturgemäß die eiserne Klappbrücke dann statisch von dem benachbarten Eisenbetontragwerk unabhängig ist.

Die Wettbewerbsvorschriften sind von allen Verfassern eingehalten worden. Hiernach war die Standsicherheit der geöffneten Brücke für Winddruck 250 kg/m² nachzuweisen. Die Schifffahrtsöffnung mußte zwischen den Scheu. erleisten gemessen mindestens 13 m

Diferentialgetriebe.

Abb. 44. Entwurf "Ordensburg". Antriebsvorrichtung der Klappbrücke.

lichte Weite haben. Eine nach den Ausschreibungsbedingungen als möglich, jedoch als fraglich bezeichnete Lösung der Klappbrücke in Eisenbeton ist selbstverständlich nicht in Betracht gekommen.

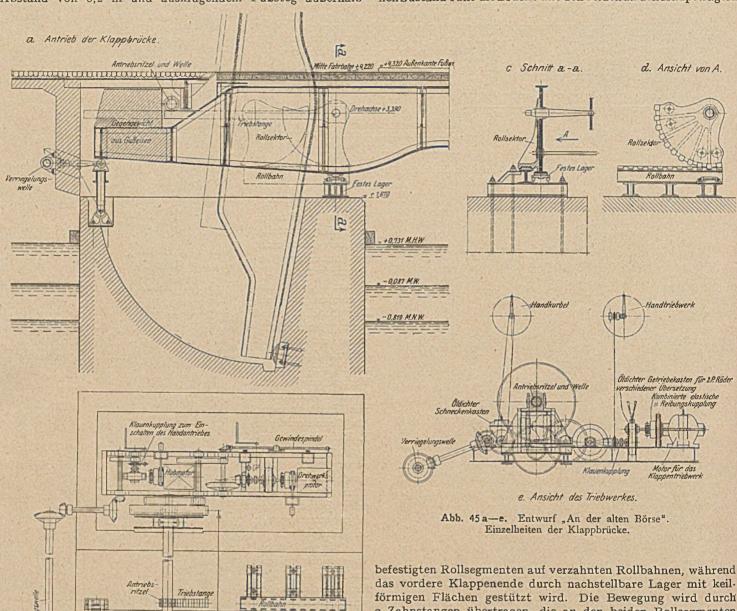
Die Betriebsdauer ist bei allen Lösungen nahezu dieselbe. Hiernach beträgt die Zeit zum Öffnen oder Schließen der Klappen bei einem normalen Winddruck von 30 kg/m² etwa 1 Minute und zum Verriegeln oder Entriegeln etwa 8-10''.

I. Entwurf: Kennwort "Ordensburg".

Verfasser: Beuchelt & Co., Grünberg in Schlesien und Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrik Charlottenburg.

Die Klappbrücke ist sowohl als einarmige wie als zweiarmige Rollklappbrücke nach der bekannten Bauart Scherzer ausgebildet mit vollwandigen unter den Fußwegen liegenden Hauptträgern von 0,9 m Stehblechhöhe in gegenseitigem Abstand von 6,2 m und auskragendem Fußsteg außerhalb Die Fußwegbreite auf der Klappe ist beiderseits um 10 cm eingeschränkt, damit bei geöffneter Brücke die Geländerenden zwischen die Hauptträger der Seitenöffnungen schwenken können. Da die geöffnete Klappe mit dem Geländer die Tür des Wärterraumes versperren würde, ist im letzten Geländerfeld zum Austritt für den Wärter die Füllung beweglich ausgebildet.

Die Antriebsmaschinen (Abb. 43 u.44). Im geschlossenen Zustand ruht die Brücke mit den beiden an den Hauptträgern



b. Draufsicht auf das Tragwerk

der Hauptträger (s. Abb. 41 u. 42). Als Fahrbahndecke sind Zellenplatten aus Stahlguß auf Belageisen vorgesehen, die sich nach Angaben der Entwurfsverfasser auf den neueren Klappbrücken in Stettin gut bewährt haben. Diese Fahrbahndecke erhält auf der Klappenöffnung weder Längs- noch Quergefälle. Für die Entwässerung ist dadurch Sorge getragen, daß die einzelnen Zellenplatten an den Stoßstellen nicht in ganzer Fläche, sondern nur in besonderen Arbeitsleisten zusammenstoßen. Als Fußwegabdeckung dient zur Gewichtsverminderung ein eichener Bohlenbelag.

das vordere Klappenende durch nachstellbare Lager mit keilförmigen Flächen gestützt wird. Die Bewegung wird durch 2 Zahnstangen übertragen, die an den beiden Rollsegmenten angeordnet sind und mittels je einer besonderen Welle und eines Triebrades von einer gemeinschaftlichen einmotorigen Winde im Maschinenraum betätigt werden. Um in beiden Zahnsegmenten den gleichen Kraftangriff zu erzielen, ist in das Räderwerk ein Differentialgetriebe eingefügt. Das Riegelwerk, das die Brücke vor Schwingungen beim Befahren und bei Belastung des Hinterarmes schützt, ist auf dem Pfeiler unter der Brückenbahn angeordnet und durch eine Einsteigluke im Fußweg zugänglich. Ferner sind im Pfeilermauerwerk eiserne Bügel vorgesehen, in die leicht eine fliegende Rüstung vom Kahn aus eingehängt werden kann. Das Riegelwerk besteht aus 2 kräftigen drehbar gelagerten Riegeln und ist mit einem besonderen Antriebsmotor ausgerüstet, der gleichzeitig auch die Schranke betätigt. Ein in das Riegeltriebwerk eingebauter Abhängigkeitsschalter verhindert, daß die Klappe vor dem Schließen der Schranke und vor vollendeter Entriegelung geöffnet werden kann.

Die Bewegungen beider Motore sind durch elektrische Schalter nach beiden Richtungen hin selbsttätig begrenzt. Durch weitere Schalter, sogenannte Vorendausschalter, wird die Klappe schon vor ihren Endlagen stillgesetzt, und es bedarf sodann eines neuen Stromstoßes, um die Klappe völlig

in die Endlage zu bringen. Diese Maßnahme gestattet ein langsames und stoßfreies Einfahren der Brücke in die Endlagen.

Außer für elektrischen Betrieb mußte nach den Wettbewerbsvorschriften für beide Triebwerke auch die Betätigung von Hand vorgesehen werden. Bei 100 kg/m² Winddruck kann die Brücke noch

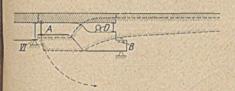


Abb. 46. Entwurf "Freier Blick I". Schema der Lagerung der Klappbrücke.

Bei geschlossener Brücke erfolgt die Lagerung nach Abb. 46 (vgl. auch Abb. 18, S. 604) auf einem inneren Lager B und einem äußeren Lager A, auf das eine nach oben gerichtete (negative) Stützkraft wirkt, wobei die Drehachse D durch das Lager B entlastet ist. Den Stützpunkt für das negative Auflager bei

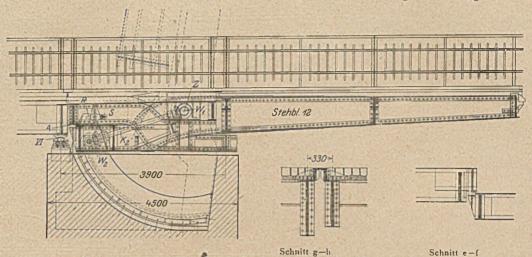


Abb. 47. Entwurf "Freier Blick I". Längsschnitt durch die Klappbrücke.

elektrisch bewegt werden, bei 50 kg/m² Winddruck noch durch Hand. Tritt ein höherer Winddruck als 100 kg/m² auf, so bewegt sich die geöffnete Klappe infolge des Gleitens einer Rutschkupplung, die zum Schutze vor Überlastung des Triebwerkes und des Motors eingebaut ist, entweder im Schließsinne oder aber entgegengesetzt bis zum Anschlage des Rückudes der Brücke an die Puffer im Kellerraum.

II. Entwurf: Kennwort "An der alten Börse". Verfasser: Wayß & Freytag, Berlin und Gollnow & Sohn, Stettin.

Dieser Entwurf ist der einzige, bei dem eine einarmige Klappbrücke bevorzugt worden ist (s. Abb. 9, S. 601), und zwar wiederum eine Rollklappbrücke System Scherzer. Auf Grund der Erfahrungen, die bei der Hansabrücke sowie bei der Baum- und Reglitzbrücke in Stettin gesammelt worden sind, stellt der vorliegende Entwurf insbesondere die Fortbildung der Grundform der Breitenbachbrücke in Danzig dar.

Der Bewegungsantrieb erfolgt hier ebenso wie beim I. Entwurf an beiden Rollsegmenten durch je eine Zahnstange, die ihrerseits von einer einmotorigen Antriebswinde durch eine gemeinschaftliche durchgehende Welle bewegt wird. Ein Schiefstellen und Klemmen der Rollsegmente infolge der elastischen Verdrehungen der durchgehenden Welle ist dabei durch ihre hinreichend starke Bemessung in den erforderlichen Grenzen gehalten. Diese Anordnung nach dem Vorbilde der Breitenbachbrücke in Danzig ist wesentlich wirtschaftlicher, als wenn man für jede Seite der einen Brückenklappe einen besonderen Motorantrieb gewählt hätte.

Der Rückendverschluß besteht aus Pendelstützen, die durch U-Eisen mit einander verbunden sind. Der Antrieb erfolgt auch hier durch eine einmotorige Winde im Maschinenkeller mittels einer durchgehenden Welle.

Als Fahrbahnbelag sind 12 cm starke Tragbohlen und 3.5 cm starke Deckbohlen vorgesehen. Der Fußwegbelag besteht aus 5 cm starken Bohlen. Die Einzelheiten des vorzüglich ausgearbeiteten Entwurfes gehen aus den Abb. 45a bis 45e hervor.

III. Entwurf: Kennwort "Freier Blick I".

Verfasser: Windschild & Langelott A.-G., Dresden, in Gemeinschaft mit der A.-G. Lauchhammer in Lauchhammer Prov. Sachsen.

Im Gegensatz zu den Rollklappbrücken der Entwürfe I und II ist hier die andere bekannte Grundform einer Klappbrücke mit festen Drehachsen gewählt.

A bildet der entsprechend verlängerte Hauptträger der anschließenden festen Brücke, der deshalb an seinem Auflager auf dem

Auflager auf dem Klappenpfeiler (z. B.VI, Abb. 18) verankert werden muß. Am Rückarme der Klapp. brücke befindet sich das Gegengewicht, das einen sogenannten starren Gewichtsausgleich für jede Lage der Klappe herbeiführt. Es ist so bemessen. daß die Mittelkraft der auf beide Arme wirkenden ständigen Last in jeder Lage durch die Drehachse D gehen muß. Soll die Brücke geöffnet werden, so wird zunächst das innere Stützlager B ausgeschaltet. Die Brücke hebt sich von diesem Lager ab und hängt sich in das Drehlager ein. worauf das Öffnen der Brücke durch die Betätigung des Triebwerkes erfolgen

kann.

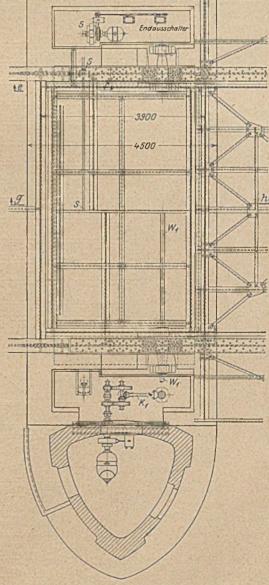


Abb. 48. Entwurf "Freier Blick I" Grundriß des Mittelpfeilers.

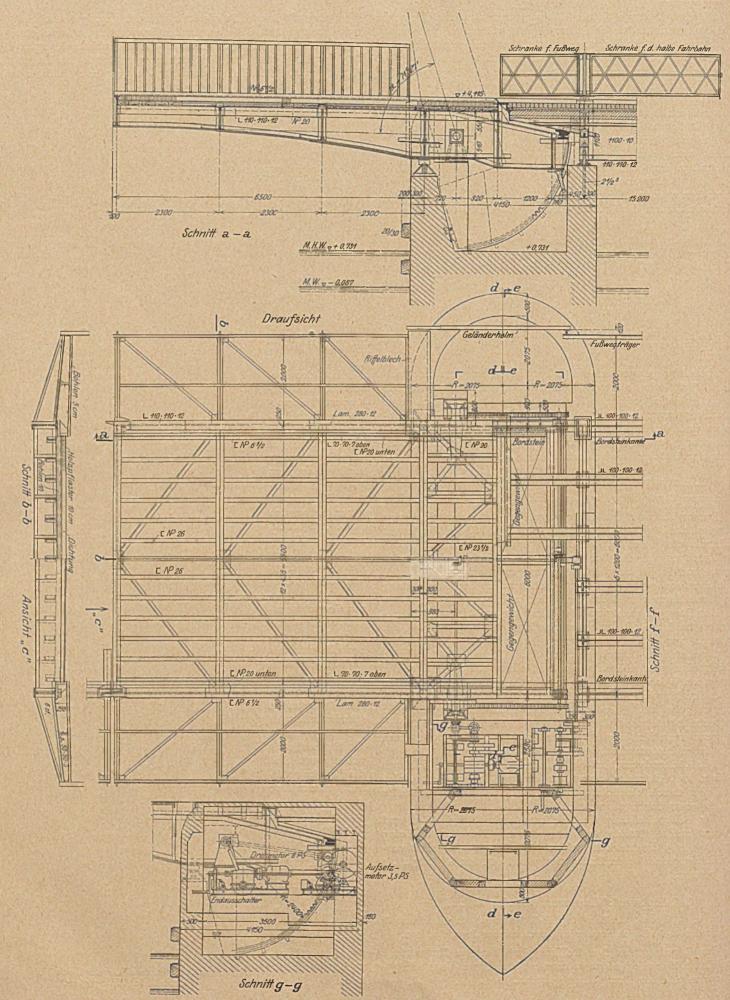


Abb. 51 a. Entwurf "Phönix". Längsschnitt, Grundriß und Querschnitt der Klappbrücke.



Als Fahrbahndecke ist für den Fahrdamm doppelter Bohlenbelag mit 14 cm starken Tragbohlen und 15 cm starken Deckbohlen quer zur Fahrtrichtung vorgesehen und für die Fußwege hölzerner Bohlenbelag von 5 cm Stärke (Abb. 47 u. 49).

Der Antrieb für das Drehwerk ist in

a-b der Abb. 50). Durch den Kegeltrieb K, wird die Drehbewegung schräg nach oben auf eine durch die Drehzapfen Z gesteckte wagerechte Welle W1 übertragen. In Brücken-mitte ist ein zweiter Kegeltrieb K2 vorgesehen (Abb. 47). Die schräg nach unten führende Welle überträgt die Bewegung von W1 auf eine zweite wagerechte Welle W2 (s. auch Schnitt c-d in Abb. 50). An ihren beiden Enden, also an den Seiten des Brückenkellers, befinden sich die Antriebs-

ritzel. Diese endlich greifen in gekrümmten Zahnkranz ein, der in den Mauerwerksnischen untergebracht ist.

Jeder Brük-kenflügel dreht sich also um je 2 mit den Hauptträgern der festen Brückenöffnungen fest verbundene Drehzapfen und hat seinen besonderen Antrieb. Die Motoren beider Triebwerke werden jedoch gemeinsam gesteuert. Sie sind mittels elektri-Schalter scher derart von den Riegeltriebwerken in Abhängigkeit gebracht, daß sie erst nach vollständiger Entriegelung in Betrieb gesetzt werden können. Dadurch ist es ausgeschlossen, daß die Brücke schon geöffnet werden kann, bevor die vollständige Entriegelung stattgefunden hat.

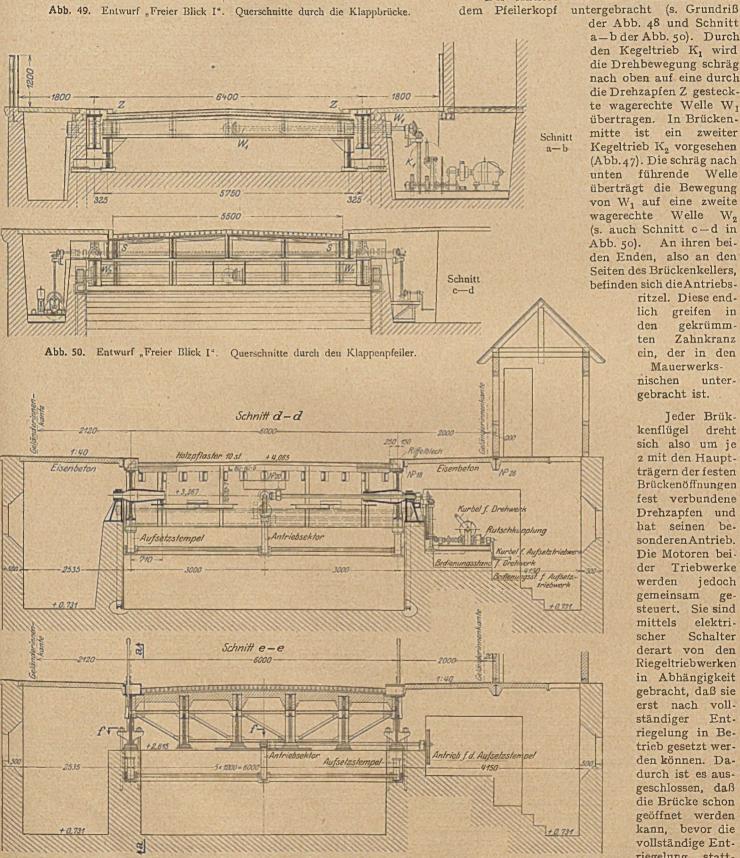


Abb. 51 b. Entwurf "Phonix". Querschnitte durch den Klappenpfeiler.

Ferner sind beide Motoren zur Erzielung einer möglichst genauen Begrenzung der Drehbewegung der Klappen mit je einem Bremsmagneten und einem Endausschalter für jeden Drehsinn ausgerüstet. Durch Vorendausschalter wird wiederum ein langsames Einschwenken der Klappe in die Endlage ermöglicht.

850 b)

Abb. 52. Entwurf "Neptun". Längsschnitt und Grundriß der Klappbrücke System Schinke,

Das Riegeltriebwerk (Abb. 47) hat den Zweck, das Abheben der Klappe in der Verkehrslage von den negativen Auflagern A (Abb. 46) zu verhindern. Unter jeden äußeren Hauptträger der festen Öffnungen wird ein keilförmiger Riegel R getrieben (Abb. 47), und zwar paarweise von einem Motor mittels Gewindespindeln S und Rädervorgelege. Die Steuerung beider Motoren erfolgt wieder von einer Seite aus. Im gleichen Sinne wie die Drehwerke von den Riegeltriebwerken sind diese wiederum von jenen durch elektrische Schalter abhängig gemacht, so daß also auch eine Verriegelung erst dann vorgenommen werden kann, nachdem die Brücke die Verkehrslage angenommen hat.

Für die Begrenzung der Motorenbewegung sorgen auch hier Endausschalter, wie für das rasche Abstoppen der Motoren elektromagnetische Bremsen. Die Schranken erhalten ihren Antrieb durch die Riegelmotoren und werden gleichzeitig mit den Riegeln bewegt.

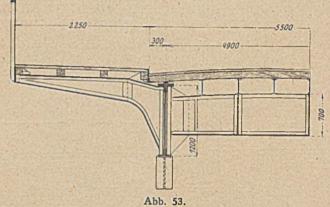
IV. Entwurf: Kennwort "Phönix".

Verfasser: Deutsch-Luxemburgische Bergbau- und Hütten-A.-G. Abteilg. Dortmunder Union, unter Mitwirkung der Berliner A.-G. für Eisengießerei in Charlottenburg.

Auch hier ist wie bei dem III. Entwurf für die Klappbrücke die Grundform mit festem Drehzapfen gewählt. Die Hauptträger der Klappbrücke liegen in der Flucht der äußersten Hauptträger der festen Brücke, die hier einen Abstand von nur 6 m haben (Abb. 22 S. 604), und bestehen wie bei allen anderen Entwürfen aus vollwandigen Blechträgern mit 80 cm Bauhöhe in der Mitte der Klappenöffnung und 1,36 m an den Pfeilern (Abb. 51).

Im Schnitte a—a ist das innere Lager (B der Abb. 46) sowie das negative Auflager A der Abb. 46, ferner das verankerte Auflager der anschließenden festen Öffnung und endlich der Drehzapfen D deutlich zu erkennen.

Die Fahrbahndecke der Klappbrücke besteht aus 10 cm hohem Holzpflaster, das auf 10 cm starken kiefernen Bohlen verlegt ist. Um die Bohlen wasserdicht zu schließen und ein Abgleiten des Holzpflasters bei stoßweiser Bewegung der Klappe zu verhüten, ist zwischen Pflaster und Bohlenbelag eine 1,5 cm starke Asphaltschicht eingebracht. Das Fahrbahngerippe wird



Entwurf "Neptun". Querschnitt durch die Klappbrücke.

von 13 Längsträgern in rd 0,45 m Abstand und 7 Querträgern gebildet. Der Windverband liegt in der Ebene der Querträgeruntergurte.

Die Fußwege sind wie bei der festen Brücke je 2 m ausgekragt und mit 5 cm starken Bohlen abgedeckt. Die Fuge zwischen der festen und der beweglichen Fahrbahn ist an der festen Seite durch einen gerippten Stahlgußkörper gesäumt und an der beweglichen Seite durch ein auf den Querträgerobergurt gelegtes Riffelblech.

V. Entwurf: Kennwort "Neptun".

Verfasser: Kell & Löser A.-G., Dresden. Bearbeiter: Oberingenieur Schinke.

Dieser Entwurf (Abb. 52 u. 53) sieht eine Klappbrücke nach dem wenig bekannten System Schinke vor, das zwar noch nicht in Deutschland, wohl aber in den Vereinigten Staaten von Nordamerika mehrfach ausgeführt worden ist, und zwar zuerst im Jahre 1894 sowie bei einer zweiten Brücke im Jahre 1896 in der Stadt Milwaukee (s. Eng. News 1895, S. 146, u. 1897, S. 253). In beiden Fällen übertreffen die Abmessungen das hier geplante Bauwerk um ein Mehrfaches. Das System soll sich nach Angabe des Entwurfsverfassers in beiden Fällen vollkommen bewährt haben.

Der Grundgedanke besteht darin, daß der bewegliche Teil auf einer schrägen Pendelstütze einerseits gestützt ist und andererseits auf einem eisernen gekrümmten Gleise (Abb. 52a). Die Krümmung des Gleises ist so gewählt, daß beim Schwenken der Pendelstütze der Schwerpunkt des beweglichen Teiles triebsfähig oder ohne Strom, so ist er in einfacher Weise auszukuppeln und eine Vorrichtung mit Kurbelantrieb durch Hand einzuschalten, wobei zwei Mann als Bedienung erforderlich sind. Das Öffnen und Schließen durch Handbetrieb erfolgt in je 7 bis 8 Minuten. Auf dem gekrümmten Gleis bewegt sich eine Gußstahlrolle beim Öffnen der Brücke abwärts.

Im geschlossenen Zustande der Brücke wird die Rollenwelle durch einen einfachen

1-1,222 1-1,222 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1,330 1-1

Abb. 54. Entwurf "Stadtbild". Längsschnitt der Klappbrücke.

weglichen Teile in der Brückenmitte zusammen. Ist die Brücke geschlossen, so bildet der bewegliche Teil mit dem festen Teile der Brücke ein Ganzes. Jede Hälfte der Klappbrücke ist dann als ein Kragarm anzusehen, um den die festen Öffnungen der Brücke verlängert werden. Eine zuverlässige Verankerung des gekrümmten Gleises auf dem Klappenpfeiler ist daher unerläßlich. Hierdurch ergibt sich im vorliegenden Falle die außergewöhnlich große Pfeilerbreite von 6 m, während die übrigen Entwürfe wesentlich kleinere Pfeilerbreiten von 3,5 und 3,7 m vorsehen, also nahezu mit der Hälfte dieses Maßes auskommen. Im vorliegenden Entwurf ist allerdings gerade diese große Pfeilerbreite architektonisch glücklich verwendet, so daß

Riegel gegen den festen Teil der Brücke festgelegt. Ein ähnlicher Riegel, der mit dem vorigen gleichzeitig bedient wird, schließt die beiden be-

Während unsere deutschen Maschinenund Eisenbaufabriken mit den beiden anderen bekannten Systemen der Rollklappbrücke und der Grundform mit festem Drehzapfen vollkommen vertraut sind und daher eine sichere Gewähr für

sie hinsichtlich der äußeren Gestaltung nicht

ungünstig wirkt.

sich auf einer Wagerechten bewegt, also kein Heben oder Senken stattfindet. Hierbei verschwindet der hintere Teil vor dem Auge des Beschauers, da er tiefer als die Fahrbahn der festen Brücke zu liegen kommt. Der vordere Teil ragt nur mäßig über die Fahrbahn empor, was mit Rücksicht auf den Winddruck und das äußere Ansehen als ein Vorzug zu bezeichnen ist.

Die maschinelle Anlage besteht in einer Zahnstange, die in der Nähe des Systemschwerpunktes drehbar befestigt ist und durch ein Getriebe, das auf der Hauptwelle sitzt, hin und her bewegt wird. Die Zahnstange wird aus konstruktiven Gründen doppelt angeordnet, und zwar zu beiden Seiten des beweglichen Teiles. Die Hauptwelle ist über dem Pfeiler auf festen mit dem Pfeiler verbundenen Lagerböcken gelagert und besteht aus 3 gekuppelten Teilen. Auf dem mittleren Teile sitzt das

Auf dem mittleren Teile sitzt das Hauptzahnrad, das durch Getriebe mit einem Motor von 15 PS verbunden ist. Als Motor wird zweckmäßig ein solcher mit 400 bis 500 Umdrehungen in der Minute verwendet. Die Übersetzungen sind so gewählt, daß das Öffnen und Schließen durch den Motor ebenso wie bei den anderen Entwürfen in je einer Minute erfolgt. Ist der Motor nicht be-

Abb. 55. Entwurf "Stadtbild". Längsschnitt der Klappbrücke.

die Betriebssicherheit übernehmen können, ist das gleiche bei diesem nur in Amerika erprobten System nicht der Fall. Aus diesem Grunde verhielt sich das Preisgericht dem System Schinke gegenüber ablehnend. So sehr dieser Standpunkt zu würdigen ist, wäre es doch zu begrüßen gewesen, wenn in dem vorliegenden Falle bei den verhältnismäßig kleinen Abmessungen diese für Deutschland neue Grundform einmal angewendet, in den maschinellen Einzelheiten nach den neuzeitlichen Grundsätzen durchgebildet und praktisch im Betriebe erprobt worden wäre. Grundsätzliche Bedenken gegen die Ausführbarkeit und Zuverlässigkeit dieses Vorschlages können nach den angeführten amerikanischen Ausführungsbeispielen wohl kaum erhoben werden.

VI. Entwurf: Kennwort "Rhythmus"

Verfasser: Huta A.-G. für Hoch- und Tiefbau, Breslau. Mitarbeiter: Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen.

Das Urteil des Preisgerichtes lautet: "Der Entwurf "Rhythmus" entspricht in den meisten Punkten recht gut den Ansichten des Preisgerichtes. Jedoch kommt derselbe für einen

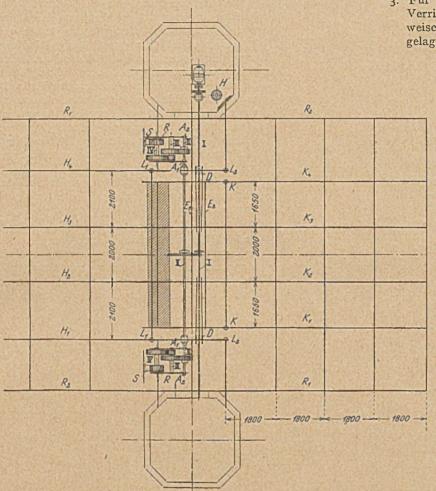


Abb. 56. Entwurf "Stadtbild". Grundriß der Klappbrücke.

Preis nicht in Betracht, da die Darstellung der maschinellen Anlage der Klappbrücke sehr dürftig ist."

Aus der skizzenhaften Darstellung und der mehrere Seiten umfassenden Beschreibung der Klappbrücke geht immerhin klar hervor, daß es sich um eine Lösung nach dem ersten der beiden bekannten Systeme, also nach der Bauart Scherzer handelt, deren maschinelle Einzelheiten als durchaus bekannt vorausgesetzt werden dürfen. Die Breite der Klappbrückenpfeiler wurde ebenfalls zu 3,5 m ermittelt. Grundsätzliche Bedenken gegen diese Lösung konnten also wohl auch beim Preisgericht nicht vorliegen, wenn es auch mit seiner Begründung den Verfassern trotz der von ihnen gelieferten 13 Seiten Erläuterungen, 56 Seiten statische Berechnung, 3 Perspektiven, 13 Blatt sorgfältiger Zeichnungen und dem Blatt Skizzen der Klappbrücke die Anerkennung als fleißige Arbeit und damit einen Preis versagt hat.

VII. Entwurf: Kennwort "Stadtbild".

Verfasser: Friedrich Krupp A.-G., Rheinhausen (Niederrhein).

