

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 25. August 1933

Heft 36

Alle Rechte vorbehalten.

Frei stehende Funktürme.

Von Reg.-Baumeister a. D. Friedrich Leiter, Berlin-Friedrichshagen.

Die Entwicklung des drahtlosen Nachrichtenwesens hat immer höhere Turmbauten zum Aufhängen der Sendeantenne notwendig gemacht, da die Reichweite der ausgestrahlten Energie von der wirksamen Länge der Antenne und ihrer Erhebung über den Erdboden abhängt. Zugleich bilden die stählernen oder hölzernen Türme oft, in einiger Entfernung von einem Flughafen errichtet, die Funkstelle für den Flugsicherungsdienst, indem sie alle Start- und Landemeldungen, Empfang und Weitergabe von Wetternachrichten usw. für den Verkehr zwischen Flughäfen und Luftverkehrsmitteln übernehmen, und dienen zur Bezeichnung des Flugweges bei Tage und bei Nacht.

Eine Einzelercheinung im Weltfunkwesen stellt der 1921 bei Tokio in Japan errichtete rd. 200 m hohe massive Funkturm dar. Er zeigt die Bauweise der Eisenbetonschornsteine, mit einem äußeren Durchmesser von 16,8 m am Fuß und 1,2 m am Kopf, bei geradliniger Umrißlinie und einer Wanddicke von unten 0,84, oben 0,15 m. Die durch eine eiserne Treppe im Innern erreichbare offene Plattform am Kopf trägt Stahlarme für die geneigt herabführenden Antennendrähte.

Nur besonders hohe Antennenträger werden auch heute noch als schmale, abgespannte Gittermaste ausgeführt, für die der Dreiecksquerschnitt wegen seiner geringen Windangriffsfläche am günstigsten ist. Als typische Vertreter seien die Großmaste für die A-Antenne in Nauen genannt¹⁾. Ein 160 m hoher Unterbau mit Fußgelenk und Dreiecksquerschnitt von 6,5 m Seitenlänge ist mit einem schmalen 100-m-Oberteil durch ein Zwischengelenk verbunden. Jeder Teil ist in zwei Höhenlagen nach je drei Punkten hin verankert; der Winddruck wurde zu 350 kg/m² angenommen.

Wie alle Bauwerke, deren Standsicherheit allein durch Ankerseile begründet ist, stellen abgespannte Masten eine Gefahr für die Menschen und die Anlagen auf der Erde und noch mehr für den ständig zunehmenden Luftverkehr dar. Die Baukosten sind erheblich niedriger als für gleich hohe, frei stehende Türme, dafür ist der oft ausschlaggebende Platzbedarf weit größer und vor allem die Unterhaltung schwieriger, da bei Beschädigung auch nur eines Abspannungsseiles die Standsicherheit schon ernstlich gefährdet wird. Für Funkstendestellen von kleiner Reichweite und erforderlichen Höhen bis etwa 150 m sind daher nach Möglichkeit frei stehende Türme aus Stahl, seit 1927 auch aus Holz erbaut worden. Stahl ist als Baustoff dauerhafter und in seinen Festigkeitseigenschaften gleichmäßiger und zuverlässiger. Ohne sorgfältige Isolierung des Turmes gegen den Erdboden wird freilich ein großer Teil der aus der Antenne ausgestrahlten Energie durch die Eisenmassen verschluckt, während Holztürme ohne Eisenteile der Leistung der Antenne keinen Abbruch tun. Im Bau gleichen die Türme den hohen Masten, die für Hochspannungsleitungen bei Überspannung breiter Flußbetten und eingeschnittener Täler schon früher sich bewährten und nach den „Bestimmungen über die bruch sichere Führung von Hochspannungsfreileitungen“ durchgebildet werden. Als hervorragendes Beispiel seien die beiden Rhein-Kreuzungs-Türme bei Rheinhäusen-Duisburg (Abstand 570 m) genannt, auf vier Eisenbetonsokkeln, aus St 37, mit je 118 m Höhe, parabelförmiger Umrißlinie und einer Grundfläche von (13,5 m)² unten und (1,5 m)² oben, eine Höchstleistung im deutschen Leitungsmastenbau.

Die grundsätzliche bauliche Gestaltung der frei stehenden Funktürme aus Stahl und Holz sei nachstehend kurz besprochen.

