

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
 Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
 Fernspr.: Steinplatz 0011
 Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage
 zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
 samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 10. Juli 1931

Heft 14

Alle Rechte vorbehalten.

Berechnung der Ringversteifungen dünnwandiger Hohlzylinder.

Von Dr.-Ing. K. Pohl, a. o. Prof. an der Technischen Hochschule in Charlottenburg.

Wird ein dünnwandiger Hohlzylinder auf Biegung belastet (Abb. 1), so können die Normalspannungen nach der gewöhnlichen Biegeformel

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

berechnet werden unter der Voraussetzung, daß Vorkehlungen getroffen sind, um die Form des Zylinders zu erhalten. Es müssen an jeder Stelle, wo eine Einzellast angreift, Versteifungs- oder Lastverteilungsringe angeordnet werden, wobei angenommen werden soll, daß der dünne Blechzylinder konzentriert wirkenden radialen Kräften keinen Widerstand entgegengesetzt. Wirken die äußeren Kräfte stetig, so sind Abstand und Querschnitt der Versteifungsringe so zu bestimmen, daß sie die in ihnen sich sammelnde Knotenlast auf die Zylinderwand übertragen können. Dies

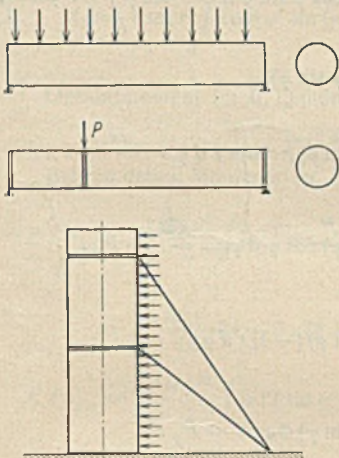


Abb. 1.

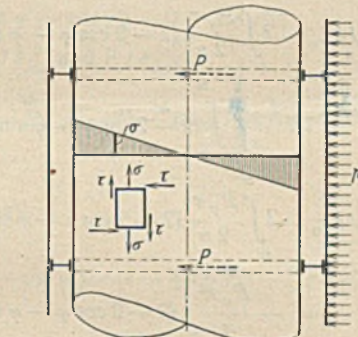


Abb. 2.

erscheint zunächst als ein Widerspruch, da die Zylinderwand doch jedenfalls die stetige Belastung zuerst empfängt. Es wird also eine Konstruktion nach Abb. 2 vorausgesetzt: Einzelbalken in den Mantellinien übertragen

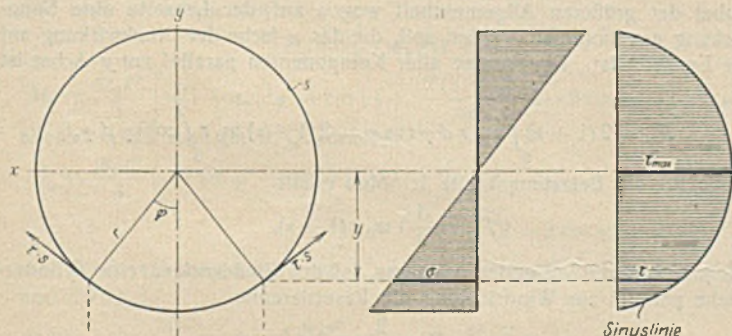


Abb. 3.

die p-Belastung erst auf die Ringe, diese geben ihre P-Belastung als tangentielle Belastung an die Zylinderwand weiter, in der hier-

durch Normalspannungen sigma und Schubspannungen tau entstehen. Die Biegesteifigkeit der Blechwand wird hierbei nicht in Anspruch genommen. In Wirklichkeit hat die Blechwand auch die Aufgabe der „Einzelbalken“

in den Mantellinien zu übernehmen, muß also zwischen den Ringen eine geringe Eigensteifigkeit gegen radiale Belastung besitzen.

Der in Abb. 3 dargestellte Querschnitt des Zylinders werde durch ein Biegemoment M um die x-Achse und eine Querkraft Q parallel zur y-Achse beansprucht. Der Halbmesser bis Mitte Wand sei r, die Wandstärke s. In einem Punkte, der durch den Winkel phi bestimmt ist, herrsche die Normalspannung sigma parallel zur Zylinderachse z und die Schubspannung tau, beide gleichmäßig über s verteilt. Die Schubspannungen sind nach den Voraussetzungen stets tangential gerichtet. Trennt man durch zwei Querschnitte im Abstände dz und zwei Längsschnitte parallel zur z-Achse einen Sektor mit dem Zentriwinkel 2 phi heraus, so erscheinen die gleichen Schubspannungen tau an den Längsschnitten. Aus der Bedingung, daß diese Schubspannungen den Unterschied der Normalspannungen zu übertragen haben, folgt für die Schubkraft je Längeneinheit der z-Richtung

$$2 \tau s = \frac{Q S}{J},$$

worin S das statische Moment des Bogenstückes in bezug auf die x-Achse bedeutet. Man erhält

$$S = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} r s d \varphi r \cos \varphi = 2 r^2 s \sin \varphi,$$

$$J = 4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} r s d \varphi (r \cos \varphi)^2 = \pi r^3 s.$$

Dann beträgt die Schubkraft je Längeneinheit in den radialen Längsschnitten

$$2 \tau s = \frac{Q S}{J} = \frac{2 Q \sin \varphi}{\pi r},$$

und ebenso groß sind die tangentialen Schubkräfte tau s im Querschnitt der Zylinderwand. Die Querkraft verteilt sich also nach dem Sinusgesetz über den Querschnitt, in der neutralen Schicht ist

$$\tau s \max = \frac{Q}{\pi r}.$$

Für die Schubspannungen (Abb. 4) oberhalb einer Einzellast P gilt

$$2 \tau_1 s = \frac{2 Q_1 \sin \varphi}{\pi r},$$

unterhalb von P

$$2 \tau_2 s = \frac{2 Q_2 \sin \varphi}{\pi r}.$$

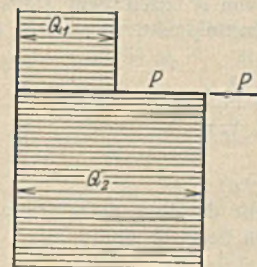


Abb. 4.

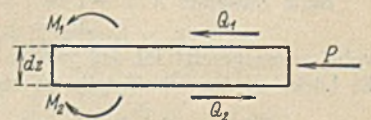


Abb. 5.

Führt man also unendlich dicht über und unter P einen Schnitt (Abb. 5), so schneiden wir damit einen Blechring von der Höhe dz heraus, an dem sich die sigma und tau das Gleichgewicht halten. Die Normalspannungen sigma sind an jeder Schnittfläche unter sich im Gleichgewicht, ihre Momentendifferenz wird vom Moment der Querkräfte aufgehoben:

$$d M = M_2 - M_1 = Q_2 dz - P \cdot \frac{dz}{2} = Q_1 dz + P \cdot \frac{dz}{2}.$$

Addiert man die in die y-Richtung fallenden Komponenten der Schubkräfte tau s an jeder Querschnittsfläche, so ist die Summe jedesmal gleich der Querkraft:

$$\int_0^\pi 2 \tau s r d\varphi \sin \varphi = \frac{2Q}{\pi} \int_0^\pi \sin^2 \varphi d\varphi = 2 \cdot \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{\pi}{2} = Q,$$

der Unterschied beider Summen ist also gleich der Knotenlast P . Diese greift an dem Verstärkungsring an, den man sich um den Blechring herum gelegt denkt, die Verbindungsmittel zwischen beiden Ringen werden dann belastet durch tangentiale Kräfte gleich der Differenz der Schubkräfte¹⁾ $t = \tau_2 s - \tau_1 s$.

Die Aufgabe ist damit zurückgeführt auf die Berechnung eines zunächst durch radiale Kräfte P symmetrisch zur y -Achse belasteten biegefesten Kreisringes (Abb. 6), an dem als Reaktionen tangentiale Kräfte $t = J \tau s$,

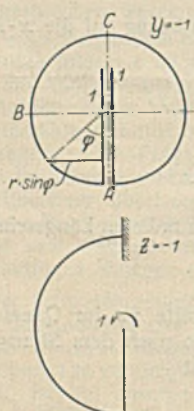
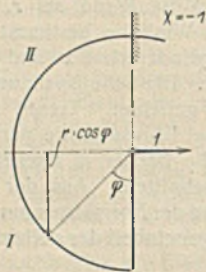
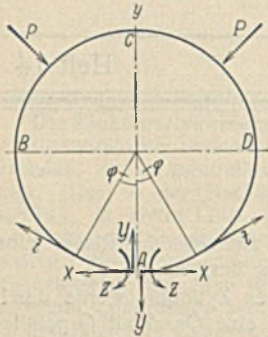


Abb. 6.

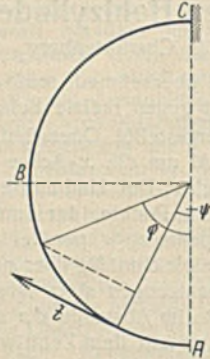


Abb. 7.

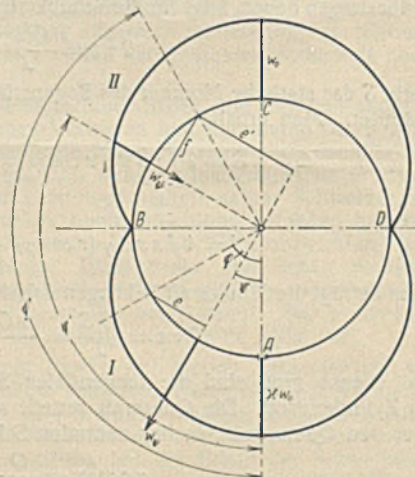


Abb. 8.

Ende der Schnittstelle den Angriffspunkt von X nach dem statischen Schwerpunkt des Rahmens, hier dem Kreismittelpunkt, so erreicht man, daß $\delta_{xz} = 0$ wird und es gilt

$$X = \frac{\delta_{x0}}{\delta_{xx}}, \quad Z = \frac{\delta_{z0}}{\delta_{zz}}.$$

Beim Zustande $X = -1$ ist

$$M_x = +1 r \cos \varphi,$$

wobei vorausgesetzt sei, daß positive Momente den Ring aufzubiegen und die Lücke an der Schnittstelle zu vergrößern bestrebt sind.

$$EJ \delta_{xx} = 2 \int_0^\pi r^2 \cos^2 \varphi r d\varphi = 2 r^3 \int_0^\pi \cos^2 \varphi d\varphi = \pi r^3.$$

Beim Zustande $Y = -1$ ist

$$M_y = \pm 1 r \sin \varphi,$$

$$EJ \delta_{yy} = 2 \int_0^\pi r^2 \sin^2 \varphi r d\varphi = +\pi r^3.$$

Beim Zustande $Z = -1$ wird überall $M_z = -1$ und

$$EJ \delta_{zz} = 2 \int_0^\pi M_z^2 r d\varphi = 2 r \int_0^\pi d\varphi = 2\pi r.$$

¹⁾ Die Einheit von t ist $\text{kg} \cdot \text{cm}$ oder $t \cdot \text{m}$, die Bezeichnung „Kraft“ für t wird nur der Einfachheit wegen gebraucht.

Berechnung der Belastungsglieder δ_{x0} und δ_{z0} .

a) Die Beiträge der tangentialen Stützkkräfte t .

Wie auch die symmetrischen radialen Lasten P angeordnet sein mögen, für die Schubkraftdifferenzen

$$t = (\tau_2 - \tau_1) s$$

gilt stets das Verteilungsgesetz

$$2t = 2 \cdot \frac{(Q_2 - Q_1)}{\pi r} \cdot \sin \varphi$$

oder

$$t = \frac{P_y \sin \varphi}{\pi r},$$

wenn man mit P_y die Summe der Komponenten der Lasten P parallel zur y -Richtung bezeichnet:

$$P_y = \Sigma P \cos \varphi.$$

Wir zerlegen das Biegemoment M_0 im statisch bestimmten Hauptsystem in den Beitrag M_p der Lasten P und M_t der Stützkkräfte t ,

$$M_0 = M_p + M_t,$$

dann ist

$$EJ \delta_{x0} = \int (M_p + M_t) M_x ds,$$

und man kann den Beitrag

$$EJ \delta'_{x0} = \int M_t M_x ds$$

der Stützkkräfte t berechnen, ohne die Verteilung der Lasten P zu kennen, dasselbe gilt für

$$EJ \delta'_{z0} = \int M_t M_z ds.$$

Ein Lastelement $t r d\varphi$ erzeugt an der Stelle φ (Abb. 7)

$$dM_{0\varphi} = t r d\varphi [r - r \cos(\varphi - \psi)] = \frac{P_y \sin \psi}{\pi r} \cdot r^2 d\psi [1 - \cos(\varphi - \psi)],$$

und im ganzen entsteht:

$$M_{0\varphi} = P_y \cdot \frac{r}{\pi} \left[\int_0^\varphi \sin \psi d\psi - \cos \varphi \int_0^\varphi \cos \psi \sin \psi d\psi - \sin \varphi \int_0^\varphi \sin^2 \psi d\psi \right],$$

$$M_{0\varphi} = \frac{P_y r}{2\pi} (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi),$$

$$EJ \delta'_{x0} = 2 \int_0^\pi \frac{P_y r}{2\pi} (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi) r \cos \varphi r d\varphi$$

$$= \frac{P_y r^3}{\pi} \int_0^\pi (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi) \cos \varphi d\varphi = -\frac{3}{4} \cdot P_y r^3,$$

$$EJ \delta'_{z0} = 2 \int_0^\pi \frac{P_y r}{2\pi} (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi) (-1) r d\varphi$$

$$= -\frac{P_y r^2}{\pi} \int_0^\pi (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi) d\varphi = -P_y r^2.$$

b) Die Beiträge der angreifenden äußeren Kräfte.