Da sich dieser Entwurf einer Klappbrücke mit fester Drehachse und starrem Gewichtsausgleich durch große Übersichtlichkeit und Klarheit auszeichnet, möge er hier etwas ausführlicher beschrieben werden. Als vereinfachende Neuerungen seien angeführt:

- Die negativen Stützkräfte der Klappbrücke werden nicht durch ein besonderes Lager, sondern unmittelbar vom Drehzapfen auf die Hauptträger der anschließenden Brücke übertragen.
- 2. Die Kraftübertragung vom Motor bis zu dem auf der Zahnstange laufenden Ritzel erfolgt durch Stirnrädervorgelege.
- Für die Verriegelung sind an Stelle der umständlichen Verriegelungsgestänge bei den ähnlichen Ausführungsweisen beim Verriegeln selbsttätig wirkende federnd gelagerte Daumen vorgesehen.

a) Tragwerk der Klappen. Die feste Drehachse D-D ist in den Hauptträgern H1 und H, der anschließenden festen Brücke gelagert, die zu diesem Zwecke über dem Klappenpfeiler durchgeführt und in den Punkten L1 und L2 doppelt gestützt sind (Abb. 54 bis 56). Diese Lager sind nach Abb. 58 im Pfeilermauerwerk verankert. Die Zahl der Hauptträger K1 bis K4 und der Längsträger ist in den Klappen die gleiche wie bei den festen Überbauten. Der Belag besteht aus kiefernen Querbohlen, die nach Abb. 58 abwechselnd 18/24 cm2 und 10/20 cm2 Querschnitt haben, so daß sich im Brückenlängsschnitt eine verzahnte obere Begrenzungslinie ergibt. Durch eine Asphaltschicht von 5 bzw. 10 cm Stärke wird die Oberfläche sodann oben abgeglichen.

Die Klappen sind durch Gegengewichte vollständig ausgeglichen, so daß bei jeder Drehlage der Schwerpunkt in der Drehachse liegt. Die Antriebskraft hat also außer der Trägheit der Massen beim Bewegungsanfang nur den Reibungswiderstand und etwaigen Winddruck, aber keine Schwerkräfte zu überwinden. Das Gegengewicht besteht, um an Raum zu sparen, aus Roheisenplatten von 55 t Gesamtgewicht für eine Klappe. Alle Antriebsteile und Gegengewichte liegen innerhalb der Pfeiler, deren Breite auf rd 3,5 m eingeschränkt werden konnte. Beim Schließen setzen sich die Klappen vorn auf besondere anstellbare Keillager K und entlasten die Drehachse, die jedoch dann negative Stützkräfte erhält. Das Keillager K und das Stützlager $L_{\rm I}$ sind soweit auseinandergezogen, als es die Pfeilerbreite gestattet, nämlich auf 2,50 m,

damit die Stützkräfte bei Verkehrsbelastung so gering als möglich ausfallen. Die an der Klappe infolge der Verkehrslast noch auftretenden negativen Stützkräfte von zusammen 100,7 t werden an dem Zapfen aufgenommen und in D-D auf die Kragarme der festen Brücke, die in der Verlängerung der Hauptträger H₁ und H₄ liegen, übertragen. Diese Kragarme sind mit den Klappenpfeilern verankert. Die Querkräfte, die in der Brückenmitte zwischen den beiden Klappen bei einseitiger Belastung auftreten, werden durch eine selbsttätig sich schließende Verriegelung übertragen. Die Klappen können vollständig unabhängig von einander bewegt werden.

Die Drehzapfen D – D sind auf der Klappbrücke innerhalb der doppelwandigen kräftigen Endquerträger gelagert. Ein fachwerkartiger Querrahmen über K – K überträgt die Stützkräfte des dicht unter der Fahrbahn liegenden Windverbandes der Klappbrücke auf die Keillager K. Die Endquerträger E₁,

 $\rm E_2$ dieser Fachwerkrahmen und der Windverbände nehmen zusammen die beim Endrahmen der Klappe gegebenenfalls entstehenden Verdrehungskräfte auf.

b) Maschinelle Anlage. Alle Teile der Antriebe, die eine sorgfältige Wartung erfordern, sind auf Walzeisen-

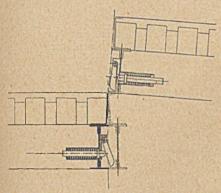


Abb. 57. Entwurf "Stadtbild". Verriegelung in der Mitte der Klappbrücke.

rahmen seitwärts in den beiden Pfeilern angeordnet und bei jeder Klappenstellung leicht zugänglich. Auf jedem Pfeiler ist ein langsamlaufender geschlossener Drehstrommotor, eine als Bremse ausgebildete Rutschkuppelung mit Gestänge und Bremsmagnet und ein im Ölgehäuse laufendes Stirnrädervorgelege I, Über angeordnet.

310 mm äußerem Durchmesser (Achse I), und zwar mittels dreifacher Stirnräderübersetzung II, III und IV auf je 2 Ritzel R, die in Zahnsegmente S eingreifen. Diese sehr steif und kräftig gehaltenen Segmente sind auf den Pfeilern gut verankert.

Die Steuerung beider Motoren erfolgt durch einen Brückenwärter von seinem Stande aus, der sich in einem der Brückentürme bei dem einen Handantrieb H befindet. Für jeden Motor ist eine Steuerwalze vorgesehen. In dem Turm ist außerdem die Schalttafel angeordnet.

Die Sicherheitsvorrichtungen sind mechanisch und elektrisch. Als vordere Verriegelung in Brückenmitte dienen an jeder Klappe 2 federnd gelagerte Daumen (Abb 57), die beim Schließen von der Gegenklappe zurückgedrückt und in der Endlage durch die Feder vorgeschoben werden, so daß sie sich auf der Gegenklappe abstützen. Mittels der Keillager K können die unbelasteten Klappen genau eingestellt werden. Die Daumen

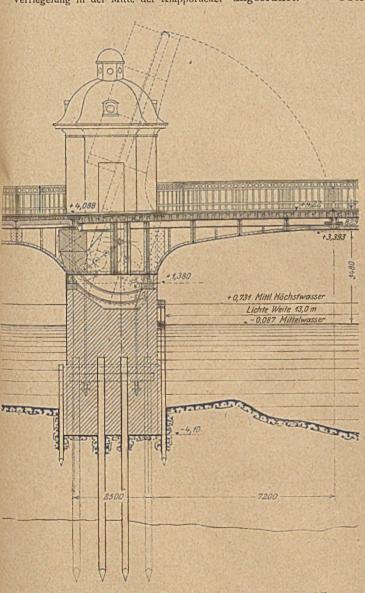


Abb. 58. Entwurf "Stadtbild". Schnitt durch den Klappenpfeiler.

jedem Motorantrieb ist außerdem eine Handkurbel H angebracht, die bei Störungen im elektrischen Betriebe für den Antrieb jederzeit zur Verfügung steht.

Die Kraftübertragung von den Motorvorgelegen aus erfolgt durch die hohlen Drehzapfen mit 220 mm innerem und im Mittel

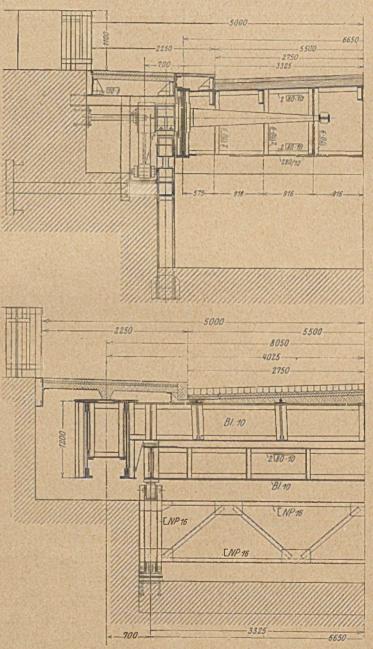


Abb. 60. Entwurf "Freier Blick III". Querschnitt der Klappbrücke.

wahren auch unter der Verkehrslast die gleiche Lage der Klappen. Wegen der festen Lagerung der Drehachsen tritt nur eine geringe durch Wärme hervorgerufene Änderung der Spalte ein. Ein Hochgehen der Klappe beim Auffahren von der festen Brücke wird durch die festgebremsten Ritzel der

200

Abb. 59. Entwurf "Freier Blick III". Längsschnitt und Grundriß der Klappbrücke.

Zahnsegmente verhindert. Der Zahndruck ist dabei geringer als im Betriebe. Die lotrecht nach unten gerichtete Stützkraft im Drehzapfen beträgt dann insgesamt $2 \cdot 37 = 74$ t. Das Wirken von Endausschaltern und die Betätigung der Brückenschranken durch einen gemeinsamen Antrieb sind wie bei den meisten übrigen Entwürfen vorgesehen.

VIII. Entwurf: Kennwort "Freier Blick III".

Verfasser: Philipp Holzmann & Co. in Gemeinschaft mit der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg.

Die vorgeschlagene Lösung mit festem Drehzapfen zeichnet sich durch folgende Sonderheiten gegenüber den gebräuchlichen Anordnungen aus (Abb. 59 u. 60).

a) Tragwerk der Klappbrücke. Beide Klappen sind, wie bei den übrigen Entwürfen, vollständig ausbalanciert mit Hilfe eines Gegengewichtes von 55,3 t bei 7,5 m Länge des vorderen und 2,5 m Länge des hinteren Armes. Die Kennzeichen dieses Entwurfes bestehen zunächst darin, daß hier die beiden Drehzapfen das innere Lager (für die positiven Stützkräfte) bilden und auch im Ruhezustand vom vollen Eigengewicht der Klappbrücke belastet werden, während die negativen Stützkräfte durch den kurzen Hinterarm auf einen mit der anschließenden festen Brücke verbundenen stark ausgebildeten Querträger übertragen werden, der 2,5 m vom Drehzapfen entfernt liegt. Diese größte negative Stützkraft, die bei Vollbelastung des langen Klappenarmes entsteht, ist ungefähr gleich der positiven Stützkraft der anschließenden festen Brücke infolge des Eigengewichts allein, und zwar für jeden der beiden Hauptträger der Klappbrücke rd 50 t, also für die ganze Brückenbreite rd 100 t. Trotz dieses Ausgleichs der Kräfte ist aus Sicherheitsgründen gegen Abheben noch eine Rückverankerung der anschließenden festen Brückenöffnung vorgesehen. Auf jeden der beiden Drehzapfen einer Klappe wird dabei eine positive, also nach unten gerichtete Stützkraft durch Eigengewicht und Verkehrslast von 50+80 = 130 t ausgeübt.

Im geschlossenen Zustande wird endlich noch in demselben Brückenquerschnitt, in dem die negativen Stützkräfte wirken, je ein drehbar gelagertes Pendel unter das Ende des kurzen Armes der beiden Hauptträger geschoben, das dann als Auflager für den verkehrsbelasteten kurzen Arm der Klappbrücke dient und eine Stützkraft von 13 t erhält.

Der doppelte Bohlenbelag ist durch Schrauben an besonderen Winkeln befestigt zum Schutze gegen Abrutschen beim Aufklappen. Um eine Beanspruchung der Querträger in ihrer flachen Richtung bei hochgeklappten Flügeln infolge des Eigengewichtes der Quer- und Längsträger und des Fahrbahnbelages zu vermeiden, ist zwischen den beiden Querträgern am Drehzapfen oben ein vollständiger Blechträger und unten ein Fachwerkträger zur Aufnahme dieser Kräfte eingebaut.

- b) Maschinelle Anlage. Zum ersten Male wird hier von den Entwurfsverfassern ein Spindelantrieb vorgeschlagen, der zum Patent angemeldet ist. Dieser bemerkenswerten Lösung werden folgende Vorteile gegenüber dem sonst üblichen Antrieb mit Zahnsegmenten zugeschrieben.
- 1. Da die Antriebsspindel selbstsperrend ist, werden sämtliche hinter der Spindel noch vorhandenen Antriebsmechanismen bei Belastung der hochgeklappten Flügel infolge Wind bis zu 250 kg/m² überhaupt nicht beansprucht. Diese Teile des Mechanismus sind also nur für die zum Bewegen der Klappe erforderliche Kraft zu bemessen, wodurch sich eine Gewichtsersparnis bei den Antriebsvorrichtungen von 35 vH im Vergleich zu den anderen üblichen Lösungen ergibt.
- 2. Der Spindelantrieb kann unmittelbar unterhalb der Fahrbahn angeordnet werden. Hier ist er zwischen den doppelwandigen Hauptträgern der anschließenden Seitenöffnungen eingebaut (s. auch Abb. 39).

Jede Klappe hat einen geschlossenen Drehstrommotor von 10 PS 30-Minuten-Leistung bei 935 Umdrehungen in der Minute. Die Kraftübertragung vom Motor zu den Spindeln erfolgt mittels Stirn- und Kegelrädervorgelege, die teils aus Gußeisen, teils aus Stahlguß bestehen. Zwischen dem Kugellager und der Spindel sind Federteller eingebaut, die so stark bemessen sind, daß die lebendigen Kräfte und Windmomente auf einem Federweg von etwa 20 mm vernichtet werden. Stöße in den Spindeln werden hierdurch vermieden. Durch diese Anordnung erübrigt sich auch der Einbau der sonst üblichen Puffer. Die Stützpendel zur Verriegelung der kurzen Arme werden durch Zahnstangen und Spindeln bewegt, die mittels Kegel- und Stirnrädervorgelege von einem besonderen Motor mit 1,36 PS 30-Minuten-Leistung und 920 Umdrehungen in der Minute angetrieben werden.

Ein dritter Motor dient zur Verriegelung der beiden Klappen in der Brückenmitte. An einem Ende der Riegel sind Flachgewinde aufgeschnitten, auf denen mit Gewindemuttern versehene Stirnräder zwischen starken Lagern sitzen.

Wie auch dieser Wettbewerb zeigt, kennzeichnen Fortschritte und Vertiefung allenthalben das Streben der deutschen Bauingenieure. Mögen diese treibenden Kräfte zur Erreichung des einen großen Zieles unseres Volkes beitragen, des wirtschaftlichen und nationalen Wiederaufbaues unseres Vaterlandes.

DIE BERECHNUNG DES WASSERSCHLAGES.

a) Bei vollständigem Abschließen einer Rohrleitung. — b) Bei teilweiser Abschließung.
 c) Berechnung des Druckabfalls beim Öffnen von Rohrleitungen.

Von Dipl.-Ing. Bundschu, im Ingenieurbüro Ludin A.-G., Karlsruhe.

a) Bei vollständigem Abschließen einer Rohrleitung.

Beim Abschließen einer Rohrleitung entsteht am Absperrquerschnitt eine Drucksteigerung, die sich als Schwingungserscheinung längs der Leitung fortpflanzt. Die Gesetze dieser Schwingungserscheinungen sind von Allievi aufgestellt worden (Allievi, Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers in Leitungen, deutsche, erläuterte Ausgabe von Robert Dubs und Bataillard. Berlin, Julius Springer 1909). Die wichtigsten Ergebnisse seiner Untersuchungen sind im folgenden in einfache und übersichtliche Formeln, wie sie in der Praxis benötigt werden, zusammengefaßt.

Zunächst handelt es sich darum, die Größe der Ge-

schwindigkeit, mit der sich der Druckanstieg längs der Rohrleitung fortpflanzt, zu bestimmen. Allievi gibt dafür die Formel:

$$a = \sqrt{\frac{g}{\gamma\left(\frac{1}{E'} + \frac{1}{E''} \cdot \frac{d}{\delta}\right)}} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4$$

Für Wasser mit g = 9.81 m/sek²; $\gamma = 1000$ kg/m³ und E' = 207000000 kg/m² ergibt obige Formel:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{10^{10}}{E''} \cdot \frac{d'}{\delta}}} \quad (4a)$$

Hierin bedeuten:

g = Fallbeschleunigung m/sek2.

γ = Raumeinheitsgewicht der Flüssigkeit kg/m³.

E' = Elastizitätsmodul der Flüssigkeit kg/m².

E" = Elastizitätsmodul des Rohmaterials kg/m².

d = lichte Weite des Rohres in Metern (bei verschiedener lichter Weite ist der Mittelwert einzusetzen).

δ = Wandstärke des Rohres in Metern (bei verschiedenen Wandstärken ist der Mittelwert einzusetzen).

Im folgenden ist zum Vergleich eine Tabelle der Elastizitätsmoduln gegeben: Man beachte, daß in den Formeln (4) und (4 a) die Elastizitätsmoduln in kg/m² und nicht wie gewöhnlich in kg/cm2 eingesetzt werden.

Tabelle 1.

Elastizitätsmodul	kg/cm²	kg/m²
Flußeisen	2000000	20 000 000 000
Beton	200 000	200000000
Holz	100 000	1000000000
Wasser	20 700	207000000

Aus dieser Tabelle ist die sicher für viele überraschende Tatsache zu ersehen, daß Wasser ungefähr 100 mal mehr zusammendrückbar ist als Eisen. Wäre das Wasser, wie vielfach angenommen wird, so gut wie unzusammendrückbar, so müßten die meisten Druckrohrleitungen bereits gebrochen sein.

Für ein starres Rohr, also mit E" = ∞ wird

für Eisen-, Beton-, Eisenbeton- und Holzrohrleitungen kann für die Praxis als guter Mittelwert

verwandt werden.

Es wäre dringend erwünscht, wenn die wenigen Versuche zur Bestimmung von a vervollständigt werden würden.

Die höchste Drucksteigerung tritt am Absperrorgan ein-Allievi gibt zu ihrer Berechnung drei verschiedene Formeln an: Welche der drei Formeln zur Berechnung zu verwenden ist, bestimmt sich nach folgenden Kriterien:

Tabelle 2.

Fall I	$T < \frac{2L}{a}$			(1
Fall II	$T > \frac{2L}{a};$	a v < 2 g h		(2
Fall III	,	av > 2gh; av < 3gh;	$T < \frac{a v - g h}{a v - 2 g h} \cdot \frac{L}{a}$	(2
Fall IV	,	35	T> ,	125 25 700
Fall V	11	av>3gh		(3

Für eineFortpflanzungsgeschwindigkeit von a = 1000 m/sek und g = 9,8r m/sek 2 ist bei T $> \frac{2 L}{a}$ für die meistvorkommenden Fließgeschwindigkeiten v folgende Tabelle aufgestellt, mit deren Hilfe unmittelbar die zuständige Formel aufgefunden werden kann.

Tabelle 3.

Die Berechnung des Druckanstiegs h' erfolgt nach: Formel (2) Formel*) Formel (3)

		GI DA			Comon		- 12)	
Fließge- schwindigkeit v m/sek	Statische Druckhöhe h m m m							
0,5	25	u.	mehr	25- 17	17	u.	weniger	
1,0	51	,,	**	51 - 34	34	"	"	
1,5	76	,,	,,	76 51	51	11		
2,0	102	"	"	102 68	68	,,	.,,	
2,5	127	,,	1)	127 - 85	85	,,	,,	
3,0	153	13	,,	153-102	102	"	,,	
3,5	178	,,	11	178-119	119	,,		
4,0	204	,,		204-136	136	,,	,,,	
4,5	230	"		230-153	153	,,		
5,0	255	,,	"	255 — 170	170	"		

Im folgenden sind die drei Formeln von Allievi in einfache und übersichtliche Form gebracht: Es bedeuten:

L = wahre Länge der Rohrleitung in m, in der Rohrachse gemessen, vom Absperrschieber bis zu dem Punkt, wo sich das Wasser frei ausspiegeln kann, also bis zum Wasserschloß bzw., wenn kein solches vorhanden ist, bis zur Wasserfassung,

h = statische Druckhöhe am Absperrorgan in m,

h' = Druckhöhenanstieg (Zuwachs zur statischen Druckhöhe h) am Absperrorgan infolge des Abschließens (Wasserschlag) in m,

T = Zeit, in der die Rohrleitung abgeschlossen wird, in sek,

a = Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Drucksteigerung längs der Rohrleitung in m/sek,

v = Fließgeschwindigkeit vor Beginn des Abschließens, m/sek (sind verschiedene v vorhanden, so ist der Mittelwert einzusetzen).

Mit a = 1000 m/sek und g = 9,81 m/sek2 ergibt diese Formel:

Für Fall II und III:

Für a = 1000 m/sek und g =
$$9.81$$
 m/sek²:

$$m' = h + \frac{a v}{\sigma}$$

$$m' = h + 102 v$$

$$m'' = \frac{v^2}{2 \, h \, g^2} \, \left(a - \frac{2 \, L}{T} \right)^2 \qquad \qquad m'' = \frac{0.021 \, v^2 \, (500 \, T - L)^2}{h \, T^2}$$

$$m = m' + m''$$

Das - | '-Zeichen ergibt die richtige Lösung. + | ist ungültig.

Für Fall IV und V:

$$n' = \frac{L v}{g T h}$$

$$n = \frac{n'}{2} (n' + \sqrt{n'^2 + 4})$$

$$h' = n h \qquad (3)$$

*) Bei diesen Druckhöhen erfolgt die Berechnung je nachdem

$$T < \frac{a v - g h}{a v - 2 g h} \cdot \frac{L}{a} \text{ nach Formel (2)}$$

In der Formel für n ergibt das + V-Zeichen die richtige

Lösung. - / ist ungültig.

Besteht die Rohrleitung aus mehreren Rohrstrecken mit verschiedenen Durchmessern, so erhält man die mittlere Geschwindigkeit v mit folgender Formel:

$$v = \frac{Q\sum_{I} \binom{I}{F}}{I} \cdot \dots \cdot \dots \cdot (5)$$

Hierin bedeuten:

Q = Wasserführung in cbm/sek,

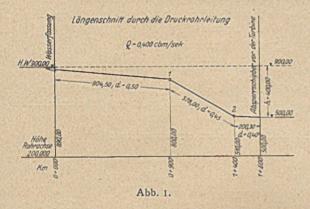
L = Gesamtlänge der Rohrleitung in m,

l = Länge einer Rohrstrecke (in m) mit gleichbleibender lichter Weite,

F = lichte Querschnittsfläche in m².

Berechnung des Druckhöhenanstiegs h' in einem beliebigen Querschnitt der Rohrleitung.

Mit den Formeln (1) bis (3) kann die Drucksteigerung h' am Absperrquerschnitt berechnet werden. Im folgenden sei

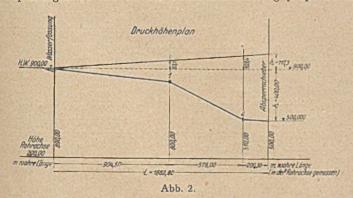


nun die Aufgabe gelöst, in einem beliebigen Querschnitt x im Abstand lx vom Wasserschloß bzw. Wasserfassung die Druckhöhensteigerung zu bestimmen. Es sind hierbei zwei Fälle zu unterscheiden:

Fall A:
$$T > \frac{2L}{a}$$

Fall B:
$$T < \frac{2L}{a}$$

Fall A: $T > \frac{2L}{a}$: Der Druckhöhenanstieg h' am Absperrorgan berechnet sich mit den Formeln (2) oder (3). Vom Absperrorgan an nimmt der Druckhöhenanstieg proportional



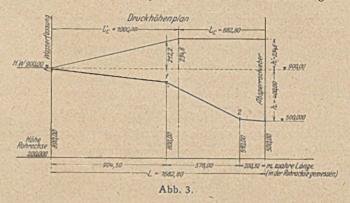
der wahren Länge der Rohrleitung linear bis o am Wasserschloß bzw. an der Wasserfassung ab (siehe Abb. 2). Die Berechnung erfolgt rechnerisch oder graphisch.

Rechnerisch mit der Formel:

$$h_x' = \frac{l_x h'}{L} \dots \dots \dots (6$$

Graphisch: Man zeichnet den "Druckhöhenplan", d. h. einen Höhenplan, der sich insofern vom Längenschnitt durch die Druckrohrleitung unterscheidet, als beim Längenschnitt die Horizontalprojektionen der Rohrstrecken, beim "Druckhöhenplan" jedoch die wahren Längen der Rohrstrecken als Abszissen aufgetragen werden (siehe Abb. 2).

Im Druckhöhenplan ist die Druckanstiegslinie eine gerade Linie. Im Längenschnitt jedoch wäre die Druckanstiegslinie



bei einem Rohrleitungstrasse mit starken Gefällsbrüchen eine gebrochene Linie, da der Druckanstieg proportional der wahren Länge und nicht proportional der Vertikalprojektion der Rohrstrecken ist. Bei starken Gefällsbrüchen in der Rohrleitung können die daraus entstehenden Fehler beträchtlich groß werden, so daß es sich in diesem Fall empfiehlt, neben dem Längenschnitt zur graphischen Ermittlung des Druckhöhenanstieges einen "Druckhöhenplan" zu zeichnen.

Fall B:
$$T \leq \frac{2L}{a}$$
.

Der Druckhöhenanstieg h' berechnet sich nach Formel (1). Ist $T\!<\!\frac{2\,L}{a}$, so ist auf eine Strecke l_c vom Absperrorgan aus gerechnet, der Druckhöhenanstieg konstant = h'. le berechnet sich mit folgender Formel:

$$l_c = L - \frac{aT}{2} \dots (7)$$

Auf der Reststrecke 1 nimmt der Druckhöhenanstieg linear von h' bis o ab (siehe Abb. 3).

(Formel (9) gilt für $l_x < l_c'$. Für $l_x > l_c'$ ist h_x' konstant = h'.)

Die graphische Berechnung erfolgt wie oben mit Hilfe des Druckhöhenplanes.

Zahlenbeispiel (siehe Abb. 1).

$$L = 1682,80 \text{ m}.$$

$$h = 400 \text{ m}.$$

$$T = 6$$
 sek.

$$Q = 0,400 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

Tabelle 4.

		and the second second	NAME OF TAXABLE PARTY.	State of the latest state
Durch-	Quer- schnitts-	Wahre	Länge	1
messer	fläche	I	l _x	F
m	m ²	m	m	
0,50	0,196	904,50	904,50	4600
0,45	0,159	578,00	1482,50	3640
0,40	0,126	200,30	1682,80	1590
		1682,80		9830

Mit Formel (5) errechnet sich die mittlere Fließgeschwindigkeit:

$$v = \frac{0,400 \cdot 9830}{1682,80} = 2,3 \text{ m/sek}.$$

Es ist
$$\frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 1682,80}{1000} = 3.4$$
.

Da T=6 sek, ist also T größer als $\frac{2L}{a}$.

Man erhält daher mit Tabelle 3 mit v = 2.3 m/sek und h = 400 m als zuständige Formel die Formel (2):

m' =
$$400 + 102 \cdot 2.3 = 634.6$$

m'' = $\frac{0.021 \cdot 2.3^2 (500 \cdot 6 - 1682.80)^2}{400 \cdot 6^2} = 13.7$
m = $634.6 + 13.7 = 648.3$
h' = $648.3 - 400 - \sqrt{648.3^2 - 634.6^2} = 117.3$ m

Will man nun noch den Druckhöhenanstieg in einem beliebigen Querschnitt, z. B. bei Knickpunkt (1) und (2) errechnen, so erhält man mit Formel (6):

$$h'_{(1)} = \frac{904,50}{1682,80} \cdot 117,3 = 63,1 \text{ m}$$

$$h'_{(2)} = \frac{1482,50}{1682,80} \cdot 117,3 = 103,4 \text{ m}$$

Dasselbe Resultat erhält man graphisch mit dem "Druckhöhenplan" (Abb. 2).

Dasselbe Beispiel mit T = 3,4 sek:

$$\frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 1682,80}{1000} = 3.4.$$

Also $T = \frac{2L}{a}$. Demnach berechnet sich h' mit Formel (1) bzw. (1a):

$$h' = 102 v = 102 \cdot 2,3 = 234,6 m.$$

Dasselbe Beispiel mit T = 2 sek:

$$\frac{2L}{a} = 3.4.$$

Also T kleiner als $\frac{2L}{a}$. Demnach Formel (1) bzw. (1a): $h' = 102 \text{ v} = 102 \cdot 2.3 = 234.6 \text{ m}.$

Nach Formel (7) bleibt der Druckhöhenanstieg auf einer Strecke lc, vom Absperrorgan aus gerechnet, konstant (siehe Abb. 3):

$$l_c = 1682,80 - \frac{1000 \cdot 2}{2} = 682,80 \text{ m}$$

$$l_c' = \frac{1000 \cdot 2}{2} = 1000 \text{ m}.$$

 $h'_{(2)}$ ist demnach = h' = 234,6 m,

h'(1) berechnet sich mit Formel (9) zu:

$$h_1' = \frac{904,50 \cdot 234,6}{1000 \cdot 2} = 212,2 \text{ m}.$$

Erläuterungen zu den Formeln: Die Formeln von Allievi gelten unter folgenden Voraussetzungen: I. Die Fließgeschwindigkeit v ist im Verhälfnis zur Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Drucksteigerung a klein. Da v meistens zwischen I und 5 m/sek liegt, dagegen a = 1000 m/sek ist, so ist diese Voraussetzung in der Praxis immer erfullt. 2. Das Abschließen erfolgt gleichmäßig (linear). 3. Der Druckhöhenverlust zur Überwindung der Rebung und zur Erzeugung der Fließgeschwindigkeit ist nicht berücksichtigt. In Fälien, wo dieser Druckhöhenverlust im Vergleich zur "statischen Druckhöhe plus Wasserschlag" verhältnismäßig groß ist, sind die Formeln von Allievi nur als Näherungsformeln anzusprechen. Sie ergeben dann etwas zu hohe Werte für den Wasserschlag.

Formel (I) ist unabhängig von der Schließzeit T. Mit $T=\frac{2\,\mathrm{L}}{a}$ erreicht der Wasserschlag seinen größten Wert $h'=\frac{a\,v}{g}$. Bei weiterer Verminderung der Schließzeit, ja selbst beim plötzlichen Abschluß nimmt der Wasserschlag nicht mehr weiter zu. Es entsteht jedoch die Erscheinung eines konstanten Druckanstieges h' auf eine Strecke l_c vom Absperrorgan aus gerechnet. Dieses l_c ist von T abhängig [siehe Abb. 2 und Formel (7)].

b) Bei teilweiser Abschließung.

Im vorhergehenden sind die 3 Formeln von Allievi für die Berechnung des Wasserschlages bei vollständigem Abschließen einer Rohrleitung gegeben. In seinem Buch über die veränderliche Bewegung des Wassers in Leitungen gibt Allievi auch die Rechnungsmethode zur Berechnung des Wasserschlages bei teilweisem Abschließen der Rohrleitung an. Die hierzu nötigen Rechnungen sind aber teilweise so umfangreich, daß sie sich für den Gebrauch in der Praxis nicht eignen. Im folgenden sind daher Näherungsformeln aufgestellt, die sich auf der Theorie von Allievi aufbauen und für den Gebrauch in der Praxis genügende Genauigkeit besitzen. Die Formeln gelten unter der Voraussetzung, daß das Schließen gleichmäßig (linear) erfolgt.