1. Die statischen Grundlagen.

Bei der üblichen Anordnung von zwei oder mehr Türmen, zwischen deren Spitzen die Antennenanlage aufgehängt ist, wirken auf das einzelne Turmbauwerk an Kräften (Abb. 1):

1. senkrecht: Eigengewicht des Turmes und der Antenne einschließlich Eisbelastung (G_i), ferner Gegengewicht (G_g),
2. waagrecht: Antennenzug (Z_A) an der Spitze und Mittelkraft der Windkräfte $\Sigma(w)$.

Das Eigengewicht wird in Form lotrechter Einzellasten an den Hauptknotenpunkten der Eckstiele wirkend angenommen. Das im Flaschenzug hängende Gegengewicht erhält die Spannung des Antennenseiles gleichbleibend in der rechnungsmäßigen Höhe, unabhängig von

Temperaturschwankungen, Winddruck und Eiswirkung. Die Hälfte von G_g wird an der Spitze, die andere am Windenpodest wirkend angenommen. Es besteht aus mehreren in Gleitschienen geführten gußeisernen Formstücken; ihr Gesamtgewicht muß bei Berücksichtigung des Wirkungsgrades der festen und losen Rollen das Doppelte des gewünschten Antennenzuges ein wenig übersteigen. Die Hälfte des Längenunterschiedes im Antennenseil, der sich durch den verschiedenen Durchhang für Eigengewicht allein und für Eigengewicht einschließlich Eis- und Windbelastung ergibt (in Emmering z. B. beträgt der Durchhang 5 bzw. 25 m!), bedingt die notwendige Hubhöhe von G_g und damit die Gleitschienenlänge. Die Zugkraft Z_A im Antennenseil wurde bei den neueren Türmen oft auf 1000 kg bemessen, bei den Türmen in Emmering beträgt sie 1100 kg, in Norddeich 1500 kg, beim neuen Großsender Leipzig 2000 kg. Gehen von der Turmspitze nach zwei benachbarten Türmen Seile aus, ist die Mittelkraft einzusetzen; in Emmering ist $R = 1100 \pm 1100 \approx 1900$ kg, in Norddeich $R = 1500 \pm 1500 \approx 2750$ kg.

Der Winddruck wurde bisher je nach der Örtlichkeit, nach Höhe und Bauart des Turmes verschieden angenommen (vgl. die Zahlenwerte der Spalten 13 bis 16 in Zusammenstellung I bzw. II). Die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässige Beanspruchung der Baustoffe sehen für Eisengitterwerk, Holzgerüste und Masten noch einen unveränderlichen Winddruckwert $w = 150 \text{ kg/m}^2$ vor. Das stoßweise Auftreten des Windes und seine häufige Wiederkehr rufen Ermüdungserscheinungen des Baustoffes hervor, die bei Festlegung der Sicherheitszahlen nicht vernachlässigt werden dürfen. Zu besonderer Vorsicht mahnte außerdem der Zusammensturz einzelner Masten und Türme, so des von 100 auf 200 m erhöhten Mastes in Nauen im März 1912 und der drei eben vollendeten frei stehenden 150-m-Stahltürme in Norddeich im November 1925. Erkenntnisse über die Größe des Winddrucks und seine Verteilung auf zusammenhängende und aufgelöste Flächen brachten vor allem die Modellversuche in der aerodynamischen Versuchsanstalt (dem Institut für Strömungsforschung) in Göttingen und die Versuche des Deutschen Stahlbauverbandes mit Brückenträgern, außerdem wochenlange Messungen der Windgeschwindigkeit durch die „Ravag“ in Wien als Vorarbeiten für den Bau neuer Rundfunktürme. Sie zeigten vor allem:

1. daß bei böigem Wind an der Erdoberfläche Höchstgeschwindigkeiten von 33 bis 45 m/sek entsprechend einer Windlast $w \approx 70$ bis 130 kg/m², in ≈ 100 m Höhe von 44 bis 50 m/sek entsprechend $w \approx 120$ bis 155 kg/m² vorkommen²⁾,