Nach der bisher üblichen Vorstellung über die Wirkung des Winddruckes an zylindrischen Flächen ist

$$w_\varphi = w_0 \sin^2(90 - \varphi) = w_0 \cos^2 \varphi,$$

wobei der größeren Allgemeinheit wegen auf der Leeseite eine Saugwirkung angenommen werden soll, die das κ -fache der Druckwirkung auf der Luvseite ist. Die Summe aller Komponenten parallel zur y -Achse ist

$$P_y = 2(1 + \kappa) \int_0^\pi w_\varphi r d\varphi \cos \varphi = 2(1 + \kappa) w_0 r \int_0^\pi \cos^3 \varphi d\varphi,$$

gültig für die Belastungsbreite 1. Man erhält

$$P_y = \frac{4}{3} \cdot w_0 r (1 + \kappa),$$

entsprechend der bekannten Annahme, daß der Winddruck auf eine Zylinderfläche parallel zur Windrichtung die Resultierende

$$W = \frac{2}{3} \cdot w_0 r$$

liefert.

Dann ist das Biegemoment im aufgeschnittenen Ring an der Stelle φ (Abb. 8) im I. Quadranten:

$$dM_{0w} = +\kappa w_0 \cos^2 \psi r d\psi e$$

²⁾ Die Aufgabe: Berechnung eines Kreisringes mit Windbelastung und stetiger tangentialer Stützung behandelt meines Wissens zum ersten Male Müller-Breslau in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1898, S. 1234 für $\kappa = 0$ mit dem Verteilungsgesetz: $w_\varphi = w_0 \cos \varphi$.

und mit $e = r \sin(\varphi - \psi)$

$$M_{0w} = + \times \omega_0 r^2 \int_0^\varphi \cos^2 \psi \sin(\varphi - \psi) d\psi,$$

$$M_{0w} = + \frac{\times \omega_0 r^2}{3} (1 + \sin^2 \varphi - \cos \varphi).$$

Beitrag dieses Momentes zu δ''_{x_0} und δ''_{z_0} im I. Quadranten:

$$EJ \delta''_{x_0} = \int M_{0w} M_x ds = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\times \omega_0 r^2}{3} (1 + \sin^2 \varphi - \cos \varphi) r \cos \varphi r d\varphi,$$

$$EJ \delta''_{x_0} = \frac{2}{3} \cdot \times \omega_0 r^4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} (1 + \sin^2 \varphi - \cos \varphi) \cos \varphi d\varphi = \frac{\times \omega_0 r^4}{18} (16 - 3\pi),$$

$$EJ \delta''_{z_0} = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\times \omega_0 r^2}{3} (1 + \sin^2 \varphi - \cos \varphi) (-1) r d\varphi = - \frac{\times \omega_0 r^3}{6} (3\pi - 4).$$

Biegemomente M_{0w} im II. Quadranten:

Die im I. Quadranten angreifenden Kräfte $\times \omega_0 \cos^2 \psi$ erzeugen an einer Stelle φ' im II. Quadranten das Moment:

$$dM_0 = + \times \omega_0 \cos^2 \psi r d\psi e', \text{ worin } e' = r \sin(180^\circ - \varphi' + \psi) = r \sin(\varphi' - \psi),$$

$$M_0 = + \times \omega_0 r^2 \int_{\psi=0}^{\psi=\frac{\pi}{2}} \cos^2 \psi (\sin \varphi' \cos \psi - \cos \varphi' \sin \psi) d\psi,$$

$$M_0 = + \frac{\times \omega_0 r^2}{3} (2 \sin \varphi' - \cos \varphi').$$

Die im II. Quadranten selbst angreifenden, nach innen gerichteten Kräfte $\omega_0 \cos^2 \psi'$ rufen im Querschnitt φ' das Moment hervor:

$$dM_0 = - \omega_0 \cos^2 \psi' r d\psi' f, \text{ worin } f = r \sin(\varphi' - \psi'),$$

$$M_0 = - \omega_0 r^2 \int_{\frac{\pi}{2}}^{\varphi'} \cos^2 \psi' \sin(\varphi' - \psi') d\psi' = - \frac{\omega_0 r^2}{3} (1 - \sin \varphi')^2.$$

Gesamtmoment im II. Quadranten infolge der w -Kräfte

$$M_{0w} = + \frac{\omega_0 r^2}{3} [\times (2 \sin \varphi' - \cos \varphi') - (1 - \sin \varphi')^2].$$

Beitrag dieser Momente zu $EJ \delta''_{x_0}$ und $EJ \delta''_{z_0}$:

$$EJ \delta''_{x_0} = 2 \cdot \frac{\omega_0 r^2}{3} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} [\times (2 \sin \varphi' - \cos \varphi') - (1 - \sin \varphi')^2] r \cos \varphi' r d\varphi' \\ = + \frac{\omega_0 r^4}{18} [4 - 3 \times (4 + \pi)],$$

$$EJ \delta''_{z_0} = 2 \cdot \frac{\omega_0 r^2}{3} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} [\times (2 \sin \varphi' - \cos \varphi') - (1 - \sin \varphi')^2] (-1) r d\varphi' \\ = + \frac{\omega_0 r^3}{6} (3\pi - 8 - 12 \times).$$

Das Gesamtmoment $M_0 = M_p + M_l$ ist daher im I. Quadranten

$$M_0 = + \frac{\times \omega_0 r^2}{3} (1 + \sin^2 \varphi - \cos \varphi) + \frac{P_y r}{2\pi} (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi)$$

und nach Einsetzen von

$$P_y = \frac{4}{3} \cdot \omega_0 r (1 + \times)$$

$$M_0 = \frac{\omega_0 r^2}{3} \left[\times (1 + \sin^2 \varphi - \cos \varphi) + \frac{2(1 + \times)}{\pi} (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi) \right],$$

ebenso erhält man im II. Quadranten

$$M_0 = \frac{\omega_0 r^2}{3} \left[\times (2 \sin \varphi' - \cos \varphi') - (1 - \sin \varphi')^2 + \frac{2(1 + \times)}{\pi} (2 - 2 \cos \varphi' - \varphi' \sin \varphi') \right].$$

Zur Berechnung von X und Z addieren wir jetzt die Beiträge $EJ \delta''_{x_0}$ und $EJ \delta''_{z_0}$:

$$EJ \delta''_{x_0} = - \frac{3}{4} \cdot P_y r^3 + \frac{\times \omega_0 r^4}{18} (16 - 3\pi) + \frac{\omega_0 r^4}{18} [4 - 3 \times (4 + \pi)]$$

und mit

$$P_y = \frac{4}{3} \cdot \omega_0 r (1 + \times)$$

$$EJ \delta''_{x_0} = - \frac{\omega_0 r^3}{9} [7(1 + \times) + 3\pi \times],$$

$$EJ \delta''_{z_0} = - P_y r^2 - \frac{\times \omega_0 r^3}{6} (3\pi - 4) + \frac{\omega_0 r^3}{6} (3\pi - 8 - 12 \times),$$

$$EJ \delta''_{z_0} = - \frac{\omega_0 r^3}{6} [16(1 + \times) - 3\pi(1 - \times)].$$

$$X = \frac{\delta''_{x_0}}{\delta''_{xx}} = - \frac{\omega_0 r}{9\pi} [7(1 + \times) + 3\pi \times],$$

$$Z = \frac{\delta''_{z_0}}{\delta''_{zz}} = - \frac{\omega_0 r^2}{12\pi} [16(1 + \times) - 3\pi(1 - \times)].$$

Aus

$$M = M_0 - M_x X - M_z Z$$

ergeben sich dann die Biegemomente im I. Quadranten

$$M_I = \frac{\omega_0 r^2}{36} \left[9 + 3 \times (1 + 4 \sin^2 \varphi) - \frac{4}{\pi} (1 + \times) (5 \cos \varphi + 6 \varphi \sin \varphi) \right]$$

und im II. Quadranten

$$M_{II} = \frac{\omega_0 r^2}{36} \left[-3(1 + 3 \times) - 12 \sin^2 \varphi + 24 \sin \varphi (1 + \times) - \frac{4}{\pi} (1 + \times) (5 \cos \varphi + 6 \varphi \sin \varphi) \right].$$

Momente in den Viertelpunkten.

$$M_A \text{ aus } M_I \text{ für } \varphi = 0: M_A = \frac{\omega_0 r^2}{36} \left[3(3 + \times) - \frac{20}{\pi} (1 + \times) \right],$$

$$M_B \text{ aus } M_I \text{ oder } M_{II} \text{ für } \varphi = \frac{\pi}{2}: M_B = - \frac{\omega_0 r^2}{12} (1 - \times),$$

$$M_C \text{ aus } M_{II} \text{ für } \varphi = \pi: M_C = \frac{\omega_0 r^2}{36} \left[\frac{20}{\pi} (1 + \times) - 3(1 + 3 \times) \right].$$

Formeln für Sonderfälle.

1. Fall: $\times = 0$, kein Unterdruck.

$$M_I = \frac{\omega_0 r^2}{36} \left[9 - \frac{4}{\pi} (5 \cos \varphi + 6 \varphi \sin \varphi) \right]^2,$$

$$M_A = \frac{\omega_0 r^2}{36} \left(9 - \frac{20}{\pi} \right) = + 0,07316 \omega_0 r^2,$$

$$M_B = - \frac{\omega_0 r^2}{12} = - 0,08333 \omega_0 r^2.$$

$$M_{II} = \frac{\omega_0 r^2}{36} \left[-3 - 12 \sin^2 \varphi + 24 \sin \varphi - \frac{4}{\pi} (5 \cos \varphi + 6 \varphi \sin \varphi) \right]^3,$$

$$M_B = - \frac{\omega_0 r^2}{12} \text{ wie aus } M_I,$$

$$M_C = \frac{\omega_0 r^2}{36} \left(-3 + \frac{20}{\pi} \right) = + 0,09351 \omega_0 r^2.$$

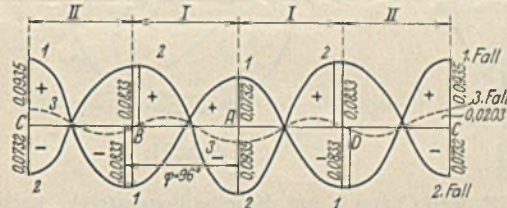


Abb. 9.

Abb. 9 zeigt in Kurve 1 den ungefähren Verlauf der Momentenkurve in der Abwicklung. Das negative Maximum liegt nicht bei B, sondern im II. Quadranten; aus dM_{II} : $d\varphi = 0$ folgt für die Gleichung

$$-6\varphi + 6\pi(1 - \sin \varphi) = \text{tg } \varphi,$$

die etwa für $\varphi = 95^\circ 44'$ erfüllt wird.

Das hier entstehende Moment

$$M_{\min} = - 0,0851 \omega_0 r^2$$

ist aber kleiner als M_C .

2. Fall: nur Unterdruck, ist die Umkehrung von 1. Es wird

$$M_A = - 0,09351 \omega_0 r^2, M_B = + 0,08333 \omega_0 r^2, M_C = - 0,07316 \omega_0 r^2.$$

3. Fall: Überdruck und Unterdruck gleich groß, $\times = 1$.

$$M_I = \frac{\omega_0 r^2}{9} \left[3(1 + \sin^2 \varphi) - \frac{2}{\pi} (5 \cos \varphi + 6 \varphi \sin \varphi) \right],$$

$$M_A = \frac{\omega_0 r^2}{9} \left(3 - \frac{10}{\pi} \right) = - 0,02035 \omega_0 r^2,$$

$$M_B = \frac{\omega_0 r^2}{9} \left(6 - \frac{2}{\pi} \cdot 6 \cdot \frac{\pi}{2} \right) = 0.$$

$$M_{II} = - \frac{\omega_0 r^2}{9} \left[3(1 + \sin^2 \varphi) - 4 \sin \varphi + \frac{2}{\pi} (5 \cos \varphi + 6 \varphi \sin \varphi) \right],$$

$$M_B = 0,$$

$$M_C = - \frac{\omega_0 r^2}{9} \left(3 - \frac{10}{\pi} \right) = + 0,02035 \omega_0 r^2.$$

Dasselbe muß man erhalten, wenn man die Fälle 1 und 2 addiert,

$$M_A = (+ 0,07316 - 0,09351) \omega_0 r^2 = - 0,02035 \omega_0 r^2 \text{ usw.}$$

Diese Belastungsannahme ist allzu günstig und ergibt sehr kleine Biegemomente im Ring (vgl. Kurve 3).

³⁾ Ähnliche Formeln hat bereits Düsterbehn im „Eisenbau“ 1917, S. 264, abgeleitet.

Tatsächlich haben neue Versuche gezeigt, daß die Verteilung der Windlasten am Umfange des Kreiszylinders eine ganz andere ist (Abb. 9). Eine gesetzmäßige Kurve hierfür läßt sich nicht ableiten und selbst wenn dies der Fall wäre, würden die Formeln für die Biegemomente im Ring äußerst verwickelt werden. Es empfiehlt sich daher, anders vorzugehen und die Einflußlinie für das Ringmoment infolge radialer Belastung abzuleiten. Hierzu untersuchen wir die

Wirkung einer Einzellast P.