Es bedeuten:

T = Zeit, in der die Rohrleitung vollständig abgeschlossen wäre, in sec,

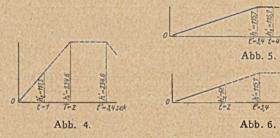
 $t' = \frac{2L}{a}$ = Zeit, die die Drucksteigerung nötig hat, um die Rohrleitung hin- und zurück zu durchlaufen, in sec.

t = Zeit, nach der mit dem Abschließen innegehalten wird, in sec,

h' = Druckhöhenanstieg (Wasserschlag) in m, der bei vollständigem Abschließen der Druckrohrleitung auftritt,

h_t'= Druckhöhenanstieg (Wasserschlag) in m, der bei teilweisem Abschließen der Druckrohrleitung auftritt.

Es sind 3 Fälle zu unterscheiden:



1. T und t kleiner als t' (s. Abb. 4):

$$h_t' = \frac{h'\,t}{T}$$
 , (10

wobei: h' = 102 v (Formel 1 a von Allievi);

2. T und t größer als t' (s. Abb. 5):

$$h_t' = h' \dots \dots \dots$$
 (11

wobei: $h' = m - h - \sqrt{m^2 - m'^2}$ (Formel 2 von Allievi);

3. T größer, t kleiner als t' (s. Abb. 6):

$$h_t' = \frac{t \ h'}{t'} \quad \dots \quad \dots \quad (12$$

wobei: $h' = m - h - \sqrt{m^2 - m'^2}$ (Formel 2 von Allievi).

In allen 3 Fällen nimmt der Druckhöhenanstieg linear vom Absperrquerschnitt bis zur Wasserfassung bzw. bis zum Wasserschloß von ht' bis o ab.

Zahlenbeispiel:

$$L = 1682,80 \text{ m}$$

$$h = 400 \text{ m}$$

$$a = 1000 \text{ m/sec}$$

$$v = 2,3 \text{ m/sec}$$

$$T = 2 \text{ sec}$$

$$t = 1 \text{ sec}$$

$$= t' = \frac{2 \cdot 1682,80}{2 \cdot 1682,80} = 3,4 \text{ sec}$$

Also T und t kleiner als t'; demnach Formel (10):

$$h' = 102 \cdot 2.3 = 234.6$$

$$h_t' = \frac{234.6 \cdot I}{2} = 117.3 \text{ m (s. Abb. 4)}$$

Dasselbe Beispiel mit T = 6 sec, t = 4 sec.

 $t' = \frac{2L}{a} = 3.4$, also T und t größer als t'; demnach Formel (11). h' berechnet sich nach Formel (2) von Allievi zu

$$h' = 115.7$$

$$h_{t}' = h' = 115,7 \text{ m (s. Abb. 5)}.$$

Dasselbe Beispiel mit T = 6 sec, t = 2 sec.

$$t' = \frac{2L}{a} = 3.4$$
; also $\begin{cases} T \text{ größer} \\ t \text{ kleiner} \end{cases}$ als t' ; demnach Formel (12).

h' berechnet sich nach Formel (2) von Allievi zu

$$h' = 115.7$$

$$h_t' = \frac{2 \cdot 115.7}{3.4} = 68 \text{ m} \text{ (s. Abb. 6)}.$$

Erläuterungen zu den Formeln: Die vereinfachende Annahme, auf der die Näherungsformeln aufgebaut sind, besteht darin, daß die Druckanstiegkurve für den Querschnitt am Absperrschieber als eine gleichmäßig ansteigende Gerade, die in eine Horizontale übergeht, angenommen wird (s. Abb. 4-6). Über den genauen Verlauf der Druckanstiegkurve gibt das Buch von Allievi Aufschluß.

Unter Umständen kann schon bei teilweisem Schließen derselbe Wasserschlag auftreten wie beim vollständigen Abschließen. Wie aus Abb. 5 ersichtlich ist, tritt dieser Fall ein, wenn t größer als t'.

Zum Schluß seien noch einige Angaben über die Größe der in Rechnung zu stellenden Schließzeit angefügt. Allgemein kann gesagt werden, daß jeweils mit der Schließzeit gerechnet werden muß, mit der der höchste Wasserschlag eintreten kann. Zur Erläuterung seien im folgenden zwei Beispiele angeführt:

An einer Hochdruckleitung befindet sich i Peltonturbine. Der Regler kann die Düse in 20 sec abschließen. Da der Düsenquerschnitt jedoch nur 20 cm² beträgt, besteht die Möglichkeit, daß die Düse plötzlich (T = ca. 1 sec) durch einen Schwimmkörper (Holzstück, Lumpen, Treibeis oder ähnliches) geschlossen wird. Es muß also mit T = 1 sec gerechnet werden.

An derselben Leitung befinden sich, statt wie oben eine, 3 Peltonturbinen. Sind alle 3 in Betrieb, so ist die Möglichkeit, daß alle 3 gleichzeitig durch einen Schwimmkörper abgeschlossen werden, praktisch so gut wie ausgeschlossen. Man berechnet daher den Wasserschlag für den Fall, daß sämtliche 3 Turbinen gleichzeitig mit der Reglerschließzeit $T=20\,$ sec abgeschlossen, und für den Fall, daß nur eine Turbine in Betrieb ist, die plötzlich durch einen Schwimmkörper (T=1 sec) abgeschlossen wird. Nach dem jeweils ungünstigsten Fall wird dann die Rohrleitung dimensioniert.

c) Berechnung des Druckabfalles beim Öffnen von Rohrleitungen.

Beim Öffnen von Druckrohrleitungen entsteht am Absperrquerschnitt ein Druckabfall, der sich analog dem Druckanstieg beim Schließen längs der Leitung fortpflanzt. Im folgenden sind die zur Berechnung des Druckabfalls von Allievientwickelten Formeln in übersichtliche Form gebracht. Es bedeuten:

L = Wahre Länge der Rohrleitung in m, in der Rohrachse gemessen, vom Absperrschieber bis zu dem Punkte, wo sich das Wasser frei ausspiegeln kann, also bis zum Wasserschloß bzw. bis zur Wasserfassung,

h = statische Druckhöhe am Absperrorgan in m,

h'= Druckabfall in m (Verminderung der statischen Druckhöhe h) am Absperrorgan infolge des Öffnens,

T = Zeit, in der die Rohrleitung geöffnet wird, in sec,

a = Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Druckabfalls längs der Rohrleitung in m/sec²,

v = Fließgeschwindigkeit im Beharrungszustand nach Öffnung der Rohrleitung in m/sec,

g = Fallbeschleunigung in m/sec2.

Man hat zwei Fälle zu unterscheiden:

$$r) T \leq \frac{2L}{a}$$

$$s = \frac{a^2 v^2}{2 g^2 h}$$

Mit a = 1000 m/sec und g = 9.81 m/sec² s = $\frac{5200 \text{ v}^2}{\text{h}}$ h' = $+\sqrt{\text{s}(2\text{h} + \text{s})} - \text{s}$ (13)

Das $+\sqrt{Z}$ eichen ist gültig, das $-\sqrt{Z}$ eichen ist ungültig. Formel (13) ist unabhängig von T, sie gilt daher für jede

Öffnungszeit kleiner als $\frac{2 L}{a}$, also auch für plötzliches Öffnen.

Auf einer Strecke $l_c = L - \frac{a T}{2}$ bleibt dann der Druckabfall konstant.

Zur Berechnung von $l_{\rm c}$ und $h_{\rm x}{}'$ gelten sinngemäß die Formeln (7), (8) und (9).

2)
$$T > \frac{2L}{a}$$

$$Z = \frac{2 v^2 L^2}{g^2 T^2 h}$$

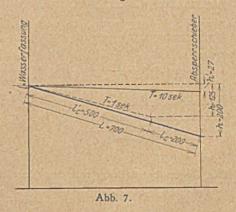
$$h' = + \sqrt{Z (2 h + Z)} - Z \dots (14)$$

Das $+\sqrt{2}$ Zeichen ist gültig, das $-\sqrt{2}$ Zeichen ist ungültig.

Der Druckabfall h' nimmt proportional der wahren Länge der Rohrleitung von h' am Absperrschieber bis o an der Wasserfassung bzw. am Wasserschloß ab. Zur Berechnung von h_x' kann demnach sinngemäß Formel (6) verwendet werden.

Wie aus Abb. 7 ersichtlich ist, kann bei sehr raschem Öffnen am Absperrorgan ein sehr großer Druckabfall auftreten. Unter Umständen fällt die Druckabfallinie sogar unter die Rohr-

achse. Der Wasserstrang in der Rohrleitung hat dann die Neigung abzureißen, d. h. es will ein Vakuum entstehen. Dem Entstehen eines Vakuums wirkt aber der Atmosphärendruck und außerdem die Reibung entgegen. Falls also die Druckabfallkurve unter die Rohrachse fällt, ist dadurch ein Abreißen des Wasserstranges noch nicht bedingt. Aber es



besteht die Gefahr, daß gefährliche Schwingungen entstehen, die dann doch zur Bildung eines Vakuums führen können. Wenn irgend möglich, empfiehlt es sich daher, das Tracé der Rohrleitung und die Öffnungszeit T so zu wählen, daß die Druckabfallinie überall über der Rohrachse bleibt.

Zahlenbeispiel.

$$a = 1000 \text{ m/sec}$$

 $v = 2 \text{ m/sec}$.

$$\frac{2 L}{a} = \frac{2 \cdot 700}{1000} = 1.4, \text{ also } T > \frac{2 L}{a}, \text{ demnach Formel (14):}$$

$$Z = \frac{2 \cdot 2^2 \cdot 700^2}{9.81^2 \cdot 10^2 \cdot 200} = 2.03$$

$$h' = + \sqrt{2.03(2 \cdot 200 + 2.03) - 2.03}$$

 $h'=27\ m$ Dieser Druckabfall nimmt linear vom Absperrschieber bis zur Wasserfassung ab.

Dasselbe Beispiel mit T = r sec.

$$T < \frac{2 L}{a}$$
, demnach Formel (13):
$$s = \frac{5200 \cdot 2^2}{200} = 104$$

$$h' = \sqrt{104 (2 \cdot 200 + 104)} - 104$$

$$h' = 125 m$$

Dieser Druckabfall bleibt auf eine Strecke

$$l_c = 700 - \frac{1000 \cdot I}{2} = 200 \text{ m}$$

konstant. Auf der restlichen Strecke von 500 m fällt er linear bis o an der Wasserfassung ab.

DIE VEREINFACHTE BERECHNUNG BIEGSAMER PLATTEN.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der HUTA Hoch- und Tiefbau-Akt.-Ges., Breslau.

(Schluß von Seite 666.)

§ 5

Platten an drei Seiten frei aufliegend und an einem Rande fest eingeklemmt. (Abb. 12a.)

Der Streifen in der x-Richtung stellt einen Balken, der links frei aufliegt und rechts eingespannt ist, dar. Sein größtes positives bzw. negatives Biegungsmoment bei einer Breite b = r ist:

$$\mathfrak{M}_{x_{max}} = \frac{9}{128} p_x l_x^2$$
,
 $\mathfrak{M}_{x_{min}} = -\frac{1}{8} p_x l_x^2$,

die Durchbiegung in der Balkenmitte

$$\delta_x = \frac{2}{32} p_x \frac{l_x^4}{E h^3}.$$

Der Streifen in der y-Richtung ist als beiderseits frei aufruhender Balken zu behandeln.

Die zugehörigen Werte des Biegungsmomentes und der Durchbiegung in Balkenmitte sind:

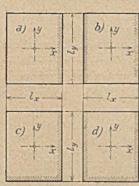


Abb. 12. Die schrassierten Ränder sind eingeklemmt, die übrigen freiausliegend.

 $\mathfrak{M}_{y_{\text{max}}} = p_y \frac{l_y^2}{8},$ $\delta_y = \frac{5}{32} \cdot \frac{p_y l_y^4}{E h^3}.$

Aus den beiden Bedingungen:

$$\delta_x = \delta_y,$$

$$p_x + p_y = p$$

folgt:

$$p_{x} = p \frac{5 l_{y}^{4}}{2 l_{x}^{4} + 5 l_{y}^{4}}$$

$$p_{y} = p \frac{2 l_{x}^{4}}{2 l_{x}^{4} + 5 l_{y}^{4}}$$
(20)

$$\mathfrak{M}_{x_{\text{max}}} = \frac{9}{128} p l_{x^{2}} \frac{5 l_{y^{4}}}{2 l_{x^{4}} + 5 l_{y^{4}}},$$

$$\mathfrak{M}_{y_{\text{max}}} = \frac{1}{8} p l_{y^{2}} \frac{2 l_{x^{4}}}{2 l_{x^{4}} + 5 l_{y^{4}}}.$$

Die Gegenüberstellung mit den Vergleichsgrößen

$$\mathfrak{M}_{0_x} = \frac{p \, l_x^2}{8}, \quad \mathfrak{M}_{0_y} = \frac{p \, l_y^2}{8}$$

liefert weiterhin auf Grund der Gleichungen (II):

$$\begin{split} \phi_x &= \frac{5}{6} \cdot \frac{9 \cdot 8}{128} \cdot \frac{5 \, l_x^2 \, l_y^2}{2 \, l_x^4 + 5 \, l_y^4} = \frac{75}{32} \cdot \frac{l_x^2 \, l_y^2}{2 \, l_x^4 + 5 \, l_y^4}, \\ \phi_y &= \frac{5}{6} \cdot \frac{2 \, l_x^2 \, l_y^2}{2 \, l_x^4 + 5 \, l_y^4} = \frac{5}{3} \cdot \frac{l_x^2 \, l_y^2}{2 \, l_x^4 + 5 \, l_y^4}. \end{split}$$

Führt man die Hilfswerte

$$\begin{array}{c|c} v_c = I - \frac{75}{3^2} \cdot \frac{l_x^2 \, l_y^2}{2 \, l_x^4 + 5 \, l_y^4} \\ v_{c'} = I - \frac{5}{3} \cdot \frac{l_x^2 \, l_y^2}{2 \, l_x^4 + 5 \, l_y^4} \end{array} \right| \quad . \quad . \quad . \quad (21)$$

ein, so lauten die Formeln für die Grenzwerte der positiven Biegungsmomente:

$$\begin{array}{l} M_{x_{\rm max}} = \frac{9}{128} \, p_x \, l_{x^2} \, \nu_c \\ \\ M_{y_{\rm max}} = \frac{1}{8} \, p_y \, l_{y^2} \, \nu_{c'} \end{array} \right\} \quad . \quad . \quad . \quad (22)$$

Der Mittelwert des Einspannungsmomentes in dem Bereich der Randmitte ist hinreichend genau durch die Gleichung

$$M_{x_{_{\mathbf{r}}}}=-\frac{1}{8}\;p_x\,l_{x^2}\quad\dots\quad\dots$$
 (22a

bestimmt.

Ist beispielsweise $l_x = l_y = l$, so ergibt sich:

$$\begin{aligned} p_x &= \frac{5}{7} \, p, \\ p_y &= \frac{2}{7} \, p, \\ v_c &= 1 - \frac{75}{224} = \frac{149}{224}, \\ v_{c'} &= 1 - \frac{5}{21} = \frac{16}{21}, \\ M_{x_{max}} &= \frac{9}{128} \, p_x \, l^2 \frac{149}{224} = 0,0334 \, p \, l^2, \\ M_{y_{max}} &= \frac{1}{8} \, p_y \, l^2 \frac{16}{21} = 0,0272 \, p \, l^2, \\ M_{x_r} &= -\frac{1}{8} \, p_x \, l^2 = -0,0892 \, p \, l^2. \end{aligned}$$

Nach dem in den amtlichen Bestimmungen empfohlenen Näherungsverfahren würde man hingegen

$$\begin{aligned} p_x &= p_y = \frac{p}{2} \;, \\ M_{x_{\max}} &= \frac{9}{128} \; p_x \, l^2 = 0,0352 \; p \; l^2 \;, \\ M_{y_{\max}} &= \frac{1}{8} \; p_y \, l^2 = 0,0625 \; p \; l^2 \;, \\ M_{x_r} &= -\frac{1}{8} \; p_x \; l^2 = - \; 0,0625 \; p \; l^2 \end{aligned}$$

erhalten.

Der Vergleich zeigt, wie unzuverlässig und unzulänglich die bisher üblichen Näherungsformeln sind. Ihr Hauptfehler liegt darin, daß sie bei der Aufteilung der Belastung nur das Längenverhältnis, nicht aber die Auflagerbedingungen der Streifen berücksichtigen. Während in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der genauen Untersuchungen unsere neuen Formeln dem eingeklemmten x-Streifen, welcher steifer als der frei aufliegende y-Streifen ist, die größere Belastung und die stärkere Anstrengung zuweisen und die geringere Beanspruchung des biegsameren y-Streifens erkennen lassen, müßte auf Grund des alten Näherungsverfahrens gerade der letztere die höheren Spannungen aufnehmen. Diese offenbar unsinnige Schlußfolgerung und die erhebliche Unterschätzung der Biegungsmomente des eingeklemmten Randes lassen die Unbrauchbarkeit der bisherigen Näherungsformeln zur Genüge erkennen.

Platten an zwei gegenüber liegenden Seiten frei aufliegend, an den beiden anderen fest eingeklemmt.
(Abb. 12 b.)

Der Streifen in der x-Richtung stellt einen beiderseits eingespannten Balken dar. Seine kennzeichnenden Werte sind:

$$\begin{split} \mathfrak{M}_{x_{\max}} &= -p_x \, \frac{l_x^2}{24} \, , \\ \mathfrak{M}_{x_{\min}} &= -p_x \, \frac{l_x^2}{12} \, , \\ \delta &= \frac{1}{32} \cdot \frac{p_x \, l_x^4}{E \, h^3} \, . \end{split}$$

Für den Streifen in der längeren Spannrichtung, der als frei aufliegender Balken zu betrachten ist, gelten hingegen die Formeln:

$$\mathfrak{M}_{y_{\text{max}}} = p_y \frac{l_y^2}{8},$$

 $\delta = \frac{5}{32} \cdot \frac{p_y l_y^4}{E h^3}.$

Die Bedingung $\delta_x = \delta_y$ liefert jetzt:

$$p_{x} = p \frac{5 l_{y}^{4}}{l_{x}^{4} + 5 l_{y}^{4}}$$

$$p_{y} = p \frac{l_{x}^{4}}{l_{x}^{4} + 5 l_{y}^{4}}$$
. (23)

Entsprechend den Grundwerten

$$\mathfrak{M}_{0_X} = \frac{\text{p} \, l_x{}^2}{8} \,, \quad \mathfrak{M}_{0_Y} = \frac{\text{p} \, l_y{}^2}{8} \,$$

ergibt sich wiederum:

$$\begin{split} \phi_x &= \frac{5}{6} \cdot \frac{8}{24} \cdot \frac{p_x}{p} \cdot \frac{l_x^2}{l_y^2} = \frac{25}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 5 \, l_y^4} \,, \\ \phi_y &= \frac{5}{6} \cdot \frac{8}{8} \cdot \frac{p_y}{p} \cdot \frac{l_y^2}{l_x^2} = \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 5 \, l_y^4} \end{split}$$

Mit den Hilfsbezeichnungen:

$$v_{d} = I - \frac{25}{18} \cdot \frac{l_{x}^{2} l_{y}^{2}}{l_{x}^{4} + 5 l_{y}^{4}}$$

$$v'_{d} = I - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_{x}^{2} l_{y}^{2}}{l_{x}^{4} + 5 l_{y}^{4}}$$
....(24)

lassen sich die Größtwerte der positiven und der Mittelwert der negativen Biegungsmomente in der Form:

$$\begin{aligned} M_{x_{\max}} &= \frac{1}{24} \; p_x \, l_x^2 \, v_d \\ M_{y_{\max}} &= \frac{1}{8} \; p_y \, l_y^2 \, v_d' \\ M_{x_r} &= -\frac{1}{8} \; p_x \, l_x^2 \end{aligned} \right\} \; . \; . \; . \; . \; . \; (25)$$

darstellen.

Platten an zwei benachbarten Seiten frei aufliegend, an den beiden anderen fest eingeklemmt.
(Abb. 12 c.)

Eine einfache Rechnung liefert:

$$\begin{split} \mathfrak{M}_{x_{\text{max}}} &= \frac{9}{128} \; p_x \, l_x^2 \\ \mathfrak{M}_{y_{\text{max}}} &= \frac{9}{128} \; p_y \, l_y^2 \, , \\ \mathfrak{M}_{x_{\text{min}}} &= -\frac{1}{8} \; p_x \, l_x^2 \, , \\ \mathfrak{M}_{y_{\text{min}}} &= -\frac{1}{8} \; p_y \, l_y^2 \, , \\ \delta_x &= \frac{2}{32} \cdot \frac{p_x \, l_x^4}{E \; h^3} \, , \\ \delta_y &= \frac{2}{22} \cdot \frac{p_y \, l_y^4}{E \; h^3} \, . \end{split}$$

Man kann sich leicht überzeugen, daß

sein muß, und findet nunmehr:

mithin

also:

$$\begin{split} \phi_{x} &= \phi_{y} = \frac{5}{6} \cdot \frac{9 \cdot 8}{128} \cdot \frac{p_{x}}{p} \cdot \frac{l_{x}^{2}}{l_{y}^{2}} = \frac{5}{6} \cdot \frac{9 \cdot 8}{128} \cdot \frac{p_{y}}{p} \cdot \frac{l_{y}^{2}}{l_{x}^{2}} = \frac{15}{32} \cdot \frac{l_{x}^{2} l_{y}^{2}}{l_{x}^{4} + l_{y}^{4}}, \\ v_{e} &= 1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{l_{x}^{2} l_{y}^{2}}{l_{x}^{4} + l_{y}^{4}}, \\ M_{x_{max}} &= \frac{9}{128} p_{x} l_{x}^{2} v_{e} \\ M_{y_{max}} &= \frac{9}{128} p_{y} l_{y}^{2} v_{e} \\ M_{x_{r}} &= -\frac{1}{8} p_{x} l_{x}^{2} \\ M_{y_{r}} &= -\frac{1}{8} p_{y} l_{y}^{2} \end{split}$$

$$(26)$$

§ 8.

Platten an drei Seiten eingeklemmt und an einem Rande frei aufliegend.

Ist, wie in Abb. 12 d dargestellt, ein kurzer Rand frei ausliegend, so ist der x-Streifen als zweiseitig, der y-Streifen hingegen nur als einseitig eingespannter Balken zu behandeln. Es ist daher:

$$\delta_{x} = \frac{1}{32} \cdot \frac{p_{x} l_{x}^{4}}{E h^{3}},$$

$$\delta_{y} = \frac{2}{32} \cdot \frac{p_{y} l_{y}^{4}}{E h^{3}},$$

$$p_{x} = p \frac{2 l_{y}^{4}}{l_{x}^{4} + 2 l_{y}^{4}}$$

$$p_{y} = p \frac{l_{x}^{4}}{l_{x}^{4} + 2 l_{y}^{4}}$$

$$\phi_{x} = \frac{5}{6} \cdot \frac{8}{24} \cdot \frac{p_{x}}{p} \cdot \frac{l_{x}^{2}}{l_{y}^{2}} = \frac{5}{9} \cdot \frac{l_{x}^{2} l_{y}^{2}}{l_{x}^{4} + 2 l_{y}^{4}},$$

$$\phi_{y} = \frac{5}{6} \cdot \frac{9 \cdot 8}{128} \cdot \frac{p_{y}}{p} \cdot \frac{l_{y}^{2}}{l_{x}^{2}} = \frac{15}{32} \cdot \frac{l_{x}^{2} l_{y}^{2}}{l_{x}^{4} + 2 l_{y}^{4}}.$$

Schreibt man zur Abkürzung:

$$\begin{vmatrix}
\mathbf{v}_{f} = \mathbf{I} - \frac{5}{9} \cdot \frac{\mathbf{l}_{x}^{2} \mathbf{l}_{y}^{2}}{\mathbf{l}_{x}^{4} + 2 \mathbf{l}_{y}^{4}} \\
\mathbf{v}_{f}' = \mathbf{I} - \frac{\mathbf{I}_{5}}{32} \cdot \frac{\mathbf{l}_{x}^{2} \mathbf{l}_{y}^{2}}{\mathbf{l}_{x}^{4} + 2 \mathbf{l}_{y}^{4}}
\end{vmatrix} \qquad (28)$$

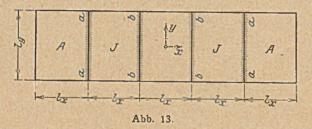
so erhält man für die größten positiven Biegungsmomente und für die mittleren Einspannungsmomente die Formeln:

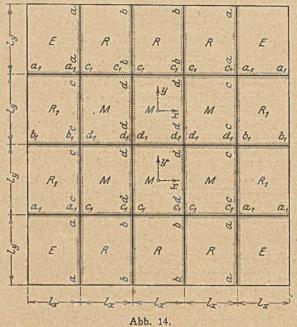
$$M_{x_{max}} = \frac{1}{24} p_x l_x^2 v_f$$

$$M_{y_{max}} = \frac{9}{128} p_y l_y^2 v_f'$$

$$M_{x_r} = -\frac{1}{12} p_x l_x^2$$

$$M_{y_r} = -\frac{1}{8} p_y l_y^2$$
(29)





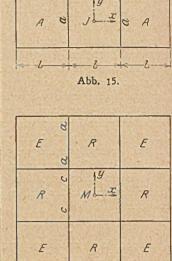


Abb. 15 a.

§ 9. Durchlaufende Platten.

Bei der Untersuchung durchlaufender Platten ist, wie bei durchlaufenden Trägern, zwischen ständiger und veränderlicher Belastung zu unterscheiden.

1. Der Einfluß einer gleichmäßigen Belastung aller Felder

Betrachten wir zunächst den Fall einer gleichmäßigen Belastung aller Felder. Als Ergebnis der in meinem Buche durchgeführten genauen Berechnungen schicke ich voraus, daß die Wirkung der Kontinuität bei den Platten nicht so stark als bei den Balken ausgeprägt ist und daß sich die Stützenmomente längs des gemeinsamen Randes zweier benachbarter Felder nur wenig von den Einspannungsmomenten eines vollständig eingeklemmten Randes unterscheiden. Wir dürfen daher in erster Annäherung jedes Feld für sich so behandeln, als ob es in der Tat an den gemeinsamen Stützkanten angrenzender Felder unwandelbar eingespannt wäre.

Hat die Platte nur eine einzige Felderreihe (Abb. 13), so können die Außenfelder A als Platten, welche auf drei Seiten frei aufliegen und an einer Seite fest eingeklemmt sind, und die Innenfelder J als Platten, welche an zwei gegenüber liegenden Seiten frei aufruhen und an den beiden anderen eingespannt sind, berechnet werden. Für die ersteren gelten somit die Gleichungen (21) und (22), für die letzteren die Gleichungen (24 und (25). Wird in diesen Formeln, um die ständige Belastung g von der veränderlichen Belastung p zu unterscheiden, p durch g ersetzt, so erhält man

für die Außenfelder A:

$$\begin{split} M_{x_{max}} &= \frac{9}{128} \, g \, l_{x^2} \, v_c \, \frac{5 \, l_y^4}{2 \, l_x^4 + 5 \, l_y^4} \\ M_{y_{max}} &= \frac{1}{8} \, g \, l_{y^2} \, v_c' \frac{2 \, l_x^4}{2 \, l_x^4 + 5 \, l_y^4} \\ \text{für die Innenfelder J:} \\ M_{x_{max}} &= \frac{1}{24} \, g \, l_{x^2} \, v_d \, \frac{5 \, l_y^4}{l_x^4 + 5 \, l_y^4} \\ M_{y_{max}} &= \frac{1}{8} \, g \, l_y^2 v_{d'} \, \frac{l_x^4}{l_x^4 + 5 \, l_y^4} \end{split}$$

Die Bestimmung der Stützenmomente mit Hilfe des gleichen Näherungsverfahrens bietet insofern Schwierigkeiten, als man für die gemeinsame Kante zwei verschiedene Werte der Einspannungsmomente erhält, je nachdem diese Kante als Rand

des linken oder des rechten Nachbarfeldes betrachtet wird. Der Mittelwert der beiden Lösungen ist ausreichend genau

für die Kante (a):
$$M_{x_a} = -\frac{g\,l_{x^2}}{10} \cdot \frac{5\,l_y^4}{l_x^4 + 5\,l_y^4}$$
 für die Kante (b):
$$M_{x_b} = -\frac{g\,l_{x^2}}{12} \cdot \frac{5\,l_y^4}{l_x^4 + 5\,l_y^4}$$

Um die Richtigkeit dieser Formeln nachzuweisen, sind in der Tafel 2 für eine Platte mit drei gleichen quadratischen Feldern (Abb. 15) die Näherungswerte und die aus meinem Buche entnommenen genauen Werte angegeben.

Der Vergleich zeigt, daß die beiden Wertegruppen sich recht gut miteinander decken; die Abweichungen sind besonders bei den durchlaufenden Längsfasern, die infolge ihrer größeren Anstrengung für die Querschnittsbemessung ausschlaggebend sind, äußerst geringfügig²).

Sind mehrere Felderreihen vorhanden (Abb. 14), so können die Eckfelder E durch Platten, welche an zwei benachbarten. Seiten frei aufliegen und an den beiden anderen eingeklemmt sind, die Randfelder R durch Platten mit einem frei aufliegenden und drei eingeklemmten Rändern, die Mittelfelder M schließlich durch allseitig eingespannte Platten ersetzt und ihre größten Biegungsmomente mit Hilfe der Formeln (26) bzw. (29) bzw. (15) bestimmt werden. Diese Formeln liefern, indem wiederum p mit g vertauscht wird, der Reihe nach

$$M_y = 0.01792 g l^2$$
,

gegen: $s_y = 0.01378 g l^2$.