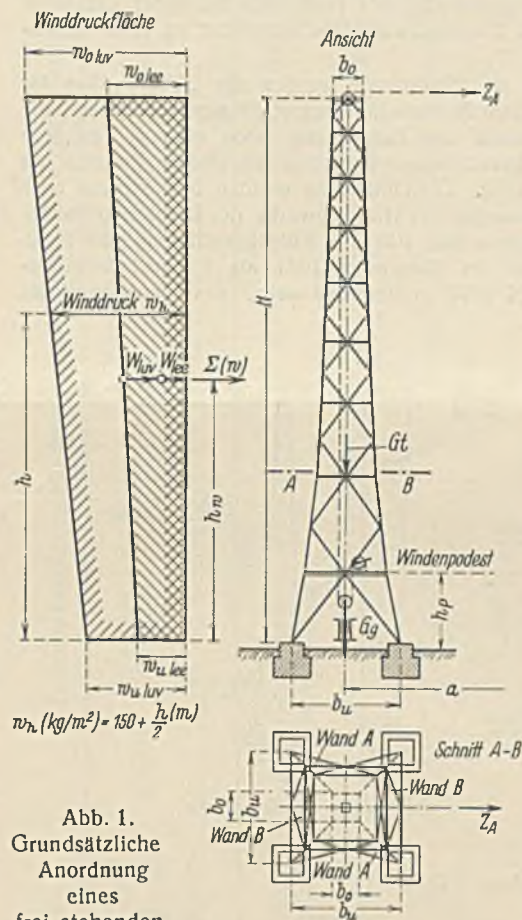


Abb. 1. Grundsätzliche Anordnung eines frei stehenden Funkturmes und die auf ihn wirkenden Kräfte.

¹⁾ Ztbl. d. Bauv. 1920, S. 497.

²⁾ Vgl. H. Seitz, Bautechn. 1932, S. 647 u. 664.

2. daß der Winddruck von der Erdoberfläche ab mit der Höhe gleichmäßig steigend anzusetzen ist,
3. daß bei gegliederten Angriffsflächen (Fachwerk) die Grundzahlen für w mit einem je nach der Weitmaschigkeit (dem Völligkeitsgrade) des Fachwerks abgestuften Vergrößerungswert (etwa 1,2 bis 1,6) zu versehen sind und bei hintereinanderliegenden Fachwerkflächen von Brücken- und Turmtragwerken je nach der Weitmaschigkeit und dem Flächenabstand für den rückwärtigen (lee-seitigen) Träger 0,50 bis 0,75 der Werte des luvseitigen Trägers anzusetzen ist.

Für die neuesten Turmbauten ist daher auf der Windseite gerechnet mit $w = 150 \text{ kg/m}^2$ im Gelände, steigend mit der Höhe bis zum gedachten Wert $w = 300 \text{ kg/m}^2$ in 300 m Höhe (Eiffelturm!), entsprechend der Gleichung für den Winddruck w_h in Höhe h : $w_h \text{ (kg/m}^2) = 150 + \frac{h \text{ (m)}}{2}$. Eng vergitterte Stäbe sollten mit voller Fläche in Rechnung gestellt werden, da die Zwischenräume sich leicht mit Eis völlig zusetzen und das Eis dort oft lange Zeit unaufgetaut verbleiben kann.

Für die auf Druck und Knick zu berechnenden Eckpfosten entsteht der ungünstigste Belastungsfall durch Wind in Richtung der Diagonale, da dann das Windmoment M_w nur von den zwei einander gegenüberliegenden Pfosten im Abstände $b_u \sqrt{2}$ (vgl. Abb. 1) aufzunehmen ist, während bei Wind senkrecht zur Seitenfläche das gleichgroße Moment M_w sich auf zwei Pfostenpaare im Abstände b_u verteilt³⁾. Für die Eckpfosten und die Stützung und Verankerung des Turmfußes ist daher der Wind überdeck, für alle übrigen Turmfachwerkstäbe senkrecht zu einer Seitenfläche anzunehmen.

Für die Berechnung der Stahltürme werden die „Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn“ von 1922 zugrunde gelegt, die für gedrückte Fachwerkstäbe die Berechnung nach dem ω -Verfahren vorschreiben, bzw. die „Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken der Reichsbahn-Gesellschaft“ (BE). Die Holztürme wurden bisher meist nach den „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke der Deutschen Reichsbahn“ (BH) von 1926 untersucht. Für die Knickberechnung von Holzstäben wird künftig das im Dezember 1931 als Entwurf herausgekommene Normblatt DIN 1052 maßgebend sein, das inzwischen als

gespreizte Querschnitte, deren Berechnung nach DIN 1074 („Berechnung und Entwurfsgrundlagen für hölzerne Brücken“) bei größerer Spreizung zu nur geringen Sicherheitsgraden führte, soll der rechnermäßig zulässige lichte Abstand zwischen beiden rechteckigen Querschnittsteilen höchstens dem Breitenmaß des einzelnen Teiles entsprechen, zumal wesentlich größere Spreizung wirtschaftlich keine besonderen Vorteile verspricht und ihre Wirkung durch Versuche noch nicht festgestellt ist⁴⁾. Für die Einzelteile wird Nachweis der Knicksicherheit nur verlangt bei $\lambda > 40$. Über die Zulässigkeit des gewählten Berechnungsverfahrens entscheidet im Einzelfall die staatliche Prüfungsstelle für statische Berechnungen in Berlin.