Am statisch bestimmten Hauptsystem halten die Schubkräfte $t = \Delta \tau s$ der Last P das Gleichgewicht (Abb. 10). Die Momente M_0 sind nur von t abhängig, die Summen δ_{x_0} und δ_{z_0} bestehen daher nur aus dem Beitrag der Schubkräfte:

$$EJ \delta_{x_0} = -\frac{3}{4} \cdot P r^3, \quad EJ \delta_{z_0} = -P r^2,$$

$$X = -\frac{3 P r^3}{4 \pi r^3} = -\frac{3 P}{4 \pi}, \quad Z = -\frac{P r^2}{2 \pi r} = -\frac{P r}{2 \pi}.$$

$$M = M_0 - M_x X - M_z Z,$$

$$M = \frac{P r}{2 \pi} (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi) - r \cos \varphi \left(-\frac{3 P}{4 \pi} \right) - (-1) \left(-\frac{P r}{2 \pi} \right);$$

$$M = \frac{P r}{4 \pi} (2 - 2 \varphi \sin \varphi - \cos \varphi) = P r \mu. \quad (1)$$

Berechnet man die Werte μ für $\varphi = 0, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ usw., so erhält man die in Abb. 24 in der Abwicklung dargestellte Momentenfläche. Das Spitzenmoment unter der Last ($\varphi = \pi$) ist

$$M_A = +\frac{3}{4} \cdot \frac{P r}{\pi} = +0,23873 P r.$$

Jede Ordinate dieser Kurve stellt das Biegemoment im Punkte φ infolge einer Last P in $\pi (= C)$ dar;

$$P r \mu = M_{\varphi C}.$$

Rückt die Last P nach φ , so braucht man die Figur nur um den Winkel $(\pi - \varphi)$ zu drehen, so daß der Nullpunkt (Lastpunkt) über φ zu liegen kommt. Dann herrscht in C jetzt das Moment $M_{C\varphi}$, das wegen der

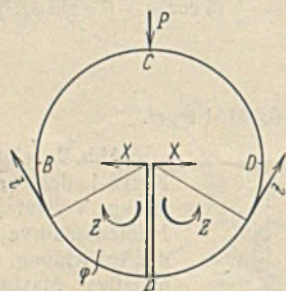


Abb. 10.

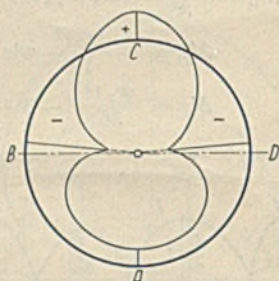


Abb. 11.

Symmetrie gleich $M_{\varphi C}$ ist, weil C von φ um dieselbe Bogenstrecke nach rechts liegt wie φ von C nach links. Alle Ordinaten bedeuten daher zugleich das Moment in C infolge $P=1$ in φ , stellen also die

Einflußlinie für M_C

dar: $M_C = r \Sigma P \mu.$

Mit Hilfe dieser Einflußlinie kann man daher das Biegemoment an jeder Stelle berechnen, wenn die Lasten P gegeben sind.

Zur Bestimmung der P benutzen wir die Ergebnisse der Göttinger Modellversuche, die in einem Aufsatz von Kado⁵⁾ zusammengestellt sind. Diese Ergebnisse zeigen, daß gerade in der Nähe der Punkte B und D (Abb. 11) die größten Kräfte, bis $2 \omega_0$ und zwar als Sog, auftreten. Nach A hin nehmen sie erst sehr schnell, dann langsamer bis auf etwa

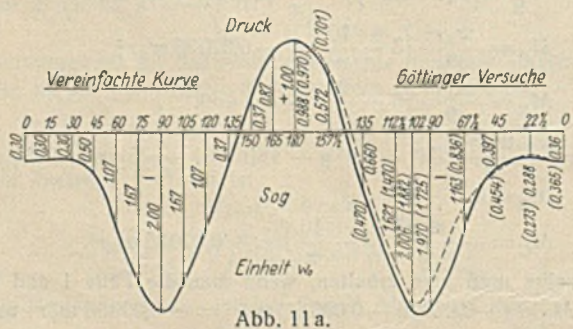


Abb. 11a.

⁴⁾ Vgl. Stieghorst: Biegebungsbeanspruchung in Mastbeschlügen, Schiffbau 1913, S. 839.

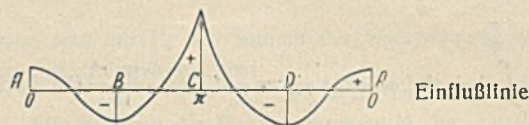
⁵⁾ Kado: Die Beanspruchung waagerechter Versteifungsringe bei runden Bauwerken, Ztrbl. d. Bauv. 1929, S. 418.

$0,3 \omega_0$ ab, die Druckzone bei C mit der größten Ordinate $\sim 0,9 \omega_0$ ist auf einen ziemlich schmalen Bogen beschränkt.

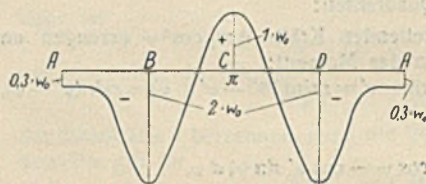
Abb. 11a zeigt in der rechten Hälfte die Messungsergebnisse in den beiden Ringen in der Nähe der Mitte des Versuchszyinders, links eine hiernach angenommene, etwas vereinfachte Belastungsfigur mit den Ordinaten

$$p_A = -0,3 \omega_0, \quad p_B = -2,0 \omega_0, \quad p_C = -1,0 \omega_0,$$

wobei die Spitzen der negativen Belastung um ein geringes nach den Punkten B und D verschoben und die Kurven beiderseits der Maximalstellen in den Viertelpunkten symmetrisch verlaufend angenommen wurden.

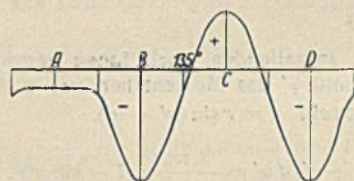


Einflußlinie



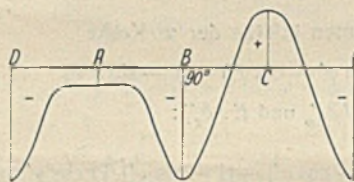
Lastfläche für $M_{(135^\circ)}$:

$$\Sigma p \mu = +1,545,$$



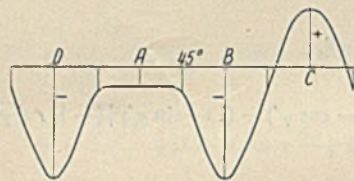
Lastfläche für $M_{(45^\circ)}$:

$$\Sigma p \mu = -0,044,$$



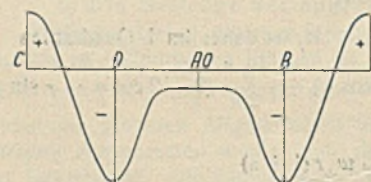
Lastfläche für M_B :

$$\Sigma p \mu = -1,548,$$



Lastfläche für $M_{(45^\circ)}$:

$$\Sigma p \mu = +0,124,$$



Lastfläche für M_A :

$$\Sigma p \mu = +1,286.$$

Abb. 12.

Die Summe der Komponenten dieser Kräfte parallel zur y -Richtung

$$2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \omega \varphi r d \varphi \cos \varphi$$

ergibt ungefähr $1,28 \omega_0 r$, nicht sehr verschieden

von $\frac{4}{3} \omega_0 r$. Sollen nun die Momente in den Achtelpunkten berechnet werden, so halten wir die Einflußlinie fest und wandern mit der Lastfläche jedesmal um 45° nach rechts, wie in Abb. 12 gezeigt ist. Die Teilpunkte haben 15° Abstand, die Produktsumme

$$\Sigma p \mu,$$

die neben jeder Fläche eingetragen ist, muß noch mit der Bogenlänge von 15° multipliziert werden, dann wird:

$$M = r \Sigma p \mu \omega_0 \cdot \frac{2 \pi r}{24} = 0,2618 \omega_0 r, \quad \Sigma p \mu, \quad \text{und}$$

$$\left. \begin{aligned} M_C &= +0,404, & M_{(135^\circ)} &= -0,011, \\ M_B &= -0,405, & M_{(45^\circ)} &= +0,032, \\ M_A &= +0,337 \end{aligned} \right\} \omega_0 r^2.$$

Als w_0 ist hierbei der Druck auf die Flächeneinheit im Punkte C einzuführen.

Abb. 13 zeigt den Verlauf der Momente. Mit Rücksicht auf die Unsicherheit der Belastungsannahmen genügt es, in den Punkten BCD dasselbe größte Moment

$$M = \pm 0,40 w_0 r^2$$

anzunehmen. Ein Vergleich mit Abb. 9 ($M = + 0,0935 w_0 r^2$) zeigt, daß die Momente jetzt über viermal so groß sind wie früher bei einseitiger Druckbelastung nach dem Gesetz

$$w_{\psi} = w_0 \cos^2 \psi.$$

Es kann noch die Forderung gestellt werden, daß außer den radial wirkenden Windlasten auch tangentiale Reibungskräfte berücksichtigt werden sollen, besonders wenn die Außenfläche des Zylinders lotrechte Versteifungen trägt. Auch in diesem Fall ist es am besten, die

Wirkung einer tangentialen Einzellast P

an beliebiger Stelle C zu untersuchen. Die Momentenfläche, die man erhält, ist zugleich Einflußfläche für M_C , da $M_{\varphi C} = M_{C\varphi}$ wie im vorigen Fall. Es kann zunächst sonderbar erscheinen, daß eine Last, die stets mit einer der Richtungen der Stützkräfte zusammenfallen muß, überhaupt Momente im Ring hervorruft. Wenn die Stützwirkung durch Einzelkräfte T ausgeübt würde und im Angriffspunkt von P die Richtungen von P und T zusammenfielen (Abb. 14), so bliebe der Ring in der Tat spannungslos. Bei stetiger Stützwirkung t verteilt sich P aber auf den ganzen Umfang, was nicht möglich ist, ohne daß Biegemomente im Ring entstehen.

Es empfiehlt sich, die Last P im Punkte B angreifen zu lassen (Abb. 14a), damit sie parallel zur Y-Achse wirkt. Die tangentialen Stützkräfte t lassen sich leicht berechnen, wenn man im Mittelpunkt Null die Last noch zweimal mit entgegengesetzten Richtungen anbringt. Die symmetrisch wirkende Kraft P ruft tangentiale Stützkräfte hervor, die symmetrisch zu AC wirken (Abb. 15):

$$t_1 = \frac{P \sin \varphi}{\pi r}.$$

Das übrigbleibende Drehmoment Pr (Abb. 15a) muß durch gleich große Stützkräfte t_2 aufgehoben werden, so daß

$$\int_0^{2\pi} t_2 r d\varphi r = Pr \text{ ist, } t_2 = \frac{P}{2\pi r}.$$

Abb. 16 zeigt das Zusammenwirken der Stützkräfte t_1 und t_2 , die sich im I. und II. Quadranten addieren, im III. und IV. subtrahieren. Durch das im Gleichgewicht befindliche Kräftesystem P, t_1 , t_2 ist die Belastung des Ringes gegeben, und es können nun die statisch unbestimmten Größen X, Y, Z bestimmt werden. Die Momente M_0 und ihre Beiträge zu δ_{x_0} , δ_{y_0} , δ_{z_0} werden getrennt bestimmt.

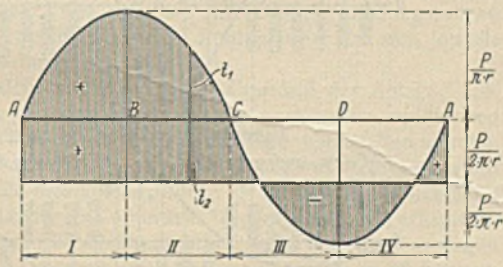


Abb. 16.

Wirkung der Stützkräfte t_1 allein.

Punkt C wird festgehalten gedacht, dann ist nach dem Anfang unter a)

$$M_{0\varphi} = \frac{Pr}{2\pi} (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi),$$

ihr Beitrag zu

$$EJ \delta_{x_0} = -\frac{3}{4} \cdot Pr^3, \quad EJ \delta_{y_0} = 0, \quad EJ \delta_{z_0} = -Pr^2.$$

Wirkung der Stützkräfte t_2 allein.

$$dM_{0\varphi} = t_2 r d\varphi [r - r \cos(\varphi - \psi)], \quad \text{worin } t_2 = \frac{P}{2\pi r}.$$

$$M_{0\varphi} = \frac{Pr}{2\pi} \int_0^\varphi (1 - \cos \varphi \cos \psi - \sin \varphi \sin \psi) d\psi = \frac{Pr}{2\pi} (\varphi - \sin \varphi).$$

Im III. und IV. Quadranten entstehen gleich große Momente mit umgekehrtem Vorzeichen.

Im eingespannt gedachten Querschnitt C ist $M = \pm \frac{Pr}{2}$. Zu einer

anschaulichen Vorstellung über die Wirkung dieser Stützkräfte t_2 gelangt man, wenn man sie sich für jede Ringhälfte zu einem Kräftezuge aneinandergereiht denkt (Abb. 17). Sie bilden dann einen Halbkreis vom Halbmesser ρ , ihre Resultierende ist gleich dem lotrechten Durchmesser 2ρ , links aufwärts, rechts abwärts gerichtet. Nennt man im Lageplan den Abstand dieser Kräfte von der y-Achse z, so muß $2\rho z = \frac{Pr}{2}$ sein.

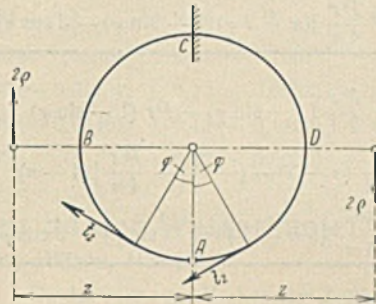


Abb. 17.

