

# DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 20. Mai 1932

Heft 22

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Nietverbindung. Neue Erkenntnisse aus Dauerversuchen. Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

### I. Analyse der Spannungen.

Jede Umlenkung oder Unterbrechung des stetigen Kraftflusses durch scharfe Querschnittsübergänge, Einkerbungen und Bohrungen hat örtliche Störungen in der Spannungsverteilung — Spannungsstauungen oder Spannungsspitzen — zur Folge, die bei der üblichen Festigkeitsrechnung im allgemeinen unberücksichtigt bleiben und im praktischen Konstruktionswesen durch die Sicherheitszahl gedeckt werden, bei der Auswertung von Dauerversuchen jedoch berücksichtigt werden müssen. So kann beispielsweise die Annahme gleichmäßiger Spannungsverteilung über die Querschnitte der auf Zug beanspruchten Flachstäbe im Bereich der durch Kerben oder Bohrungen entstehenden Störungszonen zu irreführenden Ergebnissen führen.

Für den einfachen Fall des mit einer kreisrunden Bohrung vom Halbmesser  $a$  versehenen und in einer Richtung auf Zug mit der gleichmäßigen Spannung  $p$  beanspruchten Flachstabes liegt eine analytische Lösung der Spannungsverteilungsaufgabe vor<sup>1)</sup>. Unter der Voraussetzung, daß das Hookesche Gesetz gilt, die Stabbreite gegenüber dem Lochdurchmesser als unendlich groß, der Spannungszustand näherungsweise als ein ebener angesehen werden darf, liefert die Airysche Spannungsfunktion, die bezogen auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem der Gleichung:

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0,$$

in Polarkoordinaten der Gleichung

$$\left( \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2}{\partial \varphi^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} \right) \left( \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial \varphi^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial F}{\partial r} \right) = 0$$

genügt, und lautet:

$$F = \frac{p}{4} \left( r^2 - 2a l_n r - \frac{(r^2 - a^2)^2}{r^2} \cos 2\varphi \right),$$

die Normalspannungen  $\sigma_r$  und  $\sigma_t$  sowie die Schubspannungen  $\tau_{rt}$  eines Scheibenelementes mit den Polarkoordinaten  $r$  und  $\varphi$  (vgl. Abb. 1)

$$\sigma_r = \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial \varphi^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial F}{\partial r} = \frac{p}{2} \left[ 1 - \frac{a^2}{r^2} + \left( 1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\varphi \right]$$

$$\sigma_t = \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} = \frac{p}{2} \left[ 1 + \frac{a^2}{r^2} - \left( 1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\varphi \right]$$

$$\tau_{rt} = -\frac{\partial}{\partial r} \left( \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial F}{\partial \varphi} \right) = -\frac{p}{2} \left[ 1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right] \sin 2\varphi.$$

Hieraus ergeben sich die Spannungen längs der Achsschnitte

$\varphi = 0$	$\varphi = \frac{\pi}{2}$
$\sigma_r = \frac{p}{2} \left( 2 - \frac{5a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right)$	$\sigma_r = \frac{3p}{2} \left( \frac{a^2}{r^2} - \frac{a^4}{r^4} \right)$
$\sigma_t = \frac{p}{2} \left( \frac{a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right)$	$\sigma_t = \frac{p}{2} \left( 2 + \frac{a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right)$
$\tau_{rt} = 0$	$\tau_{rt} = 0$
am Lochrande ( $r = a$ )	
$\sigma_r = 0$	$\sigma_r = 0$
$\sigma_t = -p$	$\sigma_t = +3p.$

Im Abstände  $\infty$  ist im waagerechten Mittelschnitt  $\sigma_r = 0, \sigma_t = +p$ , im senkrechten Mittelschnitt  $\sigma_r = +p, \sigma_t = 0$ .

Der Lochrand weist zwei Zugzonen und zwei Druckzonen auf, wobei die größte Zugspannung  $+3p$ , die größte Druckspannung  $-p$  beträgt. Für die vier singulären Punkte ist

$$\sigma_t = \frac{p}{2} (2 - 4 \cos 2\varphi) = 0,$$

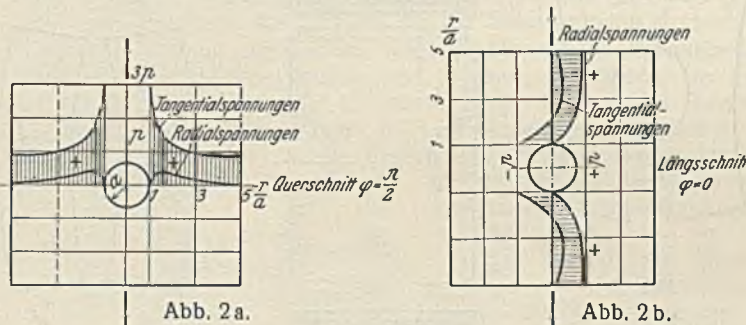
<sup>1)</sup> Kirsch, Z. d. VdI 1898, Bd. 42, S. 797; Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik. Leipzig und Berlin 1922. Teubner Verlag. Bd. V, 4. Aufl., S. 347.

woraus folgt

$$\cos 2\varphi = \frac{1}{2}$$

$$\varphi = 30^\circ.$$

Die Radial- und Tangentialspannungen längs der Mittelschnitte  $\varphi = 0$  und  $\varphi = \frac{\pi}{2}$  sind in Abb. 2 a u. b dargestellt. Man erkennt daraus, daß die Spannungsstörung sich auf eine verhältnismäßig kleine Zone beschränkt. Der Verlauf der Hauptkraftlinien ist aus Abb. 3 zu ersehen.



Die Kerbziffer  $k = 1 - \frac{p}{\max \sigma}$  errechnet sich zu 0,67%. Sie gibt an, in welchem Verhältnis die gleichmäßig verteilte Anstrengung ( $p$ ) vermindert werden muß, damit eine als zulässig erachtete Anstrengungsgrenze ( $\sigma_{zul}$ ) nicht überschritten wird. Für endliche Stabreiten sind die angegebenen Formeln nicht mehr streng gültig und unter Berücksichtigung der geänderten Randbedingungen zu berichtigen. Auf Grund der Annahme, daß die Spannungsstörung in einiger Entfernung vom Lochrande ( $\frac{r}{a} > 3$ ) nicht mehr wesentlich ist, haben Leon und Wilhelm<sup>2)</sup> Näherungsformeln aufgestellt und für endliche Stabreiten  $b = 2r_1$  die Kerbziffer

$$k = 16,67 \left( 4 - \frac{2a}{r_1} - \frac{a^2}{r_1^2} - \frac{a^3}{r_1^3} \right) \%$$

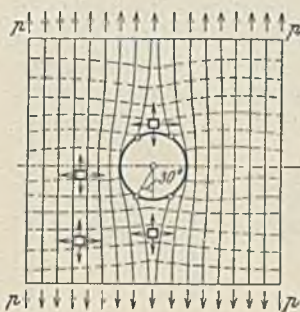


Abb. 3.

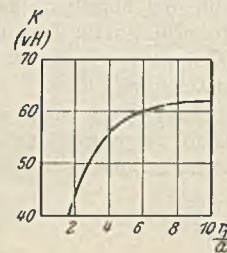


Abb. 4.



Abb. 5.

gefunden. Das Verhältnis Stabbreite zu Lochgröße spielt hiernach eine bedeutende Rolle. Bei dem im Vergleich zur Stabbreite kleinen Loch erscheint der Spannungsaufstieg zu  $\max \sigma$  steiler als bei starker Querschnittsverwächung und kleinem nutzbaren Stabquerschnitt. Abb. 4 zeigt die Kerbwirkung im gelochten Zugstab in Abhängigkeit von der Stabbreite.

Ein anschauliches Näherungsverfahren zur Berechnung der Lochrandspannungen ist folgendes: Man denkt sich den Stab (Abb. 5) durch einen senkrechten Mittelschnitt in zwei Hälften geteilt, wobei sich der in Abb. 6 dargestellte Verformungszustand der Halbscheiben ergibt. Um den Zusammenhang wiederherzustellen, sind in den verbogenen Schnittflächen die von der einen Hälfte auf die andere wirkenden Spannungen als äußere Kräfte anzubringen, die die Schnittflächen in die senkrechte Lage zurückbiegen und beim Zusammenrücken der Halbscheiben den

<sup>2)</sup> Mitteilungen des K. K. technischen Versuchsamtes Wien. 1914. Bd. 3, S. 33.

Spalt schließen. Die Gleichgewichtsbedingungen für die Viertelscheiben ABCD (Abb. 7) ergeben

$$\begin{aligned} Z_1 &= P, \\ Z &= D, \\ Z &= \frac{P e_1}{e}. \end{aligned}$$

Die Zusammensetzung der Resultierenden der Randspannungen ergibt eine Mittelkraftlinie mit einem Wendepunkt. Wird der Störungsbereich auf eine Breite  $b = 4a$  und eine Höhe  $8a$  des Flachstabes begrenzt, so ergibt sich die größte Zugspannung am Lochrande im Schnitt BC

$$+ \max \sigma = + 3 p,$$

die größte Druckspannung am Lochrande im Schnitt CD

$$- \max \sigma = p.$$

Das gleiche Verfahren, auf einen Flachstab mit halbkreisförmigen Kerben (Abb. 8) angewandt, liefert als größte Zugspannung im Kerbgrunde

$$+ \max \sigma = 3 p$$

und als größte Querspannung im senkrechten Mittelschnitt

$$+ \max \sigma = p.$$

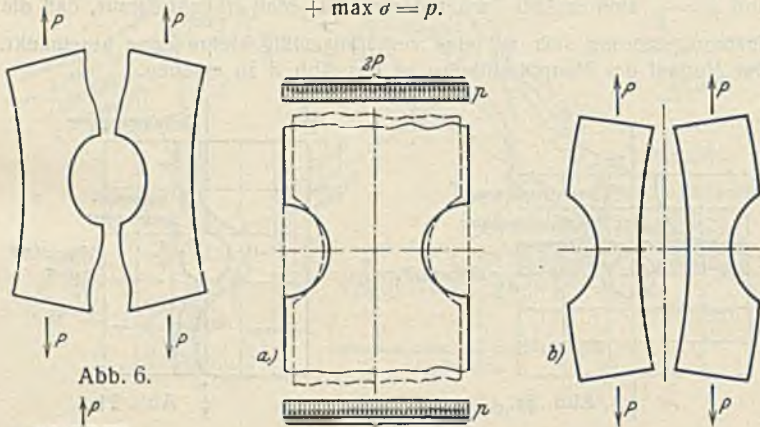


Abb. 6.

Abb. 8.

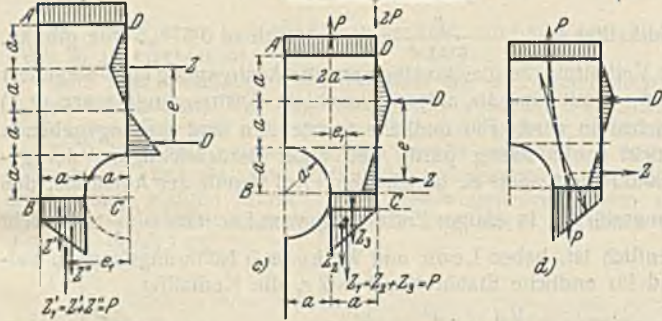


Abb. 7.

Mit Hilfe der photoelastischen Methode hat Coker den in Abb. 9 dargestellten Verlauf der Kraftlinien nachgewiesen. Die Zugkraftlinien weisen Wendepunkte auf, die anzeigen, daß dort die Querspannungen ihr Vorzeichen wechseln. Die größte Zugspannung am Lochrande wurde zu  $3,5 p$ , die größte Querspannung im senkrechten Mittelschnitt zu  $0,8 p$  gefunden.

Die Spannungsverteilung wird noch ungünstiger, wenn der Flachstab durch zwei entgegengesetzt belastete und durch die Bohrungen gesteckte

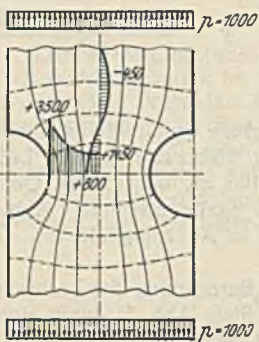


Abb. 9.

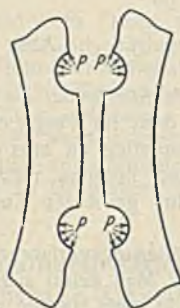


Abb. 11.

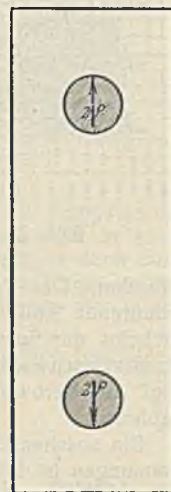


Abb. 10.