Gewicht und zugsicherer Anschluß des Grundbaues sollen im allgemeinen eine mindestens 1,5- bis 2fache Sicherheit gegen Abheben gewährleisten. In Abb. 2 sind für den Typ der beiden Stahltürme in Emmering die am Auflager wirkenden Kräfte angegeben für Winddruck in Richtung der Mittelkraft R_A der Antennenzugkräfte. Auf jeden der vier Fundamentblöcke kommt aus dem Eigengewicht ($G_f = 56 \text{ t}$) und dem Gegengewicht eine senkrechte Kraft von 14,6 t, aus Antennenzug und Winddruck eine waagerechte Kraft $H = 7,2 \text{ t}$. Der Winddruck $\Sigma(w)$ und die Mittelkraft R_A der beiden Antennenzugkräfte geben ein Drehmoment $\Sigma(w) \cdot h_w + R_A \cdot H$, das in den Auflagersenkrechten die Kräfte $V = \pm 45 \text{ t}$ hervorruft, davon 39 t aus Winddruck, rd. 6 t aus R_A . Auf der Luvseite entsteht daher eine Zugkraft von $45 - 14,6 \approx 31 \text{ t}$, die durch Rundelsenanker sicher in den Unterteil des eisenbewehrten Fundamentes zu übertragen ist. Für mindestens zweifache Sicherheit gegen Abheben muß das Gewicht des Stampfbetonfundamentklotzes (G_f), verringert um den Auftrieb A , der hier im Überschwemmungsgebiet voll in Rechnung zu stellen war, daher mindestens $2 \times 31 = 62 \text{ t}$ betragen.

2. Einzelheiten des Turmbauwerks.

Der Grundbau besteht fast immer aus vier Beton- bzw. Eisenbetonklötzen mit quadratischer (in Rothsürben: kreisförmiger) Grundplatte. Sein Eigengewicht wird ausschließlich durch die verlangte Kippsicherheit bedingt, nicht durch etwa erforderliche Verbreiterung der Grundfläche. Die größte Bodenpressung bleibt meist unterhalb $1,5 \text{ kg/cm}^2$, in Norddeich kann sie auf $1,8 \text{ kg/cm}^2$ steigen. Die vier Einzelblöcke werden zuweilen durch einen Eisenbetonrahmen rechteckigen Querschnitts (in Norddeich $1,25 \times 0,64 \text{ m}$) steif verbunden, auch ein Diagonalbalken kann noch eingefügt werden (Beispiel: in Köln-Niehl haben die vier Rand- und der Diagonalbalken je $50 \times 30 \text{ cm}$ Querschnitt). Bei den Holztürmen in Königsberg/Pr. ist die nötige Standsicherheit durch senkrechte und schräge Betonpfähle geschaffen worden.

Der Turmaufbau bildet ein statisch bestimmtes, möglichst weitmaschig gegliedertes Stabgefüge über quadratischer Grundfläche. Neben geringem Baustoffaufwand, da die Baukosten etwa im gleichen Verhältnis wie das Eigengewicht steigen, wird unbedingte Betriebssicherheit verlangt, besonders möglichst große Wandsteifigkeit, damit die Schwingungsdauer des vom Winde bewegten Turmes recht klein ausfällt und gefährlich große Bewegungen durch Resonanzerschelnungen nicht auftreten können. Die Verjüngung geschieht bei Stahltürmen meist nach einer flach gekrümmten Parabel, bei Holztürmen zuweilen geradlinig bis zur Spitze durchgehend, sonst leicht geknickt.