Für das Kräftelement gilt

$$\rho d\varphi = t_2 r d\varphi = \frac{P}{2\pi} \cdot d\varphi,$$

$$\rho = \frac{Pr}{2\pi}, \quad z = \frac{\pi r}{2}.$$

Diese M_0 -Fläche (Abb. 18) ist antisymmetrisch, es wird daher ihr Beitrag zu $EJ \delta_{x_0}$ und $EJ \delta_{z_0}$ gleich Null und es bleibt

$$EJ \delta_{y_0} = 2 \int_0^\pi \frac{Pr}{2\pi} (\varphi - \sin \varphi) r \sin \varphi r d\varphi = \frac{Pr^3}{2}.$$

Wirkung von P allein.

Diese bezieht sich nur auf den II. Quadranten (Abb. 19)

$$M_{0\varphi} = -Pr(1 - \sin \varphi).$$

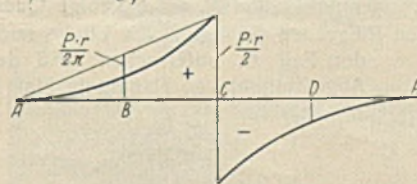


Abb. 18.

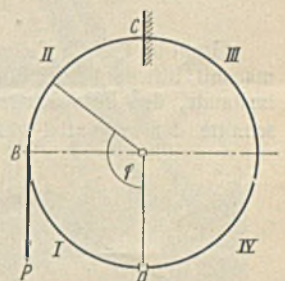


Abb. 19.

$$EJ \delta_{x_0} = \int_{\frac{\pi}{2}}^\pi -Pr(1 - \sin \varphi) r \cos \varphi r d\varphi = +\frac{Pr^3}{2},$$

$$EJ \delta_{y_0} = \int_{\frac{\pi}{2}}^\pi -Pr(1 - \sin \varphi) r \sin \varphi r d\varphi = -\frac{Pr^3}{4} (4 - \pi),$$

$$EJ \delta_{z_0} = \int_{\frac{\pi}{2}}^\pi -Pr(1 - \sin \varphi) (-1) r d\varphi = +\frac{Pr^2}{2} (\pi - 2).$$

Im ganzen erhält man für die Belastungsglieder:

	von t_1	von t_2	von P	zusammen
$EJ \delta_{x_0}$	$-\frac{3}{4} \cdot Pr^3$	0	$+\frac{Pr^3}{2}$	$-\frac{Pr^3}{4}$
$EJ \delta_{y_0}$	0	$+\frac{Pr^3}{2}$	$-\frac{Pr^3}{4} (4 - \pi)$	$+\frac{Pr^3}{4} (\pi - 2)$
$EJ \delta_{z_0}$	$-Pr^2$	0	$+\frac{Pr^2}{2} (\pi - 2)$	$-\frac{Pr^2}{2} (4 - \pi)$

und hieraus

$$X = -\frac{Pr^3}{4\pi r^3} = -\frac{P}{4\pi},$$

$$Y = +\frac{Pr^3(\pi - 2)}{4\pi r^3} = +\frac{P}{4\pi} (\pi - 2),$$

$$Z = -\frac{Pr^2(4 - \pi)}{2 \cdot 2\pi r} = -\frac{Pr}{4\pi} (4 - \pi).$$

Die endgültigen Biegemomente berechnen wir nun nach dem Ansatz

$$M = M_0 - M_x X - M_y Y - M_z Z,$$

wobei für M_0 die Wirkungen von t_1, t_2 und P addiert werden müssen. Man erhält

im I. Quadranten:

$$M = \frac{Pr}{2\pi} (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi) + \frac{Pr}{2\pi} (\varphi - \sin \varphi) - r \cos \varphi \left(-\frac{P}{4\pi} \right) - r \sin \varphi \frac{P}{4\pi} (\pi - 2) - (-1) \left(-\frac{Pr}{4\pi} \right) (4 - \pi) = \frac{Pr}{4\pi} [(\pi + 2\varphi)(1 - \sin \varphi) - 3 \cos \varphi];$$

im II. Quadranten:

$$M = \frac{Pr}{2\pi} (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi) + \frac{Pr}{2\pi} (\varphi - \sin \varphi) - Pr (1 - \sin \varphi) - r \cos \varphi \left(-\frac{P}{4\pi} \right) - r \sin \varphi \cdot \frac{P}{4\pi} (\pi - 2) - (-1) \left(-\frac{Pr}{4\pi} \right) (4 - \pi) = -\frac{Pr}{4\pi} [(3\pi - 2\varphi)(1 - \sin \varphi) + 3 \cos \varphi];$$

im III. und IV. Quadranten:

$$M = \frac{Pr}{2\pi} (2 - 2 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi) - \frac{Pr}{2\pi} (\varphi - \sin \varphi) - r \cos \varphi \left(-\frac{P}{4\pi} \right) - (-r \sin \varphi) \frac{P}{4\pi} (\pi - 2) - (-1) \left(-\frac{Pr}{4\pi} \right) (4 - \pi) = +\frac{Pr}{4\pi} [(\pi - 2\varphi)(1 + \sin \varphi) - 3 \cos \varphi]$$

In Abb. 24 ist diese Fläche dargestellt, die Ordinaten sind für Intervalle von 15° ausgerechnet. Da die Ergebnisse für jeden Lastangriffspunkt gelten, so ist P nach C verlegt worden, wodurch die antisymmetrische Form der M -fläche besser zum Ausdruck kommt. Es wird dabei

- der I. Quadrant zum IV.,
- II. „ „ I.,
- III. „ „ II.,
- IV. „ „ III.

Greift im Punkte C eine beliebig gerichtete Kraft P an (Abb. 20), so ist man mit Hilfe der beiden Einflußlinien für radiale und tangential Lastwirkung imstande, den Einfluß der Komponenten P_r und P_t auf beliebige Querschnitte des tangential gestützten Ringes zu verfolgen. Es bliebe noch der Fall zu untersuchen, daß der Angriffspunkt von P um ein Maß a

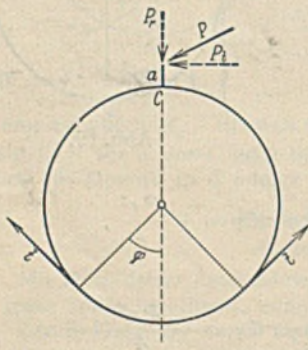


Abb. 20.

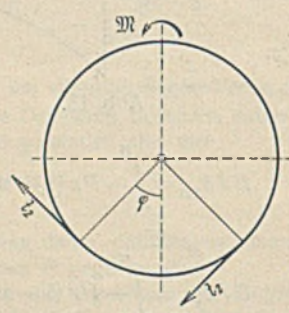


Abb. 21.

exzentrisch zur Schwerlinie des Ringes liegt, ein Fall, der durch konstruktive Verhältnisse sehr oft eintreten wird. Es bleibt daher noch übrig, die

Wirkung eines Lastmomentes $\mathfrak{M} = P_t a$

zu untersuchen (Abb. 21).

Die stützenden Tangentialkräfte sind gleich groß wie die Kräfte $t_2 r d\varphi$ im vorigen Falle:

$$\int_0^{2\pi} t_2 r d\varphi r = \mathfrak{M}, \quad t_2 = \frac{\mathfrak{M}}{2\pi r^2},$$

an die Stelle von P tritt \mathfrak{M} ; r , daher ist im statisch bestimmten Hauptsystem:

$$M_{0\varphi} = \frac{\mathfrak{M}}{2\pi} (\varphi - \sin \varphi),$$

$$EJ \delta_{y_0} = + \frac{\mathfrak{M} r^2}{2}.$$

Damit wird $Y = + \frac{\mathfrak{M} r^2}{2\pi r^3} = + \frac{\mathfrak{M}}{2\pi r}$ und

$$M = M_0 - M_y Y = + \frac{\mathfrak{M}}{2\pi} (\varphi - \sin \varphi) - r \sin \varphi \cdot \frac{\mathfrak{M}}{2\pi r} = \frac{\mathfrak{M}}{2\pi} (\varphi - 2 \sin \varphi).$$

Im III. und IV. Quadranten kehren sowohl M_0 als auch M_y ihr Vorzeichen um, es ist dann

$$M = - \frac{\mathfrak{M}}{2\pi} (\varphi - 2 \sin \varphi).$$

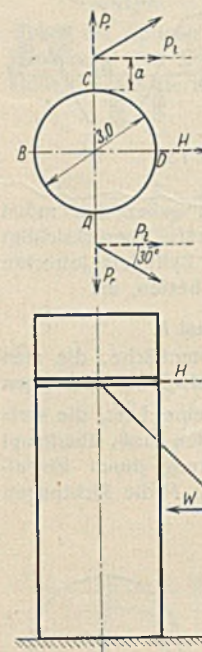


Abb. 22.

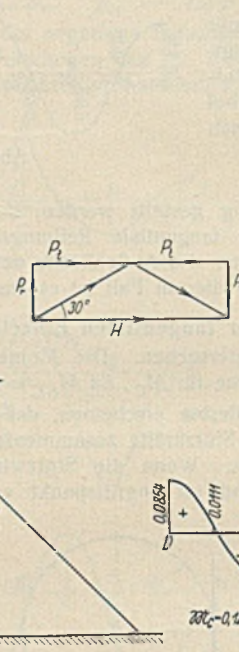


Abb. 23.

Abb. 24 zeigt die hier-nach berechnete Momentenfläche, die zugleich Einflußfläche für das Biegemoment in Querschnitt C für ein Lastmoment \mathfrak{M} an beliebiger Stelle ist.

Zahlenbeispiel (Abb. 22). Ein Blechrohr werde gegen Winddruck durch Abspannseile gehalten, die im Grundriß mit der x -Achse einen Winkel von 30° bilden. Die gesamte, vom Zylinder auf den Ring zu übertragende Horizontalkraft betrage 1,6t, dann ist:

radial: $P_r = \frac{1}{2} \cdot H \operatorname{tg} 30^\circ = 0,46t$, tangential: $P_t = \frac{1}{2} \cdot H = 0,80t$,
 Halbmesser $r = 1,5m$, Exzentrizität $a = 0,15m$,
 $\mathfrak{M} = P_t a = 0,12tm$.

Mit Hilfe der drei Einflußlinien sind in der Tabelle auf S. 163 die Beiträge der 6 Belastungen auf die Biegemomente in den Achtel-

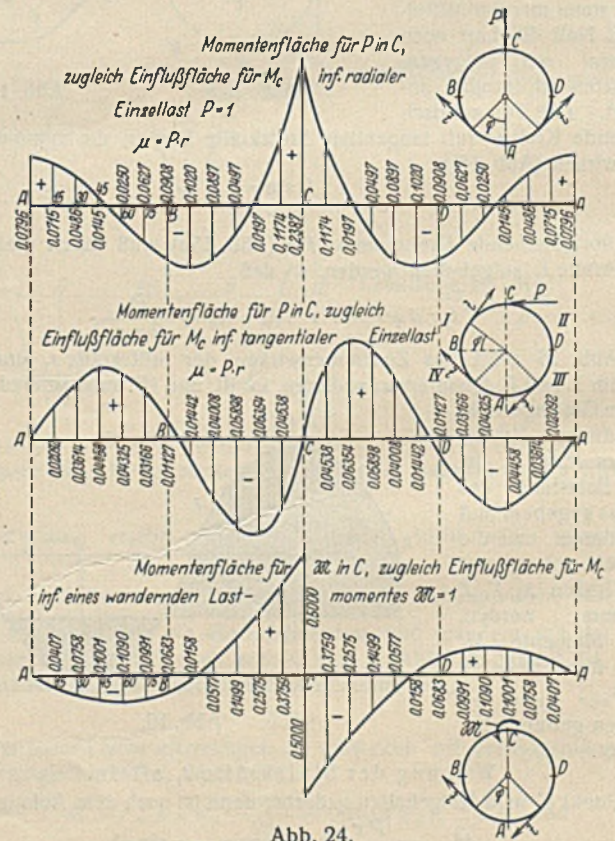


Abb. 24.

punkten zusammengezählt worden, es muß sich natürlich Symmetrie in bezug auf die Achse $B-D$ ergeben; wegen der Lastmomente \mathfrak{M}_A und \mathfrak{M}_C muß in diesen Punkten M_t und M_r , d. h. links und rechts vom Kragarm unterschieden werden. Abb. 23 zeigt die resultierende Momentenfläche in der Abwicklung.