Bolzen gespannt wird (Abb. 10). Dies geht schon aus der größeren Verformung der Halbscheiben infolge des außermittigen Kraftangriffs hervor (Abb. 11). Nach der Stabmitte zu tritt ein allmählicher Ausgleich der Spannungen ein, wenn der Abstand der Bolzen hinreichend groß gewählt wird. Vom Lochrande aus verteilt sich der Bolzendruck strahlenförmig im Stabkopf (Abb. 12a), der als geschlossener Halbrahmen aufgefaßt

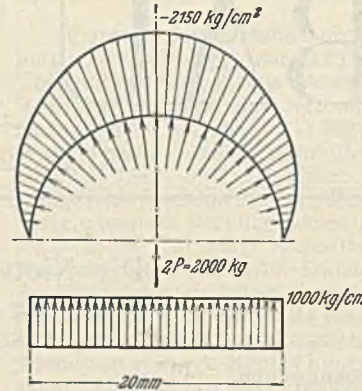


Abb. 12a.

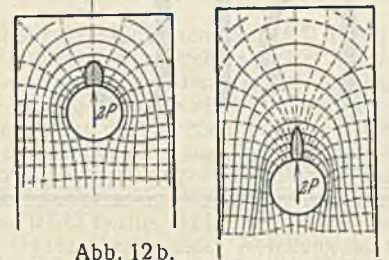


Abb. 12b.

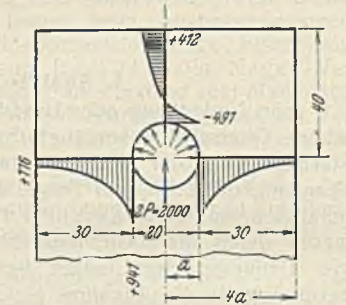


Abb. 13.

werden kann. Die von dem Bolzen ausgeübte Druckbelastung wird durch Druckgewölbe auf Zugseile übertragen, die das Loch umfassen. Dabei entsteht als örtliche Störungszone der Druckkern, der in Abb. 12b schraffiert angegeben ist. Die Körperelemente des Druckkerns sind allseitigem Druck unterworfen, der Spannungszustand in Kernmitte nähert sich dem hydrostatischen. Während der Bolzen anfangs nur an einem verhältnismäßig kleinen Teil der Lochwand anliegt, bildet sich durch elastisches Nachgeben eine Ausgleichzone vor dem Bolzen, die wie ein kraftverteilendes Polster wirkt.

Die in Abb. 13 gezeichneten Verteilungsflächen der Normalspannungen in den Mittellängs- und Mittelquerschnitten wurden von E. G. Coker und Rühl bestimmt<sup>3)</sup>. Für  $b : a = c : a = 4 : 1$  ergab sich eine größte Zugspannung  $\max \sigma = 941 \text{ kg/cm}^2$  am seitlichen Lochrande, bei einer Bolzen-

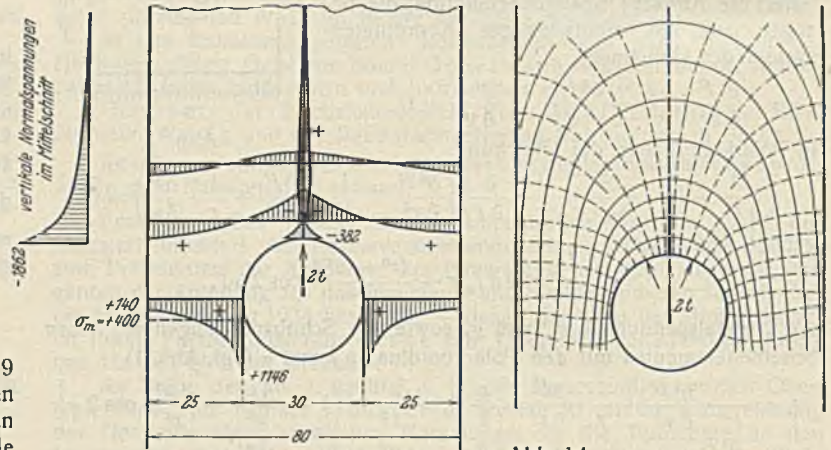


Abb. 14.

kraft  $2P = 2000 \text{ kg}$  entsprechend einem als gleichmäßig verteilt angenommenen Lochwanddruck  $\sigma_l = \frac{2P}{2a} = 1000 \text{ kg/cm}^2$  und einer auf den (vollen) Stabquerschnitt gleichmäßig verteilten Spannung von  $\left(\frac{250}{333}\right) \text{ kg/cm}^2$ . Die größte Lochrandspannung ist also  $3,76 p$  bzw.  $2,82 p'$ . In guter Übereinstimmung mit den Cokerschen Ergebnissen fand Stoltenburg<sup>4)</sup> aus Dehnungsmessungen für  $b : a = 8 : 3$  die Spannungserhöhung am seitlichen Lochrand  $+ \max \sigma = 4,58 p$  bzw.  $2,86 p'$  (Abb. 14). Unter Begrenzung des Spannungsstörungsbereichs auf ein den Bolzen seitartig umschließendes Band (Abb. 15) erhält man für die Abmessungen  $b = 8a, c = 3a$  nach Beke<sup>5)</sup> die Randspannungen im waagerechten Schnitt 1—1

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= + 4,27 \sigma_0 \\ \sigma_1' &= + 0,17 \sigma_0 \end{aligned}$$

und im Schnitt 2—2

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= - 1,13 \sigma_0 \\ \sigma_2' &= + 1,53 \sigma_0. \end{aligned}$$

<sup>3)</sup> Coker, The Distribution of stress due to a rivet in a plate. Engng. 1931, I, S. 440.

<sup>4)</sup> Stoltenburg, Dissertation an der Technischen Hochschule der Freien Stadt Danzig. 1926. Der singuläre Punkt im Kraftfeld einer Zuglasche und seine Bedeutung zur Bestimmung der Nietkraftanteile. 1928.

<sup>5)</sup> Beitrag zur Berechnung der Spannungen in Augenstäben, Eisenbau 1921.

Die nach Beke errechneten Spannungsverteilungsflächen sind in Abb. 15 a dargestellt und mit den von Coker-Rühl nachgewiesenen Spannungen verglichen<sup>6)</sup>.

Eine überschlägige Berechnung mit Hilfe der Formeln für den geschlossenen Rechteckrahmen (Abb. 16) liefert:

$$\sigma_1 = 4,1 \sigma_0$$

$$\sigma_2 = 1,3 \sigma_0$$

Aus der Vorstellung des den Bolzen seilartig umfassenden Bandes (Abb. 17) hat Schwedler ein Verfahren für die Berechnung und Bemessung von Niet- und Schraubenverbindungen entwickelt, wonach die Scherspannung der Niete und eingepaßten Schrauben 8/10, ihr Lochleibungsdruck das Zweifache der zulässigen Zug- und Biegungsspannung der anzuschließenden Teile erreichen darf. (Schwedler, „Über Nietverbindungen“. D. Bauztg. 1867, S. 451 ff. Hertwig, „Johann Wilhelm

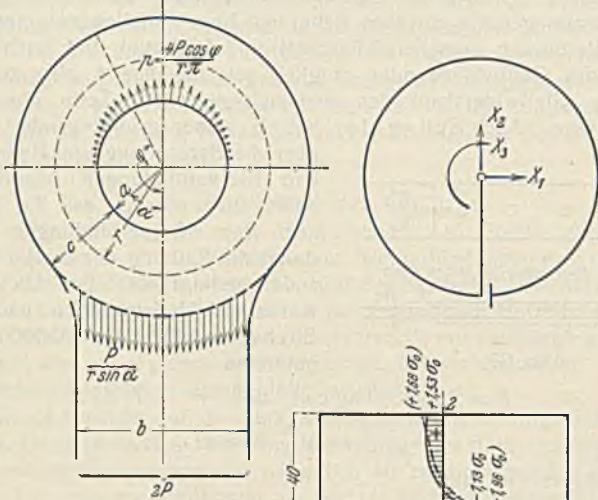


Abb. 15.

Schwedler, Sein Leben und sein Werk mit Wiedergabe der wichtigsten theoretischen Arbeiten und der hauptsächlichsten Konstruktionen. Herausgegeben im Auftrage der Akademie des Bauwesens<sup>6a)</sup>.)

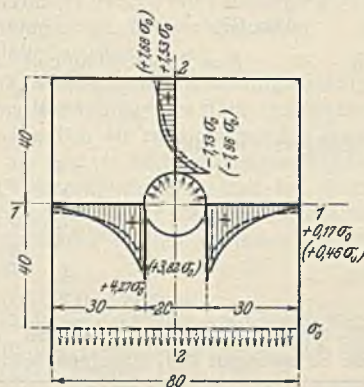


Abb. 15a.

Der bisher vorausgesetzte ebene Spannungszustand gilt nur für starre Bolzen. Wird die elastische Nachgiebigkeit der Bolzen berücksichtigt, so hat man es mit einem räumlichen Spannungszustand zu tun. Dabei sind zwei Fälle zu unterscheiden: Der Bolzen ist an den Enden frei drehbar gelagert (Abb. 18a) oder eingespannt (beispielsweise in Laschen, Abb. 18b). Die Verbiegung des Bolzens hat eine ungleichmäßige Verteilung der Leibungsdrücke (Abb. 19) zur Folge. Die Biegungsspannung im Bolzen ist abhängig vom Verhältnis Blechdicke zu Bolzendurchmesser ( $\frac{\delta}{d}$ ) und vom Einspannungsgrad.

Nimmt man zunächst entsprechend Abb. 20 an, daß die Pressung bei einer Stabdicke  $2\delta$  und Laschendicke  $\delta$  gleichmäßig verteilt ist, so entsteht ein Biegemoment in Bolzenmitte

$$\max M = P\delta = p\delta^2,$$

dem eine größte Randspannung im Bolzen

$$\sigma_b = \frac{32p\delta^2}{\pi d^3}$$

entspricht.

Für  $p\delta = \frac{\pi d^2}{4} \tau_{zul}$  wird  $\sigma_b = 8 \frac{\delta}{d} \tau_{zul}$  und im Falle  $\delta = 0,4 d$  (Lochleibungsdruck  $2\tau_{zul}$ )

$$\sigma_b = 3,2 \tau_{zul}$$

Die Biegungsspannung würde also bei  $\delta = 0,4 d$  und gleichmäßiger Verteilung der Belastung das 3,2-fache der zul. Scherspannung erreichen.

Durch die Einspannung wird das biegende Moment herabgemindert. Je größer die Steifigkeit des Bolzens und je dünner die Bleche, um so gleichmäßiger die Verteilung der Lochwanddrücke. Je mehr der Bolzen sich verformt, um so mehr nehmen die Lochwanddrücke nach den Abscherflächen hin zu. Bei voller Einspannung elastisch nachgiebiger Bolzen (Abb. 21) konzentrieren sich die Lochwanddrücke an den Stabrändern.

Wird die Zugkraft durch mehrere in der Stabachse hintereinander angeordnete Bolzen auf seitliche Laschen übertragen (Abb. 22), so ist der Anteil der einzelnen Bolzen an der Kraftübertragung ungleich. Hierbei können wieder zwei Grenzfälle unterschieden werden:

1. Stab und Laschen elastisch, Bolzen starr. Die Kraft wird durch die äußeren Bolzen allein übertragen, die zwischenliegenden bleiben spannungslos.
2. Stab und Laschen starr, Bolzen elastisch. Die Zugkraft verteilt sich gleichmäßig auf alle Bolzen.

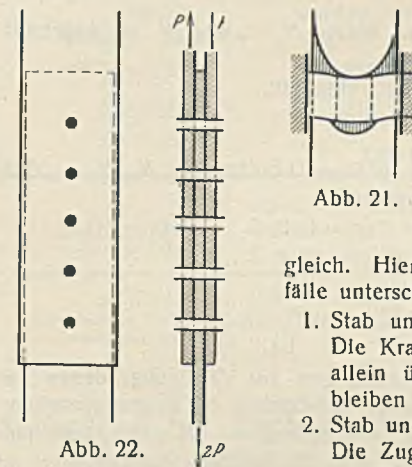


Abb. 21.