Podeste sind erwünscht als Rastpunkte beim Besteigen des Turmes und als Lagerplätze für Werkzeuge und als Arbeitsbühnen, besonders, wenn Funkversuche stattfinden sollen, bei denen die Antenne in verschiedener Höhenlage anzubringen ist. Das Hauptpodest nimmt das Windwerk auf zur Führung des Spangengewichtes und zum Aufziehen bzw. Niederlegen der Antenne, wenn Rauhref zu beseitigen oder eine sonstige Arbeit an ihr vorzunehmen ist. Seine Höhe h_p über Gelände ist sehr verschieden, beim Holzturm in Heilsberg beträgt sie sogar 45 m. Zugänglich gemacht wird das Windenpodest durch Leitern mit ausreichenden Zwischenpodesten, im untersten Teil kann durch eine wegnehmbare Treppe der Zutritt Unberufener verhindert werden. Bei nicht zu hohen Türmen genügen Steigeisen an den Eckstielen. Die Plattform an der Spitze trägt bei luftverkehrstechnisch wichtigen Punkten einen Scheinwerfer für Fliegersignale, z. B. bei den Türmen Berlin-Witzleben, Flughafen Stettin, Köln-Niehl u. a. Für den Tagesdienst wird der Turmbau wie sonstige Luftfahrthindernisse den Fliegern kenntlich gemacht durch abwechselnden Farbanstrich Weiß-Rot, für Nachtdienst durch Leuchtfeuer bzw. durch intensiv rot leuchtende Neon-Röhren an den Umrißlinien.

3. Stählerne Funktürme.

Bis etwa 1928 war St 37 der maßgebende Baustoff. Für die drei neuen Türme in Norddeich wurde, zum erstenmal in Deutschland, Siemens-Martin-Stahl mit einer Bruchfestigkeit von 4400 kg/cm^2 , 20% Dehnung und mit 0,3% Kupferzusatz verwendet. Dieser Stahl läßt eine Beanspruchung von 1600 kg/cm^2 unbedenklich erscheinen und

⁴⁾ Vgl. H. Seitz, Bauing. 1932, S. 346, und K. Schaechterle, Bautechn. 1932, S. 468ff.

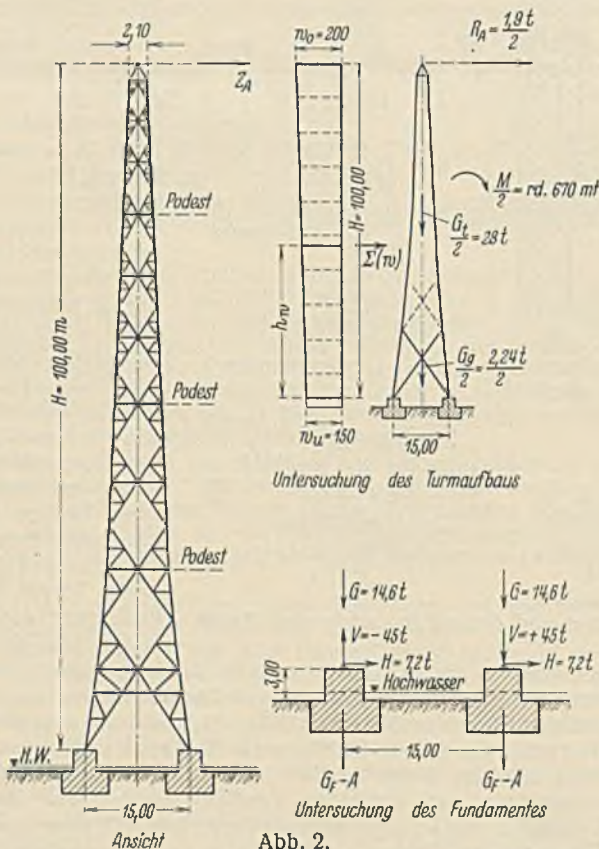


Abb. 2.

Frei stehender Stahlurm (Muster: Emmering bei München).

„Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau“ endgültig herausgegeben wurde und in der auf Grund zahlreicher Einsprüche abgeänderten Fassung des § 8 die Verbindung der Hölzer durch Dübel, Bolzen, Nagelung und Leimung behandelt. Es gibt die Knickzahlen ω bei Schlankheitsgraden $\lambda = 0$ bis 150 ($\lambda > 100$ kommt sehr selten vor!) für einteilige Stäbe mit mittigem Kraftangriff. Für zweiteilige, also

³⁾ Vgl. F. Herbst, Bautechn. 1932, S. 671 u. 741.

Zusammenstellung I. Frei stehende Stahltürme.