Diese Abweichung ist darauf zurückzuführen, daß bei den Näherungsformeln als Stützenmoment dieses Feldes das Moment $\mathfrak{M}_x = -\mathfrak{p}_x \frac{l_x^2}{12}$ eines beiderseits eingespannten Balkens in Rechnung gestellt worden ist, während das wirkliche Stützenmoment sich eher dem für einen durchgehenden Träger mit drei gleichen Öffnungen geltenden Wert $\mathfrak{M}_x = -\mathfrak{p}_x \frac{l_x^2}{10}$ nähern dürfte. Wird der letztere bei der Bestimmung der Steifigkeit der durchlaufenden Fasern berücksichtigt, so erhält man kleinere Werte für δ_x und mithin größere Lastanteile \mathfrak{p}_x : dementsprechend werden \mathfrak{p}_y und \mathfrak{M}_y kleiner.

Lastanteile p_x: dementsprechend werden p_y und M_y kleiner.

Diese Verbesserung der Rechnung erscheint mir aber nicht notwendig, weil die Werte M_y ohnehin geringfügig sind und weil es im Hinblick auf die Sicherheit der Querschnittsbemessung nur dienlich sein kann, wenn die größeren Näherungswerte beibehalten werden.

²⁾ Der einzige größere Unterschied zwischen den genauen und den Näherungswerten ist bei den Biegungsmomenten My des Mittelpunktes des Innenfeldes festzustellen, nämlich:

Tafel 2 Biegungsmomente einer durchlaufenden Platte mit drei quadratischen Feldern (Abb. 15).

	Genaue Werte	Näherungswerte	Bemerkungen
Außenfeld A	$\begin{cases} \bar{s}_{x_{\text{max}}} = l^2 (0,03375 \text{ g} + 0,035 \text{ p}) \\ \bar{s}_{y_{\text{max}}} = l^2 (0,026 \text{ g} + 0,03075 \text{ p}) \end{cases}$	$\begin{cases} M_{x_{\text{max}}} = 1^2 \text{ (0,03345 g+0,03495 p)} \\ M_{y_{\text{max}}} = 1^2 \text{ (0,0272 g+0,03183 p)} \end{cases}$	
Innenfeld J Auflagerlinie	$\begin{cases} \bar{s}_{x_{\text{max}}} = l^2 (0,0276 \text{ g} + 0,032 \text{ p}) \\ \bar{s}_{y_{\text{max}}} = l^2 (0,01378 \text{ g} + 0,02509 \text{ p}) \\ \bar{s}_{x_{\text{min}}} = l^2 (0,0276 \text{ g} - 0,0046 \text{ p}) \\ \bar{s}_{y_{\text{min}}} = l^2 (0,01378 \text{ g} - 0,0113 \text{ p}) \end{cases}$ $\bar{s}_{x_{\text{min}}} = -l^2 0,07875 \text{ g}$	$\begin{cases} M_{x_{\text{max}}} = 1^{9} (0,0267 \text{ g} + 0,03158 \text{ p}) \\ M_{y_{\text{max}}} = 1^{2} (0,01792 \text{ g} + 0,02719 \text{ p}) \\ M_{x_{\text{min}}} = 1^{2} (0,0267 \text{ g} - 0,00488 \text{ p}) \\ M_{y_{\text{min}}} = 1^{2} (0,01792 \text{ g} - 0,00927 \text{ p}) \\ M_{xa} = -1^{2} 0,08333 \text{ g} \end{cases}$	Die Näherungs werte sind mi Hilfe der For meln (30) und (30 a) ermittelt

für die Eckfelder E:

$$\begin{split} M_{x_{\mathrm{max}}} &= \frac{9}{128} \; g \; l_{x^{2}} \nu_{e} \; \frac{l_{y^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \\ M_{y_{\mathrm{max}}} &= \frac{9}{128} \; g \; l_{y^{2}} \nu_{e} \; \frac{l_{x^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \end{split}$$

für die Randfelder R:

$$\begin{split} M_{x_{\max}} &= \frac{I}{24} \; g \; l_{x^2} \, v_f \; \frac{2 \, l_y^4}{l_x^4 + 2 \, l_y^4} \\ M_{y_{\max}} &= \frac{9}{128} \, g \; l_y^2 \, v_f' \; \frac{l_x^4}{l_x^4 + 2 \, l_y^4} \\ \text{für die Mittelfelder M:} \\ M_{x_{\max}} &= \frac{I}{24} \; g \; l_{x^2} \, v_b \; \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ M_{y_{\max}} &= \frac{I}{24} \; g \; l_y^2 \, v_b \; \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{split} \end{split}$$

Die zugehörigen Mittelwerte der Stützenmomente in der Mitte der Ränder a, b, c, d werden hinreichend genau durch die Formeln:

$$\begin{split} M_{x_a} &= -\frac{g \, l_{x^2}}{10} \cdot \frac{2 \, l_{y^4}}{l_{x^4 + 2 \, l_{y^4}}} \\ M_{x_b} &= -\frac{g \, l_{x^2}}{12} \cdot \frac{2 \, l_{y^4}}{l_{x^4 + 2 \, l_{y^4}}} \\ M_{x_c} &= -\frac{g \, l_{x^2}}{10} \cdot \frac{l_{y^4}}{l_{x^4 + l_{y^4}}} \\ M_{x_d} &= -\frac{g \, l_{x^2}}{12} \cdot \frac{l_{y^4}}{l_{x^4 + l_{y^4}}} \end{split} \tag{31 a}$$

bestimmt.

Die nach diesen Gleichungen für eine dreireihige Platte mit neun quadratischen Feldern (Abb. 15 a) errechneten Momente Mx, My sind neben der aus der genauen Untersuchung entnommenen Größen sx, sy in der Tafel 3 zusammengestellt. Die verhältnismäßig durchaus geringfügigen Abweichungen beweisen von neuem die Zuverlässigkeit unseres Näherungsverfahrens3).

Die Vorteile, welche die Anwendung des neuen

Verfahrens bietet, treten deutlich in Erscheinung, wenn zum Vergleich die bisher üblichen, in den amtlichen Bestimmungen empfohlenen Näherungsformeln herangezogen werden. Da die letzteren die Verschiedenheit der Auflagerbedingungen der Längsund Querstreifen unberücksichtigt lassen und bei quadratischen Platten $g_x = g_y = \frac{1}{2} g$ liefern, so würde man beispielsweise das

Randfeld R der neunfeldrigen Platte (Abb. 15 a) in der Längsrichtung als Mittel- und in der Querrichtung als Endfeld eines durchgehenden Balkens mit drei gleichen Öffnungen berechnen müssen und somit für die Feldmomente die Werte:

$$M_{x_{max}} = \frac{1}{40} \cdot \frac{g}{2} l_{x^2} = 0,0125 g l^2,$$

 $\dot{M}_{y_{max}} = \frac{2}{25} \cdot \frac{g}{2} l_{y^2} = 0,04 g l^2$

erhalten. Die richtigen Werte sind hingegen:

$$\overline{s}_{x_{\text{max}}} = 0,0225 \text{ g l}^2,$$

 $\overline{s}_{y_{\text{max}}} = 0,0156 \text{ g l}^2.$

Die nach den amtlichen Bestimmungen errechneten Näherungswerte würden also für die Längsspannungen um etwa 45 vH zu klein, für die Querspannungen um 156 vH zu groß sein und, wie bereits in § 5 gezeigt, ein vollständig verkehrtes

Tafel 3. Biegungmomente einer dreireihigen Platte mit neun quadratischen Feldern. (Abb. 15 a)

	Genaue Werte	Näherungswerte	Bemerkungen
Eckfeld E	$\bar{s}_{x_{\text{max}}} = \bar{s}_{y_{\text{max}}} = l^2 (0,02502 \text{ g} + 0,03031 \text{ p})$	$M_{x_{\text{max}}} = M_{y_{\text{max}}} = l^2 (0,02692 \text{ g} + 0,03169 \text{ p})$	Die Näherungs- werte sind mit
Randfeld R	$\bar{s}_{x_{max}} = 1^2 (0,0225 \text{ g} + 0,02945 \text{ p})$	$M_{x_{\text{max}}} = l^2 (0.02263 \text{ g} + 0.02955 \text{ p})$	
	$\bar{s}_{y_{\text{max}}} = 12 (0.0156 \text{ g} + 0.026 \text{ p})$	$M_{y_{\text{max}}} = l^2 (0,0198 \text{ g} + 0,02813 \text{ p})$	
	$\bar{s}_{x_{\min}} = l^2 (0,0225 \text{ g} - 0,00694 \text{ p})$	$M_{x_{min}} = I^2 (0,02263 \text{ g} - 0,00692 \text{ p})$	
	$\bar{s}_{y_{\min}} = l^2 (0.0156 \text{ g} - 0.0104 \text{ p})$	$M_{y_{\min}} = l^2 (0,0198 \text{ g} - 0,00833 \text{ p})$	Hilfe der For-
Mittelfeld	$\bar{s}_{x_{\text{max}}} = \bar{s}_{y_{\text{max}}} = l^2 (0.0174 \text{ g} + 0.02639 \text{ p})$	$\int M_{x_{\text{max}}} = M_{y_{\text{max}}} = 1^{2} (0.01794 \text{ g} + 0.0272 \text{ p})$	meln (31) und (31 a) ermittel.
M Auflagerlinie a Auflagerlinie c	$\bar{s}_{x_{\min}} = \bar{s}_{y_{\min}} = l^2 (0.0174 \text{ g} - 0.0095 \text{ p})$	$M_{x_{\min}} = M_{y_{\min}} = l^2 (0,01794 g - 0,00926 p)$	
	$\bar{s}_x = -$ 0,0632 g l^2	$M_{xa} = -0,0667 \text{ g } l^2$	
	$\bar{s}_x = -0.0477 \text{ g} 1^2$	$M_{xc} = -0.05$ g l^2	
C	3x - 0,04/1/8 x	XC 330 B	

³⁾ Ein größerer Unterschied tritt lediglich bei den Werten My und sy im Randfelde in Erscheinung. Die in der Fußnote 2) enthaltenen Bemerkungen sind auch bei der Erklärung und Bewertung dieses Unterschiedes zu berücksichtigen.

Bild der wirklichen Beanspruchung ergeben. Das bisher übliche Näherungsverfahren muß daher im Gegensatz zu dem neuen, im Hinblick auf die Sicherheit und die Wirtschaftlichkeit der Querschnittsbemessung, als durchaus unzuverlässig und unbrauchbar bezeichnet werden.

2. Der Einfluß einer wechselweisen Belastung der Felder.

Eine durchlaufende Platte wird am stärksten beansprucht, wenn die veränderliche Belastung p schachbrettartig verteilt ist (Abb. 16). Die gleichen Spannungen werden hervorgerufen, wenn zunächst alle Felder (A) und (B) mit $\frac{p}{2}$ und sodann die Felder (A) mit $\pm \frac{p}{2}$, die Felder B mit $\mp \frac{p}{2}$ belastet werden;

А	В	А	В	В	А	В	A
В	A	В	A	A	В	A	В
À	В	A	В	В	A	8	A
8	A	В	A	A	В	A	B

Abb. 16. Die schraffierten Felder sind belastet, die übrigen unbelastet.

das obere Vorzeichen liefert für die Felder A die größten positiven, für die Felder B die größten negativen Biegungsmomente, während bei der Wahl des unteren Vorzeichens das umgekehrte Spannungsbild entsteht. Da die erste Belastungs-

stufe sich von der vorhin behandelten ständigen Belastung lediglich dadurch unterscheidet, daß nunmehr $\frac{p}{2}$ an Stelle von g tritt, so braucht man nur in den zuletzt abgeleiteten Formeln g durch $\frac{p}{2}$ zu ersetzen, um die Werte der Biegungsmomente der ersten Belastungsstufe zu gewinnen.

Bei der zweiten Stufe verhält sich jedes Feld wie eine einzelne, von jeglichem Zusammenhang mit den Nachbarfeldern gelöste, ringsum frei aufliegende und mit $\pm \frac{p}{2}$ gleichmäßig belastete Platte, auf welche die im § 3 entwickelten Formeln mit der Maßgabe Anwendung finden, daß jetzt p mit $\pm \frac{p}{2}$ zu vertauschen ist.

Handelt es sich beispielsweise um das Eckfeld E der vorhin behandelten dreireihigen Platte mit neun quadratischen Feldern (Abb. 15 a), so erhält man für die erste Belastungsstufe entsprechend Gl. (31):

$$M_x = \frac{9}{128} \cdot \frac{p}{2} l_x^9 v_e \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0,01346 p l^2,$$

für die zweite Stufe nach Gl. (13):

$$M_x = \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} I_x^2 v_a \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_y^4} = \pm 0,018 23 p l^2$$
,

insgesamt

$$M_{x_{max}} = p l^2 (0.01346 + 0.01823) = 0.03169 p l^2,$$

 $M_{x_{min}} = p l^2 (0.01346 - 0.01823) = 0.00477 p l^2.$

Durch Zusammenfassung der Formeln (13) mit den für die ein- bzw. mehrreihige Platte aufgestellten Gleichungen (30) bzw. (31) gelangt man schließlich zu den nachfolgenden, allgemeinen Näherungsformeln für die Grenzwerte der Biegungsmomente

bei der einreihigen Platte (Abb. 13):

$$\begin{split} &\text{für das Außenfeld A:} \\ &M_{\substack{x_{\text{minx}} \\ \text{min}}} \equiv l_{x}^{2} \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{c} \, \frac{5 \, l_{y}^{4}}{2 \, l_{x}^{4} + 5 \, l_{y}^{4}} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \, v_{a} \, \frac{l_{y}^{4}}{l_{x}^{4} + l_{y}^{4}} \right] \\ &M_{\substack{y_{\text{max}} \\ \text{min}}} \equiv l_{y}^{2} \left[-\frac{1}{8} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{c}' \frac{2 \, l_{x}^{4}}{2 \, l_{x}^{4} + 5 \, l_{y}^{4}} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \, v_{a} \, \frac{l_{x}^{4}}{l_{x}^{4} + l_{y}^{4}} \right] \\ &\text{für das Innenfeld J:} \\ &M_{\substack{x_{\text{max}} \\ \text{min}}} \equiv l_{x}^{2} \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{d} \, \frac{5 \, l_{y}^{4}}{l_{x}^{4} + 5 \, l_{y}^{4}} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \, v_{a} \, \frac{l_{y}^{4}}{l_{x}^{4} + l_{y}^{4}} \right] \\ &M_{\substack{y_{\text{max}} \\ \text{min}}} \equiv l_{y}^{2} \left[\frac{1}{8} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{d}' \frac{l_{x}^{4}}{l_{x}^{4} + 5 \, l_{y}^{4}} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \, v_{a} \, \frac{l_{x}^{4}}{l_{x}^{4} + l_{y}^{4}} \right] \end{split}$$

bei der mehrreihigen Platte (Abb. 14):

für das Eckfeld E:

$$\begin{split} &M_{x_{max}} = l_{x^{2}} \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{e} \, \frac{l_{y^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \, \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \, v_{a} \, \frac{l_{y^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \right] \\ &M_{y_{max}} = l_{y^{2}} \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{e} \, \frac{l_{x^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \, \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \, v_{a} \, \frac{l_{x^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \right] \\ &\text{für das Randfeld R:} \\ &M_{x_{max}} = l_{x^{2}} \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{f} \, \frac{2 \, l_{y^{4}}}{l_{x^{4}} + 2 \, l_{y^{4}}} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \, v_{a} \, \frac{l_{y^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \right] \\ &M_{y_{max}} = l_{y^{2}} \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{f} \, \frac{l_{x^{4}}}{l_{x^{4}} + 2 \, l_{y^{4}}} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \, v_{a} \, \frac{l_{x^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \right] \\ &\text{für das Mittelfeld M:} \\ &M_{x_{max}} = l_{x^{2}} \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{b} \, \frac{l_{y^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \cdot \frac{l_{y^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \right] \\ &M_{y_{max}} = l_{y^{2}} \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{b} \, \frac{l_{x^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \cdot \frac{l_{x^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \right] \\ \end{pmatrix} \end{split}$$

Auf Grund dieser Gleichungen sind die in den Tafeln 2 und 3 für eine Platte mit drei bzw. neun quadratischen Feldern angegebenen Werte M_x und M_y ermittelt worden. Der Vergleich mit den genauen Werten s_x , s_y läßt wieder eine weitgehende Übereinstimmung erkennen.

Um die Grenzwerte der Stützenmomente zu bestimmen, ist es nicht notwendig, eine strenge Unterscheidung zwischen den gefährlichsten Laststellungen vorzunehmen; da die Wirkung der Kontinuität bei durchlaufenden Platten weniger stark ausgeprägt ist als bei den durchgehenden Trägern, ist es zu lässig, um die Berechnung zu vereinfachen, die gleichmäßige und gleichzeitige Belastung aller Felder als den ungünstigsten Fall zu betrachten und den außerordentlich geringen Einfluß der Be- oder Entlastung einzelner Felder außer acht zu lassen. Es können somit die zur Bestimmung von $M_{\mathbf{x_a}}$, $M_{\mathbf{x_b}}$, $M_{\mathbf{x_c}}$, $M_{\mathbf{x_d}}$ angegebenen Näherungsformeln (30 a) und (31 a), welche für die ständige Belastung g an sich zu hohe Werte liefern, unbedenklich auch für die veränderliche Last p benutzt werden.

Im ganzen erhält man die folgenden Werte:

1. für die einreihige Platte (Abb. 13):

$$\begin{aligned} &M_{x_a} = -\frac{1}{10} \left(g + p\right) l_x^2 \frac{5 \, l_y^4}{l_x^4 + 5 \, l_y^4} \\ &M_{x_b} = -\frac{1}{12} \left(g + p\right) l_x^2 \frac{5 \, l_y^4}{l_x^4 + 5 \, l_y^4} \end{aligned} + \cdots (34$$

2. für die mehrreihige Platte (Abb. 14):

$$\begin{split} M_{x_a} &= -\frac{1}{10} \left(g + p\right) l_{x^2} \frac{2 \, l_{y^4}}{l_{x^4} + 2 \, l_{y^4}} \\ M_{x_b} &= -\frac{1}{12} \left(g + p\right) l_{x^2} \frac{2 \, l_{y^4}}{l_{x^4} + 2 \, l_{y^4}} \\ M_{x_c} &= -\frac{1}{10} \left(g + p\right) l_{x^2} \frac{l_{y^4}}{l_{x^4} + l_{y^4}} \\ M_{x_d} &= -\frac{1}{12} \left(g + p\right) l_{x^2} \frac{l_{y^4}}{l_{x^4} + l_{y^4}} \end{split}$$

Diese Formeln und ebenso die Gleichungen (32) und (33) sind wie früher nur für den Bereich der größten Beanspruchungen mit der Umgrenzung

$$b_x = \frac{1}{2} l_x$$

$$b_y = l_y - \frac{1}{2} l_x$$

(Abb. 9) zu verwenden. Außerhalb dieses Bereiches reichen die halben Werte für die Querschnittsbemessung vollständig aus.

3. Beispiel.

Die in Abb. 14 dargestellte Platte besteht aus

- 4 Eckfeldern E,
- 6 Randfeldern R,
- 4 Randfeldern R1.
- 6 Mittelfeldern M,

mit den gleichen Seitenlängen

$$l_x = 4.0 \text{ m},$$

 $l_y = 5.0 \text{ m},$

und der Belastung

$$g = 0.4 \text{ t/m}^2$$
, $p = 1.0 \text{ t/m}^2$.

Ich werde der Reihe nach die größten positiven Momente jedes Feldes und die größten Stützenmomente jeder Auflagerlinie bestimmen. Wählt man die Plattenstärke $h=14.5\,$ cm, so stehen die Maße:

$$h - a_x = 14.5 - 1.5 = 13.0 \text{ cm},$$

 $h - a_y = 14.5 - 2.5 = 12.0 \text{ m}$

zur Verfügung.

Als Bewehrung müssen

1. in der x-Richtung

im Bereiche
$$\overline{ef} = b_y = l_y - \frac{1}{2} l_x = 3.0 \text{ m}$$
:

$$f_{e_x} = \frac{9}{8} \cdot \frac{100600}{1200 \cdot 13} = 7,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

im Bereiche eg und fh:

$$f_{e_x} = \frac{1}{2} \cdot 7,26 = 3,63 \text{ cm}^2/\text{m},$$

2. in der y-Richtung

im Bereiche
$$\overline{no} = b_x = \frac{1}{2} l_x = 2,0 \text{ m}$$
:

$$f_{e_y} = \frac{9}{8} \cdot \frac{64300}{1200 \cdot 12} = 5,02 \text{ cm}^2/\text{m},$$

im Bereiche pn und oq:

$$f_{e_y} = \frac{1}{2} \cdot 5.02 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

vorhanden sein.

β) Randfeld R (Abb. 14 a). Unter Zugrundelegung der Beizahlen

$$\begin{split} v_f &= 1 - \frac{5}{9} \cdot \frac{l_x^2 \, l_y^2}{l_x^4 + 2 \, l_y^4} = 1 - \frac{5}{9} \cdot \frac{4^2 \cdot 5^2}{4^4 + 2 \cdot 5^4} = 0,852 \,, \\ v_{f'} &= 1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{l_x^2 \, l_y^2}{l_x^4 + 2 \, l_y^4} = 1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{4^2 \cdot 5^2}{4^4 + 2 \cdot 5^4} = 0,875 \,. \end{split}$$

und der Formeln (33) erhält man die Werte:

$$\begin{split} \mathrm{M_{x}_{max}} &= \mathrm{l_{x^2}} \Big[\frac{1}{24} \left(\mathrm{g} + \frac{\mathrm{p}}{2} \right) \mathrm{v_f} \frac{2 \, \mathrm{l_y^4}}{\mathrm{l_x^4 + 2 \, l_y^4}} \pm \frac{\mathrm{p}}{16} \, \mathrm{v_a} \, \frac{\mathrm{l_y^4}}{\mathrm{l_x^4 + l_y^4}} \Big] \\ &= \mathrm{0.425} \pm \mathrm{0.441} \, \mathrm{tm/m} \\ &= \mathrm{M_{x_{max}}} = \mathrm{0.866} \, \mathrm{tm/m} \, , \\ &= \mathrm{M_{x_{min}}} = -\mathrm{0.016} \, \quad , \\ \mathrm{M_{y_{max}}} &= \mathrm{l_y^2} \Big[\frac{9}{128} \left(\mathrm{g} + \frac{\mathrm{p}}{2} \right) \mathrm{v_f'} \frac{\mathrm{l_x^4}}{\mathrm{l_x^4 + 2 \, l_y^4}} \pm \frac{\mathrm{p}}{16} \, \mathrm{v_a} \, \frac{\mathrm{l_x^4}}{\mathrm{l_x^4 + l_y^4}} \Big] \\ &= \mathrm{0.368} \pm \mathrm{0.282} \, \mathrm{tm/m} \, , \\ &= \mathrm{0.368} \pm \mathrm{0.282} \, \mathrm{tm/m} \, , \\ &= \mathrm{0.368} \pm \mathrm{0.282} \, \mathrm{tm/m} \, , \\ &= \mathrm{0.368} \pm \mathrm{0.282} \, \mathrm{tm/m} \, , \end{split}$$

Erforderlich ist:

h -
$$a_x = 0.411 \sqrt{866} = 12.1 \text{ cm},$$

h - $a_y = 0.411 \sqrt{650} = 10.5 \text{ s},$

gewählt:

$$\begin{array}{c} h = 13.5 \text{ cm} \\ h - a_x = 13.5 - 1.5 = 12.0 \text{ cm}, \\ h - a_y = 13.5 - 2.5 = 11.0 \end{array},$$

Bewehrung

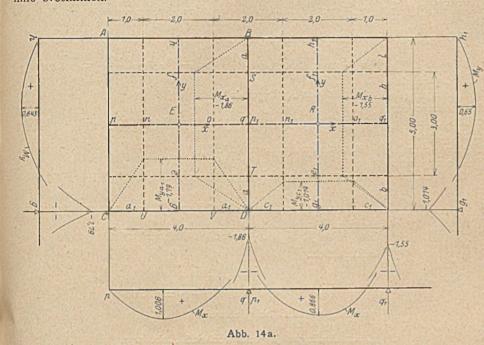
1. in der x-Richtung

im Bereiche
$$\overline{e_1f_1} = b_y$$
:

$$f_{e_x} = \frac{9}{8} \cdot \frac{86600}{1200 \cdot 12} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{m},$$

im Bereiche eigi und fihi:

$$f_{e_x} = \frac{1}{2} \cdot 6,78 = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m},$$



a) Eckfeld E (Abb. 14a).

Die kennzeichnenden Beizahlen sind:

$$\begin{split} v_{a} &= I = \frac{5}{6} \cdot \frac{l_{x}^{2} \, l_{y}^{2}}{l_{x}^{4} + l_{y}^{4}} = I - \frac{5}{6} \cdot \frac{4^{2} \cdot 5^{2}}{4^{4} + 5^{4}} = 0,622, \\ v_{e} &= I - \frac{15}{32} \cdot \frac{l_{x}^{2} \, l_{y}^{2}}{l_{x}^{4} + l_{y}^{4}} = I - \frac{15}{32} \cdot \frac{4^{2} \cdot 5^{2}}{4^{4} + 5^{4}} = 0,787. \end{split}$$

Entsprechend den Formeln (33) ist:

$$\begin{split} M_{x_{\max}} &= l_{x^2} \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_e \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{p}{16} v_a \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right] \\ &= 4.0^2 \left[\frac{9}{128} (0.4 + 0.5) \cdot 0.787 \pm \frac{1.0}{16} \cdot 0.622 \right] \frac{5^4}{4^4 + 5^4} \\ &= 0.565 \pm 0.441 \text{ tm/m} \\ M_{x_{\max}} &= 1.006 \text{ tm/m}, \\ M_{x_{\min}} &= 0.124 \quad , \end{split}$$

Ebenso ergibt sich:

$$\begin{split} M_{y_{\text{max}}} &= l_{y^{2}} \Big[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{c} \frac{l_{x^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \pm \frac{p}{16} v_{a} \frac{l_{x^{4}}}{l_{x^{4}} + l_{y^{4}}} \Big] \\ &= 0.361 \pm 0.282 \text{ tm/m} \\ M_{y_{\text{max}}} &= 0.643 \text{ tm/m}, \\ M_{y_{\text{min}}} &= 0.079 \text{ tm/m}. \end{split}$$
 Bei
$$\sigma_{b} = 40 \text{ kg/cm}^{2},$$

 $\sigma_e = 1200$,

De

ist eine Nutzhöhe:

$$h - a_x = 0.411 \sqrt{1006} = 13.0 \text{ cm},$$

 $h - a_y = 0.411 \sqrt{643} = 10.4 \text{ s}.$

erforderlich.

2. in der y-Richtung

im Bereiche $n_1 o_1 = b_x$:

$$f_{\rm ey} = \frac{9}{8} \cdot \frac{65\,000}{1200 \cdot 11} = 5,54\,\rm cm^2/m$$
,

im Bereiche pin, und oigi:

$$f_{e_y} = \frac{I}{2} \cdot 5.54 = 2.77 \text{ cm}^{\circ}/\text{m}.$$

Da die negativen Momente $M_{x_{min}}$ außerordentlich klein sind und mit ausreichender Sicherheit vom Beton allein aufgenommen werden können, wird sich innerhalb des Feldes eine obere Bewehrung in der x-Richtung erübrigen.

Dieses Feld unterscheidet sich vom Feld R lediglich dadurch, daß die Ränder a, b, welche den gleichen Bedingungen wie die Ränder a, b unterworfen sind, statt der y- nunmehr der x-Achse parallel gerichtet sind; umgekehrt steht der Rand c senkrecht zur y- und der Rand c senkrecht zur x-Achse.

Wir müssen daher jetzt in den für R abgeleiteten Formeln die zur x- und y-Richtung gehörigen Beizahlen sinngemäß miteinander vertauschen.

Es ist somit:

$$\begin{split} v_f &= 1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{l_x^2 \, l_y^2}{2 \, l_x^4 + l_y^4} = 1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{4^2 \cdot 5^2}{2 \cdot 4^4 + 5^4} = 0,835 \,, \\ v_f' &= 1 - \frac{5}{9} \cdot \frac{l_x^2 \, l_y^2}{2 \, l_x^4 + l_y^4} = 1 - \frac{5}{9} \cdot \frac{4^2 \cdot 5^2}{2 \cdot 4^4 + 5^4} = 0,804 \,, \\ M_x_{\max} &= l_x^2 \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_f \, \frac{l_y^4}{2 \, l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{p}{16} \, v_a \, \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right] \\ &= 0,464 \pm 0,441 \, tm/m \\ M_x_{\max} &= 0,905 \, tm/m \,, \\ M_x_{\min} &= 0.023 \quad , \quad , \\ M_y_{\max} &= l_y^2 \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_f' \, \frac{2 \, l_x^4}{2 \, l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{p}{16} \, v_a \, \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right] \\ &= 0,340 \pm 0,282 \, tm/m \,, \\ M_y_{\min} &= 0,058 \quad , \quad . \end{split}$$

Die Querschnittsbemessung ist ebenso einfach wie in den vorigen Feldern und braucht daher nicht näher erläutert zu werden.

δ) Mittelfeld M (Abb. 14).

$$v_b = I - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} = I - \frac{5}{18} \cdot \frac{4^2 \cdot 5^2}{4^4 + 5^4} = 0,874$$

liefern die Gleichungen (33):

$$M_{\substack{x_{\rm max}\\ \rm min}} = l_{x^2} \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_b \pm \frac{p}{16} \, v_a \right] = 0.372 \pm 0.441 \, \, {\rm tm/m}$$

$$\begin{split} M_{\,y}_{\substack{\max \\ \min}} &= l_{y}^{2} \frac{l_{x}^{4}}{l_{x}^{4} + l_{y}^{4}} \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2} \right) v_{b} \pm \frac{p}{16} \, v_{a} \right] = 0.238 \pm 0.282 \quad , \\ M_{x_{\max}} &= \quad 0.813 \, \text{tm/m} \, , \quad M_{y_{\max}} = \quad 0.520 \, \text{tm/m} \, , \\ M_{x_{\min}} &= -0.069 \quad , \quad M_{y_{\min}} = -0.044 \quad . \quad . \end{split}$$

ε) Auflagerlinien (Abb. 14).