Unter der Voraussetzung, daß Stab, Laschen und Bolzen gleiches elastisches Verhalten zeigen, lassen sich mit vereinfachenden Annahmen Formeln für die Kraftverteilung herleiten, indem die Bolzen als biege- feste Stäbe aufgefaßt werden, die mit den Laschen und dem Zugstab gelenkig verbunden sind. Die Stabverbindung ist beim Bolzen  $n$ -fach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größen können die Kräfte eingeführt werden, die zwischen zwei aufeinander folgenden Bolzen im Stab wirken. In dieser Weise hat H. Petermann für eine Zugstoßverbindung (Querschnittsverhältnis Stab: Laschen 2:1) die nachstehend angegebenen Anteile an einer Zugkraft  $P=1$  errechnet:

3 Bolzen		5 Bolzen	
Bolzen Nr.	Anteile	Bolzen Nr.	Anteile
1	0,35	1	0,26
2	0,30	2	0,17
3	0,35	3	0,14
		4	0,17
		5	0,26

Die Rechnungsergebnisse wurden durch Versuche bestätigt<sup>7)</sup>, solange die Spannungen unterhalb der Elastizitätsgrenze bzw. Streckgrenze lagen. Bei höheren Spannungen tritt eine Annäherung an die beiden oben genannten Grenzfälle ein, je nachdem die Beanspruchung der Bolzen oder die der Stäbe und Laschen zuerst die Streckgrenze erreicht bzw. überschreitet. Die Tatsache der ungleichmäßigen Verteilung der Kraft auf einzelnen Bolzen einer Reihe läßt sich auch durch folgende Überlegungen veranschaulichen. Im Stab nehmen die Spannungen nach jedem Bolzen ab, in den Laschen nach jedem Bolzen zu. Jeder Bolzen wird entsprechend dem auf ihn entfallenden Anteil an der Zugkraft auf Biegung und Abscherung beansprucht. Die entsprechenden Verformungen der Bolzen- und Lochwände bedingen eine gegenseitige Verschiebung zwischen

7) A. Hertwig und H. Petermann, „Über die Verteilung einer Kraft auf die einzelnen Niete einer Nietreihe“, Stahlbau 1929, Heft 25, S. 289.

6) Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 255 ff. Berlin 1924. Verlag Jul. Springer.

6a) Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn.

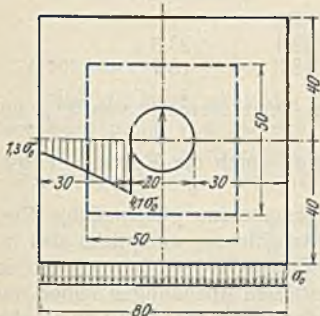


Abb. 16.

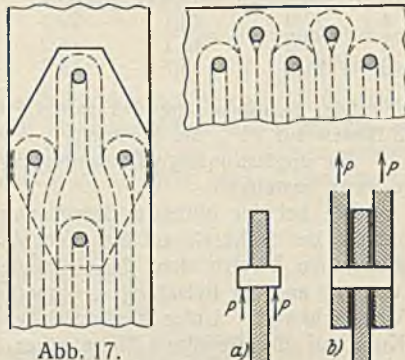


Abb. 17.

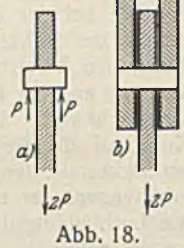


Abb. 18.

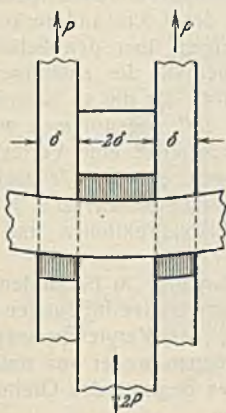


Abb. 19.

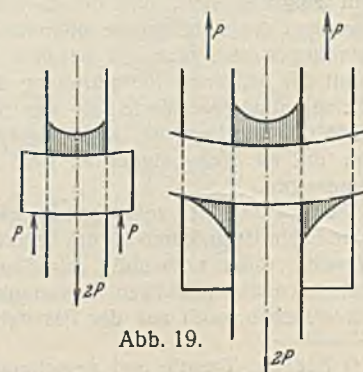


Abb. 20.

Stab und Laschen (Abb. 23). Werden die spez. Dehnungen der Stäbe und der Laschen in den einzelnen Abschnitten entsprechend Abb. 24 aufgetragen, so erhält man zwei Linienzüge, die sich kreuzen. An der Kreuzungsstelle sind die Dehnungen gleich, dort treten also keine relativen Verschiebungen zwischen Stab und Laschen auf. Unterhalb vom Nullschnitt nimmt der Stab die Bolzen mit, diese wirken auf die Laschen; oberhalb davon nehmen die Laschen die Bolzen mit, diese wirken auf den Stab zurück. Werden die Laschen im Vergleich zum Stab dicker

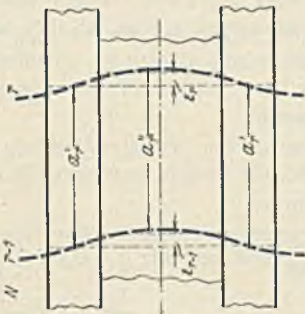


Abb. 23.

gewählt, so rücken die Nullschnitte nach dem Stabende zu, die Relativverschiebungen werden an den Laschenenden größer und damit auch die Anteile der äußersten Bolzen.

Mit den Bezeichnungen

$2S_r'$  = Stabkraft zwischen den Bolzen  $N_{r-1}$  und  $N_r$  im Abschnitt  $r-1$  und  $r$ ,

$S_r''$  = Laschenkraft im gleichen Abschnitt,

$2F'$  = Stabquerschnitt,

$F'$  = Laschenquerschnitt

gelten für die Zugkraft  $2P$ , die sich auf  $(n+1)$  Bolzen ( $N_0, N_1, N_2 \dots N_n$ ) verteilt, die Gleichgewichtsbedingungen:

$$S_r' + S_r'' = P \quad (r = 1, 2, 3 \dots n)$$

$$S_r' - S_{r+1}' = N_r \quad (r = 0, 1, 2 \dots n)$$

wobei

$$S_0' = S_{n+1}' = P$$

$$S_{n+1}'' = S_0'' = 0 \text{ ist.}$$

Insgesamt stehen  $(2n+1)$  Gleichungen zur Verfügung, denen  $2n$  Unbekannte  $S_r'$  und  $S_r''$  und  $(n+1)$  Unbekannte  $N_r$  gegenüberstehen. Zwischen den Kräften  $S_r', S_r''$ , den Verschiebungen  $\epsilon_{r-1}$  und  $\epsilon_r$  bestehen bei gleichen Bolzenabständen  $a$  nach Abb. 25 die Beziehungen:

$$\epsilon_{r-1} - \epsilon_r = \frac{a}{E} \left( \frac{S_r'}{F'} - \frac{S_r''}{F''} \right) = \frac{a}{E} \left( \frac{S_r'}{F'} - \frac{P - S_r'}{F''} \right)$$

Werden die Verschiebungen  $\epsilon_{r-1}$  und  $\epsilon_r$  proportional den Bolzenkräften  $N_{r-1} = S_{r-1}' - S_r'$  und  $N_r = S_r' - S_{r+1}'$  gesetzt, so folgt:

$$\epsilon_{r-1} - \epsilon_r = \frac{N_{r-1}}{x} - \frac{N_r}{x} = \frac{1}{x} (S_{r-1}' - 2S_r' + S_{r+1}')$$

Zur Bestimmung der Kräfte  $S'$  ergibt sich ein System dreigliedriger Gleichungen:

$$S_{r-1}' - \left( 2 + \frac{F' + F''}{F' F''} \cdot \frac{x}{E} a \right) S_r' + S_{r+1}' = - \frac{P a}{F''} \cdot \frac{x}{E} \text{ (9)}$$

worin das Gleitmaß  $x$  (in kg/cm) den reziproken Wert der Verschiebung bezogen auf die Längeneinheit (1 cm) für 1 kg Nietbelastung bedeutet.

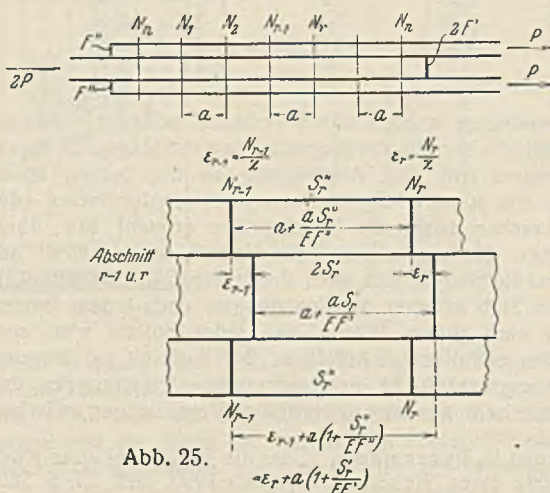


Abb. 25.

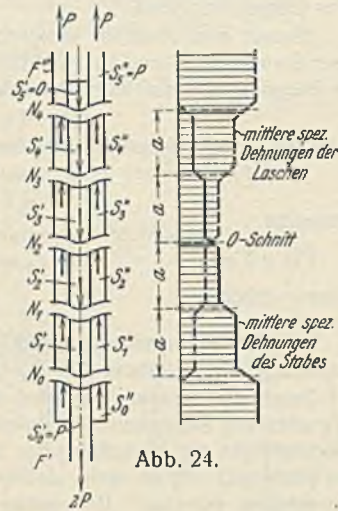


Abb. 24.

Die Auflösung der Gleichungen bestätigt die Abnahme der Bolzenkräfte von den äußeren gegen die mittleren Bolzen. Für  $F' = F''$  sind die Bolzenkräfte zweier gleich weit von der Mitte der Verbindung abstehenden Bolzen gleich groß. Je größer  $x$ , d. h. je unnachgiebiger die Verbindung ist, um so ungleichmäßiger ist die Verteilung.

Die für Bolzen abgeleiteten Gleichungen gelten auch für Nietverbindungen. Die Verbiegung der Nietschäfte ist infolge der Einspannung durch die Nietköpfe kleiner als bei Bolzen (Abb. 26). Außerdem spielt die durch die Klemmwirkung der Niete entstehende Reibung in den Berührungsflächen eine wichtige Rolle. Die unmittelbare Beanspruchung der Niete auf Biegung und Abscherung tritt erst nach Überwindung des Gleitwiderstandes und nach Relativverschiebungen zwischen Laschen und Stab ein, wozu nicht unbedeutliche Kräfte erforderlich sind. C. Bach hat die Ansicht vertreten, daß für die Güte der Nietverbindung der Reibungsschluß, der im Gleitwiderstand zum Ausdruck kommt, maßgebend sei. Der warm geschlagene Niet ziehe sich beim Erkalten zusammen, so daß eine Berührung zwischen Nietschaft und Lochrand erst nach Überwindung des Gleitwiderstandes möglich sei, die Kräfte also zunächst durch den Gleitwiderstand der aneinandergespreßten Teile übertragen werden müsse. Auch Schwedler hat in seiner grundlegenden Arbeit über die Berechnung und Bemessung von Nietverbindungen ausdrücklich darauf hingewiesen, daß die Festigkeit der Nietverbindungen meist durch die Reibung der Bleche aufeinander bedingt sei. Das Gleitmaß  $x$  wurde nach Versuchen Rudeloffs an Blechstößen (Abb. 27) zu 450 000 kg/cm gefunden.



Abb. 27.

Mit  $E = 2\,150\,000 \text{ kg/cm}^2$  und  $F'' = F' = F$

$$\text{wird} \quad \alpha = \frac{F' + F''}{F' F''} \cdot a \cdot \frac{x}{E} = 0,42 \cdot \frac{a}{F}$$

bei  $n$ -nietigem Anschluß

$$\left( F = n \cdot \frac{\pi d^2}{4}, a = 4d \right)$$

$$\alpha = 0,42 \cdot \frac{5,1}{n d}$$

z. B. bei  $\begin{matrix} 3 & 4 & 5 & 6 \\ \alpha = 0,36 & 0,27 & 0,22 & 0,18. \end{matrix}$  Nieten Durchm. 20

Mit diesen Zahlenwerten liefern die dreigliedrigen Gleichungen folgende Belastungen der einzelnen Niete in Hundertteilen der Kraft  $P$ :

$n$	$N_0$	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_4$	$N_5$
3	35,1	29,8	35,1			
4	27,9	22,1	22,1	27,9		
5	23,8	18,1	16,2	18,1	23,8	
6	21,0	15,7	13,3	13,3	15,7	21,0

Die Mehrbelastung des ersten Nietes steigt hiernach von 5% bei 3 Nieten auf 26% bei 6 Nieten.

Die ungleichmäßige Lastverteilung wurde durch die Versuche Findenens bestätigt<sup>9)</sup>.

Die bei der üblichen Berechnung angenommene gleichmäßige Verteilung der Stabkraft auf die Niete eines Anschlusses entspricht also im elastischen Bereich nicht den Tatsachen. Die nach dem Schwedlerschen Vorgang aus der Belastung errechneten mittleren Spannungen haben nur Vergleichswert. Unter Berücksichtigung der ungleichen Verteilung der Kraft auf die einzelnen Niete einer Nietgruppe, der Spannungsspitzen am Lochrande, der mit der Verbiegung der Bolzen verbundenen Spannungserhöhungen, der ungleichmäßigen Verteilung der Lochwanddrücke über die Lochleibungsfläche und der Scherspannungen über den Schaftquerschnitt zeigt es sich, daß örtlich schon innerhalb der zulässigen Anstrengungen die Streckgrenze überschritten wird. Da die so berechneten Verbindungen sich praktisch bewährt haben, darf angenommen werden, daß mit der örtlichen Überschreitung der Streckgrenze eine Verfestigung und eine günstigere Verteilung der Spannungen eintritt. Je mehr ein Werkstoff in der Lage ist, Spannungsspitzen auszugleichen, d. h. je zäher er ist, um so mehr eignet er sich für Stahlkonstruktionen und Nietverbindungen.