Anzahl der Türme	Funkstelle	Ausführende Firma	Baujahr	Baustoff	Abmessungen			Umrißlinie	Turmgewicht G_T t	Belastungsannahmen						Zugelassene Eisen-spannung k_g/cm^2	Beschreibung in Zeitschrift
					Höhe H über Auf-lagerpunkt m	Gegen-sätziger Abstand a m	Grundfläche \square unten b_d oben b_0 m			Antennen-zug kg	Luvsseite		Leeseite				
1		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	Hauptfunkstelle Königswusterhausen	Honnef-Werke AG, Lahr-Dinglingen/Baden	1924	Handelsflußstahl St 37	255	—	gleichseitiges Dreieck, $b_d = 52$ m	geknickt	nicht angegeben	400	—	150	150	—	—	1400, 1/200 für die Rahmenträger	Bautechn. 1925, S. 80
1	Berlin-Witzleben	Hein. Lehmann & Co., Berlin-Tempelhof	1925	•	135	—	18,0 3,5	Unterbau: leicht geschwungen, Aufbau: geradlinig	400	—	150	150	—	—	1400, 1/200 für die Rahmenträger	Bauting. 1926, S. 696	
2	Zwischensender Stettin	J. Gollnow & Sohn, Stettin	1925	•	75	nicht angegeben	nicht angegeben	parabelförmig	35	1000	225	225	112,5	112,5	1500	} Stahlbau 1928, S. 59	
2	Sender Flughafen-Stettin	Dortmunder-Brückenbau C. H. Jucho	Anfang 1927	•	45	•	•	leicht geknickt	20	500	225	225	112,5	112,5	1500		
2	Flughafen Köln-Niehl	Dortmunder-Brückenbau C. H. Jucho	1927	•	60	120	8,5 1,5	leicht geknickt	nicht angegeben	1000, später 600	200	200	100	100	1400	Bautechn. 1928, S. 471	
3	Norddeich in Norderdithmarschen	Hein. Lehmann & Co., Berlin	1927/28	Siemens-Martin-Stahl mit 0,3% Cu	120	≤ 270	15,0 1,25	leicht geknickt	64	1500; $R \sim 2750$	150	150	250	250	1600	Stahlbau 1929, S. 169	
2	Emmering bei München (dazu ein vorläufiger Holzmast, $H = 35$ m)	Dortmunder-Brückenbau C. H. Jucho	1928/29	St 37	100	180	15,0 2,1	schwach gekrümmte Kettenlinie	56	1100; $R \sim 1900$	150	200	150	200	1400	Stahlbau 1929, S. 288	

Zusammenstellung II. Frei stehende hölzerne Funktürme.

Anzahl der Türme	Funkstelle	Ausführende Firma	Baujahr (Montagezeit in Arbeitstagen)	Baustoff	Holzver-bindungs-mittel	Schutz-mittel	Abmessungen			Antennen-zug P/A kg	Belastungsannahmen						Zugelassene Be-anpruchung des Holzes (kg/cm^2) auf Druck Zug Abscheren	Beschreibung in Zeitschrift	
							Höhe H über Auf-lagerpunkt m	Gegen-sätziger Abstand a m	Grundfläche (m^2) unten (b_d) oben (b_0) m		Luvsseite	Leeseite							
1		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
2	Sender München-Stadelheim	Karl Kübler AG, Stuttgart	1927 (24 Tage)	deutsches Kiefernholz	Messing-schrauben, Bronzedübel	Kyanil-sierung	75	90	12	2,6	600	150	150	75	75	60	100	10	Bautechn. 1927, S. 378
2	Sender Königsberg i. Pr.	Paul Meltzer, Darmstadt	1927	deutsches Kiefernholz	Hartholz-dübel, Bauart Meltzer	Teerölrä-ukung nach Rüping	80	nicht an-gegeben	14	2,0	1000	200	200	100	100	60	100	10	Bautechn. 1927, S. 530
2	Großsender Mühlacker	Karl Kübler AG, Stuttgart	1930 (je 20 Tage)	je 85 m ³	Eichenholz-dübel, Schrauben aus besond. Messing-legierung	Zwei-maliger Karboll-neum-anstrich	100	200	15	1,5	1000	150	200	75	100	90	100	12	Bauting. 1931, S. 529
2	Großsender Heilsberg in Ostpreußen	C. H. Jucho, Dortmund	1930	je 104 m ³	Zackendübel mit Messing-schrauben-bolzen	•	100	200	15	2,0	1000	150	250	75	125	90	100	12	Ztrbl. d. Bauv. 1931, S. 187
2	Großsender Leipzig-Pegau	Paul Meltzer, Darmstadt	1932 (der 2. Turm nur 17 Tage)	je 105 m ³	Stahldübel $\varnothing 10$ bis 17 mm	•	125	312	25	2,0	2000	150	215	75	110	90	100	12	Z. d. Vdl. 1932, S. 1209
1	Großsender Breslau-Roth-sürben	Hein. Lehmann & Co., Berlin, und Siemens-Bauunion, Berlin	1932 (34 Tage)	170 m ³	Bronze-kraillendübel $\varnothing 8$ u. 55	•	140 (einschl. Schirm-tenne 145)	—	22	2,15	—	150	220	75	110	90	100	12	Bautechn. 1932, S. 671 u. 741