Auf Grund der Formeln (35) ergibt sich der Reihe nach 1. für das Auflager (a):

$$M_{x_a}\!=\!-\tfrac{1}{10}(g\!+\!p)l_{x^2}\tfrac{l_{v^4}}{l_{x^4+2\,ly^4}}\!=\!-\tfrac{1,\!4}{10}\!\cdot\!4^2\,\tfrac{2\cdot5^4}{4^4\!+\!2\cdot5^4}\!=\!-1,\!86\,tm/m,$$

2. für das Auflager (b):

$$M_{x_b}\!=\!-\tfrac{r}{12}(g\!+\!p)l_{x^2}\tfrac{2\,l_y^4}{l_x^4\!+\!2\,l_y^4}\!=\!-\tfrac{r,4}{12}\!\cdot\!4^2\,\tfrac{2\cdot5^4}{4^4\!+\!2\cdot5^4}\!=\!-\,r,\!55 \quad ,$$

3. für das Auflager (c):

$$M_{x_e} = -\frac{1}{10} (g+p) l_{x^2} \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = -\frac{1,4}{10} \cdot 4^2 \frac{5^4}{4^4 + 5^4} = -1,135 \, tm/m$$

4. für das Auflager (d):

$$\label{eq:mass_def} M_{x_{\rm d}}\!=\!-\tfrac{1}{12}(g\!+\!p)J_{x^2}\tfrac{l_y^4}{l_x^4\!+\!l_y^4} \ =\!-\tfrac{1,4}{12}\!\cdot\!4^2\tfrac{5^4}{4^4\!+\!5^4} \ =\!-0,\!946 \ , \ ,$$

5. für das Auflager (a1):

$$M_{y_{a_1}}\!\!=\!-\tfrac{1}{10}(g\!+\!p)l_y{}^2\tfrac{2\,l_x{}^4}{l_y{}^4\!+\!2\,l_x{}^4}\!\!=\!-\tfrac{I_1\!,\!4}{10}\!\cdot\!5^2\,\tfrac{2\cdot4^4}{5^4\!+\!2\cdot4^4}\!\!=\!-I_1\!,\!79\quad\text{,}\quad\text{,}$$

6. für das Auflager (b1):

$$M_{y_{\mathbf{b}_{1}}}\!\!=\!-\tfrac{1}{12}(g\!+\!p)l_{y^{2}}\tfrac{2\,l_{x}^{4}}{l_{y}^{4}\!+\!2\,l_{x}^{4}}\!\!=\!-\tfrac{1,\!4}{12}\!\cdot\!5^{2}\tfrac{2\cdot4^{4}}{5^{4}\!+\!2\cdot4^{4}}\!\!=\!-1,\!491\text{ ,, },$$

7. für das Auflager (c1):

$$M_{y_{g_1}}\!=\!-\tfrac{1}{10}(g\!+\!p)\,l_y^2\tfrac{l_x^4}{l_y^4\!+\!l_x^4}\!=\!-\tfrac{1}{10}\cdot 1,\!4\cdot\!5^2\tfrac{4^4}{5^4\!+\!4^4}\;=\!-1,\!014\ ,\ ,$$

8. für das Auflager (d1):

$$M_{y_{d_i}} = -\frac{1}{12} (g+p) J_{y^2} \frac{J_{x^4}}{J_{y^4} + J_{x^4}} = -\frac{1}{12} \cdot 1,4 \cdot 5^2 \frac{4^4}{5^4 + 4^4} = -0,0846 \; , \quad .$$

Entsprechend dem größten Stützenmoment ist eine Nutzhöhe

$$h - a_x = 0.411 \sqrt{1860} = 17.7$$

erforderlich.

Wird
$$h = 20 \text{ cm},$$

 $h - a_x = h - a_y = 18 \text{ cm}$

gewählt, so muß beispielsweise

1. am Auflager (a) entsprechend Abb. 14 a

im Bereiche
$$\overline{ST} = b_y = 3,0 \text{ m}$$
:
 $f_{e_x} = \frac{9}{8} \cdot \frac{186000}{1200 \cdot 18} = 9,68 \text{ cm}^2/\text{m},$

im Bereiche
$$\overline{BS} = \overline{TD} = r,o m$$
:

$$f_{e_x} = \frac{1}{2} \cdot 9,68 = 4,84 \text{ cm}^2/\text{m},$$

2. am Auflager (a1)

im Bereiche $UV = b_x = 2,0$ m:

$$f_{ey} = \frac{9}{8} \cdot \frac{179\,000}{1200 \cdot 18} = 9.34 \text{ cm}^2/\text{m},$$

im Bereiche $\overline{CU} = \overline{VD} = 1,0 \text{ m}$:

$$f_{ey} = \frac{1}{2} \cdot 9,34 = 4,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

vorhanden sein.

In der gleichen Weise ist die Querschnittsbemessung der

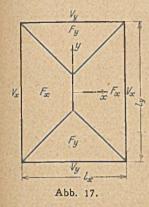
übrigen Auflagerlinien vorzunehmen.

Die vorstehende Rechnung zeigt, daß trotz der großen Mannigfaltigkeit der Randbedingungen ein zuverlässiges und vollständiges Bild der Beanspruchung durchlaufender Platten ohne erheblichen Arbeitsaufwand gewonnen werden kann und daß die Untersuchung mit Hilfe des neuen Näherungsverfahrens durchaus einfach ist und rasch zum Ziele führt.

§ IO.

Auflagerkräfte und Randdrillungsmomente.

Die bisherigen Untersuchungen haben uns nur über die Größe der Biegungsbeanspruchungen in den Hauptquerschnitten Aufschluß gegeben. Um das Spannungsbild zu vervollständigen, haben wir noch die Auflagerwiderstände zu bestimmen und den Spannungsverlauf in den Ecken zu ver-



Sehen wir zunächst von den Randdrillungsmomenten ab, so können wir die Verteilung der Belastung Q auf die Ränder in einfacher Weise veranschaulichen; wird nämlich die Grundfläche der Platte durch die Winkelhalbierenden der Ecken in vier Abschnitte zerlegt (Abb. 17), so läßt sich an Hand der Ergebnisse der strengen Berechnungen nachweisen, daß bei gleichmäßigen Auflagerbedingungen für alle Ränder die auf die einzelnen Seiten entfallenden Auflagerkräfte V_x , V_y sich zu einander wie die Flächeninhalte

Fx, Fy der anliegenden Abschnitte verhalten. Wir können daher die Auflagerwiderstände unmittelbar nach den Formeln:

$$V_{x} = \frac{I}{2} p l_{x} l_{y} \left(I - \frac{l_{x}}{2 l_{y}} \right) = \frac{Q}{2} \left(I - \frac{l_{x}}{2 l_{y}} \right)$$

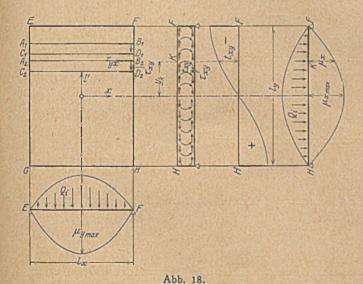
$$V_{y} = \frac{I}{4} p l_{x}^{2} = \frac{Q}{4} \cdot \frac{l_{x}}{l_{y}}$$

$$\vdots$$
(36)

errechnen; hierbei ist unter l_x stets die kürzere Spannrichtung zu verstehen.

Aus diesen Gleichungen erkennt man, daß die Belastung V_y der kurzen Ränder nur von l_x abhängig ist und bei wachsendem l_y unverändert bleibt; eine Feststellung, welche durch die genaue Untersuchung vollauf bestätigt wird.

Außer den lotrechten Scherkräften treten an den Randflächen als Auflagerwiderstände auch wagerechte Schubspannungen auf. Ich habe eingangs bereits auf die Entstehung und Wirkung der wagerechten Spannungen τ_{yx} in den Berührungsflächen zweier benachbarter Streifen $A_1B_1C_1D_1$, $A_2B_2C_2D_2$ (Abb. 18) hingewiesen; entsprechend dem Gesetz der Gleichheit zugekehrter Schubspannungen müssen diesen



tyx in den Randflächen gleich große Spannungen txy zugeordnet sein. Die letzteren bilden wiederum Kräftepaare, deren
Drehachse senkrecht zur Randfläche steht und welche als
Randdrillungsmomente bezeichnet werden. Die Verteilung dieser Momente längs des Randes HF ist in Abb. 18
veranschaulicht. Sie zeigt uns, daß die Kräftepaare wie die
Querkräfte eines gleichmäßig belasteten Balkens von den Ecken
nach der Randmitte abnehmen und ihren Drehungssinn in der
Mitte wechseln.

Die Größe dieser Drillungsmomente hängt im übrigen von dem Längenverhältnis der Spannweiten und von den Auflagerbedingungen ab. Sie treten um so weniger in Erscheinung, je mehr sich l_x und l_y von einander unterscheiden und je stärker

die Ränder eingespannt sind; bei ringsum fest eingeklemmten Platten verschwinden sie vollständig.

Um dem Leser einen Anhalt über den Einfluß der Drillungsmomente zu geben, knüpfte ich an die im § r aufgestellte Gleichung:

$$t_{xy} = -G \frac{h^3}{6} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y}$$

an.

Die auf dem Abschnitte FK des Randes FH verteilten Momente t_{xy} lassen sich zu einem resultierenden Kräftepaar:

$$\mu_x = \int\limits_F^K \! t_{xy} \, d\, y = - \, G \, \frac{h^3}{6} \left(\frac{\partial}{\partial} \frac{\zeta}{x} \right)_{y \, = \, y}_K$$

vereinigen. Da zwischen den Elastizitätsziffern G und E und der Poissonschen Zahl m die Beziehung:

$$G = \frac{E}{2} \cdot \frac{m}{m+1}$$

besteht, so ist auch:

$$\mu_{x} = -\frac{m}{m+1} \cdot \frac{E h^{3}}{12} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial x} \cdot \dots \quad (37)$$

Für die Momente der reduzierten Normalspannungen gilt andererseits die Formel:

$$M_x = -\,\frac{E\,h^3}{12}\cdot\frac{\partial^2\,\zeta}{\partial\,x^2}\,.$$

Es ist mithin bei achsensymmetrischer Belastung:

$$\int_{x=0}^{x=\frac{1}{2}} I_x$$

$$\int_{x=0}^{M_x} M_x dx = -\frac{E h^3}{12} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial x} = \frac{m+1}{m} \mu_x$$

oder

$$\mu_{x} = \frac{1}{2} I_{x}$$

$$\mu_{x} = \frac{m}{m+1} \int_{x=0}^{\infty} M_{x} dx \qquad (38)$$

Handelt es sich um eine ringsum frei aufliegende gleichmäßig belastete Platte, so läßt sich auf Grund der in \S 3 entwickelten Gleichungen der Spannungsverlauf in der Ebene y=o durch die Formel:

$$M_{x_{max}} = p_x \frac{l_x^2}{8} v_a \left(1 - \frac{4 x^2}{l^2} \right)$$

darstellen.

Aus Gl. (38) folgt nunmehr

$$\mu_{x_{\text{max}}} = \frac{m}{m+1} p_x \frac{l_x^3}{24} v_a = p \frac{m}{m+1} v_a \frac{l_x^3 l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

Wird mit

die Gesamtbelastung bezeichnet, so kann auch

$$\mu_{x_{\max}} = \frac{Q \, l_y}{24} \cdot \frac{m}{m+1} \, v_a \, \frac{l_x^2 \, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \, \dots \, (40)$$

gesetzt werden.

In der gleichen Weise finden wir in der Mitte des zur y-Achse senkrecht stehenden Randes EF das aus den Drillungsmomenten gebildete Kräftepaar:

$$\mu_{y_{m|ax}} = \frac{Q \, l_x}{^2 4} \cdot \frac{m}{m+1} \, v_a \, \frac{l_x{}^2 \, l_y{}^2}{l_x{}^4 + l_y{}^4} \, \dots \, . \quad (40 \, a)$$

Ist die Platte durch Randbalken getragen, so stellen μ_x und μ_y diejenigen Biegungsmomente dar, welche von diesen Balken außer den Auflagerkräften V_x und V_y aufgenommen werden müssen.

Die gleichen Biegungsmomente können durch eine zusätzliche Randbelastung Qi, welche ebenso wie die Kräftepaare µ von den Ecken nach der Mitte zu parabelförmig wächst, hervorgerufen werden. Sind die Randbalken freiaufliegende Träger, so gilt dann für die Mitte des Randes HF:

$$\mu_{x_{\max}} \! = \! \frac{5}{3^2} \, Q_1 \, l_y \! = \! \frac{Q \, l_y}{24} \cdot \frac{m}{m+1} \, v_n \, \frac{l_x^2 \, l_y^2}{l_x^4 + l_y l_y^4}$$

wobei:

und ebenso für die Mitte des Randes EF:

$$\mu_{y_{\text{max}}} = \frac{5}{32} \, Q_i \, l_x = \frac{Q}{24} \cdot \frac{m}{m+1} \, v_a \, \frac{l_x^2 \, ly^2}{l_x^4 + ly^4},$$

Diese Gleichungen liefern übereinstimmend:

$$Q_i = \frac{4}{15} Q \frac{m}{m+1} \nu_a \frac{l_x{}^2 \, ly{}^2}{l_x{}^4 + l_y{}^4} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (41)$$

Wird $m={}^{10}/_3$ gewählt, so erhält man nach diesen Formeln für $l_y=l_x$ und $v_\alpha={}^{7}/_{12}\colon$

$$\begin{split} \text{für l}_y &= l_x \text{ und } v_a = \frac{7}{12}; \\ Q_i &= 0.0598 \, Q \,, \\ \text{für l}_y &= 2 \, l_x \text{ und } v_a = \frac{82}{102}; \\ Q_i &= 0.0388 \, Q. \end{split}$$

Die in meinem Buche durchgeführten strengen Untersuchungen haben hingegen

$$Q_i = 0,0594 Q$$

bzw.

$$Q_i = 0.0378 Q$$

ergeben. Durch diese gute Übereinstimmung ist die Zuverlässigkeit der Näherungsformeln (40) und (41) ausreichend erwiesen.

Vergleicht man die zusätzliche Randbelastung Q_i mit den Auflagerkräften V_x , V_y , so stellen sich bei einem Längenverhältnis $l_y=l_x$ die Werte:

$$V_x = V_y = \frac{Q}{4},$$
 $Q_i = 0,0598 \ Q = 0,2392 \ V_x$,

bei $l_y = 2 l_x$:

$$V_x = \frac{3}{8} Q = 0,375 Q$$

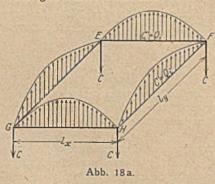
$$Q_i = 0.0388 Q = 0.103 V_x$$
,

$$V_y = \frac{I}{R} Q = 0,125 Q,$$

$$Q_i = 0.0388 Q = 0.377 V_x$$

einander gegenüber. Durch die Drillungsmomente wird also die Randbelastung nicht unerheblich vergrößert; die verhältnismäßige Steigerung tritt bei den kurzen Rändern länglicher Platten besonders in Erscheinung.

Ist die Platte nicht fest mit den Randbalken verbunden und können die Drillungsmomente nicht auf die Randunterlage übertragen werden, so müssen, damit diese Momente verschwinden, in den Randflächen Kräftepaare — t_{xy} von gleicher Größe aber umgekehrtem Drehungssinn auftreten, welche die durch die ursprünglichen Momente t_{xy} bewirkte Entlastung der Platte rückgängig machen und das Bestreben haben, die Platte nach oben zu wölben und von ihrer Unterlage abzuheben. Um diese Krümmung der Ränder, welche auch bei den bisherigen Plattenversuchen stets in Erscheinung getreten ist,



zu verhindern, ist es notwendig, die Ecken durch eine Verankerung gegen Abheben zu sichern. Die Größe der Ankerkräfte C und der zugehörigen, zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes erforderlichen, längs der Ränder verteilten Gegenkräfte C' (Abb. 18a) stimmt, weil mit den Kräftepaaren txy

auch die Momente μ_x , μ_y verschwinden müssen, mit der vorhin ermittelten Belastung Q_i überein, und aus der Überlagerung der ursprünglichen Auflagerwiderstände V_x, V_y und der zu-

sätzlichen Widerstände $C^\prime=C=Q_i$ ergeben sich für die gesamten Auflagerkräfte die Werte:

$$A_{x} = V_{x} + Q_{i} = \frac{Q}{2} \left(I - \frac{l_{x}}{2 l_{y}} \right) \alpha_{x}$$

$$A_{y} = V_{y} + Q_{i} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{l_{x}}{2 l_{y}} \alpha_{y}$$

$$\alpha_{x} = I + \frac{I6}{I5} \cdot \frac{l_{y}}{2 l_{y} - l_{x}} \cdot \frac{m}{m+1} v_{a} \frac{l_{x}^{2} l_{y}^{2}}{l_{x}^{4} + l_{y}^{4}}$$

$$\alpha_{y} = I + \frac{I6}{I5} \cdot \frac{l_{y}}{l_{x}} \cdot \frac{m}{m+1} v_{a} \frac{l_{x}^{2} l_{y}^{2}}{l_{x}^{4} + l_{y}^{4}}$$

Um die Wirkung dieser Verankerung dem Leser besser zu veranschaulichen, will ich noch den Spannungszustand in den Ecken einer quadratischen Platte näher untersuchen. In der Zeichnung 19 sind entsprechend der früher erörterten schematischen Darstellung die Auflagerkräfte der beiden Ränder EF:

$$A_x = A_y = \frac{Q}{4} \alpha_x = \frac{Q}{4} \alpha_y = \frac{Q}{4} \alpha$$

durch die Dreiecke EDF abgebildet.

Im Abstand $\overline{EJ} = u$ von der Ecke E ist der Auflagerwiderstand:

$$a_x = a_y = \frac{A u}{\left(\frac{1}{2}\right)^2} = \frac{\alpha Q u}{l^2},$$

und demgemäß die auf der Strecke EJ verteilte Auflagerkraft:

$$W=a_x\frac{u}{2}=\alpha\frac{Q}{2}\cdot\frac{u^2}{l^2}.$$

In der Ecke selbst greift die Kraft

$$C = Q_i = A_x - V_x$$

$$= A_y - V_y = \frac{Q}{4} (\alpha - 1)$$

an. Das Plattendreieck JE J hat die Höhe:

$$\overline{EK} = d = \frac{u}{\sqrt{2}}$$

die Breite: $\overline{\parallel} = 2 d = u \sqrt{2}$

und trägt die Belastung:

$$P = p \; d^2 = p \; \frac{u^2}{2} = p \; \frac{l^2}{2} \cdot \frac{u^2}{l^2} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{u^2}{l^2}.$$

Abb. 19

Das Moment der Kräfte W, C und P in bezug auf die Achse

$$D_1 = 2W - \frac{d}{3} - Cd - \frac{Pd}{3}$$

Diesem Moment wirken die Normalspannungen σ_1 in der Ebene $\overline{J}\,\overline{J}$ entgegen.

Da der Querschnitt $\overline{J}\,\overline{J}$ die Breite 2 d hat, so erhält man für die Längeneinheit das Biegungsmoment:

$$M_1 = \frac{D_1}{2 d} = \frac{W}{3} - \frac{C}{2} - \frac{P}{6} = -\frac{Q}{24} \left[3(\alpha - 1) - \frac{2 u^2}{l^2} (2\alpha - 1) \right] (43)$$

In der Ecke selbst, also an der Stelle u = o ist:

$$M_{1_{\min}} = -\frac{Q}{8}(\alpha - 1) = -\frac{C}{2} = -\frac{Q_i}{2}$$

Diese Gleichung zeigt, daß das spezifische Biegungsmoment der Diagonalspannungen in der Ecke nicht verschwindet und der halben Ankerkraft C gleichzusetzen ist. Für m = 10/3 ergibt sich beispielsweise:

$$M_{1_{\min}} = -\frac{1}{2} \cdot 0,0598 \, Q = -0,0299 \, Q,$$

während für den Plattenmittelpunkt

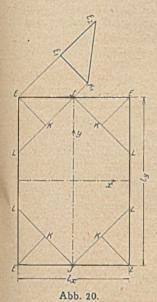
$$M_{x_{max}} = \frac{p \cdot 1^2}{16} v_a = 0.03646 Q$$

nachgewiesen worden ist.

Das Eckmoment $M_{I_{min}}$ ist also im Vergleich zu den größten Feldmomenten bei freiaufliegenden Platten durchaus nicht zu unterschätzen.

Um festzustellen, wie weit die Einspannungsmomentereichen, setzen wir im Einklang mit der Gl. (43):

$$M_1 = -\frac{Q}{24} \left[3 (\alpha - 1) - \frac{u^2}{l^2} (2 \alpha - 1) \right] = 0$$



und finden

$$u = 1 \sqrt{\frac{3(\alpha - 1)}{2(2\alpha - 1)}},$$

somit für
$$\alpha = \frac{145}{117}:$$

$$u = 1 \cdot 0.4925 = \infty \frac{1}{2}.$$

Mit Hilfe dieses Maßes und im Hinblick auf die Tatsache, daß der Spannungszustand in den Ecken von der Länglichkeit kaum beeinflußt ist, können wir die Verteilung der Diagonalspannungen in sehr einfacher Weise veranschaulichen.

Von der Mitte J der kurzen Ränder aus wird das Lot JL auf die Winkelhalbierenden EK gezogen (Abb. 20) und hiermit das Bereich EJL der negativen Momente abgegrenzt. Die Momenten-

fläche der Diagonale EK läßt sich hinreichend genau durch das Dreieck E₁E₂K₁ mit der Höhe

$$\overline{E_1 E_2} = M_{l_{\min}} = -\frac{p \; l_x{}^2}{32} \sqrt{\frac{2 \; l_y - l_x}{l_y}} \; \dots \; (44)$$

darstellen. Nach dieser Formel erhält man:

$$\begin{split} \text{für ly:} \, l_x &= \text{1:I:} \\ M_{1_{\min}} &= -\text{0,031 25 p } l_x^2 \,, \\ \text{für ly:} \, l_x &= \text{2:I:} \\ M_{1_{\min}} &= -\text{0,036I p } l_x^2 \,, \\ \text{für ly:} \, l_x &= \text{3:I:} \\ M_{1_{\min}} &= -\text{0,0391 p } l_x^2 \,, \end{split}$$

während die genaue Untersuchung

$$\begin{aligned} M_{1_{\min}} &= -0.0297 \text{ p } l_{x^2},\\ \text{bzw.} & M_{1_{\min}} &= -0.0378 \text{ p } l_{x^2},\\ \text{bzw.} & M_{1_{\min}} &= -0.0392 \text{ p } l_{x^2},\\ \text{geliefort, bet.} \end{aligned}$$

geliefert hat.

Die Näherungsformel (44) reicht somit für die Querschnittsbemessung vollständig aus.

Neben den zur Winkelhalbierenden parallel laufenden Normalspannungen σ_1 treten auch senkrecht zu ihr die Spannungen σ_2 auf (Abb. 19). Sie bilden ein um die Winkelhalbierende drehendes Kräftepaar M_2 , und es läßt sich auf Grund der Gleichgewichtsbedingungen nachweisen, daß in den Ecken $M_1 = -M_2$ sein muß. Hieraus folgt:

$$M_2 = \frac{p \, J_x{}^2}{32} \, \sqrt{\frac{2 \, J_y - J_x}{J_y}} \, \dots \, (45$$

Wird die Längs- und Querbewehrung der Platte ohne Aufbiegung bis an die Randträger herangeführt, so ist im allgemeinen eine besondere Bewehrung zur Aufnahme von M_2 nicht erforderlich. Zur Aufnahme von M_1 müssen aber noch in Richtung der Winkelhalbierenden am oberen Rande Zulageeisen eingelegt werden. Wenn hingegen die Längs- und Quereisen aufgebogen werden, so wird wohl für M_1 eine ausreichende Deckung vorhanden sein, es werden dann zur Aufnahme von M_2 senkrecht zur Winkelhalbierenden am unteren Rande Zulageeisen angeordnet werden müssen.

Diese Vorkehrungen sind jedoch, wenn man von den ringsum frei aufruhenden Platten absieht, nur bei den biegungsfreien Rändern notwendig; in den Ecken ringsum eingespannter und ebenso in den Kreuzungsstellen der Längs- und Querträger durchlaufenden Platten verschwinden die Drillungsund die Biegungsmomente vollständig oder sind so geringfügig, daß sie bei der Querschnittsbemessung außer acht bleiben dürfen.

FÜNFZIG JAHRE AMERIKANISCHER INGENIEURBAUKUNST.

Von Magistrats-Baurat Dr.-Ing. Luz. David, Berlin.

Fünfzig Jahre können als Zeitmaß gar mannigfach gewertet werden. Eines Mannes Leben größter Teil, eine Ära für eine Nation, ein flüchtiger Augenblick nur in der Geologie, jedoch im Reich der Technik immerhin ein gewaltiger Ruck nach vorwärts...

Eine Reihe erfahrener amerikanischer Ingenieure widmen in dem 50-Jahr-Gedenkheft der "Engineering News-Record" dem Ingenieurfortschritt auf verschiedenen Sondergebieten eine Folge von bemerkenswerten Aufsätzen, u. a. behandelt im besonderen Ing. H. J. Burt, Chicago, "Ursprung und einige Probleme im Bau der Wolkenkratzer" in einer auch dem deutschen Ingenieur interessanten Weise.

Bei der Beurteilung der Aussichten des Eisenbaues für die Zukunft und der Untersuchung der Frage, wie weit die bisherigen Konstruktionsquerschnitte im Eisen vermindert werden könnten, um Raum und Baukosten zu sparen, kommt Burt zunächst zu dem Schlusse, daß 4 Möglichkeiten hierzu bestünden, nämlich

- 1. Schaffung eines hochwertigen Eisens,
- 2. Konstruktion von Decken von geringerem Eigengewicht (ohne natürlich die Bausicherheit zu beeinträchtigen),
- 3. Schaffung einer leichteren, glutsicheren Ummantelung der Konstruktionsteile und schließlich
- 4. Erwägung einer höheren zulässigen Eisenbeanspruchung.

Burt meint, daß nach dem gegenwärtigen Stande der Metallurgie wohl keine Aussichten für die Einführung eines hochwertigen Materials bestehen; denn die bisher bekannten, hochwertigeren Eisenlegierungen seien heutzutage in der Anwendung im Eisenhochbau noch zu unwirtschaftlich.

Die Schaffung von Deckenkonstruktionen geringeren Eigengewichtes hält er für aussichtsreicher. Das Gewicht der in Amerika verwendeten ohnehin schon sehr porösen und leichten Deckenhohlsteine kann unseres Erachtens wohl kaum nennenswert verringert werden, da sie (soweit tragend und

nicht lediglich Füllmaterial) in der Festigkeit wohl allzusehr litten. Aus diesem Grunde wird die Hoffnung auf eine leichtere, glutsichere Ummantelung wohl auch nur gering sein können, weil z. B. Stützenummantelungen eine gewisse Festigkeit unbedingt aufweisen müssen, nicht nur mit Rücksicht auf die innerhalb der Ummantelung stets untergebrachten zahlreichen Leitungen, sondern auch mit Rücksicht auf die Beschädigungen beim Heranschieben schwerer Möbel usw. Indessen versucht man neuerdings mittels Wasserstoffgas erzeugender Zuschlagstoffe einen besonders porösen und leichten Beton herzustellen. Auf diese Art sollen bedeutende Gewichtsersparnisse erzielt worden sein (50 vH), ohne daß die Festigkeit im gleichen Maße abgenommen hatte. Es sei hier auch an den Vorschlag erinnert, den der österreichische Ingenieur Leo Kauf1) machte, nämlich keramische Produkte als Zuschlagstoffe an Stelle des Kieses zu verwenden. Er berichtet von guten Versuchserfolgen der Amerikaner.

Es bleibt abzuwarten, ob diese angedeuteten Verfahren dem Eisenhochhausbau vermöge des geringeren Eigengewichts der Deckenmassen nicht erheblich zugute kommen. Die Wahrscheinlichkeit hierfür kann als durchaus bestehend angesehen werden, da nach Angabe von Burt die Stützenauflasten der Hochhäuser sich zu 50 – 80 vH aus Eigenlasten zusammensetzen.

Hinsichtlich der zulässigen Beanspruchung der Eisengerippekonstruktion meint Burt, daß eine Erhöhung von 16000 auf 18000 Pfund pro Quadratzoll (das sind von rd. 1700 auf 1300 kg/cm²) noch der Zustimmung einiger Ingenieurvereine bedürfe.

Da der Aufsatz außer geschichtlich-technischen Angaben noch manches andere an belangreichen Bemerkungen enthält, sei er hier auszugsweise wiedergegeben:

Die ungeheuer schnelle Vergrößerung der Städte mit ihrem Zuwachs an Bevölkerung und Geschäftstätigkeit forderte immer größere Deckenflächen auf kleinen Grundstücken. Ausdehnung in die Höhe wurde somit notwendig. Diese ist praktisch erst möglich geworden durch die Einführung des Aufzuges im Jahre 1868. Die Vervollkommnung in der Konstruktion der Aufzüge hat denn auch mit der Bauentwicklung der Gebäude selbst Schritt gehalten. Dabei waren die Beschränkungen, die in den alten Bautypen durch die dicken gemauerten Wände dem Ingenieur auferlegt waren, allzu hindernd, und es machte sich das Erfordernis für einen Baustoff von größerer Tragfähigkeit geltend. Die große Bevölkerungsanhäufung erforderte aber auch einen erhöhten Feuerschutz, und es mußten brennbare Baustoffe so viel als irgend möglich ausgeschaltet werden. Gußeiserne Säulen und schmiedeeiserne Balken bekamen um 1850 im Bauwesen praktische Bedeutung. Die Herstellung der eisernen Schienen machte um 1874 einen guten Anfang, und die Erzeugung von Eisen in Gestalt von Trägern und Stützen wurde ein Jahrzehnt darauf ermöglicht. (Die ersten Träger sind 1885 gewalzt.)