Die Kenntnis der verwickelten inneren Vorgänge in belasteten Nietverbindungen ist praktisch für die Berechnung von Nietverbindungen kaum verwendbar, aber notwendig zur Beurteilung des Vergleichsmaßstabes. Die Grenzen der zulässigen Anstrengungen können weder aus statischen Bruchversuchen, noch aus der Feststellung des Beginns des Gleitens im

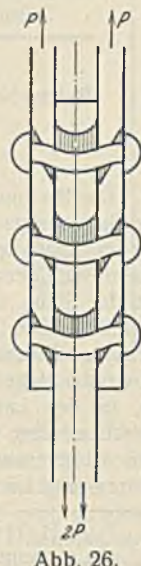


Abb. 26.

<sup>9)</sup> Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 307 ff. Berlin 1924, Jul. Springer.

<sup>9)</sup> Dr.-Ing. Findenens, Versuche über die Beanspruchungen in den Laschen eines gestoßenen Flacheisens bei Verwendung zylindrischer Bolzen. Forschungsarbeit VdI, Heft 229. Berlin 1920.

gewöhnlichen Zugversuch hergeleitet werden. Dagegen lassen sich durch Dauerversuche mit oftmals wiederholten Belastungen die für die praktische Brauchbarkeit maßgebenden Grenzen feststellen, bei denen die Nietverbindungen als Ganzes unter bestimmten Anstrengungsarten sich gerade noch elastisch (federnd) verhalten, so daß unterhalb dieser Grenzen bei einer beliebigen Zahl von Wiederholungen des Lastspiels kein Bruch zu erwarten ist. Örtliche Verformungen müssen in Kauf genommen werden, damit die Verbindungen sich einspielen. Mit wachsender Belastung der Nietverbindungen aus zähen Flußstählen vollzieht sich ein teilweiser Ausgleich der Spannungen, tritt eine Verfestigung durch Kaltrecken ein. Die günstigen Wirkungen zeigen sich darin, daß die Hysteresisschleife infolge der örtlichen Begrenzung der Verformung überlasteter Stellen sich bei oftmaliger Wiederholung der Belastung wieder schließt<sup>10)</sup>.

Wie man die Nietverbindung berechnet, um zu praktisch brauchbaren Konstruktionen zu gelangen, ist an und für sich von untergeordneter Bedeutung. Wesentlich ist, daß damit die gewünschte Sicherheit gewährleistet und ein dauerndes Festbleiben der Verbindungen erreicht wird. Die praktische Brauchbarkeit des von Schwedler angegebenen einfachen Berechnungs- und Bemessungsverfahrens ist für die Aufgaben des Bauingenieurs an zahllosen Bauausführungen, die sich im Betrieb vorzüglich gehalten haben, erwiesen.

### II. Ergebnisse der Versuche.

Zur Nachprüfung der nach den Vorschriften für Stahlbrücken (BE und DIN 1073) berechneten und bemessenen Nietverbindungen sind im Auftrage des Deutschen Stahlbau-Verbandes und der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Prof. O. Graf Dauerversuche mit Prüfkörpern — doppel-schichtige, ein-, zwei-, drei- und vierreihige Nietverbindungen — aus verschiedenen Baustählen durchgeführt worden.

Die in Hinsicht auf die praktische Anwendung wichtigste Aufgabe bei diesen Dauerversuchen war die Feststellung der Dauerfestigkeiten bzw. der Anstrengungsgrenzen, die unendlich oft ertragen werden können, bei denen sich also die Prüfkörper als Ganzes nach oftmaliger Wiederholung der Anstrengung noch elastisch (federnd) verhalten, und bei deren Überschreitung nach einer mehr oder weniger großen Zahl von Wiederholungen der Bruch eintritt. Die Dauerversuche sollten weiterhin Beiträge zur Klärung folgender Fragen liefern:

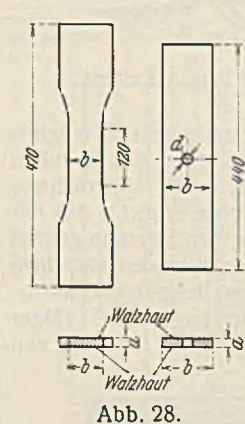
<sup>10)</sup> Schachenmaier, Die Zähigkeit der Flußeisensorten als Sicherheitsfaktor bei Eisenbauten. Vortrag der Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes, Dresden 1922. Bauling. 1922, Heft 24.

1. Wie ist die Nietverbindung zu gestalten, damit die Dauerbruchlast des Stabanschlusses oder Zugstoßes derjenigen des durch die Nietlöcher verschwächten Stabes möglichst nahe kommt?
2. Welche Anforderungen sind mit Rücksicht auf die Nietverbindung an die Werkstoffe zu stellen?

Um die Versuchsergebnisse mit hinreichender Zuverlässigkeit auf die Praxis des Stahlbrückenbaues übertragen zu können, war das Verhalten der Werkstoffe und der damit hergestellten Verbindungen unter Verhältnissen und Bedingungen zu erkunden, die denen der praktischen Anwendung entsprechen, auf jeden Fall aber die maßgebenden Einflüsse deutlich zum Ausdruck bringen.

Zur Beurteilung der Dauerversuche mit Nietverbindungen sind die Ergebnisse der Werkstoffprüfung, der gewöhnlichen Zugversuche mit Prüfkörpern gleicher Abmessungen, sowie der Forschungsarbeiten von Prof. O. Graf über die Dauerfestigkeit von Flachstäben mit Walzhaut, ohne und mit Bohrung heranzuziehen.

Aus Blechabschnitten, die mit den Probekörpern angeliefert und mit den gleichen Kennzeichen versehen waren, wurden nach DIN 1065 in üblicher Weise Streckgrenze  $\sigma_{S0}$  und  $\sigma_{Su}$ , Zugfestigkeit  $\sigma_B$ , Bruchdehnung  $\varphi\%$  und Querschnittsverminderung  $\psi\%$  ermittelt. Rundstäbe mit sorgfältig geschliffener Oberfläche dienten zur Feststellung der Schwingungsfestigkeit in der Schenkschen Dauerbiegemaschine. Zur Bestimmung der Dauerfestigkeitswerte von Flachstäben ohne und mit Bohrung in der Amslerschen Pulsatormaschine wurden von Prof. Graf Stabformen entsprechend Abb. 28 verwendet. Die Werkstoffprüfung des von verschiedenen Walzwerken zur Verfügung gestellten Baustahls St 37 ergab die in Tafel I zusammengestellten Werte.



**Tafel I.**

Stahlsorte	Streckgrenze $\sigma_S$	Zugfestigkeit $\sigma_B$	Bruchdehnung $\varphi\%$	Bruchquerschnittsverminderung $\psi\%$	Schwingungsfestigkeit $D_B$
St 37 verschiedener Herkunft (Abnahmegüte)	2500 bis 3300	3750 bis 4310	23,6 bis 30,8	60 bis 67	2700 bis 3170

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Die neue Usedomer Bäderbrücke bei Zecherin.

Von Regierungsbaurat von Hanffstengel, Berlin.  
(Fortsetzung aus Heft 20.)

Um die Mächtigkeit der tragenden Bodenschichten zu prüfen, wurden im Arbeitsraum von der endgültigen Fundamentsohle aus Bohrlöcher bis zu 3 m Tiefe hinabgetrieben, eine Maßnahme, die bei keiner anderen Gründungsart so genaue und wertvolle Aufschlüsse hätte geben können.

gewählt, dessen Arbeitsraum im Grundriß ringförmig ist und der beim Absenken im Innern des Ringes den gewachsenen Boden stehen läßt (Abb. 11 bis 15). Die Form des Ringes wurde der in Aussicht genommenen Form des Pfeilers angepaßt: Der Senkkasten wurde im Grundriß außen sechseckig. Er

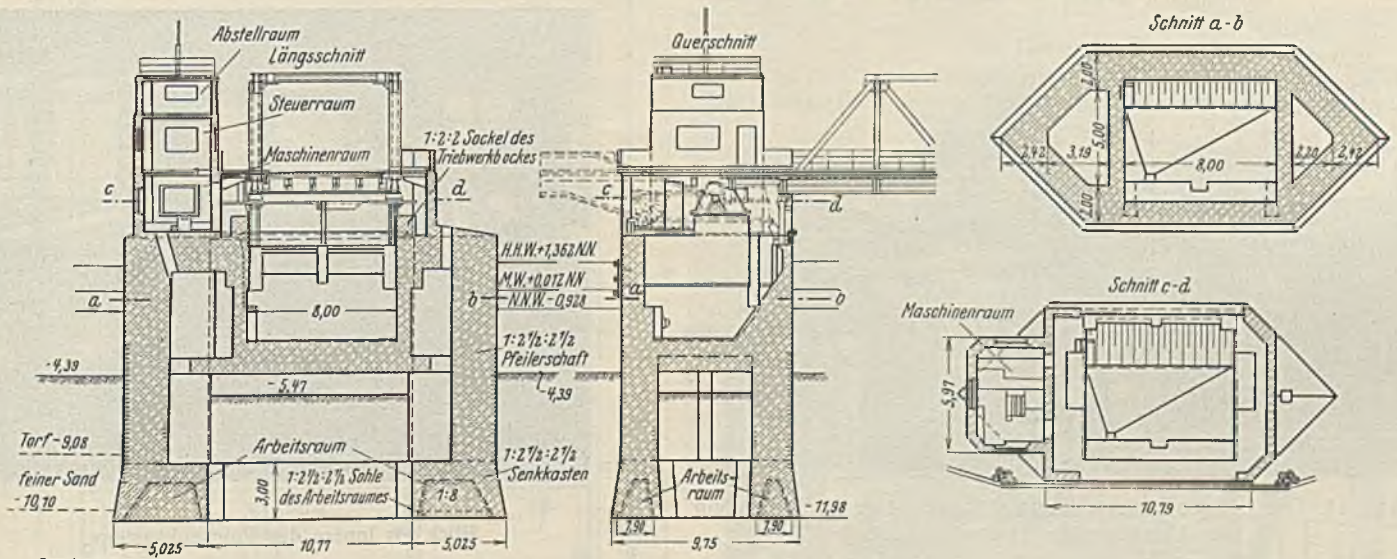


Abb. 12. Klappenpfeiler C.

Während die Pfeiler A, B, D und E den gewöhnlichen, im Grundriß rechteckigen Senkkasten erhielten, wurde zwecks Betonersparnis und wegen des geringeren Bodenaushubes unter Preßluft für den Klappenpfeiler C der Firma Beuchelt & Co. patentierte „Ringsenkasten“ — DRP 520 789 —

wurde an 10 Spindeln von je 60 t Tragkraft aufgehängt, für die übrigen Pfeiler waren 6 Spindeln ausreichend. Mit Rücksicht auf die Größe des Arbeitsraumes wurden 2 Luftschleusen vorgesehen. Das Absenken des Klappenpfeilers geschah in der üblichen Weise, allerdings mußte wegen des ring-

förmigen Querschnittes und der Neuartigkeit der Bauausführung mit besonderer Vorsicht vorgegangen werden. Trotz der Engigkeit in dem nur 1,90 m breiten Arbeitsraum verlief die Bodenförderung ohne Störung. Beim Hochbetonieren des Pfeilerschaftes wurden die 10 Hängestangen, die über dem Scheitel des Hohlringes angeordnet waren, mit einbetoniert. Da der von Ord. — 4,39 bis Ord. — 9,08 vorhandene Moorboden sich unter der

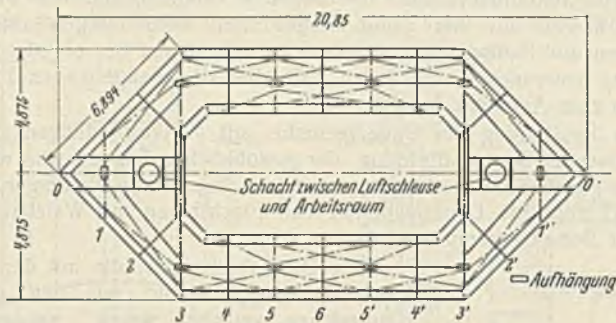


Abb. 11 a. Grundriß des Eisengerippes des Ringsenkastens.