hält wegen der sehr verringerten Rostgefahr die Unterhaltungskosten niedrig. — Die Vergitterung wird so eng genommen, daß der Schlankheitsgrad des einzelnen Stabteiles den des Gesamtstabes nicht überschreitet. Geschlossene Querschnitte sind mit Rücksicht auf den geringeren Eisansatz vorzuziehen; der Funkturm Witzleben z. B. besitzt solche von 80 m Höhe an. Bei gebrochener Umrißlinie sind an den Knickstellen kräftige waagerechte Versteifungen vorzunehmen. Der unterste Schuß kann im Gegensatz zu den oberen, als einfache Fachwerke ausgebildeten Geschossen die Form eines Portals (Steifrahmens) zeigen (Beispiel: Emmerring).

Isoliert werden die Stahltürme gegen den Erdboden durch den Einbau von Porzellan-Druckkörpern an den Stellen, wo die senkrechten Auflagerkräfte, sowohl Druck wie Zug, und die kleineren waagerechten Kräfte übertragen werden. Zur Aufnahme der waagerechten Schubkräfte können drei kleinere Porzellankörper dienen, deren Richtung senkrecht zu den Wandflächenpaaren und in der Linie der Diagonale bzw. der Resultierenden R_A gewählt werden. Die notwendige, genau mittige Belastung der sehr druckfesten, aber gegen Schlag, Stoß und außermittigen Kraftangriff empfindlichen Porzellankörper, für die 10- bis 20fache Sicherheit üblich ist, kann durch abgerundete Stahlgußstücke und Zwischenlagen aus Pappe (z. B. in Emmerring), ein Berichtigendes der Lage durch Flachkelle erreicht werden.

Zusammenstellung I (S. 489) gibt Zahlenwerte für einige bemerkenswerte, aus dem letzten Jahrzehnt stammende frei stehende Stahltürme. Der Turm in Königswusterhausen, 255 m über Gelände hoch, ist durch seinen Dreieckgrundriß von allen anderen unterschieden; die Nebentürme sind als abgespannte Masten ausgeführt. Der Funkturm in Berlin-Witzleben, das architektonisch wirksame Wahrzeichen des Berliner Ausstellungsgeländes, ist zugleich Aussichts- und Signalturm. Die in rd. 50 m Höhe liegende Terrasse mit Wirtschaftsräumen ist durch Aufzug und eine 1,30 m breite Treppe zugänglich. Die beiden Turmpaare in Stettin sind durch ihre schlanke Form und die Scheinwerferplattform an der Spitze bemerkenswert. Die beiden Türme der Flughafenfunkstelle Köln-Niehl zeigen leicht geknickte Umrißlinie, das Windenpodest liegt 9,1 m über Gelände. Als später noch zwei weitere Antennen in 45 m Höhe zu verlegen waren, wurde noch ein dritter Turm als 45-m-Gittermast aufgestellt. Damit das der Berechnung zugrunde gelegte größte Kippmoment nicht überschritten würde, erhielt die 60-m-Antenne statt 1000 kg nachträglich nur 600 kg Zug und die neue in 45 m Höhe 300 kg. Die Funkstelle Norddeich im Kreise Norden dient dem Funkverkehr mit allen Seeschiffen, die deutsche Küsten verlassen oder erreichen wollen. Neben den vier aus dem Jahre 1904 stammenden, je 65 m hohen abgespannten Eisenmasten mit Dreieckquerschnitt, die durch hölzerne Masten nachträglich um 20 m erhöht wurden, kamen 1927/28 drei gleichartige, in einem Dreieck mit 270 m größter Seitenlänge angeordnete 120 m hohe Freitürme zur Aufstellung. Die achteckigen Fundamentblöcke in Beton zwischen Spundwänden über einer Rollschicht sind mit Isolierschicht gegen chemische Einflüsse des Brackwassers der Nordsee versehen. Die Windenplattform liegt in 30 m Höhe.