Punkt	Einfluß von		Einfluß von		Einfluß von		zusammen tm			
	P_r in A	P_r in C	P_t in A	P_t in C	\mathfrak{M} in A	\mathfrak{M} in C				
A_2	-0,46 (+ 0,239)	-0,46 (+ 0,080)	+ 0,80	0	-0,80	0	+ 0,12 (- 0,500)	-0,12	0	= - 0,2067
45°	-0,46 (- 0,050)	-0,46 (+ 0,014)	+ 0,80 (+ 0,0590)	-0,80 (+ 0,0446)	+ 0,12 (- 0,1499)	-0,12 (- 0,1001)	= + 0,0221			
B	-0,46 (- 0,091)	-0,46 (- 0,091)	+ 0,80 (- 0,0113)	-0,80 (+ 0,0113)	+ 0,12 (+ 0,0683)	-0,12 (- 0,0683)	= + 0,0822			
135°	-0,46 (+ 0,014)	-0,46 (- 0,050)	+ 0,80 (- 0,0446)	-0,80 (- 0,0590)	+ 0,12 (+ 0,1001)	-0,12 (+ 0,1499)	= + 0,0221			
C_2	-0,46 (+ 0,080)	-0,46 (+ 0,239)	+ 0,80	0	-0,80	0	+ 0,12	0	-0,12 (+ 0,5000)	= - 0,2067
C_r	-0,46 (+ 0,080)	-0,46 (+ 0,239)	+ 0,80	0	-0,80	0	+ 0,12	0	-0,12 (- 0,5000)	= - 0,0867
135°	-0,46 (+ 0,014)	-0,46 (- 0,050)	+ 0,80 (+ 0,0446)	-0,80 (+ 0,0590)	+ 0,12 (- 0,1001)	-0,12 (- 0,1499)	= + 0,0111			
D	-0,46 (- 0,091)	-0,46 (- 0,091)	+ 0,80 (+ 0,0113)	-0,80 (- 0,0113)	+ 0,12 (- 0,0683)	-0,12 (+ 0,0683)	= + 0,0854			
45°	-0,46 (- 0,050)	-0,46 (+ 0,014)	+ 0,80 (- 0,0590)	-0,80 (- 0,0446)	+ 0,12 (+ 0,1499)	-0,12 (+ 0,1001)	= + 0,0111			
A_r	-0,46 (+ 0,239)	-0,46 (+ 0,080)	+ 0,80	0	-0,80	0	+ 0,12 (+ 0,5000)	-0,12	0	= - 0,0867

Alle Rechte vorbehalten.

Interessante Brückenmontagen an der Wasserkante.*)

Von Oberingenieur Ferdinand Hülsen, Hamburg.

I. Die Überseebrücke in Hamburg.

Die Brücke führt von den Vorsetzen über den Niederhafen (auch Zollkanal genannt) nach den Zollpontons und einer neu angelegten Pontonanlage mit Schlepperliegeplätzen und den Barkassenanlegestellen. Seit einiger Zeit erfolgt auch die Ein- und Ausschiffung der Passagiere der Hamburg-Südamerikanischen Dampfschiffahrts-Gesellschaft über diese Brücke. Für diesen Zweck ist eine besondere Landungsanlage auf den Pontons geschaffen worden. Bei dieser Gelegenheit erhielt auch die Brücke den Namen „Überseebrücke“, während sie vorher allgemein die Niederhafenbrücke genannt wurde. In etwa 3,5 m Höhe über der Gehbahn wird die Brückenanlage mit einem Schutzdach versehen.

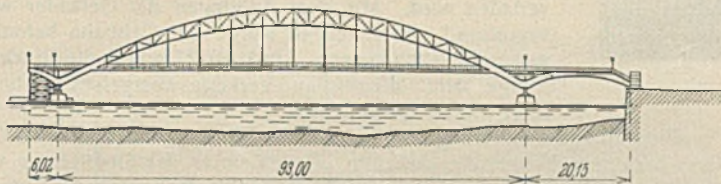


Abb. 1. Überseebrücke: Ansicht.

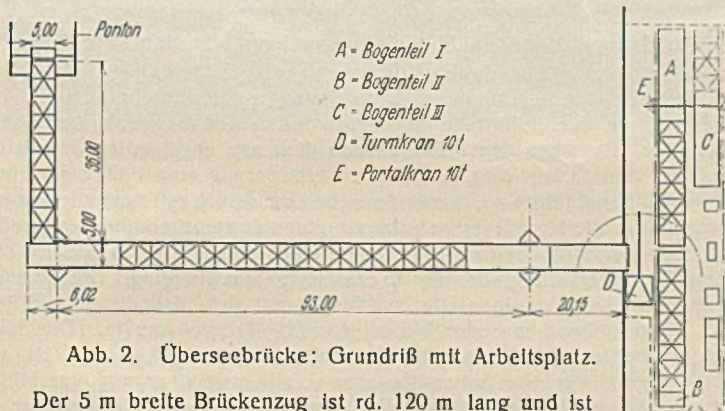


Abb. 2. Überseebrücke: Grundriß mit Arbeitsplatz.

Der 5 m breite Brückenzug ist rd. 120 m lang und ist aufgeteilt in eine landseitige Öffnung von rd. 20 m, eine Hauptöffnung von 93 m und ein Kragende von 6 m an dem wasserseitigen Pfeiler. Am wasserseitigen Ende ist eine 36 m lange Landungsbrücke beweglich angeschlossen, welche nach dem Ponton führt und sich jeweils dem wechselnden Wasserstande anpassen kann.

Abb. 1 zeigt die Ansicht und Abb. 2 den Grundriß der Anlage. Um genügend Durchfahrthöhe für den Schiffsverkehr zu erhalten, mußte von der Kaimauer aus eine etwa 3 m hohe Treppenanlage vorgesehen werden. Die Abdeckung der Gehbahn der Hauptbrücke besteht aus Zementplatten auf Eisenbeton, während die bewegliche Brücke als Belag starke Holzbohlen erhielt. Außerhalb der Geländer sind einerseits Telegraphen- und Fernsprechkabel, andererseits Starkstromkabel übergeführt, damit die Pontonanlagen und die Überseeschiffe mit Telefon und Licht, sowie mit Strom für Instandsetzungsarbeiten versorgt werden können. Die Brückenanlage selbst erhielt reichliche elektrische Beleuchtung. Die beiden Strompfeiler bestehen aus gerammten und verzimmerten Jochen mit aufgeschüttetem Betonssockel. Als Tragsystem der Hauptöffnung wurden Sichelträger mit in der Gehbahnebene liegendem Zugband gewählt. Die Sichelträger sind an den verjüngten Enden vollwandig und kragen über beide Pfeiler aus. An der Landseite sind die vollwandigen Träger der 20 m-Öffnung gelenkig angeschlossen, und an der Wasserseite ruht einseitig die bewegliche Brücke auf dem Kragenteil. Das Gesamtgewicht der Anlage beträgt 346,0 t; hiervon entfallen auf die feste Brücke 314,5 t und auf die bewegliche Brücke 31,5 t.

*) Bautechn. 1930, Heft 53/54, S. 782 u. ff.

Da der sehr rege Verkehr im Zollkanal durch die Montage nicht gestört werden durfte, wurde die nachstehend beschriebene Aufstellungsart gewählt.

In der Hauptöffnung wurden zwei Behelfsjoche gerammt, so daß hier drei Durchfahrten von je etwa 28 m entstanden, von denen jeweils eine ganz kurze Zeit gesperrt werden konnte. Die Joche wurden gegen das Anfahren von Fahrzeugen durch 3-pfählige Dalben geschützt. Nachdem in der Werkstatt die Hauptträger vollständig zusammengesetzt und die Nietlöcher aufgegeben waren, wurden versandfähig Stücke bis zu 9,0 t Stückgewicht zusammengepackt und mittels Schuten zur Baustelle befördert.

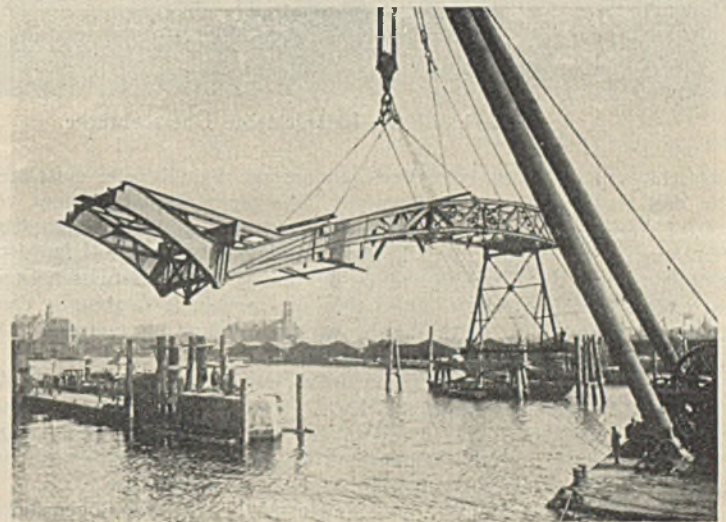


Abb. 3. Überseebrücke: Einsetzen des ersten Bogenstückes.

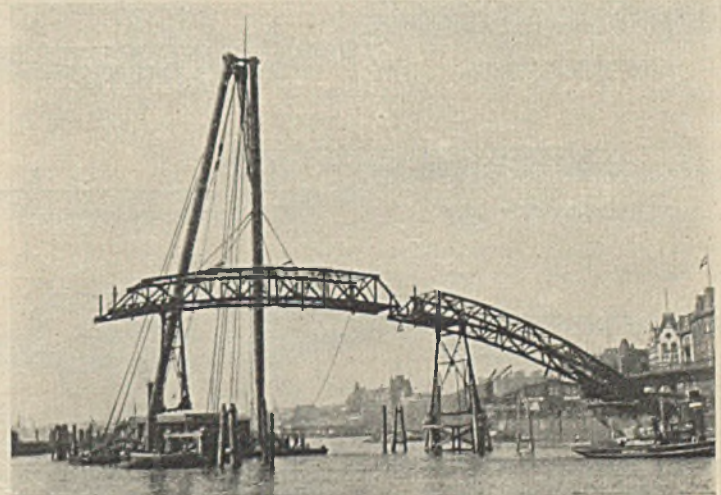


Abb. 4. Montage des zweiten Bogenstückes.

Auf dem etwa 20 m breiten gepflasterten Gelände zwischen Hochbahn und Kaimauer wurde ein etwa 76 m langer Arbeitsplatz hergerichtet (Abb. 2). Die Konstruktionsteile wurden mittels eines Turmkranes ausgeladen und unter einem Portalkran so weit zusammengebaut, daß der Hauptbogen in drei Teilen eingebaut werden konnte. An den beiden zuerst einzubauenden Bogenstücken wurde je eine Pendelstütze gelenkig

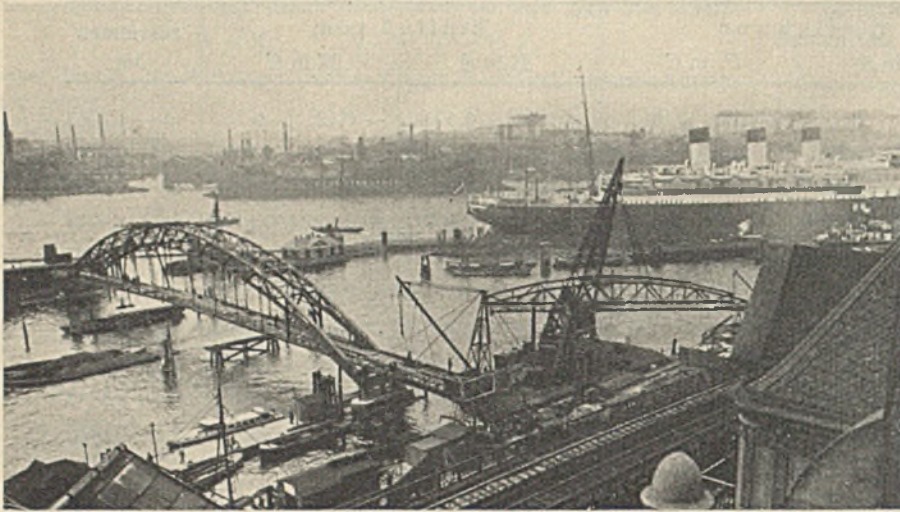


Abb. 5. Einbau der beweglichen Brücke.

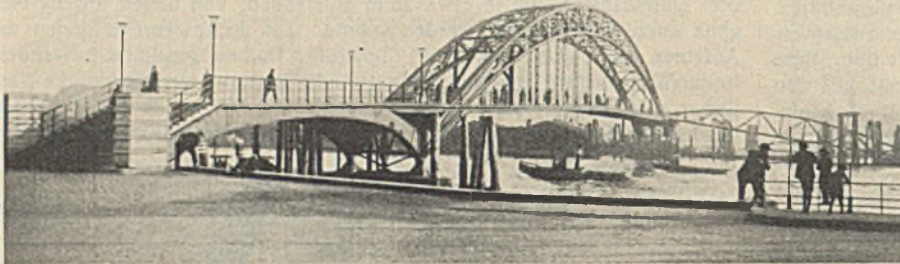


Abb. 6. Die fertiggestellte Überseebrücke.

angeschlossen, die sich beim Verlegen auf die Behelfsjoche aufsetzten. Die drei Hauptteile wurden dann mit Hilfe eines Schwimmkranes von 100,0 t Tragkraft auf die Strompfeller bzw. auf die Behelfsjoche abgesetzt. Für das Einsetzen dieser drei Hauptteile waren der 7., 8. und 9. Mai 1927 festgesetzt, und die Durchfahrt durch den Zollkanal war an diesen Tagen auf einige Stunden gesperrt. Die Fahrzeuge mußten in Begleitung eines Zollbeamten den Weg durch die Nordereibe (Zollgebiet) nehmen. Die Aufstellung wurde planmäßig durchgeführt.

Abb. 3 zeigt, wie das erste Bogenstück mit 96,0 t Gewicht am 7. Mai mit dem Schwimmkran eingesetzt wird. Zuerst wurde die Pendelstütze aufgesetzt und hierauf das feste Auflager auf den ersten Strompfeller. Die genaue Achse und die Höhenkoten waren vorher festgelegt, so daß auch der Anschluß der folgenden Teile genau passen mußte.

Abb. 4 stellt die Montage des zweiten, 85,0 t schweren Bogenstückes dar. Hier wurde zunächst der Anschluß an das erste Bogenstück durch Dorne und Schrauben hergestellt und dann die Pendelstütze abgesetzt.