Last des Pfeilers als verhältnismäßig fest erwies, wäre es an sich möglich gewesen, den Senkkasten schon etwa bei Ord. — 6,0 aus den Spindeln auszuhängen. Auf Wunsch des Brückenbauamtes durfte der Unternehmer jedoch die Spindeln noch nicht lösen; hierdurch wurde erreicht, daß der Senkkasten beim weiteren Absenken noch immer an den Spindeln geführt werden konnte und daß an der Spannung, die jeweils an den einzelnen Hängestangen (durch Beklopfen mit einem Hammer) festgestellt wurde, und an der Größe der Durchbiegung der den Pfeiler tragenden I-Träger erschen werden konnte, wo der Senkkasten jeweils schon frei hing und



Abb. 13. Eisengerippe des Ringsenkastens und Absenkerüst im Bau.

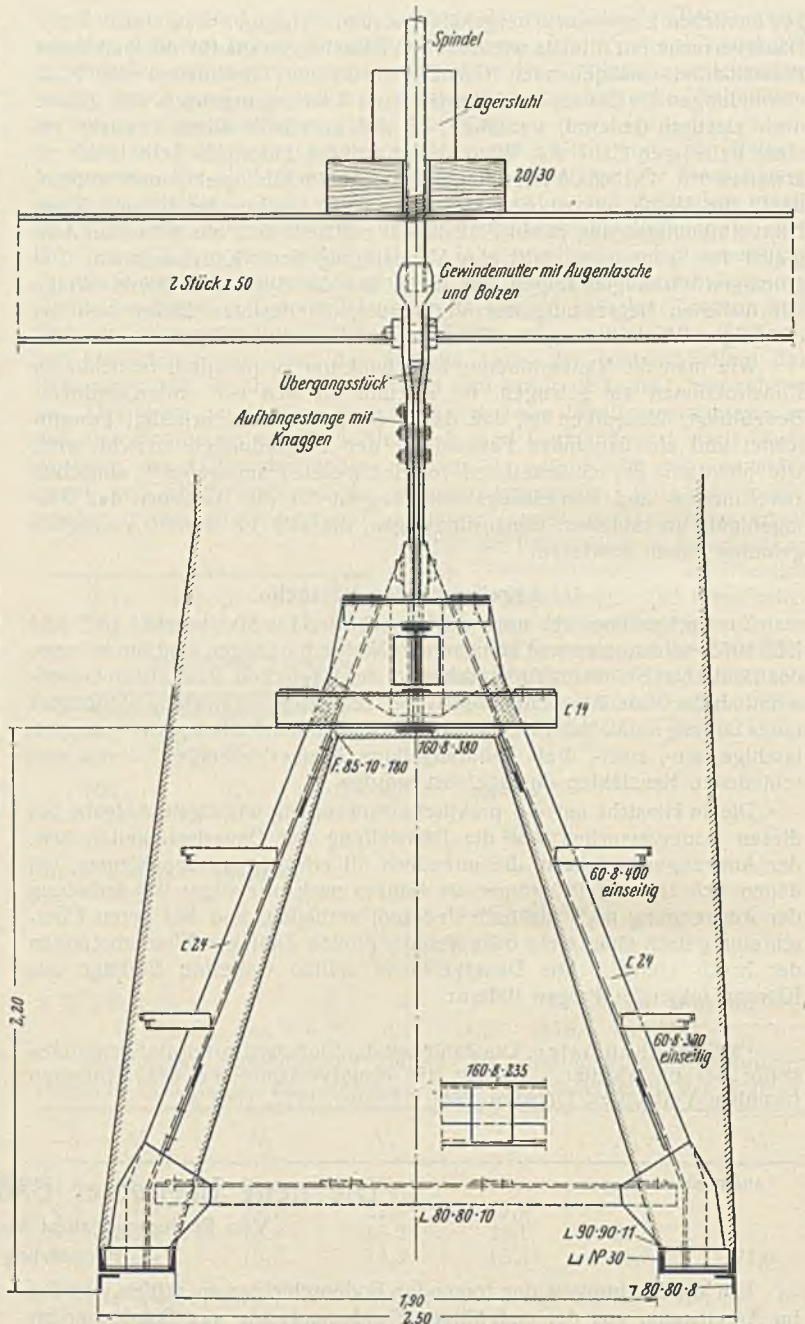


Abb. 11 b. Aufhängung des Ringsenkastens.

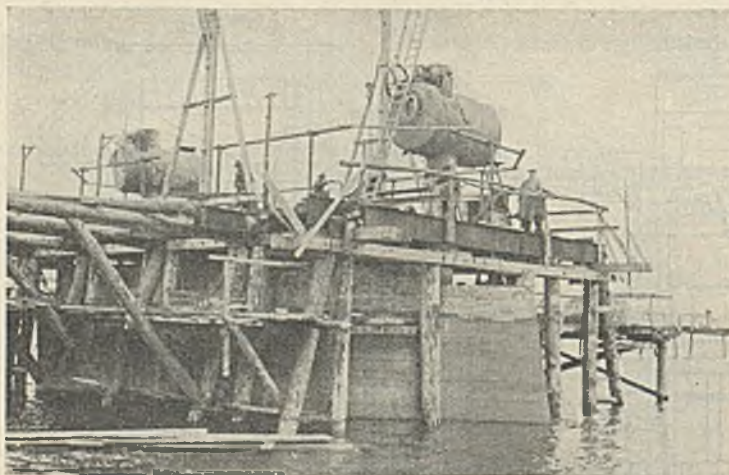


Abb. 14. Der fertig betonierter Ringsenkasten hängt in 10 Spindeln am Absenkerüst (2 Luftschleusen).

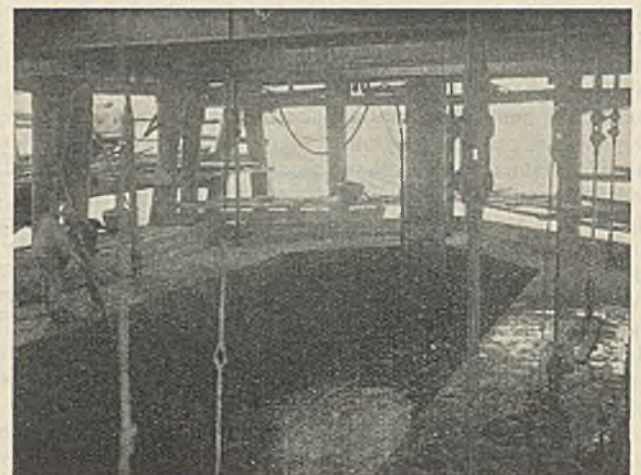


Abb. 15. Blick ins Innere des Ringsenkastens.

wo er noch von dem Boden unter der Schneide getragen wurde. Durch diese Vorsichtsmaßregel sollte dem vorgebeugt werden, daß der Ringsenkasten durch Aufsetzen an der einen und Freischweben an anderer Stelle übermäßig große innere Spannungen auszuhalten hatte bzw. sich schief stellte. Die Schalung für den Hohlraum im Innern des Pfeilers wurde, um das zeitraubende Ein- und Ausschalen zu vermeiden, als „Gleitschalung“

ausgebildet und an den die Spindeln tragenden I-Eisen aufgehängt. Soweit der im Innern stehenbleibende Moorboden über Ord. — 5,50 lag, wurde er mittels Greifer beseitigt. Dann wurde die mit I-Eisen bewehrte massive Decke eingebracht. In ähnlichen Fällen dürfte es sich empfehlen, um die Masse des Pfeilers zu erhöhen, das beseitigte Moor bis zur Decke durch Sandschüttung zu ersetzen. Befindet sich innerhalb des Ringes von vorn-

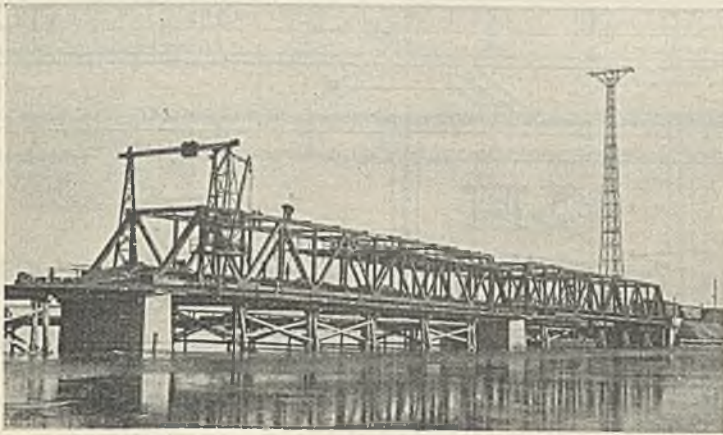


Abb. 19. Zusammenbau der Eisenkonstruktion.

herein an Stelle des Moores gewachsener, tragfähiger Boden, so kann der Raum unter der Decke durch eine besondere Luftsleuse unter Preßluft gesetzt, mit Beton verfüllt und so zum Tragen der Auflast des Pfeilers gesetzt, mit herangezogen werden. Im vorliegenden Falle wurde weder Sand-schüttung noch Beton eingebracht, da das im — frostgeschützten — Hohlraum befindliche Wasser als Kühlwasser für den im Maschinenhaus aufzustellenden Dieselmotor dienen sollte und die Bodenpressung unter dem Ring selbst nicht unzulässig hoch war.

Der obere Teil des Klappenpfeilers enthält den Keller für das Gegengewicht der Klappbrücke. Die Sohle des Kellers liegt 2,67 m unter MW. Da für den Pfeiler wasserdichter Beton gewählt war, erübrigten sich besondere Maßnahmen zur Dichtung des Klappenkellers. Vor und hinter dem Keller sind, wiederum zur Betonersparnis, Hohlräume vorgesehen, die ebenfalls als Kühlwasserraum für den oben erwähnten Dieselmotor dienen.

Die Widerlager (Abb. 16) wurden „schräg“<sup>4)</sup> abgesenkt, das rechte von einem Absenkgerüst aus, das linke von einer ins flache Wasser geschütteten künstlichen Insel.

Pfeiler und Widerlager sind ohne Verblendung ausgeführt; da mit Treibeis nicht zu rechnen ist, erhielten auch die Schneiden der Pfeiler keinen besonderen Schutz. Die Grundfläche der Senkkasten A, B, D und E beträgt je 70,4 m<sup>2</sup>, die der Widerlager je 43,2 m<sup>2</sup>, die des Pfeilers C 106,0 m<sup>2</sup>.

<sup>4)</sup> Bautechn. 1929, Heft 37.

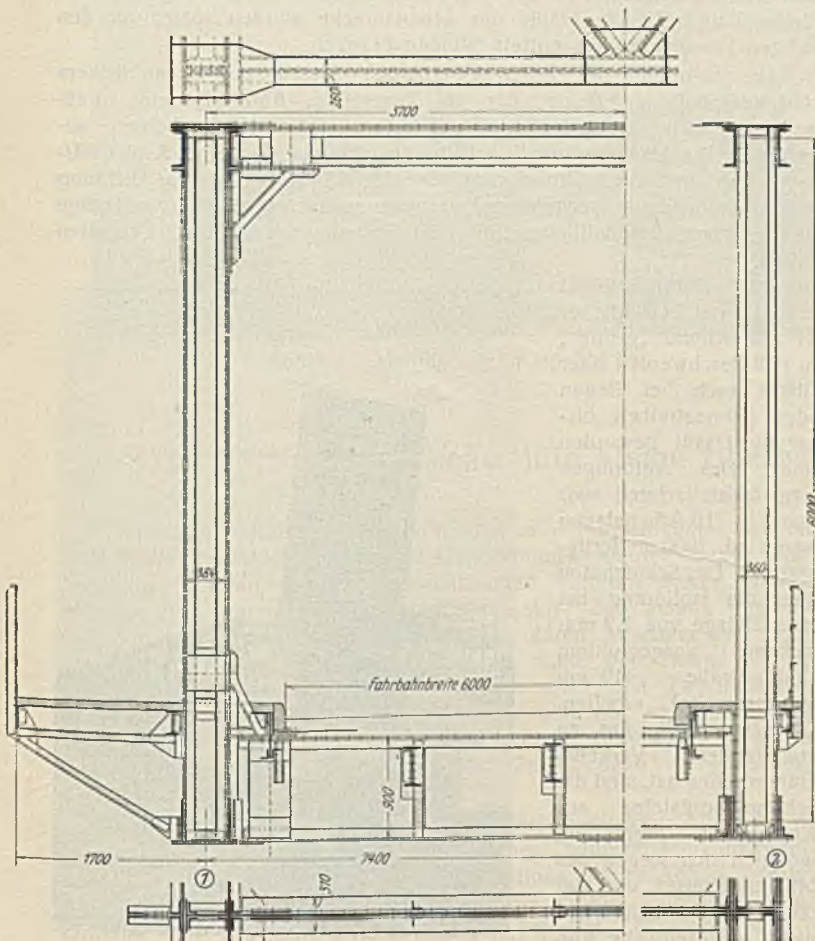


Abb. 17. Querschnitt des eisernen Überbaues.