Ziegelgewölbe zwischen eisernen Trägern kamen 1840 auf, und Terracottagewölbe wurden 1871 eingeführt. Damit waren wichtige Schritte in der feuerfesten Konstruktionsweise getan. Der große Brand in Chicago hatte denn auch nachdrücklich die Wichtigkeit eines besseren Feuerschutzes gezeigt. Damals hatten die höchsten Gebäude wahrscheinlich nicht mehr als 8-10 Stockwerke.

In dem auf 1874 folgenden Jahrzehnt fand eine allmähliche Zunahme in der Höhe der Bauten mit tragendem Mauerwerk statt, so daß Bauten bis 12 Stock nicht mehr ungewöhnlich waren und sogar ein 16-Stock-Bau zustande gekommen war. Gleichwohl waren die Innenwände bereits durch eiserne Stützen und Träger ersetzt, um an freiem Raum zu gewinnen. Dem Feuerschutz der Eisenkonstruktion wurde große Aufmerksamkeit geschenkt. Gewölbte Decken aus Terracotten

ersetzten beinahe ganz Ziegel — oder andere Deckentypen, auch kamen Terracotten allgemein zur glutsicheren Ummantelung eiserner Stützen in Gebrauch. Die typischen Geschäftsbauten dieser Zeit bestanden aus gemauerten Umfassungswänden und auch einigen tragenden Innenmauern. Sie hatten gußeiserne oder schmiedeeiserne Stützen, Unterzüge und Träger. Terracotten wurden sowohl als Deckenkonstruktionen, als auch zur Ummantelung von Unterzügen, Deckenträgern und Stützen verwendet. Diese Bauten hatten gußeiserne Entlastungsträger über den Öffnungen in den Umfassungsmauern. Es war dies alles nur ein normaler Fortschritt in der Entwickelung dieser geschilderten Bauweise mit vollständigem Eisengerüst, indem die massiven Mauern als tragende Elemente gänzlich ausgeschaltet und nur als abschließende Verkleidung gebraucht wurden.

Da die Ausschaltung der tragenden Mauern das unterscheidende Merkmal der Gerüst- oder Gerippebauweise ist, so kann der alte Typ der Ladenfront als Grundform angesehen werden; denn bei dieser Bauart war die Umfassungsmauer einfach fortgelassen und das darüberliegende Mauerwerk in Höhe des zweiten Stockwerkes abgefangen worden. Der Fortschritt, welchen der Übergang vom Mauerwerks- zum Eisengerüstbau darstellt, ist 3 Chicagoer Baufirmen zu verdanken, nämlich Burnham & Root, W. L. B. Jenney und Holabird & Roche. Burnham & Root entwarfen das Western Union Building in Chicago, in dem sich ein kleiner Aufzugsschacht befindet, dessen Umfassungswand, eine Doppelwand aus Ziegeln, bereits von eisernen Trägern getragen wird.

Indessen war dabei noch kein Versuch gemacht, diese hier erstmals ausgeführte Gerippebauweise etwa allgemein auf das ganze Gebäude auszudehnen. Eine größere Annäherung an die Gerippekonstruktion zeigte das Home Insurance-Gebäude in Chicago, nach dem Entwurf W. L. B. Jenneys 1884 erbaut. Ursprünglich in 10 Stockwerken ausgeführt, wurde es später auf 12 erhöht. Um möglichst große Fensteröffnungen zu erzielen, sind die Frontmauerpfeiler aufs äußerste in ihren Abmessungen beschränkt worden; dies erreichte man durch den Einbau gußeiserner Stützen in die Frontpfeiler, an die man Deckenunterzüge unmittelbar anschloß. Die verhältnismäßig dünne Fensterübermauerung wurde von gußeisernen Entlastungsträgern, die gelenkig auf den gußeisernen Säulen auflagerten, aufgenommen. Auf diese Weise waren die Frontmauerpfeiler nur für das Pfeilergewicht selbst und gegebenenfalls - je nach der Güte der Ausführung - für die Aufnahme der Übermauerung herangezogen. Diese Konstruktion war als Rahmenwerk betrachtet nur sehr unvollkommen, denn nach heutigen Begriffen fehlte ihr die steife Verbindung zwischen Stützen und Fensterüberlagsträgern. Es war hierbei auch nicht möglich, den oberen Teil des Umfassungsmauerwerkes aufzurichten, bevor der untere fertig war. Schließlich hatten die Mauerpfeiler immer noch geringe Lasten zu tragen. Einen weiteren Fortschritt bildete das Tacoma-Building 1886/1887 nach dem Entwurf von Holabird & Roche, welches nach 2 Straßenfronten hin eine regelrechte Skelett-Gerippe-Bauweise aufwies und wobei tragendes Mauerwerk vollkommen ausgeschaltet war. Das Rahmenwerk dieser Frontwände bestand aus Gußeisensäulen mit gußeisernen Überlagsträgern, und jedes einzelne Deckengeschoß trug die Umfassungswand des nächst oberen Geschosses. Die Anregung zu dieser Konstruktion soll von dem Terracottenfabrikanten Sam Loring ausgegangen sein, der bereits einige Zeit vorher den Architekten den Plan für eine lediglich vom Eisengerüst getragene Terracottawand unterbreitet hatte. Immerhin wies dieses Gebäude nach 2 Seiten noch Massivmauern auf; es bildete die erste Ausführung der damals als Chicagotype bekannten Bauweise, und es wurden in den nachfolgenden Jahren wenigstens 1/2 Dutzend solcher Bauten in Chicago errichtet.

Bei dem 1890 errichteten 20 Stock hohen Freimaurertempel wurde die Gerippebauweise, die sich jetzt auch auf New York und andere Geschäftsstädte ausbreitet, erstmalig völlig durch

¹⁾ Bericht über die Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921, S. 261.

geführt. Das Gebäude erreichte eine Höhe von insgesamt 90 m und war zur Zeit seiner Entstehung das höchste. Die Gerippebauweise ist nunmehr etwa 25 Jahre praktisch angewendet worden und hat in diesem Zeitabschnitt den ständig wachsenden Anforderungen an Bauhöhe durchaus genügt. In Mauerkonstruktion wären solche Höhen unerreichbar

In der Durchbildung der Eisenkonstruktion sind während dieser Zeit große Fortschritte zu verzeichnen; aber auch der Frage des Feuerschutzes wurde große Aufmerksamkeit gewidmet. Ursprünglich glaubte man, mit der Ausschaltung brennbarer Deckenbaustoffe auszukommen; aber der Brand von Chicago brachte die Forderung nach einem wirksamen Feuerschutz. Schon 1880 war bei guten Bauten die Verwendung von feuersicheren Decken und Stützen allgemein gang und gäbe. Als die eisernen Stützen allgemein in Verwendung kamen, erwiesen sich Hohlziegel als Ummantelung für Feuerschutz günstiger als Vollziegel.

Um 1900 fing der Beton an, den Ziegel langsam zu verdrängen und ist gegenwärtig das am meisten verwendete Feuerschutzmaterial, obgleich er ebenfalls nicht als vollkommen anzusprechen ist. Der Wunsch nach einem Material, welches bei geringer Wärmeleitung leichter ist und gleichzeitig genügend Tragfähigkeit besitzt, bleibt bestehen. - In den ersten Verwendungsjahren der Eisengerippe gab es mancherlei Zweisel über ihre Haltbarkeit; denn man fürchtete das Rosten. Die langjährigen Erfahrungen haben aber gezeigt, daß sie dauerhaft sind und Gefahrenpunkte ausgeschaltet werden können. Vereinzelt sind bei 20 Jahre alten Gebäuden bei Undichtigkeit von Rohren oder da, wo Wasser bis zu den Deckenträgern vordringen konnte, Anrostungen aufgetreten. Es hat sich ferner gezeigt, daß bei Säulengrundplatten guter Schutz gegen aufsteigende Bodenfeuchtigkeit notwendig ist. Zusammenfassend hat sich ergeben, daß das Eisenbaumaterial bei guter Ummantelung überaus dauerhaft ist.

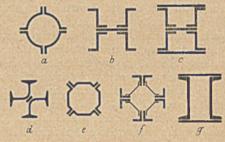
Obgleich bei dem ersten Entwurf des Tacomagebäudes Windverbände vorgesehen waren und solche von Prof. J. B. Johnson der Universität Washington empfohlen wurden, sind bei der endgültigen Ausführung keinerlei Sondervorkehrungen für die Aufnahme des Winddruckes getroffen worden. Es hat sich auch gezeigt, daß die Giebelmauern und zwei massive Mittelwände die Standfestigkeit durchaus gewährleisten. Beim Fehlen jeglichen tragenden Mauerwerks ist aber die Windaussteifung eine grundlegende Entwurfsfrage, besonders bei hohen Gebäuden. - Bei älteren Bauwerken sind Dreiecksverbände, Diagonalverspannung zwischen Stützen und Unterzügen ausgeführt. Obgleich statisch wirksam, haben sie aber den Nachteil, daß ihr Einbau immerhin die Beseitigung von Scheidewänden nicht ermöglicht. Die Forderung nach freier Verfügungsmöglichkeit über die gesamten Räume führte bald zur Konstruktion von Portalverbänden aus kräftigen genieteten Querschnitten mit gewölbten Öffnungen. Gegenwärtig werden Eckaussteifungen zwischen Stützen und Unterzügen angewendet. Es entsteht so eine Abart des ursprünglichen "Eisenbahn"-Portaltypes. Die Unbequemlichkeit dieser Eckbleche im Innern des Gebäudes führt nun dazu, die Windversteifungen sämtlich in die Außenmauern zu verlegen. Bei quadratischen Grundrissen kommt man damit ohne weiteres aus, bei langen schmalen Grundrissen sind aber öfters auch innere Verbande notwendig.

Die Annahme der Größe des Winddruckes ist bei dem Entwurf eines Gerippebauwerkes der unsicherste Faktor. Je nach den verschiedenen städtischen Baupolizeivorschriften schwankt der anzunehmende Winddruck zwischen 15 und 30 Pfund je Quadratfuß (75-150 kg/m²). Vielleicht ist ein Mittelwert von 20 Pfund pro Quadratfuß (110 kg/m²) der

gebräuchlichste Wert; jedenfalls haben sich die mit diesen Winddrucken errechneten Bauten als durchaus standsicher erwiesen. Mit Rücksicht auf die bei hohen Gebäuden auftretenden Schwankungen, die zwar die Eisenkonstruktion nicht überbeanspruchen, wohl aber den Wänden und Mauern nach einiger Zeit schaden können, empfiehlt es sich, die Windverbände kräftig auszuführen und das Verhältnis der Gebäudetiefe zur Gebäudehöhe nicht zu ungünstig zu nehmen.

Wie bereits erwähnt, wurde bei den ersten Gerippebauten Gußeisen verwendet, 1890 ging man zu Schmiedeeisenstützen über und 1890 wichen diese den Flußeisenstützen. Flußeiserne Röhren als Stützen sind nur wenig wegen der schwierigen Anschlußmöglichkeit verwendet worden. Dem Rohrquerschnitt am nächsten kommt die Phoenix-Stütze (Abb. 1a), deren Querschnitt aus vier oder mehreren gewalzten Kreissegmenten mit Flanschen gebildet wird. Diese Stützen, wie auch die 1862 in Deutschland patentierten Z-Stützen (Abb. 1b) und (Abb. 1c), waren hauptsächlich in den siebziger bis achtziger Jahren im Gebrauch. Auch die Larimer-Stütze (Abb. rd), die achteckige Keystone-Stütze (Abb. re) und die Gray-Stütze (Abb. 1f) wurden zeitweise im Gerippebau verwendet. Einen besonders günstigen Querschnitt weisen die U-Eisen-Stützen (Abb. 1g) auf, besonders, weil sie

auch gute Anschlußmöglichkeiten bieten. Neuerdings ist bei Stützen der H-Querschnitt der gebräuchlichste, wahrscheinlich mit Rücksicht auf die einfache Werkstattarbeit. In vielen Fällen werden von den Bauherren weitgespannte,



nutzbare Räume gefordert. Wenn es erforderlich ist, diese großen lichten Räume in den unteren Geschossen zu schaffen und wenn darüber noch viele Geschosse aufgenommen werden müssen, sind ungemein schwere genietete Konstruktionen nötig, die zum Teil noch die schwersten Teile von Eisenbahnbrücken übertreffen. Das New Yorker Gebäude der Stock-Exchange und das zunächst noch geplante Stever.s-Hotel in Chicago zeigen hervorragende Beispiele von großen freien Deckenfeldern. Große Ausdehnung allein sowie Massigkeit eines Baues bieten keine nennenswerten Schwierigkeiten im Entwurf des Eisengerippes, wohl aber die Bedingung großer freier Räume in den Untergeschossen. Die architektonische Behandlung der Fassaden bringt den Ingenieuren, besonders im gotischen Baustil, Konstruktionsschwierigkeiten. Auch die Baugrundbeschaffenheit der Dome, Turmbauten, Balkone und Gesimskonstruktionen ergeben oft konstruktiv schwierig zu lösende Aufgaben.

Seit 20 Jahren etwa ist dem Eisen ein Mitbewerber in dem Eisenbeton erwachsen. Es sind Bauwerke mit 20 Stockwerken in diesem neueren Baustoff errichtet. Die wirtschaftliche Grenze für Eisenbeton scheint aber etwa bei 10 Stockwerken zu liegen; möglich, daß diese Grenze noch etwas erhöht wird, aber den Eisenbau vermag der Eisenbeton nicht zu verdrängen. Nach der Ansicht Burts ist gegenwärtig kein Baustoff in Sicht, der das Eisen bei hohen Gerippebauten verdrängen könnte. Es ist festgestellt und durch das Woolworthund andere Gebäude erwiesen, daß die Eisenbauweise noch höhere Gebäude zuläßt. Dessenungeachtet ist eine Verbesserung des heutigen Eisenbauwerkes wünschenswert, namentlich würde ein Material mit größerer Festigkeit Ersparnisse an Raum bringen. Es gibt zwar Eisenlegierungen, welche die gewünschten Eigenschaften besitzen, sie sind aber für Baukonstruktionen noch unwirtschaftlich.

EINIGES ÜBER DIE VERWENDUNG DES HOCHWERTIGEN BAUSTAHLES.

Von Prof. Dr.-Ing. H. Kulka, Hannover.

In dem Heft Nr. 19, 1924, der Zeitschrift "Der Bauingenieur" ist eine sehr beachtenswerte Abhandlung von Prof. Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden, enthalten, welche die Verwendung des hochwertigen Eisens behandelt.

Herrn Prof. Gehler war anscheinend bei Abfassung seiner Abhandlung nicht bekannt, daß noch bevor die Versuche der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G. stattfanden, bereits ein Entwurf der Firma Louis Eilers, Hannover, für die Lidingöbrücke in Stockholm im Frühjahr 1921 ausgearbeitet war, bei welchem der Verfasser dieser Zeilen das hochgekohlte Eisen mit nahezu identischen Eigenschaften wie das Eisen St. 58 vorgeschlagen hatte, und daß das genannte Bauwerk gegen Mitte 1924 in diesem Material beinahe vollendet war. Ein merkwürdiger Zufall brachte es mit sich, daß meine Veröffentlichung über das genannte Bauwerk neben den Ausführungen des Prof. Gehler im "Bauingenieur" Nr. 19 zu stehen kam. Die Ausführungen des Herrn Prof. Gehler und anderer Fachgenossen veranlassen mich, auch meine Erfahrungen mit diesem Eisen kurz darzulegen.

Wie bereits Herr Baurat Dr.-Ing. Bohny durch einen geschichtlichen Überblick dargelegt hat, ist die Verwendung von besonderen Eisensorten auch in Deutschland nichts Neues, und wie Herr Direktor Erlinghagen in der "Bautechnik" mit Nachdruck erwähnt, ist das hochgekohlte Eisen von der Firma Louis Eilers bei dem Bau der Hochdonner Brücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bereits vor dem Kriege zur Anwendung gekommen, auf Vorschlag des Herrn Dr.-Ing. h. c. Voß. Das damals verwendete Material hatte eine Festigkeit von 44/51 kg/mm², eine Dehnung von 20 vH bei 200 mm Meßlänge und eine Streckgrenze von 30 kg/mm². Die Beschaffung stieß auf keinerlei Schwierigkeiten. Das Lieferwerk Fried. Krupp Aktiengesellschaft hat das Material mit nur geringem Preisaufschlag von 2,5 bezw. 5 Mark/Tonne in derselben gleichmäßigen Weise geliefert wie das normale Flußeisen.

Die guten Erfahrungen, die bei dem Bau der Hochdonner Brücke gemacht wurden, bildeten auch den Anlaß, das hochgekohlte Eisen mit noch besseren Eigenschaften bei dem schwedischen Bauwerk zur Anwendung zu bringen. Die Eigenschaften des Eisens waren folgende: Festigkeit 50/60 kg/qmm, Dehnung 18 vH bei 200 mm Meßlänge, Streckgrenze Minimum 28 kg/mm2. Auch hier stieß die Beschaffung des Eisens auf keine nennenswerten Schwierigkeiten. Eine Anzahl leistungsfähiger deutscher Walzwerke erklärte sich ohne weiteres bereit, die Lieferung des Eisens zu übernehmen, und die große Anzahl der Abnahmeversuche hat ergeben, daß die gewünschten Eigenschaften in bezug auf Dehnung und Streckgrenze fast bei allen Proben weit überschritten wurden. So wurde ein Posten von etwa 300 t Universaleisen mit Dehnungszahlen von 22 vH und Streckgrenzen von durchschnittlich wesentlich über, nicht aber unter 30 kg/mm2 geliefert. Nicht unerwähnt möchte ich dabei lassen, daß ein Teil des hochwertigen Eisens, das infolge der Ruhrbesetzung in der Tschechoslowakei untergebracht werden mußte, ohne Preisaufschlag für die Sonderqualität geliefert wurde. Es darf daher wohl auch gehofft werden, wie bereits Herr Geheimrat Dr.-Ing. Schaper in Heft 45 der "Bautechnik" ausspricht, daß auch der von den deutschen Werken jetzt geforderte Qualitätsaufschlag bald erheblich herabgesetzt wird. Ob die Herstellung des Materials im Walzwerke auf große Schwierigkeiten gestoßen ist, kann ich nicht beurteilen. Jedenfalls sprechen die glatt gestellten Angebote und die prompte Lieferung für das Gegenteil.

Anknüpfend an die Äußerung des Herrn Gehler auf Seite 633 sei ferner erwähnt, daß die Beschaffung von DoppelI-Eisen und U-Eisen, letztere bis zu Normalprofil 30 ohne weiteres möglich war. Aber auch die Beschaffung von Breitflanschträgern in der Sonderqualität stößt auf keine Schwierigkeiten.

Versuche mit dem hochwertigen Material wurden von mir neben den offiziellen Abnahmeversuchen in dem vorzüglich eingerichteten Laboratorium der Hanomag, Hannover, angestellt, und dabei wurde die Tatsache erwiesen, die bereits wiederholt erörtert wurde, daß eine ausgesprochene Streckgrenze nur bei wenigen Probestäben festzustellen war, während bei normalem Eisen deutlich die obere und untere Streckgrenze sowohl im Diagramm als auch in der Bewegung des Zeigers der Maschine festzustellen ist. Diesem Umstande ist bereits durch die neueste Verordnung des Reichsverkehrsministeriums Rechnung getragen, daß bei nicht ausgesprochener Streckgrenze die gemessen bleibende Dehnung für die Abnahme des Materials maßgebend sein soll.

Was die Bearbeitung des Eisens in der Werkstatt betrifft, so bietet dieselbe einer modern eingerichteten Brückenbauanstalt keine Schwierigkeiten. Allerdings können wohl bei kleineren Firmen durch Anwendung schwacher Maschinen sowohl beim Bohren als auch beim Hobeln Schwierigkeiten entstehen. Daß das Werkzeug etwas stärker durch das harte Material angegriffen wird, ist selbstverständlich.

Die Ansichten, welche Bauwerksteile aus hochwertigem Material herzustellen sind, gehen weit auseinander. Bei dem erwähnten Bauwerk für Schweden sind nur jene Teile in hochwertigem Material ausgeführt, bei welchen wirklich die guten Eigenschaften des Materials voll oder nahezu voll ausgenutzt werden können. Hierzu eignen sich am besten reine Zugstäbe oder Druckstäbe, bei welchen die Knicklängen im Verhältnis zum Trägheitsradius klein sind. In den Werkszeichnungen wurden alle Glieder, die aus hochwertigem Eisen hergestellt wurden, mit einem Stern versehen. Eine Verwechslung in der Werkstatt kam nicht vor, wie eine große Anzahl von Proben ergeben hat, die aus dem fertigen Bauwerk herausgeschnitten wurden. Allerdings erfordert das, daß das Eisen für das betreffende Bauwerk getrennt gelagert und womöglich äußerlich kenntlich gemacht wird. Bei den meisten Firmen wird dies schon der normale Geschäftsgang erfordern, da das Material auf Längen besonders bestellt und gelagert wird. Ich trage daher keine Bedenken, für ein und dasselbe Bauwerk verschiedene Arten von Eisen zu verwenden, wenn nur in den Brückenbüchern die Bezeichnung mit aufgenommen wird. Um die Sache nicht zu kompliziert zu machen, könnte man sich vielleicht entschließen, z. B. bei einer Brücke die gesamten Hauptträger und Windverbände aus hochwertigem Material herzustellen und die Fahrbahn aus normalem Eisen. Die Erfahrung hat ergeben, daß die Ersparnisse bei kleineren Brückenbauten, insbesondere in der Fahrbahn, nicht erheblich sind. Sobald das Eisen als allgemeines Konstruktionseisen eingeführt wird, wäre allerdings eine Verwendung für das ganze Bauwerk am angezeigtesten.

Die Erfahrungen mit dem hochwertigen Eisen bei der Lidingöbrücke waren es auch, welche die Firma Eilers veranlaßten, im Frühjahr 1924 bei dem ca. 300 m langen Strange der Flutöffnungen der Elbebrücke bei Hämerten dasselbe Eisen in Vorschlag zu bringen, und diese Brücken werden auch von der genannten Firma, allerdings bis auf nur unwesentliche Glieder, in hochwertigem Eisen ausgeführt.

Wie Herr Geheimrat Schaper in der "Bautechnik" erwähnt, sind seither vom Reichsverkehrsministerium mehrere Brücken mit dieser Materialbeschaffenheit zur Vergebung gelangt.

ZUR VERWENDUNG HOCHWERTIGEN STAHLES IM BAUWESEN.

Von Dr.-Ing. Fr. Voß in Kiel.

Während im Brücken- und Hochbau in Deutschland bisher fast durchweg der Flußstahl normaler Güte von 37 bis 44 kg/mm² Festigkeit und 20 vH Mindestdehnung verwendet worden ist, ist im Schiffbau nach den Bestimmungen des Germanischen Lloyd ein Flußstahl von 41-49 kg/mm² Festigkeit und 20 vH Mindestdehnung verwendet worden. Es erscheint zunächst verwunderlich, daß der Schiffbau den festeren Baustoff gewählt hat, obwohl er die höherenFestigkeitseigenschaften nicht in dem Maße wie der Brückenbau ausnutzen kann. Es ist auch eigentlich kein sachlicher Grund hierfür vorhanden, sondern die Vorschriften des Germanischen Lloyd sind durch die des Englischen Lloyd beeinflußt worden, der mit dem härteren sauren Siemens-Martin-Stahl zu rechnen hat. Der deutsche Eisenbau hat dagegen den Flußstahl verwendet, wie er im Thomas verfahren in natürlicher Weise erzeugt wird.

Es ist zweifellos auch im Brücken- und Hochbau erwünscht, einen festeren Baustoff zu verwenden, wenn sich damit ein ebenso gutes und dabei billigeres Bauwerk erreichen läßt als mit dem normalen Flußstahl.

Mit Nickel legierte Stähle kommen im allgemeinen für die deutschen Eisenbauten nicht in Frage, ihre Verwendung ist auch aus nationalwirtschaftlichen Gründen nicht erwünscht. Beschränkt man sich darauf, die höhere Festigkeit des Stahles durch höheren Kohlenstoffgehalt zu erzielen, so kommt m. E. zunächst die Verwendung folgender Stahlsorten in Betracht: 1. des bewährten Schiffbaustahles, 2. des Flußstahles von 44-52 kg/mm² Festigkeit und 20 vH Dehnung, wie er für verschiedene deutsche Brücken - Straßendrehbrücke bei Rendsburg, Schwebeträger der Eisenbahnhochbrücke bei Hochdonn, (beide über den Kaiser-Wilhelm-Kanal) Straßenbrücke über die Eider bei Friedrichstadt und Straßenbrücke über die Elbe bei Hamburg - erfolgreich verwendet worden ist, und 3. des Baustahles St. 58, wie ihn die deutsche Reichsbahn neuerdings verwenden will, und wie er in ähnlicher Güte - 50-60 kg/mm² Festigkeit und 18 vH Dehnung — beim Bau der Lindingöbrücke bei Stockholm verwendet worden ist¹).

Bei dem Schiffbaustahl würde eine Steigerung der zulässigen Beanspruchungen um 10 vH, bei dem mittleren Stahl um 20 vH und bei dem hochwertigen Stahl um 30 vH gegenüber dem Flußstahl normaler Güte statthaft sein, denn in ähnlichem Verhältnis wird die Streckgrenze bei den einzelnen Stahlsorten stehen.

Für die Wirtschaftlichkeit sind in erster Linie die Überpreise maßgebend, die für die Sondergüten zu zahlen sind. Die Mehrkosten entstehen einmal infolge besonderer Zusätze an Kohlenstoff, Mangan und geg. Falls Silicium, und außerdem weil die Herstellung und Lagerung einer Sondergüte besondere Unbequemlichkeiten und Aufwendungen verursacht. Diese letzteren Kosten würden verschwinden, wenn aus der Sondergüte die Normalgüte würde. Nach der Überpreisliste des deutschen Stahlbundes vom 15. März 1924 werden folgende Überpreise gegenüber Flußstahl normaler Güte gefordert:

41-49	kg	Festigkeit,	14-20	vH	Mindestdehnung	7, — M
41-47	11	,,	20-22	17	.,	9,50 ,,
45-52	,,	,,	20	,,	,,	12,- ,,
50-60	11	,,	18	,,	n	22, - ,,
50-60	,,	,,	20	11	,,	47, - ,,

Wenn man sich entschließt, einen festeren Baustahl statt des normalen einzuführen, so erscheint es wirtschaftlich richtig, über die Schiffbaustahlgüte hinauszugehen. Es fragt sich nun, welche von den beiden anderen Sondergüten den Vorzug verdient.

Der für den Lastenzug B der preußischen Staatsbahn bemessene Schwebeträger der Hochdonner Brücke von 120 m Stützweite hat ein Stahlgewicht der Sondergüte 44–51 kg/mm² von rd 1000 t. Bei Verwendung eines Stahles von 50–58 kg/mm² Festigkeit und einer Steigerung der Beanspruchungen von dem 1,2fachen auf das 1,3fache der normalen würde eine Gewichtsersparnis von etwa 50–60 t erzielt werden können. Diese Gewichtsersparnis würde m. E. keine Kostenverminderung herbeiführen. Da Brücken von 120 m Stützweite in Deutschland leider zu den Seltenheiten gehören, so bin ich der Ansicht, daß der deutsche Eisenbauer mit einem Baustahl von 44 bis 52 kg/mm² Festigkeit sehr wohl auskommen kann. Man wird in dieser Ansicht auch dadurch bestärkt, daß der Medium Steel der Amerikaner eine Festigkeit von 42–48 kg/mm² und der Baustahl der großen Höllentorbrücke eine solche von 46–54 kg/mm² hat.

Auch wenn die vom Deutschen Stahlbund angegebenen Überpreise in Zukunft geändert werden sollten, so wirken auf die Auswahl des zweckmäßigsten Baustoffes in gleicher Richtung die folgenden Betrachtungen. Je fester der Baustoff, um so geringer ist seine Zähigkeit, um so ausgeprägter die vom Flußeisen abweichenden Eigenschaften des Stahles. Zur Ausnutzung der zulässigen Beanspruchungen bei einem festeren Baustoff wird man sich zuweilen genötigt sehen, die Trägerhöhe zu vergrößern. Das wird ein schönheitlicher Nachteil sein, wenn der eiserne Träger schon sowieso aus dem Maßstab seiner Umgebung herausfällt. Außerdem ist zu beachten, daß bei zunehmender Verminderung der Querschnitte die Schwächung durch Rosten vergrößert wird, vorausgesetzt natürlich, daß der neue Baustahl vom Rost in gleicher Weise wie der normale Flußstahl angegriffen wird.

Führt man neben dem Flußstahl normaler Güte einen zweiten Baustahl ein, so wird die Beschaffung des hochwertigen Baustoffes für die Eisenbauanstalten, die nicht an ein Walzwerk angegliedert sind, namentlich in den Zeiten der Hochkonjunktur erschwert, der schnelle Ersatz eines in der Werkstatt verunglückten Stabes wird u. U. nicht möglich sein. Ferner entsteht der Nachteil, daß infolge Verwechselung statt des hochwertigen Baustahles ein Stahl normaler Güte eingebaut werden kann2). Deshalb würde es für die Erzeuger des Baustoffes, die Hersteller der Eisenbauwerke und die Besteller sehr erwünscht sein, wenn der neue Baustahl in absehbarer Zeit den normalen Flußstahl im Bauwesen ganz verdrängen würde. Es liegt in der Natur der Sache und wird durch die vorhergehenden Ausführungen weiter begründet, daß zunächst ein Stahl von mittlerer Festigkeit diese allgemeine Anwendung eher finden kann als ein Baustahl von höherer Festigkeit. Auch bei den Thomaswerken wird sich m. E. die allgemeine Herstellung eines Stahles von 44-52 kg/mm² Festigkeit mit der Zeit durchsetzen. Ist bei der Hochbrücke bei Hochdonn nach der Vorschrift des Verfassers bei diesem Material eine Mindeststreckgrenze von 30 kg/mm² ohne Schwierigkeit erreicht worden, so wird man sich doch zweckmäßig mit einer Streckgrenze von 28 kg/mm² begnügen, da diese der vorgesehenen Mindestfestigkelt besser entspricht. Wenn dann auch der Germanische Lloyd diesen vom bisherigen Schiffbaustahl nur wenig abweichenden Baustahl, der auch im Lokomotivund Wagenbau zweckmäßig verwendet werden kann, vorschreiben sollte, dann stände der erfreuliche Zustand in Aussicht, daß ein einheitlicher deutscher Baustahl von bemerkenswerter Güte erzeugt und verwendet würde.