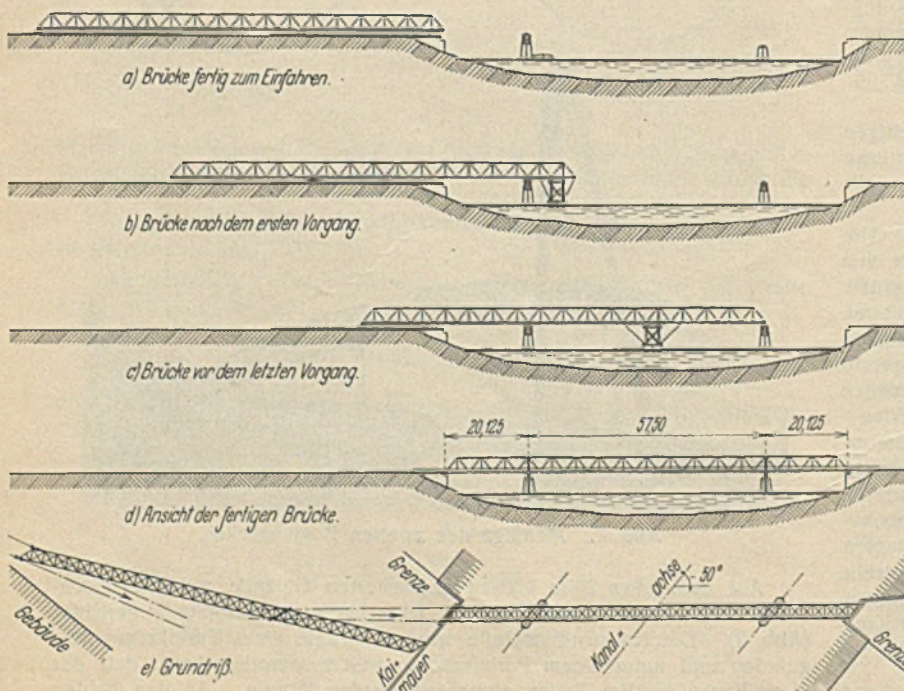


Abb. 7a bis e. Montage der Müggenburger Kanalbrücke.

An den Enden der Bogenstücke waren zuvor Arbeitspodeste mit Bohlen eingebaut und geeignete Gerüsthängeisen für das Verschrauben angebracht. Die eingehängten Träger der 20 m-Öffnung wurden inzwischen mittels des Turmkranes aus der Schute genommen und eingebaut, so daß eine Verbindung mit dem landseitigen Widerlager geschaffen war.

Das dritte, 66,0 t schwere Bogenstück wurde beim Einbau auch zunächst mit dem mittleren Bogenteil verbunden und dann auf den Strompfeller abgesetzt. An Stelle der beweglichen Auflager wurden vorerst Eichenholzstapel verlegt.

Im Anschluß hieran wurden die Hängestangen, das Zugband mit Gehbahngerippe und der untere waagerechte Verband eingebaut, und zwar wurden diese Teile gleich aus der Schute hochgezogen. Inzwischen wurde auch auf dem Arbeitsplatz die bewegliche Brücke vollständig zusammengebaut und vernietet. Bevor die Stöße der Bogengurtungen vernietet und das Zugband geschlossen werden konnte, wurde die ganze Konstruktion nochmals genau ausnivelliert. Hierbei zeigte es sich, daß die eine Pendelstütze um 30 mm und die andere um 45 mm gehoben werden mußte. Wahrscheinlich hatten die Joche, die je mit 110,0 t belastet waren, etwas nachgegeben. Nachdem die Bogen entsprechend angehoben waren, konnten die Nieten im letzten Zugbandstoß ohne Aufreiben der Löcher eingebracht werden. Dann wurden die Pendelstützen frei gemacht, die beweglichen Lager untergebaut und die Pendelstützen entfernt. Am 21. 6. 27 wurde die bewegliche Brücke im Gewicht von 31,5 t mit Hilfe eines 35 t-Schwimmkranes eingelegt (Abb. 5. An der Hauptbrücke ist inzwischen die eine Pendelstütze bereits ausgebaut, während von der anderen der Rest entfernt und verladen wird. Mit dem Anbringen der Geländer wird begonnen.) Anschließend wurde die Gehbahn betoniert und mit Platten belegt. Am 1. 10. 27 wurde die Brückenanlage dem öffentlichen Verkehr übergeben. Abb. 6 zeigt die fertige Brücke.

Entwurf und Ausführung stammen von der Firma H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., Hamburg. Die Arbeiten wurden unter der Oberleitung von Oberbaurat Baritsch der Abteilung Strom- und Hafenbau der Hamburger Baubehörde durchgeführt.

II. Brücke über den Müggenburger Kanal in Hamburg-Peute.

Anlaß zum Bau dieser Brücke gab ein Geländeankauf der Norddeutschen Affinerie, Hamburg, deren umfangreiche Betriebe sich auf dem Gelände an der Hofstraße zu beiden Seiten des Müggenburger Kanals befinden. Zwischen dem früheren und dem neu angekauften Grundstück war ein öffentlicher Weg, in dessen Verlängerung eine Fußgängerbrücke über den Kanal führte. Um nun das neue Grundstück mit dem alten zu verbinden, trat die Norddeutsche Affinerie einen entsprechend breiten Streifen Gelände am Ende des Grundstückes für einen neuen Weg ab und ließ eine neue Brücke errichten, die dann in Staatseigentum überging. Die Geländeeinteilung am jenseitigen Ufer brachte es mit sich, daß die neue Brücke den Kanal in einem Winkel von 50° kreuzen mußte. Die 3,5 m breite Brücke hat eine Gesamtlänge von rd. 98 m und ist aufgeteilt in zwei Seitenöffnungen von je etwa 20 m und eine Mittelöffnung von etwa 58 m. Die Hauptträger sind als Gerberträger mit eingehängtem Mittelteil ausgebildet. Waagerechte Verbände liegen sowohl in der Obergurtenebene als auch in der Untergurtenebene. Die Auflagerdrücke des oberen waagerechten Verbandes werden durch Portale auf die Auflager übertragen, und zwar an den Landwiderlagern durch einfache Rahmen mit Kopfbändern und über den Strompfeilern durch Streben, die sich außerhalb auf verlängerte Querträger abstützen. Die Gelenke der Hauptträger wurden als Federgelenke ausgebildet. Die Gehbahn wurde in Beton auf Belagprofilen mit einer Asphaltenschicht ausgeführt. Außerhalb der Hauptträgeruntergurt sind Konsolen für Gas-, Wasser- und Kabelrohre angeordnet.

Da der Schiffsverkehr in dem Kanal durch die Montage nicht behindert werden durfte, wurde die Brücke an Land fertig zusammengebaut und in drei Etappen über den Kanal geschoben bzw. gezogen. Die Abb. 7 zeigt die einzelnen Vorgänge.

Die auf dem Grundstück stehenden Gebäude ließen den Zusammenbau der Brücke in der Verlängerung der endgültigen Achse nicht zu. Die Brücke wurde daher in der in Abb. 7e angegebenen Lage zusammengebaut und die Gleise für die Verschiebewagen derart verlegt, daß die Brücke nach dem ersten Verschiebevorgang in die endgültige Achse eingebracht war. Die Fahrachsen durften nicht parallel verlegt werden, sondern ihr Abstand mußte sich beim ersten Wagen vergrößern und beim letzten Wagen verkleinern. Um das Gewicht der Brücke während

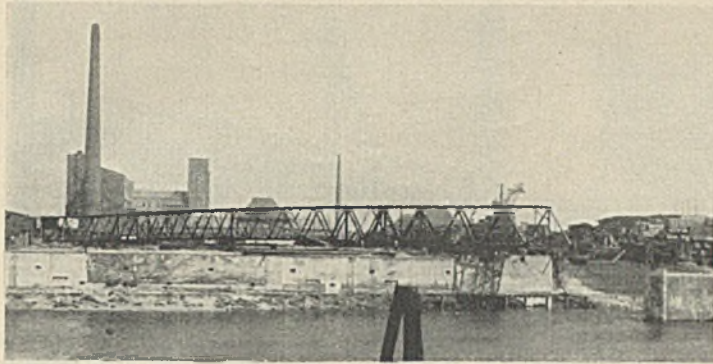


Abb. 8. Fertig zusammengebaute Brücke vor der Verschiebung.

des Einfahrens so gering wie möglich zu halten, wurden die Belagprofile und die Geländer erst nach dem Einfahren eingebaut. Trotzdem mußten auf Grund der statischen Untersuchungen einige Schrägen durch angeklebte C-Profile gegen Ausknicken gesichert werden, während die Anschlüsse von vornherein stark genug ausgebildet waren.

Beim ersten und zweiten Vorgang erhielt der Wagen eine Last von 52 t, die sich auf vier Räder verteilte.

Abb. 8 zeigt die an Land fertig zusammengenietete Brücke. An den Gelenkpunkten waren zunächst durchgehende Knotenbleche ausgeführt, so daß die Hauptträger kontinuierlich wirkten. Diese Knotenbleche wurden nach dem Überschieben einfach getrennt, wodurch die Gelenke in Tätigkeit traten. Der erste Verschiebevorgang erfolgte mittels einfacher Wagen auf reichlich mit Schwellen unterlegten Eisenbahnschienen. Der erste Wagen wurde so weit zurückgesetzt, daß nach der ersten Etappe vier Felder der Hauptträger über den ersten Strompfeller hinausragten. In dieser Lage wurde die Brücke auf dem ersten Strompfeller und auf



Abb. 9. Nach der zweiten Verschiebung.

dem Baugelände durch Holzstapel unterstützt und der erste Wagen in die in Abb. 7b gezeigte Stellung gebracht. Für das weitere Einfahren wurde außer dem Wagen eine Schute mit einem eingebauten Gerüst verwendet. Da der Wasserstand des Müggenburger Kanals von Ebbe und Flut beeinflusst wird, war das Unterbringen der Gerüstschute sehr einfach. Die Höhe des Gerüsts in der Schute war so bemessen, daß letztere bei Niedrigwasser unter die Brücke geschoben werden konnte. Das Verschieben erfolgte durch zwei Kabelwinden, wobei die eingesicherten Züge einerseits am hinteren Ende der Brücke und andererseits an der Kaimauer befestigt waren. Die seitliche Führung wurde durch seitlich angebrachte Seilzüge reguliert. Die Brücke mußte bei dieser Verschiebung einen Weg von 48 m zurücklegen. Die Verschiebung selbst erforderte eine Zeit von 18 Minuten. Abb. 9 zeigt die Brücke nach dem zweiten Vorgang, sie ist bereits in richtiger Lage, jedoch muß das Fallen des Wasserspiegels abgewartet werden, damit die Brücke auf die vorbereiteten Holzstapel abgesetzt und die Gerüstschute entfernt werden kann. Inzwischen wurden über dem ersten Strompfeller Hebeböcke unter die Hauptträger gebracht, damit das Anheben beim Versetzen des Wagens



Abb. 10. Ansicht der fertiggestellten Brücke.

reguliert werden konnte und die Brücke nicht auf der ganzen Länge ohne Zwischenauflager war. Nachdem der Wagen in die Endstellung gebracht war, wurde am nächsten Tage die Gerüstschute an der in Abb. 7c bezeichneten Stelle unter die Brücke gebracht und befestigt.

Die Gerüstschute hatte beim letzten Vorgang eine Last von 46 t aufzunehmen. Da die Selle in der Seitenöffnung den Schiffsverkehr nicht behinderten, wurde die Brücke jetzt mittels einer am jenseitigen Ufer befestigten Kabelwinde herübergezogen und auf die beiden Strompfeller abgesetzt.

Beim Herunterlassen in die endgültige Höhenlage war die Brücke nur durch die Strompfeller unterstützt, die Seitenöffnungen kragten hierbei frei aus. Nachdem dann die Lager untergebaut waren, wurden die Knotenbleche an den Gelenkpunkten getrennt, so daß die Gelenke wirksam wurden. Anschließend wurden die Belagprofile aufgebracht und die Geländer montiert.

Das Gesamtgewicht der Brücke beträgt 76 t St 37 und 1,3 t Stahlguß.

In Abb. 10 ist die fertige Brücke wiedergegeben, im Hintergrund sieht man noch die alte Brücke, an deren Stelle die neue in Benutzung genommen wurde.

Abb. 11 zeigt einen Durchblick durch die Brücke.

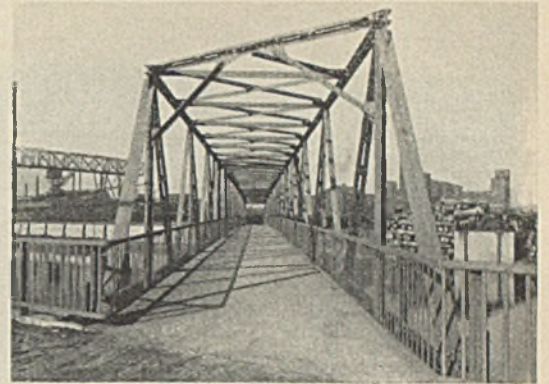


Abb. 11. Durchblick.

Entwurf und Ausführung entstammen der Firma H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., Hamburg.

Die Bauaufsicht hatte Baurat Elgnowski von der Strom- und Hafenbauabteilung der Baubehörde Hamburg.

III. Straßenbrücken über Bille und Billekanal.

In Billwärder Ausschlag, dem südöstlichen Teil von Hamburg, werden die über die vielen Wasserstraßen führenden, veralteten Holzbrücken nach und nach durch Stahlbrücken ersetzt, und bei Anlage weiterer Straßenzüge werden von vornherein neue Stahlbrücken gebaut, wenn auch an einigen Stellen noch nicht in der endgültigen Breite. Die Möglichkeit der Verbreiterung wird aber stets berücksichtigt. Durch diese Brückenneubauten darf der rege Schiffsverkehr nach den zahlreichen Industrieanlagen nicht behindert werden.