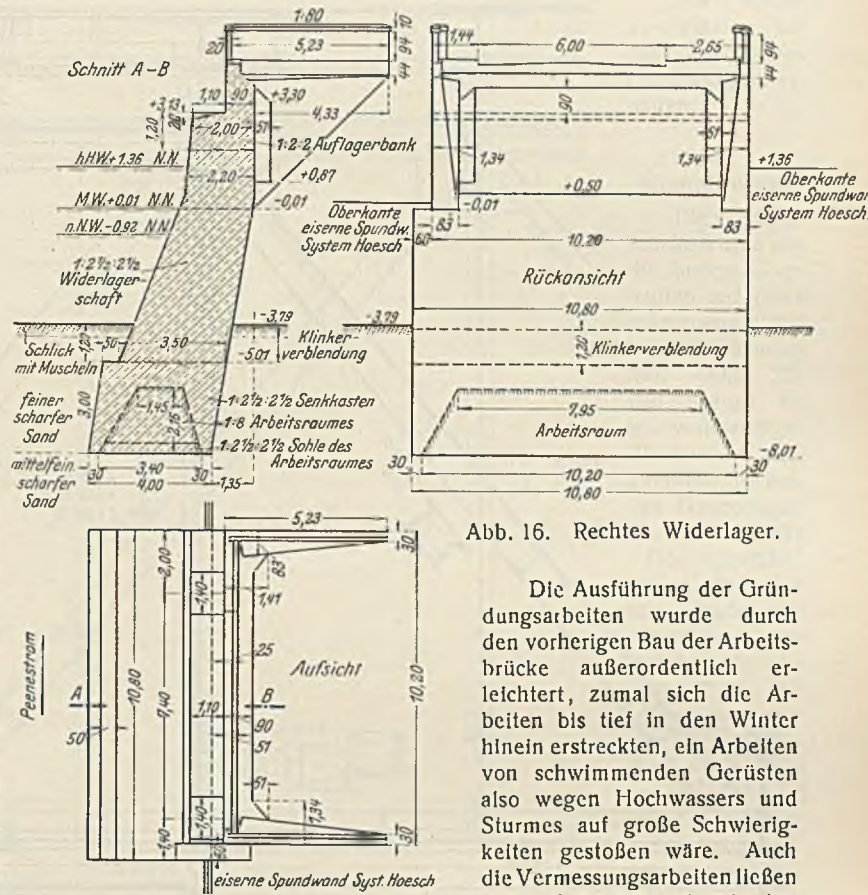


Abb. 16. Rechtes Widerlager.

Die Ausführung der Gründungsarbeiten wurde durch den vorherigen Bau der Arbeitsbrücke außerordentlich erleichtert, zumal sich die Arbeiten bis tief in den Winter hinein erstreckten, ein Arbeiten von schwimmenden Gerüsten also wegen Hochwassers und Sturmes auf große Schwierigkeiten gestoßen wäre. Auch die Vermessungsarbeiten ließen sich auf der Arbeitsbrücke bequem und mit der wünschenswerten Genauigkeit schnell durchführen. Schließlich erleichterte die Arbeitsbrücke wesentlich die Bauaufsicht.

Das beim Bau der Pfeiler und Widerlager angewendete Preßluftverfahren hat sich in jeder Hinsicht bewährt. Preßlufterkrankungen sind nicht vorgekommen, waren auch im Hinblick auf die verhältnismäßig geringeren Gründungstiefen nicht zu befürchten. Abgesehen von einer geringen Zahl Stammansässigen wurden wie zu allen übrigen Arbeiten auch zu den Preßluftarbeiten nur ortsansässige, also ungeübte Arbeitskräfte verwendet. Im allgemeinen arbeiteten die Leute mit besonderer Vorliebe in den Senkkasten, zumal bei schlechtem Wetter. Selbstverständlich wurde auf Beachtung aller Vorsichtsmaßregeln größter Wert gelegt; dabei wurde unter anderem mühelos erreicht, daß z. B. die zwischen Arbeitsraum und Außenwelt vorgeschriebene Fernsprechverbindung stets einwandfrei funktionierte. Bei größeren Absenktiefen, die bekanntlich erheblich längere Ein- und Ausschleusungszeiten erfordern, wird auch auf das Vorhandensein eines Fernsprechers in der Vorschleuse großer Wert gelegt werden müssen; bei den kurzen Schleusungszeiten im vorliegenden Falle genügte für die Vorschleuse der übliche Klopfbetrieb.

**Die festen Überbauten.**

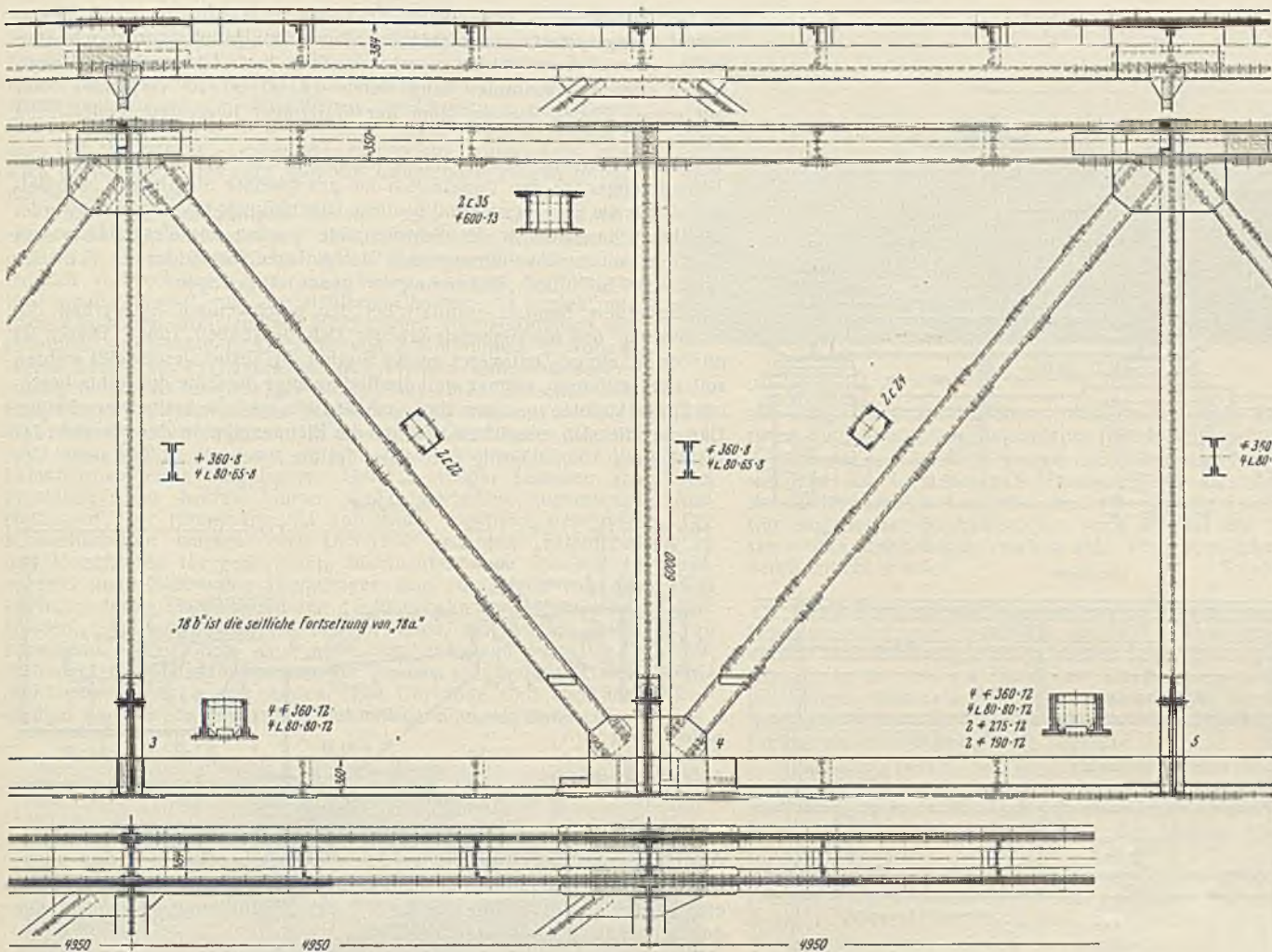
Die fünf festen Überbauten (Abb. 17 bis 20) sind mit Rücksicht auf die in erster Linie anzustrebende Wirtschaftlichkeit als Trapezfachwerkträger



Abb. 20. Blick in die Brücke während der Montage.







Zu Abb. 18.

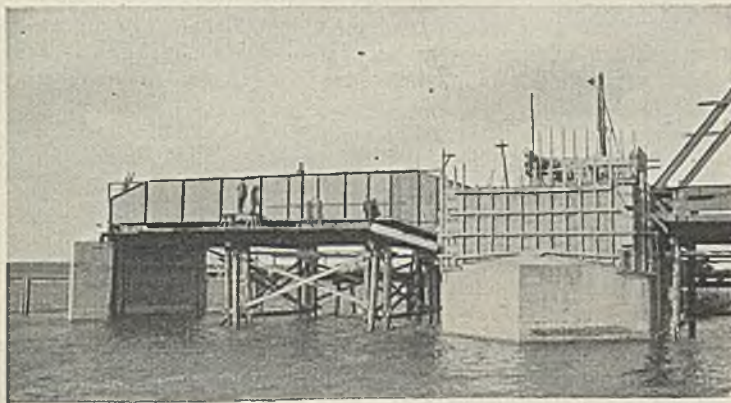


Abb. 22. Montage der Klappbrücke.

Die Eisenkonstruktion hat einen tomatenroten Anstrich erhalten.

### Die Klappbrücke.

Die Klappbrücke wurde wie die festen Überbauten auf einer hölzernen Arbeitsbrücke montiert (Abb. 22). Die Klappe ist als vollwandiger Blechträger ausgebildet; die beiden Hauptträger, die auch das Gegengewicht tragen, liegen in der Flucht der Hauptträger der festen Brücke (Abb. 23). Die Eisenkonstruktion der Klappbrücke besteht aus St 37 und wiegt rd. 100 t; fast ebenso schwer ist das aus Beton mit Gußeisenziegeln und Lochputzen bestehende Gegengewicht.

Die Fahrbahn der Klappbrücke

besteht aus kiefernen, 12 cm dicken Tragbohlen und eichenen, 5 cm dicken Fahrbohlen. Der einseitige, 1,50 m breite Fußweg ist wie bei den festen Überbauten mit 6 cm dicken Eichenbohlen abgedeckt, desgleichen die Schrammborde der Fahrbahn. Die Schrammborde sind mit Winkelisen eingefast.

Bei geöffneter Klappe wird der Straßenverkehr durch Schranken abgesperrt. Diese sind zweiflügelig ausgebildet und bewegen sich um senkrechte Achsen. Sie sind möglichst dicht an die Klappenöffnung herangerückt und befinden sich auf den festen Überbauten 3 und 2 unmittelbar unter den Portalrahmen. Die Schranken sind mit einem rotweiß-roten Anstrich versehen, ähnlich wie die Schlagbaumschranken der Reichsbahn, damit sie entgegenkommenden Fahrzeugen schon weit sichtbar sind. Der halbe Flügel jeder Schranke sperrt den Fußgängersteig und die halbe Fahrbahn ab, der andere Flügel den übrigen Teil der Fahrbahn. Die Schranken lassen sich in Richtung des ankommenden Verkehrs öffnen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Geschweißte kleine Überbauten mit beschränkter Bauhöhe.

Von techn. Reichsbahn-Oberinspektor Sahling, Altona.

Beim Bau kleiner stählerner Überbauten mit beschränkter Bauhöhe, z. B. über Personen-, Post- oder Gepäcktunnel, wurden früher häufig Zwillingsträger angewendet. Die bekannten Nachteile dieser Bauweise werden noch durch den Übelstand vermehrt, daß gerade über den Bahnsteigtunneln oft Lokomotiven halten, deren Abwässer und Tropföl die Träger, Auflager sowie Wände und Sohle der Tunnel arg verschmutzen. Hiergegen schützen auch die unter den Zwillingsträgern angebrachten Rinnen nur wenig, weil sie und die Abfallrohre durch Sand, Sägespäne usw., die von den Bahnsteigen heruntergefegt werden, sich leicht verstopfen. Im Winter sind Zerstörungen der Abfallrohre durch Eisbildungen nicht selten.

Aus diesen Gründen wurde von der Reichsbahndirektion Altona bei der Erneuerung der durch Rost stark angegriffenen Zwillingsträgerkonstruktion über dem Posttunnel auf Hauptbahnhof Altona die in Abb. 1 gezeigte Ausführung angewendet. Die Schienen sind mittels Rippenplatten unmittelbar auf den Hauptträgern (I P 36) befestigt. Hierdurch war es möglich, mit der verfügbaren geringen Bauhöhe von 535 mm auszukommen.