Natürlich steht nichts im Wege, daß für besonders große Bauten ein Stahl von höherer Festigkeit hergestellt wird, und keiner vermag heute zu übersehen, ob bei weiterer Entwickelung der Eisenherstellung ein solcher Stahl sich nicht allgemein durchsetzen wird.

¹⁾ Kulka, Die neue Lindingöbrücke in Stockholm. "Der Bauingenieur" 1924, S. 627.

²⁾ Bohny, Die Verwendung hochwertiger Stähle. "Die Bautechnik" 1924, S. 322.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Hafenbauten in Antofagasta (Chile).

(Nach Anales del Instituto de Ingenieros de Chile 1923 Nr. 6.)

Die Arbeiten zur Verbesserung des Hafens von Antofagasta, dessen Bedeutung in den letzten Jahrzehnten erheblich gewachsen ist, sind auf Grund eines Gesetzes vom September 1916 im Jahre 1918 wie von einheimischer Seite besonders hervorgehoben wird, zum ersten Male — an eine im Lande selbst organisierte Unternehmung vergeben und in Angriff genommen worden. Sie umfassen folgendes:

- 1. Eine lange Schutzmole, die in ihrem ersten 640 m langen Teile stumpfwinklig von der Küste ausgeht, und im zweiten 820 m langen
- Teile parallel zur Küste verläuft,
 2. Kailinien in einer Längenentwicklung von rd 2300 m,
- 3. die damit zusammenhängenden Bodenauffüllungen,
- 4. Nebenanlagen zu den Kais,
- 5. Eisenbahnanschluß an die Eisenbahn nach Bolivia,
- eine zweite Mole, welche den Hafen nach Norden abschließt unter Freilassung einer Einfahrtöffnung von 250 m Weite.

Die ersten 220 m der Hauptmole wurden als Schüttung von Felsblöcken hergestellt mit 12 m Breite der Krone und einer Höhenlage blocken nergestellt mit 12 m Breite der Krone und einer Holenlage derselben von 4 m über NW (zunächst 8 m bzw. 3,50 m vorgesehen, aber als nicht ausreichend erkannt), deren seeseitige Böschung mit unregelmäßig verstürzten Betonblöcken gesichert ist. Der zweite Teil ist z. Z. in der Ausführung begriffen. Er besteht aus einem Unterbau aus Felsblöcken verschiedener Größe bis 9,40 m unter NW und einem Überbau aus Betonblöcken mit einem Gewicht bis zu 60 t das Stück, die in der Bauart der Mole von Colombo in geneigten Reihen versetzt werden, mit einer oberen Abgleichschicht aus Beton von 0,25 m Stärke. Auf der Seeseite wird der Molenkörper durch eine Brustwehr aus Betonblöcken gekrönt, deren Oberkante auf + 7,50 m über NW liegt. Auf der der See besonders ausgesetzten Molenstrecke parallel zur Küste wird der Fuß durch Reihen von verstürzten 60 t-Betonblöcken gesichert. Der Molenkopf wird in einer Länge von 20 m auf rd 23 m verbreitert.

Der erste Teil der Mole wurde mittels eines 15-t-Kranes vom Land aus fortschreitend geschüttet bis zu einer Wassertiefe von 8 m. Der weitere Teil des Unterbaues wird unter Benutzung des Wasserweges durch Verstürzen aus Prähmen hergestellt. Um das Beladen der Prähme bei der dauernd bewegten, oft sehr unruhigen See jederzeit zu ermöglichen, entschloß man sich, im Schutze der ersten 200 m langen Molenstrecke an diese anschließend eine zur Küste ebenfalls parallele kleine Hilfsmole zu bauen von etwa 200 m Länge, die mit einer ebensolchen nach Norden zu den Abschluß bildenden Molenstrecke einen kleinen Hafen mit 50-60 m Mündungsbreite bilden sollte. Im ruhigen Wasser dieses Hafenbeckens vollzieht sich von einer Ladebrücke aus, die vor einer breiten Uferanschüttungsfläche erbaut ist, das Verschiffen des Steinmaterials.

Zur Gewinnung des erforderlichen Gesteinmaterials, welches sich in etwa 4 km südlich der Stadt unter einer Salpeterschicht findet, wurde ein Steinbruch eingerichtet. Da es darauf ankam, eine ziemlich erhebliche Menge besonders großer Blöcke zu erhalten, wurde das anfänglich beabsichtigte Sprengen von Pulverkammern im Tunnel aufgegeben und durch Bohren von Löchern von 5—6 m Tiefe mittels Preßluft ersetzt, die reihenweise gleichzeitig elektrisch gezündet bezirkten daß das Gestein in nicht zu kleine Stücke gerbrach. wirkten, daß das Gestein in nicht zu kleine Stücke zerbrach. Das gebrochene Steinmaterial wird im Steinbruch mit fahrbaren 10—15-t-Dampfkränen, und zwar das kleine mittels besonderer Kübel von 1 m³ in Kippwagen, das große direkt auf Plattformwagen geladen, in Zügen von etwa 14 Wagen auf einer Bahn von 1 m Spur nur unter Benutzung der Bremse abwärts befördert entweder zu dem auf halbem Wege zur Mole angeordneten Werkplatz zur Herstellung der Betonblöcke oder zu der Ladebrücke am Bauhafen. Die Ladebrücke am Bauhafen erstreckt sich in einer Länge von 120 m vor dem wasserseitig durch eine geböschte Steinschüttung geschützten Anschüttungsgelände und besteht aus einer Plattform aus Holz, auf 5 m von einander entfernten Jochen aus je 3 Eisenbetonpfählen mit Walzeisenverbindung. Da in dem festen Felsuntergrund nicht gerammt werden konnte wurden dem festen Felsuntergrund nicht gerammt werden konnte, zunächst Eisenbahnschienen in 0,60 m tief durch Dampfbohrmaschinen in den Felsgrund gebohrte Löcher eingesetzt, darüber mit einem in ganzer Länge durchgehenden Hohlraum hergestellte Eisenbetonpfähle von quadratischem Querschnitt gestülpt und die Höhlung mit Mörtel ausgegossen. Das untere zu einem Fuß verbreiterte Pfahlende wurde auf Säcke mit weichem Beton, die durch Taucher verlegt wurden, gestellt. Fahrbare elektrische 12-t-Drehkräne hoben die großen Steine in Prähme, während das kleinere Steinmaterial mittels Schüttrinnen hineinverstürzt wurde. Je zwei Prähme werden zugleich an der Brücke beladen, während einer mit dem Schlepper zur Molenbaustelle unterwegs ist. Die Betonblöcke werden, nachdem sie vorschriftsmäßig zwei Monate auf dem Lagerplatz erhärtet sind, durch einen Portalkran auf sechsachsige Spezialwagen geladen, zur Mole gebracht und auf die mit Hilfe einer Taucherglocke vorbereitete Oberfläche der Felsblockschüttung in 9,40 m unter NW regelrecht versetzt. Das Absetzen dort erfolgt durch einen Spezialdrehkran von 60 t Tragfähigkeit bei 15 m, von 46 t bei 19 m Ausladung auf einem fahrbaren

Halbportal mit 6 m Spur, der sich mit einem Bein auf die Brustwehr, mit dem anderen auf die 4 m tiefere Molenplattform stützt und so geschützt vor überschlagenden Wellen bei dem zeitweise sehr heftigen Seegang durch die Brustwehr arbeiten kann. Gegen Sturm wird der Kran mit jedem Fuß durch Anker, die mehrere Blöcke fassen, besonders festgemacht.

Der Herstellung der Betonblöcke auf dem Werkplatz, ihrer Handhabung auf dem Platz und dem Verladen ist zur Erzielung möglichster Wirtschaftlichkeit und glatter Abwicklung des Betriebes besondere Aufmerksamkeit gewidmet worden. Der Platz von 300 m Länge und 30 m Breite ist der Länge nach in zwei Hälften geteilt worden. Auf der einen Seite vollzieht sich die Herstellung der Blöcke, auf der adere Seite vollzieht sich die Herstellung der Blöcke, auf der anderen Seite werden die Blöcke gelagert. Die vom Steinbruch kommenden Steine werden durch ein Nebengleis mittels einer elektrischen Winde auf eine kleine Rampe gezogen und in die Steinbrecher verstürzt. Das gebrochene Material wird durch Aufzüge auf Siebe, die sich in 12 m Höhe über den Silos befinden, gehoben und nach den verschiedenen Größensorten getrennt an die Silos abgegeben bzw. soweit noch zu großstückig, den Brechern wieder zugeleitet. Den Silos wird auch der Sand aus einem a km antfanten Lager durch eine Silos wird auch der Sand aus einem 2 km entfernten Lager durch eine Seilbahn zugeführt. Von den Silos gelangt Schotter und Sand in kalibrierte kleine Wagen, die mit elektrischer Winde auf geneigten Ebenen bis zur 6,8 m über dem Werkplatz liegenden Bühne der fahrbaren Betonmischmaschinen hinaufgezogen werden. Der Zement wird durch den Portalkran auf die Bühne der Mischmaschine gehoben. Der Portalkran ist fahrbar, hat 60 t Tragfähigkeit und überspannt die ganze Breite des Werkplatzes einschließlich der Bühnen der Betonmaschinen. Die gesamte maschinelle Einrichtung des Werkplatzes
— Steinbrecher, Aufzüge, Winden, Siebe, Betonmischmaschinen und Portalkran - wird mit elektrischer Kraft betrieben. Die Ausführung der Hafenbauten erfordert das Gewinnen, Befördern und Verstürzen von rd 1,1 Mill. m³ Steinmaterial, das Herstellen, Befördern und Einbauen von rd 9000 Betonblöcken mit 192 000 m³, ferner das Einbauen von rd 5000 m³ Beton an Ort und Stelle sowie in Säcken und Erdbewegung von 215 000 m³. Man hofft in etwa drei Jahren die Arbeiten fertiggestellt zu haben.

Beton und seine Bestandteile.

Vor einer Versammlung der Amerikanischen Gesellschaft für Baustoffprüfungen ist ein Vortrag über den Einfluß der Bestandteile auf die Eigenschaften des Betons gehalten worden, der manche interessante Aufschlüsse bringt und über den daher hier berichtet sei.

Durch Untersuchungen in Prüfungsanstalten und Beobachtungen an Bauwerken hat sich gezeigt, daß die Güte des Betons, gemessen an seiner Festigkeit und seinem Widerstand gegen Verschleiß, mehr von den Eigenschaften des Zements und des Wassers als von denen der

den Eigenschaften des Zements und des Wassers als von denen der Steinzuschläge abhängt, vorausgesetzt, daß bei letzteren die Korngrößen richtig ausgewählt sind, daß sie reine sind und einen Beton ergeben und daß der Beton an sich gesund ist.

Die steinigen Bestandteile sollten von der feinsten Korngröße bis zu der größten, die für das betreffende Bauwerk noch zugelassen werden kann, gleichmäßig abgestuft sein. Es muß also die bekannte Forderung für einen dichten Baton arfällt sein daß nach in fein Forderung für einen dichten Beton erfüllt sein, daß nämlich die feinen Bestandteile die Hohlräume zwischen den gröberen Zuschlägen ausfüllen. Lehm, Ton, organische Unreinheiten, Alkalien und dergl. dürfen

nicht in den Beton gelangen, und der Beton muß als Baustoff gesund und dicht sein, damit er der Beanspruchung widerstehen kann, die teils die Belastung, teils die Witterungseinflüsse auf ihn ausüben.

Die Untersuchung der Bestandteile des Betons auf Korngröße, Verschleiß, organische Unreinigkeiten, in Wasser lösliche Beimengungen, spezifisches Gewicht usw., sowie die Ermittlung der Druckterigkeit von Mörtel und Beton nach g und 8 Tager führen nicht festigkeit von Mörtel und Beton nach 7 und 28 Tagen führen nicht immer zu dem Ergebnis, daß man für die Betonbereitung geeignete und ungeeignete Stoffe voneinander scheiden könnte; so kann man z. B. auf keine der allgemein angewandten Weisen die Wetterbeständigkeit des Betons ermitteln. Einige Gesteine, wie Schiefer, feldspat- und glimmerhaltige Sande, leiden stark, wenn sie dem Wetter ausgesetzt werden; ihr Gebrauch zur Betonbereitung sollte daher vermieden werden. Besondere Prüfungsverfahren sind vorgeschlagen worden, um weiche Bestandteile zu ermitteln, z. B. Gefrierproben mit wieder-holtem Auftauen, Stoßversuche u. dgl.

Neuere Untersuchungen haben gezeigt, daß die Druck- und die Verschleißfestigkeit des Betons nur in geringem Maße von der Härte-der Zähigkeit und dem Gewicht der gröberen Bestandteile abhängen, solange die Druckfestigkeit dieser Bestandteile nicht geringer ist als die des Betons. Die hohe Festigkeit, die z. B. mit leichten Zuschlägen wie gebranntem Schiefer erreicht werden kann, beweist, daß es ein Irrtum war, wenn man früher annahm, die Festigkeit des Betons hänge von der Festigkeit seiner Bestandteile ab. Gründliche Untersuchungen haben z. B. ergeben, daß verschiedene Betonsorten aus Kalk, Kies, Granit, Sandstein, Hochofenschlacke als grobkörniger Zuschlag im wesentlichen dieselbe Festigkeit besitzen, solange das Verhältnis der Korngrößen dasselbe ist und berücksichtigt wird, welche Wassermengen der Schotter aufnehmen kann.

Versuche haben auch ergeben, daß Gesteine, die bei Versuchen auf Verschleißfestigkeit hohe Abnutzungszahlen ergeben, sich bei der Verwendung in einer der Abnutzung ausgesetzten Betonfläche als ein-wandfrei erwiesen. Weiche Kalksorten und in einigen Fällen auch Sandstein haben dabei zu ausgezeichneten Ergebnissen geführt. An der Küste werden zuweilen Muscheln als Zuschlag zum Beton als Straßendecke verwendet. Daß man gerade auf diesem Gebiete neuerdings die Anforderungen in bezug auf Verschleißfestigkeit herabsetzen kann, rührt daher, daß der eisenbereifte Wagen mehr und mehr dem gummibereiften Platz macht, der eine feste Straßendecke nur wenig

Die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen Feuer hängt im wesentlichen von den Eigenschaften seiner Bestandteile ab. Gesteine, die viel Quarz enthalten, geben, wie die Untersuchung von durch Feuer beschädigten Gebäuden gezeigt hat, zu Bedenken Anlaß, während Kalk und Hochofenschlacke sich besser für einen Beton eignen, der

dem Feuer oder hohen Wärmegraden ausgesetzt wird.
Über den Einfluß der Bestandteile des Betons auf seine Widerstandsfähigkeit gegen die Einwirkungen von Seewasser und alkalischen Wässern liegen nur geringe Erfahrungen vor; die wenigen Versuche, die angestellt worden sind, haben ergeben, daß dieser Einfluß nur gering ist. Zurzeit werden Versuche über das Verhalten von Beton verschiedener Zusensterenschaften. schiedener Zusammensetzung gegenüber schwefelhaltigen Lösungen

angestellt.

Die Festigkeit und Härte des Betons hängt mithin mehr von seinen eigenen Eigenschaften, von seiner eigenen Güte als von den Eigenschaften seiner Bestandteile ab. Wenn also die richtige Zusammensetzung gewählt wird, wenn der Beton richtig gemischt wird, wenn er sorgfältig eingebracht und während des Abbindens und Erhärtenssachgemäß behandeltwird, so kann man einen ganz annehmbaren Beton aus Bestandteilen herstellen, die an sich als minderwertig anzu-sehen sind. Andererseits können an sich ausgezeichnete Bestandteile einen minderwertigen Beton ergeben, wenn bei der Herstellung nicht

derartige Versuche sonst allgemein üblichen abweichen. Mögen sie die amerikanischen Beobachtungen bestätigen oder widerlegen, sie werden jedenfalls unsere Kenntnis von den Eigenschaften eines äußerst wichtigen Baustoffs fördern. Die Bedeutung des Betons besteht, abgesehen wonder Möglichkeit, ihn in geradezu jede Form zu bringen, wohl mit an erster Stelle darin, daß man durch richtige Wahl seiner Bestandteile und deren Mischungsverhältnisse seine Eigenschaften in weitgehendem Maße den Bedürfnissen des jeweils vorliegenden Falles anpassen kann, während man sich bei der Verwendung natürlicher Baustoffe mit den Eigenschaften abfinden muß, die sie von Haus aus besitzen. Es ist daher von besonderem Wert, wenn man im voraus weiß, welche Festigkeit, welche Abnutzungsfähigkeit diese oder jene Bestandteile dem Beton verleihen. Hierüber liegen zweifellos schon große Mengen von Erfahrungen und Ergebnissen aus der Praxis vor. Immerhin könnten auf diesem Gebiete noch durch planmäßige Versuche Grundlagen für die praktische Anwendung des Betons für Fälle geschaffen werden, in denen man jetzt noch Bedenken hat, diesen ungeheuer anpassungsfähigen Baustoff zu verwenden, und es könnte, wenn derartige Verund deren Mischungsverhältnisse seine Eigenschaften in weitgehendem fähigen Baustoff zu verwenden, und es könnte, wenn derartige Versuchsergebnisse vorlägen, von der Verwendung des Betons für manche

Zwecke, für die er noch nicht erprobt ist, abgesehen werden, ohne daß man erst das Lehrgeld eines mißgelungenen Versuchs durch praktische Ausführung und Erprobung zu zahlen braucht.

Einwirkung des Frostes auf Tonerdezement.

Bericht nach Engineering News-Record 1924 Vol. 92, Nr. 23, S. 983.

Die Abbindezeit des Tonerdezementes wird bei einer Erhöhung der Normaltemperatur von 18° bis zu 30° C verkürzt, während eine Erniedrigung der Temperatur bis herunter zu 0° keinen Einfluß auf die Abbindezeit auszuüben scheint. — Bezüglich der Erhärtung lieferten bei normaler Temperatur hergestellte, 24 Stunden daselbst gelagerte Würsel nach einer alsdann erfolgten Lagerung bei einer Temperatur von o° zu verschiedenen Altersstufen dieselben Ergebnisse wie die unter normaler Temperatur gelagerten Würfel. Bei o° im Freien hergestellte und danach 24 Stunden im Wasser von o° gelagerte Würfel zeigten eine um ein Geringes niedrigere Festigkeit als unter normalen Bedingungen gelagerte Würfel. — Aus der beim Abbinden von Tonerdezement auftretenden beträchtlichen Wärmeentwicklung Wenn der Betonieren bei kaltem Wetter Nutzen gezogen werden. Wenn der Beton in den ersten 4—5 Stunden über 0° gehalten werden kann, nimmt die Erhärtung ihren normalen Verlauf, da die alsdann sich entwickelnde Abbindewärme dem Einfluß etwa fallender Lufttemperatur entgegenwirkt. Zusätze von Calciumchlorid zu Tonerdezement zur Erniedrigung des Gefrierpunktes sind nicht zu empschlen, da sie das Abbinden des Tonerdezementes so sehr verlangsamen, daß seine Festigkeit in den ersten Tagen sehr niedrig ist.

Dr. Hummel, Karlsruhe.

Umbau der Brigittabrücke.

Die Gemeinde Wien beabsichtigt die über den Donaukanal führende Brigittabrücke in nächster Zeit umzubauen. Bei der zur Erlangung von Entwürfen für den 2. Mai l. J. ausgeschriebenen Anbotverhandlung wurden die nachfolgend angeführten Projekte vorgelegt. Die angegebenen Kostensummen betreffen die zum Zwecke gelegt. Die angegebenen Kostensummen betreffen die zum Zwecke der Benutzung als Notbrücke geplante Verschiebung des bestehenden Objektes, die Erstellung eines Steges zur Überführung der Kabelleitungen während des Umbaues und die Errichtung der neuen Brücke ausschließlich der Hesrtellung des Brückenpflasters und der Fahrbahnisolierung. Ebenso ist die Beistellung des Zementes, des Sandes und Schotters in den Anbotpreisen nicht inbegriffen.

Eisenbetontragwerke haben projektiert:

Ing. Mayreder, Kraus & Co., Entwurf von Prof. Dr.-Ing.
R. Saliger und Arch. Prof. Dr.-Ing. A. Holzmeister: Eisenbetonrahmen mit Kragarmen und Einhängträger über der Mittelöffnung, Bahnoben; 16,6 Milliarden Kronen.

Beton- und Tiefbauunternehmung G. A. Wayß, Ent-

Beton- und Tiefbauunternehmung G. A. Wayß, Entwurf von Oberbaurat Dr.-Ing. F. Emperger und Arch. Z. V. Baurat Prof. Theiß-Jaksch: Zweigelenkbogen (Gußeisenbeton, bzw. Stahlbeton System Emperger) über die Mittelöffnung und Eisenbetonbalken über den Seitenöffnungen; 13,4 bzw. 14,9 Milliarden Kronen.

Karl Korn A. G. Entwurf von Ing. R. Wuczkowski und Arch. Z. V. Hubert Geßner: Eisenbeton-Dreigelenkbogen über der Mittelöffnung und Eisenbetonbalken über den Seitenöffnungen. 23,87 Milliarden Kronen.

Ed. Ast & Co., Arch. Oberbaurat Prof. Leop. Bauer: Zweigelenkbogen mit Kragarmen. 17,9 Milliarden Kronen.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Sonderausstellung der Jahresschau deutscher Arbeit 1925 "Wohnung und Siedlung"

wird sich in die beiden Hauptgruppen "Kunst und Wissenschaft" und "Industrie und Handwerk" teilen. Im einzelnen soll sich der Aufbau folgendermaßen gliedern:

I. Geschichtlich-Völkerkundliches.

Das Wohnen in der Neuzeit. Wohnung und Siedlung im Rahmen des heutigen III. Städtebaues.

Planungen und Ausführungen. Wohnungs- und Siedlungspolitik.

VI. Literatur.

VII. Bautechnik und Baugewerbe mit allen Baustoffen und Bauteilen, neuzeitlichen Bauweisen und Spezialkonstruktionen, Baugeräten und Baumaschinen und technischem Bürobedarf.

VIII. Das Wohnungsinnere mit Ausstattungen, Beispielen für einfachste Wohnungs-einrichtung und für besondere Berufs- und Lebensbedürf-

nisse, Hausgerät. IX. Der Garten

mit Beispielen für Kleingärten, Garteneinrichtungen und Gartengerät.

X. Musterbauten und Siedlungshäuser.

Verband Deutscher Dachziegelfabrikanten.

Die Ziegeleien hatten sich zu Beginn des Jahres auf eine rege Bautätigkeit gerüstet, die leider nicht eintrat. Die Folge waren Einschränkungen der Betriebe und Notverkaufe. Die Verluste bei einzelnen Werken sind derartig, daß an eine Preisherabsetzung nicht zu denken ist. Gegenwartig gelten folgende Preise:

	Biber, naturrot, Klasse I	Falzziegel
Schlesien	50 M.	100 M.
Mitteldeutschland	47	120 ,,
MärkPommersche Gruppe .	50 ,,	- ,,
Hannover Braunschweig	74 ,,	

Reichsverdingungsausschuß.

Der Arbeitsauschuß des Reichsverdingungsausschusses erneut am 25. und 26. September im Reichsfünanzministerium. Ent-sprechend früheren Beschlüssen waren in den letzten Monaten die vom Arbeitsausschuß fertiggestellten Entwürfe der technischen Vorschriften für Erdarbeiten, Maurerarbeiten einschließlich Putz- und Stuck- sowie Estrich- und Fließenarbeiten, Beton- und Eisenbetonarbeiten, Zimmerer-, Dachdecker-, Klempner- und Brunnenarbeiten in Fachzeitschriften veröffentlicht worden, um so weiteren Kreisen Gelegenheit

zur Stellungnahme zu geben. Die durch diese Veröffentlichungen herbeigeführten Auseinandersetzungen über technische Einzelfragen in der Fachpresse und den Eingaben an den Reichsverdingungsausschuß haben das rege Interesse bewiesen, das in Bauverwaltungs- und schuß haben das rege Interesse bewiesen, das in Bauverwaltungs- und Bauwirtschaftskreisen diesen Arbeiten entgegengebracht wird, und zur Klärung vieler Streitpunkte erheblich beigetragen. Die sich hieraus ergebenden Abänderungsvorschläge an den bisher veröffentlichten Entwürfen wurden auf der jetzigen Tagung eingehend besprochen und entschieden, soweit nicht Einzelfragen noch durch einen engeren Ausschuß zu klären sind. Diese Entwürfe werden sodann der Vollversammlung zur endgültigen Annahme vorgelegt werden. Die beschlossenen Abänderungsvorschläge werden bei einem Neudruck der Vorschriften berücksichtigt werden. Es wurde bekanntgegeben, daß von den veröffentlichten Entwürfen zu den technischen Vorschriften schon allein bei einem Verlag mehr als 20 000 Stück bezogen worden sind. allein bei einem Verlag mehr als 20 000 Stück bezogen worden sind, so daß auch daraus hervorgeht, daß die Arbeiten des Ausschusses einem wirklichen Bedürfnis der beteiligten Kreise entsprechen. Die Entwürfe zu den technischen Vorschriften für Asphalt-, Stein-

metzarbeiten, für Eisenbauwerke, Schmiede und Kunstschmiedearbeiten, für Schlosser- (Beschlag-) Arbeiten, Klebearbeiten (Tapeten, Linoleum usw.), Ofensetzerarbeiten, Zentralheizungs-, Warmwasserbereitungs-, Kühl- und Lüftungsanlagen, Be- und Entwässerungs- und Gasleitungsanlagen, für elektrische (Stark- und Schwachstrom-) Anlagen. für Blitzschutzanlagen wurden vom Arbeitsausschuß genehmigt und sollen in den nächsten Wochen ebenfalls in der Fachpresse veröffentlicht werden. Es sind damit dann sämtliche, für alle Zweige des Baugewerbes in Frage kommenden technischen Vorschriften vom Arbeitsausschuß fortigrastellt und des Graftigheits und Mitscheit schuß fertiggestellt und der Öffentlichkeit zur Kritik und Mitarbeit übergeben.

Auch ein Referentenentwurf der allgemeinen Vergebungsvorschriften und Vertragsbestimmungen wurde dem Arbeitsausschuß vorgelegt und die grundsätzlichen Richtlinien für die weitere Bearbeitung geklärt. Die genaue Durcharbeitung des Entwurfs wurde einem kleineren Ausschuß übertragen.

Der Verlauf der Tagung läßt die Hoffnung auf eine erfolgreiche Fortführung und den von allen beteiligten Kreisen gewünschten baldigen Abschluß der Arbeiten berechtigt erscheinen, und es ist zu wünschen, daß alle Interessenten die Arbeiten des Reichsverdingungsausschusses durch ihre Mitarbeit unterstützen, um dem Werke die größtmöglichste Vollkommenheit zu sichern.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 15. Januar 1924, S. 19.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 24. Juli 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 24. K 82 392. Gottfried Künstler, Dortmund, Victoriastr. 17. Gleisjoch für Grubenbahnen. 8. VI. 22.
 Kl. 20 g, Gr. 3. M 84 556. Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen, Versenkte Schiebebühne. 7. IV. 24.
 Kl. 20 i, Gr. 35. H 96 195. Hans Heichele, Augsburg, Rößlestr. 27. Sicherung für Eisenbahnzüge. 21. II. 24.
 Kl. 80 a, Gr. 7. B 108 060. Bayerisches Bergärar, vertreten durch die Generaldirektion der Berg-, Hütten- und Salzwerke, München. Verfahren zum Mischen streufähiger, insbesondere zur Herstellung von Beton dienender Stoffe in einem bestimmten Mischungsverhältnis. 17. I. 23.

- Munchen. Verlahren zum Mischen streulanger, insbesondere zur Herstellung von Beton dienender Stoffe in einem bestimmten Mischungsverhältnis. 17. I. 23.

 Kl. 80 a, Gr. 13. L 54 749. C. Lucke, Maschinenfabrik, Eilenburg, Prov. Sachsen. Stampfmaschine, insbesondere zur Herstellung von Kunststeinen. 16. I. 22.

 Kl. 80 a, Gr. 45. B 105 041. Franziscus Cornelius Josephus de Both, Nymwegen, Holl.; Vertr.: O. Meinecke, Köln a. Rh., Hohe Str. 145. Verfahren zur Herstellung von Asphaltplatten; Zus. z. Pat. 380 889. 17. XI. 21.

 Kl. 80 a, Gr. 46. P 44 604. Emile Victor Preuß, Ixelles-les-Bruxelles, Belg.; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Formvorrichtung zur Herstellung von Bausteinen aus Beton u. dgl. 15. VII. 22. Belgien 19. VII. 21.

 Kl. 80 b, Gr. 3. G 57 767. Musag Gesellschaft für den Bau von Müllund Schlacken-Verwertungsanlagen Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zur Verwertung von Haus- und gewerblichem Müll, Verbrennungsrückständen oder ähnlichen Abfällen. 31. X.22

 Kl. 81 e, Gr. 32. C 34 819. "Cubex" Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. Saale. Einebnungspflug. 5. V. 24.

 Kl. 84 a, Gr. 3. T 27 353. Dr.-Ing. Hans Thoma, München, Lachnerstr. 22. Sicherheitsschutz für Wasserkraftanlagen. 29. I. 23.