Nachstehend soll nun gezeigt werden, wie eine Anzahl Straßenbrücken ohne Gerüste mit einfachsten Geräten in sehr kurzer Zeit montiert wurden. Die Anlieferung der Konstruktionsteile erfolgte auf dem Wasserwege. Da hierbei die Abmessungen und Gewichte der einzelnen Teile auf die Transportmöglichkeit keinen Einfluß hatten, wurden in der Werkstätte die Teile bis zu einem Stückgewicht von 28 t zusammengenietet und dadurch die Nietarbeit an den Baustellen verringert.

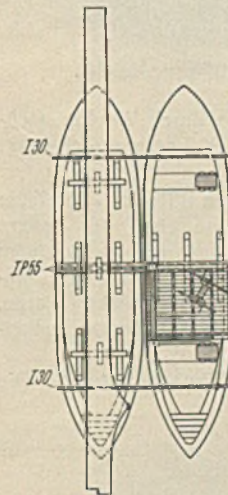
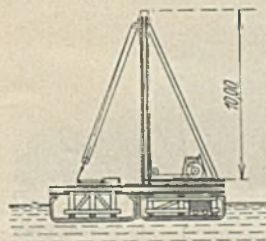


Abb. 12. Transport- und Mastschute.

Die Hauptgeräte für Transport und Montage waren die in Abb. 12 gezeigten Fahrzeuge:

1. eine Transportschute mit eingesetzten Holzböcken zur Auflagerung der Konstruktionsteile und etwa 30 t Ballast (Buckelplatten) und
2. eine Mastschute mit einseitig aufgestelltem, 10 m hohem Standbaum für Lasten bis zu 30 t, zwei auf dem Boden quer fahrbare Ausgleichgewichte von je 8 t und etwa 12 t Ballast (Buckelplatten).

Beide Schuten konnten leicht verbunden werden, so daß beide gemeinschaftlich die Last des Standbaumes aufnehmen konnten. Zu diesem Zweck waren auf jeder Schute zwei nebeneinanderliegende IP 55 befestigt, die durch Laschen biegefest miteinander verbunden wurden. Auf der Mastschute lagen diese Träger unmittelbar unter dem Standbaum, und auf der Transportschute dienten sie als Unterlage für die Konstruktionsteile. Außerdem wurden die Schuten an beiden Enden durch quer über sie gelegte I 30 miteinander verbunden.

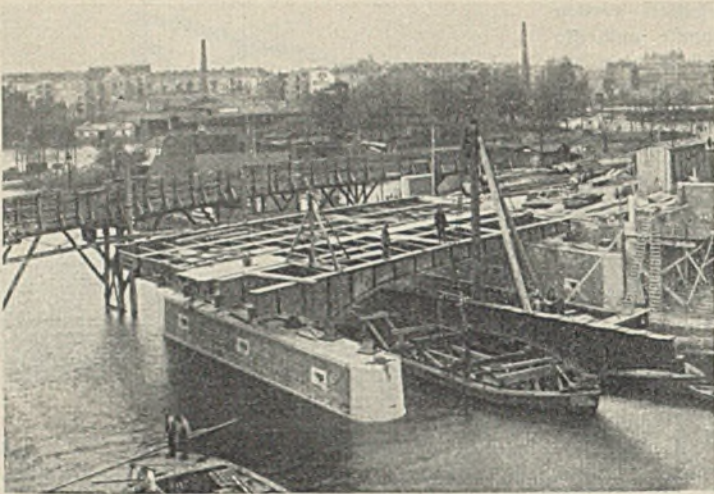


Abb. 13. Billekanal-Brücke im Zuge des Billhornerdeichs; Montage.

Auf der Transportschute wurden die Hauptträger flachliegend zur Baustelle befördert. Die Träger konnten aufrecht nicht transportiert werden, da viele Brücken mit geringen Durchfahrthöhen zu passieren waren. An der Baustelle angekommen, wurde die Transportschute mit der Mastschute verbunden, wobei der Tiefgang der Mastschute durch die fahrbaren Gewichte reguliert wurde. Der Träger wurde dann mit Hilfe des Stand-

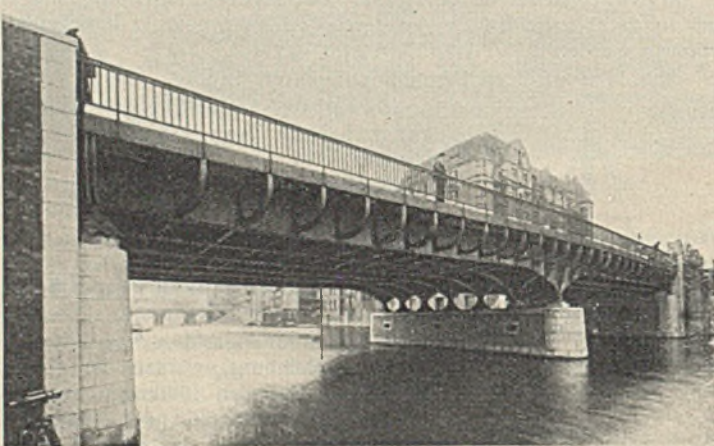


Abb. 14. Billekanal-Brücke im Zuge des Billhornerdeichs.

baum aufgerichtet, wobei zunächst an den Enden durch Winden nachgeholfen wurde, und anschließend hochgezogen, um 90° herumgeschwenkt und auf die vorher verlegten Auflager gesetzt.

In Abb. 13 ist die Montage einer Brücke über den Billekanal im Zuge des Billhornerdeichs wiedergegeben. Sie zeigt, wie eben der äußere Hauptträger im Gewicht von 26 t hochgekantet ist und nun hochgezogen werden soll. Nachdem dann auch in der anderen Öffnung die eingehängten Träger montiert, die Querträger eingebaut und gerichtet waren, wurden die bis dahin als Ballast in den Schuten verbliebenen Buckelplatten aufgebracht.

Abb. 14 zeigt die fertige Brücke während der Probelastung. Die

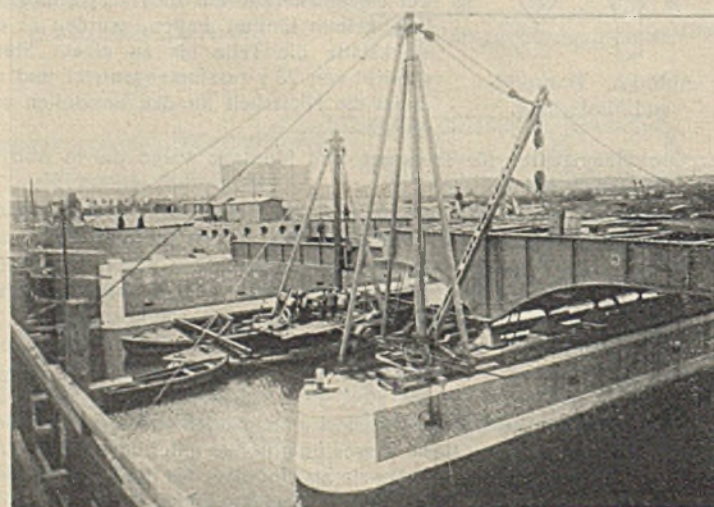


Abb. 15. Gustav-Kunst-Straßenbrücke über die Bille; Montage.



Abb. 16. Gustav-Kunst-Straßenbrücke über die Bille.

Stützweite beträgt zweimal etwa 23 m und die Gesamtbreite 20 m. An Baustoff wurden 331 t St 37 und 19,1 t Stahlguß verwendet.

In ähnlicher Weise wurden zwei Brücken im Zuge der neu angelegten Gustav-Kunst-Straße montiert, und zwar eine Brücke nach Abb. 15 u. 16 über die Bille mit zweimal 27,2 m Stützweite und vorläufig 13 m Gesamtbreite und eine gleichartige über den Billekanal mit zweimal 23 m Stützweite und 16,6 m Gesamtbreite. Die Hauptträger dieser beiden Brücken sind als Träger auf drei Stützen ausgebildet. Mit Rücksicht auf die Länge wurden für jeden Hauptträger zwei Montagestöße vorgesehen, so daß sie in drei Teilen angeliefert und montiert werden mußten. Die Mittelteile mit einem Stückgewicht von 11 t wurden zuerst mit einem auf dem Strompfeiler stehenden Schwenkmast aus der Schute genommen und auf die Auflager gesetzt. Hierauf wurden die Seitenteile in der oben geschilderten Weise montiert. Das Mittelteil blieb jedesmal so lange im Zuge hängen, bis ein Seitenteil angeschlossen war. Abb. 16 zeigt das Hochziehen eines Seitenteiles von der Schute aus. Erst nachdem sämtliche Hauptträger vollständig montiert waren, wurden die Stöße genietet. Das Gesamtgewicht der Billebrücke beträgt 292 t und das der Billekanalbrücke 267 t.

Zwei Straßenbrücken und zwei Eisenbahnbrücken über die Reiherstiegsschleusen wurden in ähnlicher Weise montiert. Abb. 17 veranschaulicht die Montage des ersten Hauptträgers.

Zwei genau gleiche Straßenbrücken über den Billekanal im Zuge der Großmannstraße und der Schurzallee, deren Stützweite 37,2 m beträgt und deren Hauptträger als versteifte Stabbogen ausgeführt sind, wurden in der folgenden Weise montiert:

Zunächst sollten die vollwandigen Balken der Hauptträger und die Querträger verlegt werden. Da die ersteren aber die Last der Querträger bei der Stützweite von 37,2 m nicht aufnehmen konnten, wurde in der Mitte des Kanals in den Hauptträgerachsen je ein vierpfähliger Hilfsbock gerammt, die nach beendeter Montage wieder entfernt wurden. Ein einzelner Hilfsbock hatte zeitweilig eine Last von 90 t aufzunehmen. Nachdem zunächst der Endquerträger auf die vorher verlegten festen Auflager abgesetzt war, wurden die Balkenteile und Querträger mit Hilfe der Mastschute montiert.

Jeder Hauptträgerbalken wurde in zwei Teilen angeliefert, wobei der Montagestoß etwa 4 m aus der Mitte lag. Die längsten Teile mit einem Stückgewicht von 28 t wurden zuerst hochgezogen und auf die festen Auflager einerseits und auf die Hilfsböcke andererseits abgesetzt. Hierauf wurde zur besseren Aussteifung zunächst ein Querträger eingebaut. Die Querträger hatten 18,5 m Länge und ein Stückgewicht von 15 t. Anschließend

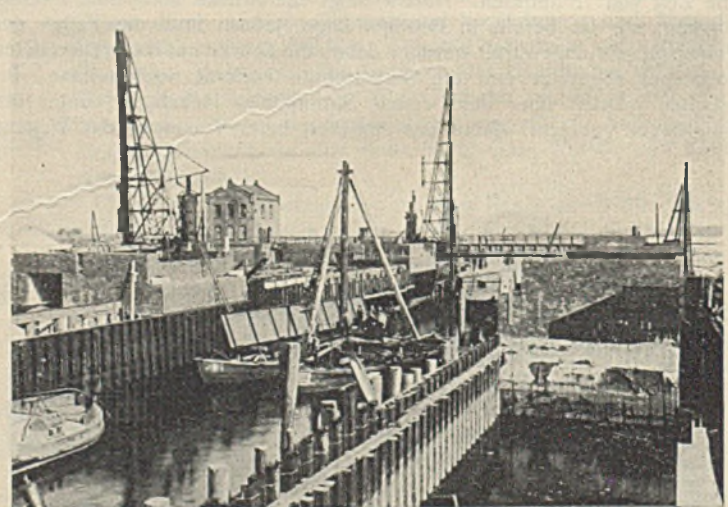


Abb. 17. Brückenmontage bei den Reiherstiegsschleusen.

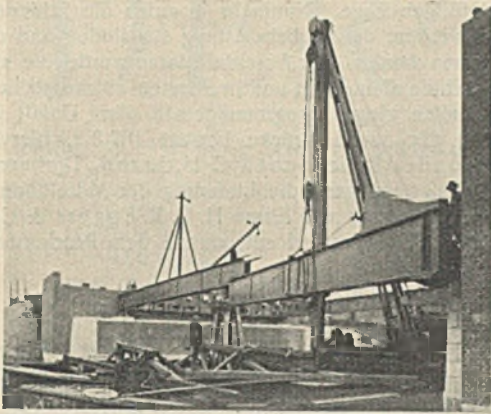


Abb. 18. Billekanal-Brücke; Montage eines Hauptträgers.

wechselnd, von den Widerlagern beginnend, hochgezogen, damit die Hauptträger möglichst gleichmäßig belastet wurden.

Die Abb. 18 u. 19 zeigen diesen Teil der Brückenmontage.

Der oben beschriebene Holzmast war inzwischen durch einen Stahlmast ersetzt worden. Die beweglichen Lager wurden vorerst noch nicht untergebaut, sondern zunächst Holzstapel verlegt. Erst nachdem auch die Bogen montiert und die Hauptträger vollständig vernietet waren, wurde die Brücke einseitig angehoben und die beweglichen Lager untergebaut. Bei dieser Gelegenheit wurden die Holzstapel von den Hilfsböcken entfernt und damit die Brücke auf der ganzen Länge freigelegt. Anschließend wurden mit einfachem Schwenkmast die Längsträger und Buckelplatten eingebaut und vernietet. Nachdem inzwischen auch die

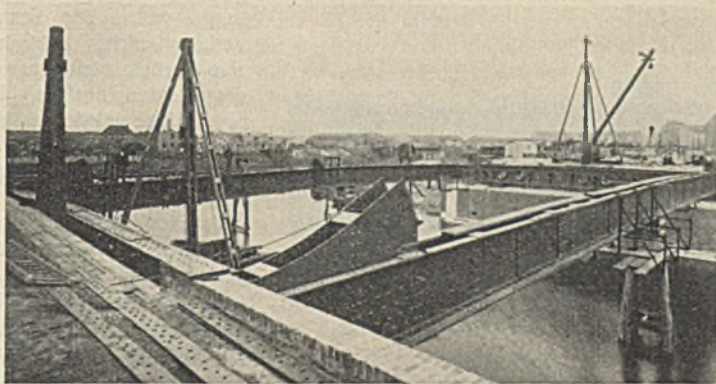


Abb. 19. Billekanal-Brücke; Montage der Querträger.