Ferner wurde durch das Anschweißen der Trog- und seitlichen Abdeckbleche sowie durch die Vermeldung von Rinnen und Abfallrohren eine durchaus dichte Decke geschaffen. Die Überbauten werden über die Widerlager hinweg entwässert. Von hier aus ist durch Kanäle für weitere Ableitung der Abwässer gesorgt.

Da, wie erwähnt, die Trog- und seitlichen Abdeckbleche angeschweißt werden sollten, lag der Gedanke nahe, auch alle übrigen Verbindungen durch Schweißen herzustellen.

Die Unterlagplatten der Schienen sind normale Rippenplatten des Reichsoberbaues, die von 345 mm auf 235 mm Länge gekürzt wurden. Die schrägen Trogbleche erhielten eine Neigung von etwa 60°, damit die oberen Flansche der Hauptträger zur besseren Unterhaltung leichter zugänglich sind. Die seitlichen Abdeckbleche haben ein Gefälle 1 : 10, damit die Abwässer usw. durch die Zwischenräume der Unterlagplatten abfließen können, und sind nicht fest mit den unter den Bahnsteigkanten liegenden Trägern verbunden, sondern erhielten Bewegungsfugen, die zur Vermeidung von Geräuschen mit Spielraum ausgebildet sind (Abb. 2). Die



verzögerten sich infolge des Frostes die Bauarbeiten, so daß die Eröffnung, die ursprünglich für Ende März geplant war, erst später zu erwarten steht. — Der Entwurf stammt im wesentlichen von der Firma Christoph & Unmack AG in Niesky; er wurde auf Grund der öffentlichen Ausschreibung von dieser Firma im Verein mit einer Dresdener Hoch- und Tiefbaufirma dem Rat zu Dresden, Tiefbauamt, eingereicht, wurde dann aber noch durch das Tiefbauamt und die anbietenden Firmen gründlich durchgearbeitet.

Nach dem endgültigen Entwurf wird die Ostrafutrinne mittels 13 Brückenöffnungen, deren Stützweiten zwischen 22 und 26 m liegen, überbrückt. Auf 12 Doppelfellern, die einen länglich sechseckigen Querschnitt haben und auf tragfähigem Kies gegründet sind, ruht der stählerne Überbau. Er besteht aus etwa 2 m hohen, vollwandigen Blechträgern als Hauptträgern, die in einem gegenseitigen Abstände von 8,9 m mittels 22 Rollenlagern und 6 festen Lagern auf den Pfeilern und Widerlagern aufliegen und als Gerberträger ausgebildet sind. Zwischen den Hauptträgern spannen sich in gegenseitigen Abständen von 3,7 bis 4,3 m die ebenfalls vollwandigen, 1,2 m hohen Querträger. Baustoff St 37. Auf den Querträgern ist mittels Eisenbetonlängsträger die Eisenbetonfahrbahnplatte aufgelagert. Die Hauptträger bestehen aus einem Stehblech, den beiden Gurten und dazwischen angeordneten Aussteifungen; der Hauptträger ist vollständig elektrisch geschweißt. Die Schweißarbeiten wurden nach DIN 4100 und den „Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten“ von Dr.-Ing. O. Kommerell ausgeführt. Die Hauptträger sind in Längen von etwa 16 m in Niesky fertiggestellt und durch die Eisenbahn zur Baustelle angeliefert worden. Auf der Baustelle blieben dann nur wenige Baustöße zu schweißen. Die Gurte sind nicht aus einzelnen Lamellen gebildet; vielmehr ist ein Flachelsen von der jeweils erforderlichen Dicke an die Stehbleche angeschweißt worden. Die Gurtstöße sind nach einem Vorschlage der Eisenbau firma besonders ausgebildet worden.

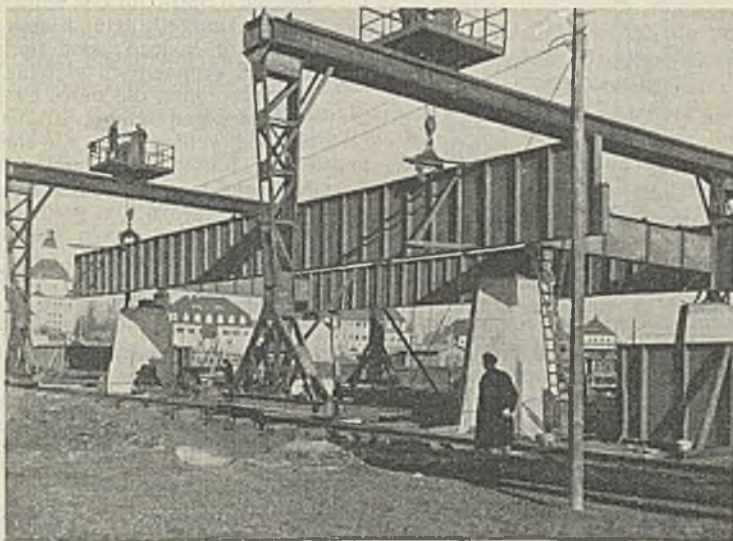


Abb. 1.

Auch die Querträger, bestehend aus Stehblechen von etwa 1,20 m Höhe, Gurtungen und Aussteifungen, sind vollständig in der Werkstatt geschweißt. Nur die Verbindung zwischen Haupt- und Querträger ist genietet, um die Zahl der Baustellenschweißungen auf ein Mindestmaß herunterzudrücken. Überkopfschweißungen sind überhaupt vermieden.

Ein erheblicher Teil der Werkstattschweißnähte ist mittels eines Schweißautomaten hergestellt. Zur Aufnahme von Wärmehdehnungen sind zwei Dehnungsfugen angeordnet, die in der Fahrbahn mit Schleppblechen überbrückt werden. Die Lager auf den Pfeilern sowie die Lager an den Gelenkpunkten und Dehnungsfugen bestehen aus Stahlguß. Abb. 1 u. 2 zeigen die Montage der Hauptträger sowie einen Teil der fertig montierten Eisenkonstruktion.

In der Mitte der Fahrbahn liegt eine eingleisige Straßenbahn. Die Gehwege kragen über den Hauptträger aus. Die Fahrbahnplatte wird in Eisenbeton aus hochwertigem Zement hergestellt; die Arbeiten hierfür werden von der Dyckerhoff & Widmann AG, Niederlassung Dresden, ausgeführt. Die Fahrbahn erhält an den Gelenkpunkten des Hauptträgers Fugen, um unerwünschte Spannungen infolge der Bewegung und Durchbiegung der Hauptträger im Eisenbeton zu vermeiden. Ein Windverband ist nicht vorgesehen; er wird vollständig durch die sehr steife Eisenbetonplatte ersetzt. Nur ein Montageverband ist als einfaches Kreuz über den Pfeilern angeordnet. Ebenso hat sich ein Bremsverband als entbehrlich erwiesen.

Auf die Eisenbetonplatte wird zu ihrem Schutze eine Abdichtung aus einer dreilagigen Asphalttappendichtungsschicht aufgebracht. Diese Arbeiten sind der Firma Baugesellschaft Malchow G. m. b. H., Niederlassung Dresden, übertragen worden. Der Schutz der Abdichtungsschicht gegen mechanische Beschädigungen wird durch eine Preßbetonplattenlage gewährleistet, auf der dann unmittelbar die Fahrbahnabdeckung, bestehend

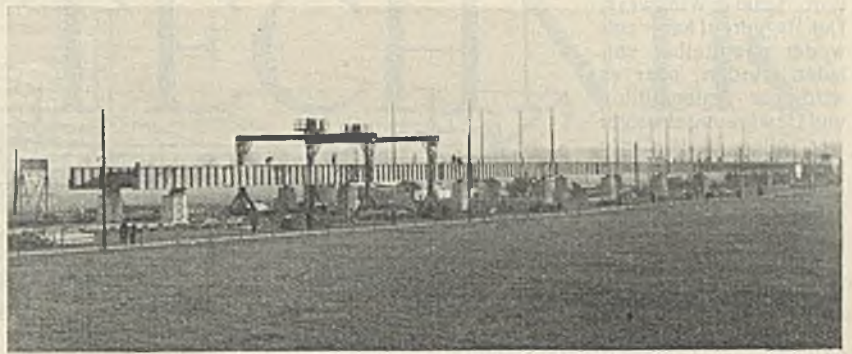


Abb. 2.

aus einer Hartgußasphaltdecke, aufgebracht wird. Die Gangbahn erhält einen Plattenbelag aus Betonplatten mit Basaltzuschlag.

Die neue Schlachthofbrücke ist durch die fast ausschließliche Anwendung des elektrischen Schweißverfahrens besonders bemerkenswert; sie dürfte, soweit bekannt, bis heute die längste geschweißte Brücke sein. Ein eingehender Baubericht, der auch die bei den Schweißarbeiten gesammelten Erfahrungen erörtern soll, wird demnächst in der Bautechnik veröffentlicht werden.  
Dr.-Ing. F. Reinhold.

Der I. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brücken- und Hochbau wird vom 19. bis 25. Mai 1932 in Paris abgehalten werden. Er umfaßt eine Eröffnungssitzung, sieben Arbeitssitzungen und eine Schlußsitzung, in der die am Ende der Arbeitssitzungen festgelegten Schlußfolgerungen nochmals vorgetragen werden. Bei der Aussprache wird die Sprechdauer jedes Redners entsprechend der für die Aussprache zur Verfügung stehenden Zeit streng begrenzt.

Das Programm des Kongresses ist bereits in der Bautechn. 1931, Heft 36, S. 534 ausführlich angegeben. Es ist im wesentlichen ungeändert geblieben, deshalb sind im folgenden mit Ausnahme der drei etwas erweiterten Themen d, e und g nur die Namen der einzelnen Bericht-erstatler angeführt.

a) Stabilität und Festigkeit von auf Druck und Biegung beanspruchten Bauteilen: 1. Prof. Dr. L. Karner, Zürich; 2. Prof. Dr. Roß, Zürich; 3. Dr. F. Bleich, Wien; 4. Prof. S. Timoshenko, Ann Arbor, USA.

b) Platten und Schalen im Eisenbetonbau: 1. Prof. Dr. M. Ritter, Zürich; 2. Prof. Dr. Gehler, Dresden; 3. Prof. Dr. Huber, Warschau; 4. Dr. W. Petry, Obercassel-Siegkreis.

c) Schweißen im Stahlbau: 1. Prof. T. Godard, Pau; 2. Dir. Dr. Kommerell, Berlin; 3. Dir. L. Kopeček und Dr.-Ing. F. Faltus, Pilsen; 4. Zusammenwirken von Niet- und Schweißverbindungen: Prof. H. Dustin, Brüssel.

d) Größere Balkenbrücken in Eisenbeton: 1. Allgemeines Referat: Henry Lossier, Argenteuil; 2. Besondere Konstruktionen: Prof. Dr.-Ing. chr. Spangenberg, München; 3. Besondere Konstruktionen: Ministerialrat M. Gombus, Budapest.

e) Brückendynamik: 1. Allgemeines Referat: Reichsbahnoberrat Homann, München; 2. Apparate zur Erzeugung und Messung von Schwingungen: Reichsbahnrat Dr.-Ing. R. Bernhard, Berlin; 3. Berechnung des Einflusses dynamischer Lasten auf Bauwerke: Theoretische Grundlagen: Dr. F. Bleich, Wien; Anwendung und Ergebnisse im Hochbau: David Cushman, Coyle, New York.

f) Ausbau der Statik des Eisenbetons mit Rücksicht auf die Baustoffeigenschaften: 1. Prof. F. Campus, Lüttich; 2. u. 3. Dr. Oskar Faber, London.

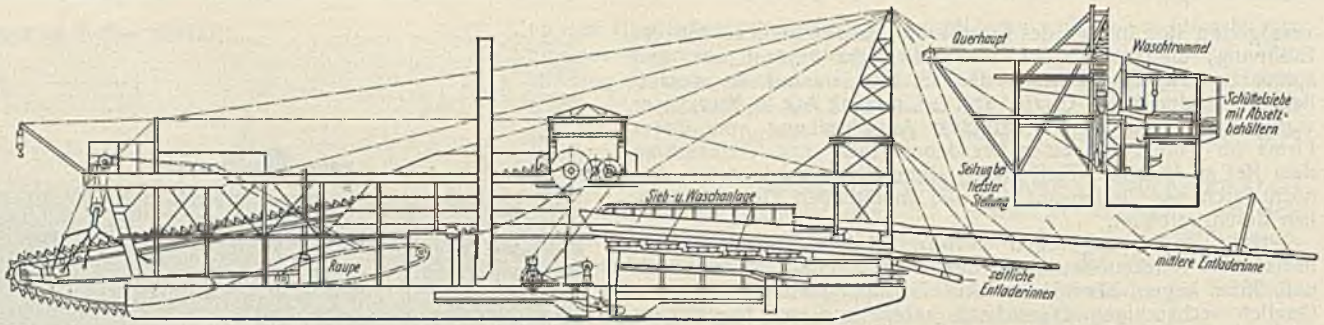
g) Verbindung von eisernen Trägern mit Beton: 1. Einleitendes Referat: Prof. L. Santarella, Mailand; 2. Verbundstützen: Oberbaurat Dr. techn. ehr. F. v. Emperger, Wien; 3. Einbetonierte Stahlsäulen und ihre Bedeutung für den Stahlskelettbau: Prof. Dr.-Ing. Hawranek, Brünn; 4. Profilträger, kombiniert mit Beton oder Eisenbeton, auf Biegung beansprucht: Dr. C. H. Lobban, London.

h) Baugrundforschung: Tragfähigkeit der Flachgründungen: Prof. Dr.-Ing. K. v. Terzaghi, Wien.