- Gr. 6. D 44 869. Dorr-Company, New York; Vertr.: Dr.-Ing. J. Friedmann, Pat.-Anw., Berlin W 15. Vorrichtung zum Abschaben und Fortschaffen der auf dem Gefäßboden Kl. 85 c. unrunder Absitzbehälter abgesetzten Feststoffe. 2. II. 24. V. St. Amerika 15. II. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 31. Juli 1924.

- Kl. 5 d, Gr. 9. G 57 932. Dr. Adrian Gaertner, Mölke, Kr. Neurode. Verfahren zum nassen Versetzen abgebauter Grubenfelder durch Vorortförderung der Versatzmasse mittels Druckluft. 21. XI. 22.

- Kl. 19 d. Gr. 7. A 35 428. Otto Arndt, Gumbinnen. Vorrichtung zum Abstützen von Brückengerüsten. 3. V. 21.
 Kl. 37 b, Gr. 3. N 22 111. Fritz Nitzsche, Karlsruhe i. B., Eisenlohrstr. 16. Betonfuß für Holzmaste. 7. V. 23.
 Kl. 65 a, Gr. 6. F 55 992. Felten & Guilleaume Carlswerk Act.-Ges., Köln-Mülheim. Versenkvorrichtung für Wasserkabelmuffen.
- Kl. 80 a, Gr. 13. S 58 559. Schmarie Spindel, Innsbruck; Vertr.:
 G. Dedreux u. A. Weickmann, Pat.-Anwälte, München.
 Stampfvorrichtung für Hohlsteine mit Stegen. 9. I. 22.
- Österreich 10. I. 21.

 Kl. 81 e, Gr. 24. K 88 296. Kali-Industrie-Akt.-Ges., Cassel. Von Be- und Entladevorrichtung einer fahrbaren oder festen Verladebrücke bestrichene Bunkeranlage für Kesselhäuser,
- Gaswerke u. dgl. 30. I. 24. Kl. 81 e, Gr. 27. J 24 208. Albert Ilberg, Mörs-Hochstraß. Bergeversatzmaschine. 29. XI. 23.

- Kl. 84 b, Gr. I. F 44 76I. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin, Wasserauslaß für Kammerschleusen und ähnliche Bauwerke. 10. VIII. 22.
 Kl. 84 b, Gr. I. F 52 650. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Schleusung bei doppelten Schachtschleusen mit Sparbecken. 10. II. 22.
 Kl. 84 d, Gr. I. G 61 200. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstr. 70. Baggergleis- und fördergleisloser Baggerbetrieb; Zus. z. Anm. G 60 512. 16. IV. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 7. August 1924.

- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 7. August 1924.

 Kl. 20 g, Gr. 3. D 44 958. Düsseldorfer Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. J. Lohausen, Düsseldorf-Grafenberg. Schiebebühne mit eingebauter Waage. 16. II. 24.

 Kl. 20 i, Gr. 19. V 19 031. Johann Vornhasen, Holtinghausen b. Kloppenberg, Oldenb. Vorrichtung zum selbsttätigen Bedienen der Schranken durch den fahrenden Zug. 19. III.24.

 Kl. 80 a, Gr. 42. D 40 774. Deneken & Haensch, Eisengießerei und Maschinenfabrik, Prenzlau. Vorrichtung zur Herstellung von zylindrischen Hohlkörpern aus Zement 0. dgl. 29. Xl.21.

 Kl. 80 a, Gr. 46. M 65 714. Ludwig Mayer, Straßburg i. Els.; Vertr.. Dr. S. Hauser, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Vorrichtung zur Herstellung von Mauersteinen mittels kippbaren Formrahmens. 14. V. 19.

 Kl. 80 b, Gr. 1. F 56 164. Georg Fredl, Harburg, Schwaben. Ausbildung des Verfahrens zur Aufschließung von Traß durch Atzkalk; Zus. z. Pat. 376 615. 12. V. 24.

 Kl. 84 a, Gr. 3. K 87 307. Fried. Krupp, Grusonwerk Akt,-Ges., Magdeburg-Buckau. Zylinderschütz mit innerer Führungsstange. 1. X. 23.

- Gr. 4. G 58 036. Louis Grasset, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Vorrichtung zum Ausziehen von Pfählen, Röhren und ähnlichen Gegen-Kl. 84 c, ständen aus dem Boden. 5. XII. 22.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 10. Juli 1924.

- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 10. Juli 1924.

 Kl. 20 i, Gr. 11. 400 073. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Sicherheitsschaltung für Weichen- und Signalhauptstrommotoren. 7. II. 24. O 14 062.

 Kl. 20 i, Gr. 27. 399 908. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Anzeigevorrichtung für in Fahrt befindliche Verkehrsmittel. 8. V. 23. S 62 815.

 Kl. 20 i, Gr. 34. 400 023. James Bernard Regan, New York, V. St.A.; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Selbsttätige Zugsicherung. 1. III. 24. R 60 461.

 Kl. 20 i, Gr. 35. 400 012. Dr.-Ing. Hermann Gewecke, Nowawes b. Potsdam. Verfahren und Einrichtung zur Übertragung von Signalen u. dgl. auf fahrende Züge. 7. IV. 23. G. 58 836.

 Kl. 37 e, Gr. 5. 400 093. Richard Kellerhoff jr., Remscheid, Hof Güldenwerth 27. Hängegerüst mit Aufzugvorrichtung. 28. III. 23. K 85 357.

 Kl. 37 e, Gr. 6. 399972. ArnoKeller, Leipzig-Möckern, Sohrstr. 5. Selbsttätige Stützvorrichtung für ein aus einem Rahmenwerk gebildetes schwebendes Schornsteinbaugerüst. 17. VI. 22. K 87633.

- detes schwebendes Schornsteinbaugerüst. 17.VI. 22. K 87633-
- Kl. 37 e, Gr. 8. 399 973. Friedrich Kirchherr, Stuttgart-Cannstatt, Moltkestr. 82. Schalbretthalter. 17. VII. 23. K 86 589. Kl. 37 e, Gr. 9. 399 974. Enric Lupescu, Frankfurt a. M., Neckarstraße 10. Einschalung der Hohlräume in Mauerwerk aus einseitig offenen Hohlformsteinen. 22. VI. 23. L 58 176.

- KI. 37 e, Gr. 9. 399 975. Apparatebau- und Metall-Industrie Werth vorm. Fromme G. m. b. H., Frankfurt a. M. Vorrichtung zum Halten der Schalungsbretter. 26. VII. 21. M 74 578.
 KI. 37 e, Gr. 9. 399 976. Robert Neumann-Hofer, Schüttorf. Verschalung zur Errichtung von Betonmauerwerk nach dem Gußverfahren; Zus. z. Pat. 380 394. 24. III. 20. N 18 659.
 KI. 37 e, Gr. 9. 399 977. August Seboldt, Halle a. S., Ludwig-Wucherer-Str. 28. Zerlegbarer Schalungskasten für Betonblockmauern. 29. X. 21. S 57 944.
 KI. 37 e, Gr. 9. 399 978. Robert Wilson, Hobart, Tasmania, Australinien; Vertr.: Patentanw. Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin W 62 u. Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Abgesteifte Platteneinlage für die Bildung von Hohlräumen in Betonmauern. 6. VIII. 20. W 55 908.
 KI. 65 a, Gr. 58. 400 002. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Vorrichtung zur elektrischen Kenntlichmachung von Schiffahrtsstraßen. 3. VI. 22. A 37 871.
 KI. 80 b, Gr. 3. 400 057. Dr. Adrian Gaertner, Ludwigsdorf, Kr. Neurode, Schles. Verfahren zur Herstellung von Zement bzw. zementartigen Mörtelbildnern aus Brennstoffrückständen. 4. X. 22. G 57 584.
 KI. 80 b, Gr. 25. 400 058. Arthur Sutter, Oberhofen b. Münchwilen, Schweiz; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler u. Maemecke, Patentanw., Berlin SW 61. Mittel zum Teeren von Oberflächen. 23. XII. 22. S 61 698. Schweiz 16. XII. 22.
 KI. 81 e, Gr. 23. 400 118. Fa. J. A. Lanvermeyer, Melle. Verfahren und Vorrichtung zum Abbauen von lagerndem, hart gewordenem Schüttgut. 18. IV. 23. L 57 765.
 KI. 81 e, Gr. 25. 399 887. Rudolf Michalski, Herne i. W. Vorrichtung zur Koksverladung von der Halde in höherliegende Gefäße. 28. X. 22. M 79 414.
 KI. 84 b, Gr. 1. 400 010. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-

- zur Koksverladung von der Halde in hoherhegende Gelaße.
 28. X. 22. M. 79 414.

 Kl. 84 b, Gr. 1. 400 010. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.Ges., Berlin. Vorrichtung zur Vermeidung des Wasserverbrauchs bei Schiffahrtsschleusen. 5. IV. 22. P 43 966.

 Kl. 84 c, Gr. 1. 400 061. Siemens Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges.,
 Berlin. Verfahren zum Absenken des Grundwassers für
- Gr. 1, 400 061. Siemens Bauunion G. m. b. H., Komm,-Ges., Berlin. Verfahren zum Absenken des Grundwassers für Baugruben. 22. VI. 22. S 60 159.
 Gr. 7. 400 128. Johan Nicolaas Adolf Sauer, Amsterdam; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. P. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Patentanw., Berlin W 57. Verfahren zum Entkeimen und Reinigen von Wasser und anderen Flüssigkeiten. 23. VIII.18.
 S 48 865. V St. Amerika 26 VII. 17. Kl. 85 a, S 48 865. V. St. Amerika 26. VII. 17.
- Kl. 85 c, Gr. 3. 309 802. Dr. Hermann Bach, Essen, Annastr. 35. Verfahren zur biologischen Reinigung heißer, organisch ver-schmutzter Abwässer. 6. II. 23. B 108 284.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 17. Juli 1924.

- Kl. 20 h, Gr. 6. 400 493. Emanuel Kröger, Lübbecke, Westf. Achssenke. 29. IX. 22. K 83 453.

 Kl. 20 h, Gr. 7. 400 494. Joseph Vögele A.-G. u. N. Franz Kühns, Mannheim, Neckarauer Str. 208/228. Rangieranlage für Ablaufberge. 28. X. 22. V 17 875.

 Kl. 37 b, Gr. 5. 400 156. Heinrich Hornfeck, Griesheim a. M. Verbindung sich kreuzender Profileisen. 6. XI. 23. H 95 147.

 Kl. 42 c, Gr. 7. 400 157. Enrique Juan Benoist, Vina del Mar, Chile; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler u. Maemecke, Patenanw., Berlin SW 61. Hängende Nivelliervorrichtung. 29. XI. 22. B 107 379.
- B 107 379.

 Kl. 80 a, Gr. 13. 400 293. Richard Gasterstädt, Düsseldorf, Kühlwetterstr. 12. Schlagvorrichtung für Betonsteine mit Schutzvorrichtung zur Verhütung von Verletzungen. 15. IX. 21. G 54 837.

- Kl. 80 b, Gr. 5. 400 380. Martial Maguet, Maxeville, Frankr.; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Verfahren zum Dicht-
- A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Verlahren zum Dichtkornen basischer (kurzer) Hochofenschlacken zur Zementbereitung. 5. II. 20. M 68 197.
 Kl. 80 d, Gr. 4. 400 369. Carl Gustaf Smith, Stockholm; Vertr.: Dipl.-Ing. Ph. Friedrich, Patentanw., Berlin W 9. Maschine zum Spalten von Steinblöcken. 20. IX. 22. S 60 896. Schweden 8. III. 22.
 Kl. 80 d, Gr.9. 400370. Ernst Staub, Hamburg, Uferstr. 21. Herstellung von Aushöhlungen in Steinblöcken. 23. VI. 23. St 36967.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 24. Juli 1924.

- Kl. 20 h, Gr. 6. 400 737. Fa. Eduard Wille, Cronenberg, Rhkl. Aufgleiser für Eisenbahnwagen. 15. IV. 23. W 63 623.
 Kl. 20 i, Gr. 5. 400 608. "Phönix" Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abteilung Ruhrort, Duisburg-Ruhrort. Weichenstellvorrichtung für Straßenbahnen. 4. Kl. 23. P 47 060.
 Kl. 20 i, Gr. 11. 400609. Orenstein & Koppel A.-G., Berlin, Elektrische Überwachung von Weichen und Signalen. 6.III. 24. O 14120.
 Kl. 37 f, Gr. 7. 400.632. Dipl.-Ing. Franz Zürn, Gelsenkirchen, Kesselkolonie V. Rastfreies Hochofentraggerüst. 23. XII.

- 19. Z 11 303. Gr. 46. 400 540. Heinemann & Busse G. m. b. H., Geilen-kirchen, u. Konrad Jansen, Katzem b. Lövenich. Kipp-barer Formkasten zur Hersteilung von künstlichen Steinen. Kl. 80 a.
- barer Formkasten zur Hersteilung von künstlichen Steinen.
 29. IX. 22. H 91 285.

 Kl. 80 b, Gr. 3. 400 626. Dr.-Ing. Heinrich Luttschitz, Dresden, Semperstr. 11. Verfahren zur Herstellung eines Bindemittels aus gipshaltigen Braunkohlenaschen. 17. VIII. 22. L 56248.

 Kl. 81 e, Gr. 31. 400 543. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-G10ßzschocher, Förderbrücke, insbesondere für Braunkohlentagebaue. 11. X. 22. A 38 631.

 Kl. 84 c, Gr. 2. 400 595. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Bochum. Eiserne Spundbohle mit Klauen- und Zapfenanschluß. 29. I. 14. D 30 259.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 31. Juli 1924.

- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 31. Juli 1924.

 Kl. 5 c, Gr. 4. 400 821. Gebr. Hinselmann G. m. b. II., Essen a. d. Ruhr. Nachgiebiger Grubenstempel. 15. XII. 22. H 92148.

 Kl. 20 1, Gr. 11. 400 829. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrische Stellvorrichtung für Eisenbahnsignale, Weichen u. dgi. 14. XII. 23. S 64 531.

 Kl. 35 b, Gr. 1. 400 842. Adolf Weit, Wien; Vertr.: Dr. S. Lustig, Pat.-Anw., Breslau. Befestigung für Flachstahl-Kranbahnschienen. 19. IX. 23. W 64 631. Österreich 16. X. 22.

 Kl. 84 c, Gr. 2. 400 880. E. Frankignoul, Lüttich; Vertr.: R. Brede n. Dipl.-Ing. L. Hammersen, Pat.-Anwälte, Köln a. Rh. Verfahren zum Eintreiben von zwei fernrohrartig ineinander gleitenden Vortreibrohren für Betonpfähle. 16. V. 22. F 51 804. F 51 804.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 7. August 1924.

- Kl. 20 g, Gr. 3. 401 119. Emil Frankel, Charlottenburg, Neue Kantstr. 5. Einrichtung, um bei Kreuzungen von Schiebe-
- bühnengleisen die Einarbeitung von Rillen in die Schienen-köpfe zu vermeiden. 26. VIII. 22. F 52 466. Kl. 20 h, Gr. 5. 401 227. Jonas Schmidt, Saarbrücken, Saargemünder Str. 133. Abwerfer für Vorlegebremsen. 31. I. 24. Sch 69 438.
- Gr. 5 401 226. Wilhelm Orth, Frankfurt a. M., Heilig-kreuzgasse 33. Weichenstellvorrichtung, insbesondere für Feld- und Industriebahnen. I. IX. 23. O 13 844. Kl. 20 i.

BÜCHERBESPRECHUNG.

Gemeinfaßliche Darstellung des Eisenhüttenwesens. Herausgegeben vom Verein deutscher Eisenhüttenleute. 12. umgearbeitete und erweiterte Auflage, mit 123 Abb. und vielen Zahlentafeln. Gebd. G.-M. 12,—. Verlag Stahleisen m. b. H. in Düsseldorf.

Das allseitig bekannte und hervorragend bewährte Werk liegt

in erheblich veränderter Form und Ausdehnung in 12. Auflage vor, dem neuesten Stande der Wissenschaft und Technik vollauf Rechnung

tragend. Im ersten Teile, dem technischen, der sich mit der Gewinnung und Verarbeitung des Eisens befaßt, sind vollkommen neu bearbeitet und Verarbeitung des Eisens befaßt, sind vollkommen neu bearbeitet die Abschnitte über Begriffsbestimmung des technischen Eisens, über seine Eigenschaften, die geschichtliche Entwickelung der Eisenherstellung, endlich über seine technische Prüfung. In letzterem Abschnitte ist — wohl zum ersten Male — der Versuch gemacht worden, ohne Voraussetzung der Kenntnis physikalisch-chemischer Gesetze das wichtige Eisen-Kohlenstoff-Schaubild und die Vorgänge der Härtung und Wärmebehandlung auf gedrängtem Raume gemeinfaßlich zu schildern — ein Versuch, der im Sinne des das Eisen verbrauchenden Ingenieurs als bestens gelungen zu bewerten ist. Eine erhebliche Erweiterung hat ferner der Abschnitt über die Herstellung des Roheisens durch ausführlichere Besprechung der Brennstoffe und der Koksgewinnung erfahren. Koksgewinnung erfahren.

In gleicher Weise ist Teil II, der wirtschaftliche Teil, in einer größeren Reihe von Abschnitten vollkommen erneuert; namentlich gilt dies von dem Teile des Werkes, der der deutschen Eisenindustrie gewidmet ist. Ihr ist der hochwertvolle, glänzend geschriebene Abschnitt "Aus der Wirtschaftsgeschichte des deutschen Eisenhüttenwesens" gewidmet. In drei Hauptteilen gegliedert sind hier die Grundzüge der Entwicklung der Eisenhüttentechnik, die lothringische Eisenindustrie und ihr Verhältnis zu Deutschland und Frankreich und die Gemeinschaftzarbeit. Im deutschen Fischbüttenwesen behandelt. Gemeinschaftsarbeit im deutschen Eisenhüttenwesen behandelt; letzterer Teil umfaßt die Industrie im Siegerlande, in Oberschlesien, im Ruhrgebiet, den wirtschaftlichen Zusammenschluß dieser Gebiete und den ihm dienenden Stahlwerksverband. Ganz neu gestaltet sind hierbei die Abschnitte über den Erz-, Schrott- und Eisenhandel, über den inneren Aufbau, den Wirtschaftsbund und die Arbeiterschaft in der Eisenindustrie.

Nicht minder wertvoll ist das im Anhange angefügte Adressen verzeichnis der deutschen Hüttenwerke, Stahlwerke, Walzwerke und Gießereien; hier erhält man einen sicheren Überblick über die Gliederung der einzelnen Werke und der großen Konzerne. Außer einem alphabetischen und einem Ortsverzeichnisse von 1900 Eisen- und Stahlgießereien werden noch besondere Listen der Stahlformgießereien, der Walzengießereien und der Kaltwalzwerke geboten.

Alles in allem genommen stellt sich die Neuauflage des grundlegenden Werkes als eine erstklassige wissenschaftlich-technische und zugleich wirtschaftliche Leistung dar. Hier wird der deutschen Ingenieurwissenschaft ein Werk geboten, das für sie allgemeinste Bedeutung besitzt, und zudem werden vom national-deutschen Standpunkte aus Fragen von größter Allgemeinbedeutung beleuchtet. muß denn nicht nur der Ingenieur, sondern auch der Volkswirt, neben ihnen aber jeder Deutsche, der das Rückgrat des heimischen Wirtschaftslebens, Deutschlands Eisenindustrie, kennen lernen will, den Herausgebern für das vorliegende Werk dankbare Anerkennung zollen. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Die Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen eröffnete das laufende Vereinsjahr am 22. Oktober 1924 mit einem Vortrag über Tiefseetauchen. Herr Direktor Gutmacher der Firma Neufeld und Kuhnke in Kiel sprach im Vortragssaal des Siemenshauses in Mannheim an Hand von Lichtbildern über die Entwicklung des Tauchwesens und erläuterte unter Vorführung äußerst interessanter Filmaufnahmen (Unterwasseraufnahmen) die Möglichkeit der Verwendung eines von der Firma Neufeld und Kuhnke konstruierten Taucherapparates. Die Firma hat in den letzten Jahren umfangreiche Versuche auf dem fraglichen Gebiet angestellt und als Ergebnis ein Tauchergerät zur Austührung gebracht, mit dem im Juli d. Js. bis in eine Tiefe von 160 m getaucht worden ist. Das Gerät schaltet den mit zunehmender Tiefe wachsenden Wasserdruck für den Taucher aus und ist so konstruiert, daß es den gesamten Wasserdruck aufnimmt, ohne daß dabei in daß es den gesamten Wasserdruck aufnimmt, ohne daß dabei in größeren Tiefen die Beweglichkeit der Gliedmaßen (Arm- und Beinhüllen) leiden würde. Die Verwendung des Apparates, mit dem, dank seiner vortrefflichen Einrichtung und Ausgestaltung, dem Taucher ein mehrstündiger Aufenthalt unter Wasser ohne die üblichen gesundheitlichen Schädigungen des Taucherberufes möglich ist, ist eine sehr heitlichen Schädigungen des Taucherberutes möglich ist, ist eine sehr mannigfaltige. Es sei nur auf das Bergen von wertvollen Teilen und Gegenständen gesunkener Schiffe, sowie auf die Verwendung in der Schwamm- und Perlfischerei hingewiesen. Der von der Firma Neufeld und Kuhnke hergestellte Apparat stellt eine Spitzenleistung deutscher Technik dar und die damit unternommenen, in vollem Umfange gelungenen Tauchungen in bisher unerreichten Tiefen bilden z. Z. den Weitrekord auf dem Gebiet des Tauchwesens.

Die Zuhörerschaft folgte mit großem Interesse den Ausführungen des Herrn Gutmacher, und spendete am Schluß leb-

haften Beifall,

Man konnte bei dieser Veranstaltung auch viele Mitglieder der eingeladenen befreundeten Vereine, so des Vereins deutscher Ingenieure, des Vereins für technische Physik, des Vereins deutscher Chemiker und des Elektrotechnischen Vereins begrüßen. Der Verlauf der Veran-staltung und die Veranstaltung selbst fand vollste Anerkennung.

Ortsgruppe Brandenburg.

In der Ortsgruppe Brandenburg spricht am Mittwoch, den 26. d. M., Herr Dr. ing. Arndt-Halle, Direktor der Philipp Holzman A.-G. über den Talsperrenbau bei Muldenberg. Der Vortrag wird durch Lichtbilder unterstützt. — Beginn 5½ Uhr nachmittags. — Technische Hochschule in Charlottenburg. — Nach dem Vortrag Aussprache. — Gäste willkommen.

Am 11. Dezember d. J. wird die Ortsgruppe Brandenburg in ihrer Versammlung das zurzeit sehr bedeutungsvolle Problem der Großgaragen für Kraftwagen in Städten behandeln.

Die von der Ortsgruppe Brandenburg angekündigte Vortragsreihe im Rahmen des Außeninstitutes der Technischen Hochschule über "Neuerungen im Eisenbau" muß bis nach Neujahr verschoben

Am 13, Oktober d. J. veranstaltete die Ortsgruppe Brandenburg einen gemeinsamen Besuch des neuen Verschiebebahnhofs Seddin und der "Eisenbahntechnischen Ausstellung" in Seddin. Herr Reund der "Eisenbahntechnischen Ausstellung" in Seddin. Herr Regierungsbaurat Petzold und Herr Eisenbahningenieur Völker von der Eisenbahnbauabteilung Michendorf hatten sich der Ortsgruppe freundlichst zur Verfügung gestellt. Ersterer gab einen Überblick über die Zweckbestimmung des Verschiebebahnhofes, die ausgeführten und noch geplanten Anlagen sowie über den jetzigen und könftigen Betrieb und beide Herren unterzogen sich in höchst dankenswerter Weise der großen Mühe, die sachverständige Führung auch durch die Ausstellung zu übernehmen. Hinsichtlich der für den Bauingenieur in Betracht kommenden Ausstellungsgegenstände und -anlagen wird auf den im Bauingenieur an anderer Stelle erscheinenden eingehenden Bericht verwiesen. Bericht verwiesen.

Bei der vom Verein Deutscher Ingenieure in Verbindung mit der Deutschen Reichsbahn in den Tagen vom 22. bis 27. September d. J. in Berlin veranstalteten Eisenbahntechnischen Tagung waren folgende in Berlin veranstalteten Eisenbahntechnischen Tagung waren folgende Mitglieder unserer Gesellschaft durch Vorträge beteiligt: Prof. Dr. ing. Blum - Hannover sprach über Verschiebebahnhöfe und Rangiertechnik, Prof. Dr. ing. Risch-Braunschweig über Personenbahnhöfe, Oberregierungsbaurat Schächterle-Stuttgart über Wirtschaftliche Vorteile der neuzeitlichen Ausgestaltung von Eisenbahnbrücken, Dr. ing. e. h. Kreß-Berlin, Direktor der Siemens-Bau-Union, über Unterwassertunnel mit Grundwassersenkung, Baurat Pforr, Direktor der AEG.-Bahnabteilung, Berlin über Aussichten des elektrischen Betriebes auf den Eisenbahnen auf den Eisenbahnen.

Der Inhalt der Vorträge ist in dem im Bauingenieur erscheinenden Bericht über die Eisenbahntechnische Tagung kurz skizziert. Im ganzen werden die Vorträge in dem vom Verein Deutscher Ingenieure herausgegebenen vollständigen Sonderwerk über die Tagung enthalten sein.

Am 21. Oktober d. J. ist im Hause des Vereins Deutscher Ingenieure in Berlin unter zahlreicher Beteiligung der interessierten Kreise und Behörden eine "Studiengesellschaft für Automobilstraßen" gegründet worden. Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist an Vorbereitung der Gründung sowie an dieser selbst beteiligt und im Vorstand der Studiengesellschaft durch den zweiten Vorsitzenden Ministerialrat Busch vertreten. Alle Mitglieder, die auf diesem Gebiete praktisch tätig sind oder wissenschaftlich arbeiten, werden gebeten, sich mit dem Genannten in Verbindung zu setzen.

. STELLENÜBERSICHT.

Statiker m. gründl. Erfahrungen in Entwurf u. d. Berechnung eiserner Brücken z. sofort. Eintritt gesucht. Off. m. Zeugnissen, Referenzen, Gehaltsansprüchen an Karl Marks, Büro für Eisenhoch- und Brückenbau, Stettin. (Zeitschr. d. V. D. I., 1. Nov. 24.)

für Berechnung und Konstruktion von Wehranlagen, Schleusentoren, Schnellschützen, Rechenanlagen mit Reini-gungsanlagen, der vollk. selbst. Arbeit gewöhnt ist und im Bau und Betrieb solcher Anlagen genügende Erfahrung besitzt, für unsere Abtlg. Eisenkonstruktionen gesucht. Desgleichen:

Eisenkonstrukteur für Entwurf, statische Berechnung und Kon-struktionszeichnungen. Der Eintritt kann sofort erfolgen. Ausführl. gehaltene Angebote mit Zeugnisabschriften, Gehaltsansprüchen, Angabe des frühesten Eintrittstermins unter F. G. L. 235 an Rud. Mosse, Frankfurt a. M. erb. (Zeitschr. d. V. D. I., 1. Nov. 24.)

Dipl.-Ing. mit guten theoretischen Kenntnissen f. uns. statisches Büro zum sosort. Eintritt gesucht. Bewerbungen mit Lebenslauf, Gehaltsanspr. und Lichtbild an Dornier-Metallbauten G. m. b. H. Friedrichshafen. (Zeitschr. d. V. D. I., 1. Nov. 24.)

Montageingenieur, erste Kraft, von groß, rhein. Brückenbauanstalt ges. Besondere Erfahrungen im Gerüstbau u. in der Montage großer Brücken Bedingung. Bei Bewährung ist die Stellg. aussichtsvoll. Angeb. u. Beifügung v. Zeugnissen u. Ang. v.

Referenzen, Gehaltsanspr. u. d. kürzesten Eintrittstermins erb. u. F. 889, a. d. Verlag d. Zeitschr. d. V. D. I. (1.Nov. 24.) Dipl.-Ing. od. Regs.-Bmstr., unverheiratet, d. Wasser-oder Eisen-Dipl.-Ing. od. Regs.-Bmstr., unverheiratet, d. Wasser-oder Eisenbahnbaufaches f. d. Aufstellung v. Bauentwürfen f. Hafen u. Bahnhofserweiterungen sofort gesucht. Bewerbungsgesuche m. Lebenslauf, Zeugnissen und Gehaltsanspr. sind zu richten an die Hafenbetriebsgesellschaft Wanne-Herne m. b. H., Wanne, Postschließfach 58. Zentrbl. d. Bauverwaltg. 29. X. 24.

Dipl.-Ing. des Bau-Ing.-Faches, unverheiratet, m. Kenntn. in der Statik, besonders im Eisenbeton, alsbald für vorübergehend gesucht. Angeb. mit Lebensl. u. Zeugnisabschr. erb. a. d. Rat d. Stadt Chemnitz, Tiefbauamt, Poststr. 12 II. (Dtsch. Bztg. 5. Nov. 24.)

Rat d. Stadt Chemnitz, Tiefbauamt, Poststr. 12 II. (Dtsch. Bztg. 5. Nov. 24.)

Eisenbeton-Ingenieur, sicher. Statiker, mögl. m. d. Kalkulationswesen vertraut u. an selbst. Arbeiten gewöhnt, zum sof. Antritt, spätestens I. I. 25 nach Mitteldeutschland ges. Bewerbg. m. Lichtb., Gehaltsanspr. u. Zeugnisabschr. u. W. 1369 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin SW, Königgrätzer Str. 104. (5. Nov. 24.)

Dipl.-Jng. für Eisenbeton u. Hochbau nach Gleiwitz O./S. ges. Nur Herren, die über reiche Erfahrungen verfügen u. m. oberschlesischen Verhältn. vertraut sind, kommen i. Frage. Zeugnisabschr., Refer., Ang. d. Gehaltsanspr. u. d. frühest. Antritts-Term. u. J. 1381 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin SW, Königgrätzer Str. 104. (5. Nov. 24.)

Für die Schriftleitung veranwortlicht: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden: für "Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin. Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8,