Geländer angebracht waren, konnte die Fahrbahndecke aufgebracht werden. Abb. 20 zeigt eine der fertigen Brücken während der Belastungsprobe, die Hilfsböcke sind hier bereits wieder entfernt.

Diese beiden Brücken wurden mit einem Zwischenraum von zwölf Tagen gleichzeitig montiert (da dieselbe Mastschute für beide Baustellen verwendet werden sollte) und erforderten zusammen eine Montagezeit von 42 Tagen. Das Gesamtgewicht beträgt 681,0 t, hierin sind enthalten 382,8 t St 48 für die Haupt- und Querträger, 279,0 t St 37 für Längsträger, Abdeckung und Geländer und 19,2 t Stahlguß für die Lager.



Abb. 20. Billekanal-Brücke im Zuge der Großmannstraße.

Die jetzt 18,5 m breiten Brücken können durch Anbringen von Konsolen außerhalb der Hauptträger auf eine Gesamtbreite von 29 m gebracht werden.

Ausgeführt wurden die hier genannten Brücken von der Firma H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., Hamburg, unter Aufsicht der III. Ingenieur-Abteilung der Hamburger Baubehörde.



Abb. 22. Auswechslung der Eisenbahnbrücke über die Bille; der letzte Hauptträger wird hochgezogen.

IV. Brückenauswechslungen.

Viele Eisenbahnbrücken, die den neuen Belastungsvorschriften nicht mehr genügen und bei denen eine Verstärkung nicht angängig ist, werden nach und nach durch neue Brücken ersetzt. Vielfach werden auch bei dieser Gelegenheit die Stützweiten vergrößert oder sonstige wesentliche Veränderungen vorgenommen, die sich durch die veränderten Verkehrsverhältnisse auf den unterführten Straßen, Wasserläufen oder Eisenbahnstrecken ergeben. Die Bauarbeiten, die während des Betriebs auszuführen sind, werden von mancherlei Schwierigkeiten begleitet. Besonders das Auswechseln der alten gegen die neuen Brücken, das vielfach in sehr

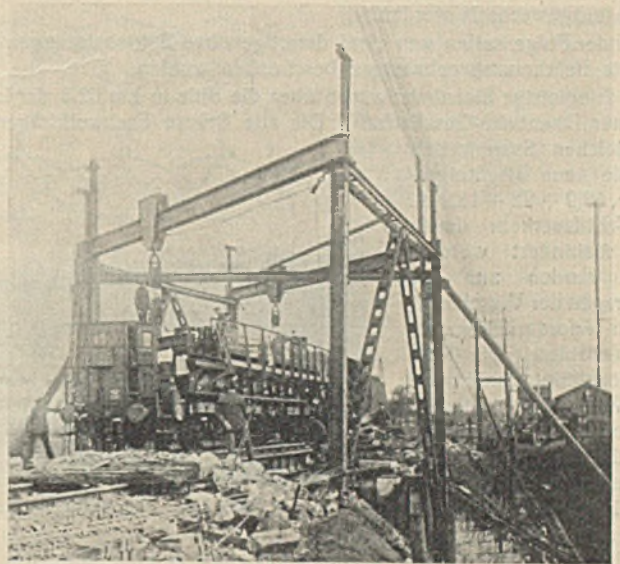


Abb. 21. Auswechslung einer Eisenbahnbrücke.

kurzen Zuggapausen zu erfolgen hat, erfordert stets gründliche Vorbereitungen. Wenn bei zweigleisigen Strecken jedes Gleis über einen besonderen Überbau führt, können in den meisten Fällen Weichen eingebaut und der Verkehr in beiden Richtungen über eine Brücke geleitet werden. Die alte Brücke kann dann ausgebaut und verladen werden. Nach Überholung oder Erneuerung der Widerlager kann die neue Brücke eingebaut werden, ohne Störungen im Betrieb zu verursachen. Die Bauteile können mittels Eisenbahnwagen angeliefert und auf dem unterbrochenen Gleis entladen werden. Kleinere Brücken in zweigleisigen Strecken werden



Abb. 23. Die Brücken vor der Auswechslung.

zweckmäßig mittels Eisenbahnkrane ausgewechselt, indem die alte auf einen bereitgestellten Eisenbahnwagen gesetzt und die neue fertig angelieferte Brücke vom Eisenbahnwagen aus eingesetzt wird. In den meisten Fällen genügt hierfür eine kurze Zuggapause. An Stelle der Eisenbahnkrane finden auch vielfach Hubgerüste mit Laufkatzen Anwendung. Abb. 21 zeigt eine solche Auswechslung, wobei die zum Heben

benutzten Winden auf der Brücke befestigt waren. Die Gerüstpfosten waren hier mit Galgen versehen, an denen die Katzenträger und Längsverbindungen hochgezogen wurden.

Ist jedoch die Strecke eingleisig oder ist für zwei Gleise nur ein Überbau vorhanden, so muß die neue Brücke zunächst neben der alten

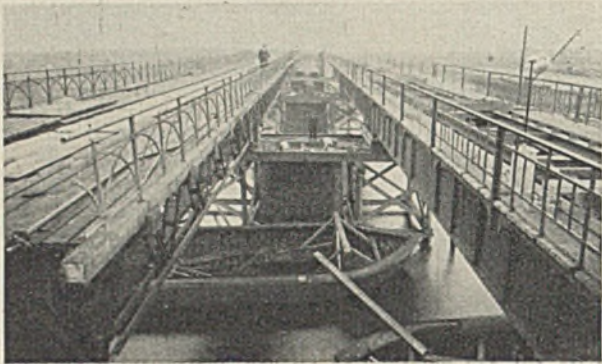


Abb. 24.

Die alte Eisenbahnbrücke über die Bille ist um 5,5 m verschoben.

oder in deren Nähe montiert und dann in einer Zugpause gegen die alte Brücke ausgewechselt werden.

In der Folge sollen nun zwei derartige ohne Betriebsstörungen durchgeführte Brückenauswechslungen beschrieben werden.

a) Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Bille in km 62,3 der Lübeck-Büchener Eisenbahn-Gesellschaft. Die alte Brücke (Fachwerkträger) hatte die gleichen Spannweiten wie die neue Blechträgerbrücke, 18,9 + 22 + 18,9 m. Der Schiffsverkehr durfte nicht behindert werden. Daher wurden nur die zum Tragen der Verschiebebahnen erforderlichen Gerüste errichtet. Die Konstruktionsteile wurden auf dem Wasserwege angeliefert und die Hauptträger mit Hilfe der früher bereits erwähnten Montagefahrzeuge hochgezogen und auf die Verschiebebahn gelegt.



Abb. 25. Die neue Eisenbahnbrücke über die Bille ist eingefahren.

Aus Abb. 22 (Aufnahme vom 3. November 1929) ist ersichtlich, wie gerade der letzte Hauptträger im Gewicht von 18 t hochgezogen wird. Anschließend wurden die Verbände eingebaut und von angehängten Gerüsten aus vernietet. Abb. 23 veranschaulicht die Lage der Brücken unmittelbar vor der Auswechslung. Das Auswechseln war auf einen Sonntag (24. November) festgesetzt, und zwar stand die Zeit von 12⁰⁰ bis 21⁰⁰ Uhr zur Verfügung. Die Probelastung mußte in dieser Zeit mit vorgenommen werden. Die Verschiebungen erfolgten auf kleinen Wagen mit je zwei Walzen von 100 mm Durchmesser. Nachdem der letzte Zug die alte Brücke passiert hatte, wurden die Schienen gelöst, die Brücke mit den vorher angesetzten Hebezeugen an allen acht Auflagern gleichzeitig angehoben und die Verschiebewagen untergesetzt. Hierauf wurde die alte Brücke mit Hilfe von vier ebenfalls vorher angebrachten Flaschenzügen um etwa 5,5 m seitlich verschoben. Abb. 24 (Aufnahme vom 24. November) zeigt den Zustand nach der Verschiebung der alten Brücke. Nun wurden die Nuten für die Rippen der neuen Auflager in die Auflagersteine gestemmt und gleichzeitig die Seilzüge und Kabelwinden an die bereits auf den Wagen stehende neue Brücke befestigt, anschließend die neuen Lager verlegt, die neue Brücke in die endgültige Lage gezogen und auf die Lager abgesetzt. Diese Arbeiten waren bis 17⁰⁰ Uhr erledigt. Abb. 25 (Aufnahme vom 25. November) zeigt die

neue Brücke in der endgültigen Lage. Nunmehr konnten die Schienenverbindungen hergestellt werden, die Probelastung stattfinden und die Brücke in Betrieb genommen werden. Im Anschluß daran wurde die alte Brücke mit Hilfe der Mastschute abmontiert und in Schuten abtransportiert. Die gesamten Montagearbeiten gingen programmgemäß ohne Unfall vor sich. Das Gesamtgewicht der neuen Brücke beträgt 167,3 t, hiervon lieferte die Firma Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund, die Seitenöffnungen mit 122,3 t, während die Lieferung der Mittelöffnung mit 45,0 t und die gesamte Montage der Firma H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., Hamburg, oblag. Der Entwurf entstammte dem Brückenbau-



Abb. 26. Eisenbahnbrücke über den Elbe-Trave-Kanal; nach der ersten Verschiebung der Brücke.

büro der Lübeck-Büchener Eisenbahn-Gesellschaft, Lübeck. Die Oberaufsicht hatte Oberbaurat Mühradt.

b) Eisenbahnbrücke über den Elbe-Trave-Kanal bei Dalldorf, eine Fachwerkbrücke von 48 m Stützweite mit oberen und unteren waagerechten Verbänden. Die Strecke ist eingleisig, jedoch sind die Widerlager von vornherein für zwei Überbauten hergestellt worden. Dieser Umstand war bestimmend für die gewählte Art der Auswechslung, wobei der Schiffsverkehr nicht behindert, also Gerüste nicht verwendet werden durften. Die alte Brücke wurde zunächst in einer Zugpause um 5,5 m seitlich verschoben und das Gleis entsprechend verschwenkt, nachdem zuvor an einer Seite eine Weiche eingebaut worden war. Die neue Brücke wurde in der endgültigen Achse auf dem

Bahnkörper mittels eines Portalkrans zusammengebaut und dann in zwei Arbeitsgängen über den Kanal gezogen. Die erste Verschiebung erfolgte auf Transportwagen, bis drei Felder frei über den Kanal ragten. Hierauf wurde eine mit einem geeigneten Gerüst versehene Schute mit Wasserballast belastet und unter das zweite Feld gebracht. Durch Auspumpen des Wassers erhielt die Schute so viel Auftrieb, daß die Brücke vom ersten Wagen abgehoben wurde. Die Brücke wurde dann mit einer Kabelwinde über den Kanal gezogen. Abb. 26 zeigt die alte und die neue Brücke nach der ersten Verschiebung, die Gerüstschute kurz vor dem Unterschieben. Auf Abb. 27 ist die Schute unter der Brücke festgemacht und die Brücke bereits in Bewegung. Die Schute wurde mit Wasserballast wieder frei gemacht und die Brücke auf die Auflager abgesetzt. In gleicher Weise wurde die alte Brücke ausgebaut. Das Gesamtgewicht der neuen Brücke beträgt 155,0 t St 52.

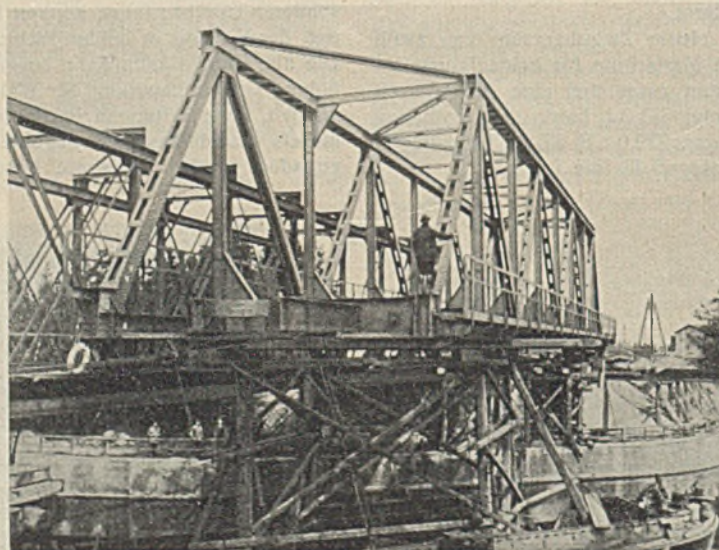


Abb. 27. Blick auf die Brücke über den Elbe-Trave-Kanal nach der ersten Verschiebung.

Lieferung und Montage wurde von der Firma H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., Hamburg, unter Aufsicht der Reichsbahndirektion Altona ausgeführt.

INHALT: Berechnung der Ringversteifungen dünnwandiger Hohlzylinder. — Interessante Brückenmontagen an der Wasserkante.

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