Der jährliche Mitgliederbeitrag für Einzelmitglieder der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau beträgt mindestens 10 Schw. Fr., für Kollektivmitglieder mindestens 50 Schw. Fr.

Ein neuer Schwimmbagger für große Tiefen. Nach einem Bericht in Engng. 1932 vom 5. Febr. ist der neue Schwimmbagger für eine Baggertiefe von 40 m gebaut. Sein Schiffsrumpf ist 84 m lang, 19,80 m breit und 3,66 m hoch. Die Eimerkette besteht aus 132 Eimern von je 0,34 m<sup>3</sup> Fassungsraum und läuft über die beiden im Abstände von 59,4 m in der Eimerleiter gelagerten Turasse. Das Baggergut wird von zwei seitlichen und einer mittleren Verladevorrichtung am Schiffsheck abgeführt. Die in der vorderen Schiffshälfte angeordnete Eimerleiter ist oben gelenkig gelagert und hängt nahe ihrem unteren Ende an einem Gestänge, das mittels Stahltrossen von einer Winde in seiner Höhenlage verstellbar werden kann. Das untere Trum der Eimerkette läuft in seinem mittleren Teile über eine Stützraupe, die aus einzelnen, auf endlosen Ketten frei drehbaren Tragrollen besteht und den Durchgang des unteren Kettentrums wesentlich einschränkt. Die Hubtrossen sind zur gleichmäßigen Kräfteverteilung zu einem am Schiffsrumpf angeordneten Querhaupt geführt und laufen von

dort zum Windwerk. Das Baggergut kann entweder unmittelbar entladen werden, oder es wird zur Aufbereitung und Gewinnung wertvoller Bestandteile einer Wasch-, Sieb- und Absetzanlage an Bord zugeführt. Es ist eine Waschtrommel von 2,4 m  $\phi$  und 19 m Länge vorgesehen, an die sich je zehn auf jeder Schiffsseite liegende Schüttelsiebe anschließen, denen je ein Endsieb nachgeschaltet ist. Die Schüttelsiebe enthalten je vier Zellen von 1,22  $\times$  0,915 m und werden elektrisch angetrieben. Auf ihnen wird gleichzeitig das Waschgut wiederholt gewaschen. Der ausgewaschene Abfall verläßt die Schüttelrinne seitlich, während das gewonnene Gut dem Endsieb mit einem Absatzbehälter mit je sechs Zellen selbsttätig zugeführt wird. Die Eimer des Baggers werden durch einen Wasserstrahl gesäubert und entleert, und es ist zwischen der mittleren Verladevorrichtung und der Waschtrommel eine Kiprinne angeordnet, die je nach ihrer Stellung das Gut entweder der Verladevorrichtung oder der Waschtrommel zuführt. Das ausgewaschene Gut aus den Schüttelsieben wird den seitlichen Verladevorrichtungen zugeführt.



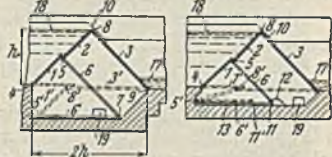
**Wege zur Klarstellung der Entwurfsgrundlagen von Gewichtstaumauern.** Über diesen Gegenstand sprach Prof. Dr.-Ing. E. Probst am 21. April d. J. im Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband, Berlin. Zunächst erörterte der Vortragende die Veränderungen im Talsperrenbau während der letzten 20 Jahre, besonders mit der Einführung des Betons im Talsperrenbau. Er wies darauf hin, daß mit zunehmender Höhe der Talsperren — die gegenwärtig in Bauvorbereitung befindliche Hoover-Staumauer<sup>1)</sup> am Colorado-Fuß hat z. B. eine Höhe von 220 m — und mit der Entwicklung der Verarbeitungsweisen in Betontalsperren die Klärung immer dringlicher wird. Auf der einen Seite versuche man, bei größter Sicherheit an Massen zu sparen und damit die Kosten zu verbilligen, auf der anderen Seite scheine es notwendig, Bedenken konstruktiver Art nachzuprüfen.

Der Vortragende betonte, daß die Bemühungen um eine theoretische Klärung des Standfestigkeitsnachweises durch Arbeiten der letzten Jahre sehr gefördert worden seien. Die Voraussetzungen, die hierbei für die Vorgänge beim Erhärten des Betons, für die Temperatureinflüsse, für die Berücksichtigung des Auftriebs und des Unterdrucks gemacht werden, bedürfen dringend der Klärung, von der der Wert jedes rechnerischen Sicherheitsnachweises abhängig ist. Die Klärung wird aber nur unter Verhältnissen wie im Bauwerk, am zweckmäßigsten durch Messungen im Bauwerk selbst herbeigeführt werden können.

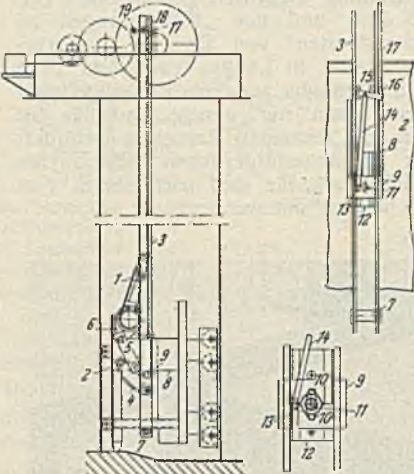
In den letzten Jahren ist ein elektrisches Fernmeßverfahren bekannt geworden, das durch Prof. Dr.-Ing. Probst in seinem Institut geprüft wurde, bevor es an der Schluchseesperre in Baden und an der Bleilochsperre in Thüringen angewendet wurde mit dem Ziele, die im Bauwerk tatsächlich auftretenden Spannungen zu studieren. — Die Meßeinrichtungen, der Verlauf der Messungen und deren bisherige Ergebnisse wurden erläutert.

**Patentschau.**

**Aus mehreren Klappen bestehendes hydrostatisches Wehr.** (Kl. 84a, Nr. 530 202 vom 6. 4. 28 von Dr.-Ing. František Jermář in Ovapa, Tschechoslowakische Republik.) Um den Einfluß der Deckklappen auf die bewegliche Klappe auf das kleinste Maß zu beschränken, stellt man das Wehr aus einer dem Unterwasser zugekehrten Hubklappe und zwei dem Oberwasser zugekehrten Deckklappen her, von denen die eine mit der Hubklappe gelenkig verbunden und an ihrer Unterkante durch Streben gegen die Wehrsohle abgestützt ist. Das Wehr besteht aus zwei Deckklappen 1 und 2 und der Hubklappe 3. Die Klappe 1 ist um die Gelenkbänder 4 drehbar und gleitet mit ihrem oberen freien Ende auf der Klappe 2, die unten mittels der Gelenkbänder 5 auf einer Reihe um die Gelenkbänder 7 drehbarer Spreizen und oben mittels der Gelenkbänder 8 auf der beweglichen, um die Gelenkbänder 9 drehbaren Hubklappe gebettet ist. Die Spreizen 6 haben weiter zur Folge, daß die Hubklappe 3 stets mit ihrer vollen Länge zur Geltung kommt, so daß zur Bewegung des Wehres zwischen den Endlagen geringe Kräfte notwendig sind. Soll das Wehr umgelegt werden, so wird der Raum unter den Klappen mit dem Unterwasser 17 verbunden, so daß es in die niedrigste Lage 1' 2' 3' 6' umgelegt wird. Bei dem Heben des Wehres schließt man den Raum unter den Klappen gegen das Unterwasser ab und verbindet ihn durch den Kanal 19 mit dem Oberwasser 18; ein geringer Überdruck genügt sodann, um die Hubklappe aus der Lage 3' zu heben. Durch Verwendung der Spreizen kann man die Entfernung der Lager 4 und 9 auf 1,6 bis 2 h verringern, wenn h die Stauhöhe ist.

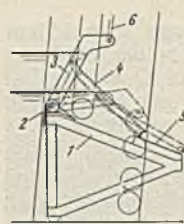


**Schützenwehr mit Eisklappe.** (Kl. 84a, Nr. 520 515 vom 7. 7. 28 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG in Nürnberg.) Um bei solchen Wehren das Heben und Senken des Schützes bei den verschiedenen Stellungen der Eisklappe zu ermöglichen, sind mit Anschlägen am Schütz zusammenwirkende, durch Schubglieder einrückbare Riegel so angeordnet, daß sie an den Zahnstangen gelagert und die Schubglieder an diesen geführt sind. Das Aufrichten der Eisklappe 1 bei herabgelassenem Schütz 2 geschieht durch weiteres Senken von beiderseits des Schützes angeordneten Zahnstangen 3, mit denen die Klappe 1 durch Hebel 4 und Lenker 5 verbunden ist, die einerseits an den Hebeln 4, andererseits an Kurbelschilden 6 der verdrehungsfesten zylindrischen Klappenwelle angreifen. Feste Mitnehmer 7, die beim Hochziehen der Zahnstangen 3 erst nach Niederlegen der Klappe 1 auf feste Anschläge 8 des Schützes 2 treffen, nehmen diese beim weiteren Hochziehen der Stangen 3 mit. Um das Schütz 2 auch bei aufgerichteter Klappe 1 heben zu können, sind flache Riegel 9 symmetrisch verschleubar angeordnet, die durch einen doppelarmigen Hebel 10 verschoben werden, der auf einer Welle 11 sitzt, die in Laschen 12 gelagert ist. An einem Kurbelarm 13 dieser Welle greift ein Lenker 14 an, dessen anderes



Ende mit einem Hebelgestänge 15, 16 gelenkig verbunden ist, an das eine nach oben laufende Zahnstange 17 angeknüpft ist, die mit einem Zahnrad 18 mit Handkurbel kämmt. Soll das Schütz bei aufrechtstehender Eisklappe 1 gehoben werden, so werden bei tiefstehenden Zahnstangen 3 die an diesen geführten Schubstangen 17 mittels der Handkurbel 19 gesenkt und dadurch die Riegel 9 mittels der Hebel und Lenker 10 bis 16 usw. vorgerückt. Sie ragen alsdann in den Bereich der festen Anschläge 8 des Schützes 2, so daß dieses unmittelbar nach Beginn des Hochziehens der Zahnstangen 3 mitgenommen und bei aufgerichteter Klappe 1 gehoben wird.

**Einrichtung zum Versteifen der Aufsetzklappe eines Wehrkörpers in ihrer Längsrichtung.** (Kl. 84a, Nr. 530 548 vom 15. 3. 29 von Mitteldeutsche Stahlwerke AG in Berlin.) Oberhalb der Drehachse ist eine in der Längsrichtung der Klappe verlaufende Tragwand angeordnet, deren Obergurt an die Klappe gelenkig angeschlossen ist und deren Untergurt sich auf eine mit dem Wehrkörper verbundene Gleitbahn verschiebbar abstützt; hierdurch kann die Stauklappe stets biegungssteif durchgebildet werden. Ferner ist die mit dem Wehrkörper verbundene Gleitbahn für den Fachwerkträger nach dem Unterwasser zu geneigt, so daß ein Umlegen der Klappe und eine Regelung des Staues möglich ist. An den Hauptwehrkörper 1 ist im Gelenk 2 eine Stauklappe 3 angeschlossen, an deren freiem Ende ein Fachwerkträger 4 angelenkt ist, der auf der geneigten Bahn 5 frei gleiten kann. Eine Kette 6 bewirkt das Einstellen der Klappe 3 auf verschiedene Stauhöhen.



**Personalmeldungen.**

**Württemberg.** Der Staatspräsident hat den Regierungsbaumeister Otto Winter beim Bauamt für das öffentliche Wasserversorgungswesen zum Baurat im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau ernannt.

**INHALT:** Die Nietverbindung. — Die neue Usedomer Bäderbrücke bei Zecherin. (Fortsetzung.) — Geschweißte kleine Überbauten mit beschränkter Bauhöhe. — Vermischtes: Bau einer geschweißten Straßenbrücke in Dresden. — 1. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brücken- und Hochbau. — Neuer Schwimmbagger für große Tiefen. — Wege zur Klarstellung der Entwurfsgrundlagen von Gewichtstaumauern. — Patentschau. — Personalmeldungen.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1932, Heft 21, S. 273.