Für die beiden Türme in Emmerring bei München sind in Abb. 2 die Ansicht und das Bild der Belastung von Turmbauwerk und Grundbau für eine Turmhälfte skizziert. Außer dem Windenpodest im unteren Steifrahmen und dem Antennenpodest sind noch drei Zwischenpodeste eingebaut. Da der Turm im Überschwemmungsgebiet steht, mußte das Stampfbetonfundament 3 m über Gelände geführt und der Auftrieb A berücksichtigt werden. Als dritter Antennenträger, der später durch einen 100-m-Stahlurm ersetzt werden soll, wurde zunächst ein 35 m hoher verspannter Holzmast 1929 in Betrieb genommen.

4. Hölzerne Funktürme.

Der neuzeitliche Ingenieurholzbau ermöglicht statischer Berechnung zugängliche, wetterbeständige Tragwerke großer Ausdehnung. Die Deutsche Reichspost hat daher seit 1927 durch führende Holzbaufirmen einige der neuen Rundfunkanlagen mit frei stehenden hölzernen Türmen ausgerüstet, die sich, besonders hinsichtlich ihrer elektrischen Eigenschaften, bewährt haben. Ausreichend dauerhaft läßt sich einheimisches Kiefernholz nur durch sorgfältige Tränkung machen, die meist mit Teeröl nach dem Rüpingschen Sparverfahren ausgeführt wird. Für die 1930 erbauten Großsendertürme Mühlacker und Heilsberg wurde nach genauen Wirtschaftlichkeitsberechnungen und eingehender Prüfung aller Baustoffeigenschaften dem amerikanischen, sehr dichten, harzhaltigen Pechkiefernholz der Vorzug gegeben⁵⁾, das auch für weitere Turmbauten mit unumgänglich großen Holzquerschnitten als der geeignetste Baustoff vorgesehen wurde. Eiserner Verbindungsglieder sind, mindestens im oberen Turmteil, in der Nähe der Antenne zu vermeiden und werden durch Teile aus nichtmagnetischem Baustoff, meist Bronze, ersetzt. Waagerechte Verbände wären aus statischen Gründen nicht erforderlich, doch werden meist einige waagerechte Versteifungsrahmen eingebaut, mindestens

an Knickpunkten der Umrißlinie. Die Eckpfosten werden in Abständen von rd. 8 bis 12 m gestoßen, die Stoßstellen liegen 0,8 bis 1,2 m über dem nächsten Knotenpunkt, damit dessen Ausbildung nicht erschwert wird. Unten werden die Eckpfosten durch Druckschuhe und Rundeisenanker druck- und zugsicher mit den Fundamentteilen verbunden.

Für einige neue Holztürme enthält Zusammenstellung II (S. 489) die wesentlichsten Zahlenangaben nach den vermerkten Quellen.

Ähnlich ausgebildete Holztürme sind auch in Köln-Radertal, Kaiserslautern usw. errichtet. Die beiden Türme in München-Stadelheim wurden 1927 an Stelle von zwei je 100 m hohen eisernen, die 1925 auf dem Gelände der Verkehrsausstellung in München gestanden hatten und zu viel elektrische Energie verschluckten, auf den alten Fundamenten errichtet, deren geringer Abstand nur eine Höhe von 75 m für den Holzbau gestattete. Die Eckpfosten waren vierteilig, die Einzelstäbe unten 13/13, oben 10/10 cm stark. Die eisernen Verbindungsglieder des unteren Teiles hatten Rostschutzanstrich erhalten, die obersten 50 m waren mit Messingschrauben und Bronzedübeln ausgerüstet. Der Einsturz beider Türme⁶⁾ in einer sehr schweren Sturmnacht im November 1930 muß, nach den umfassenden Untersuchungen, nicht auf Fehler des Baustoffes oder der Bauausführung, sondern lediglich auf die nach heutiger Erkenntnis erheblich zu günstigen Annahmen hinsichtlich der Windwirkung zurückgeführt werden. — Die Türme des Senders Königsberg haben als Verbindungsmittel Hartholzdübel, für die ein Lochleibungsdruck von 80 kg/cm² zugelassen war, in solchem Abstände, daß die Scherbeanspruchung unter 10 kg/cm² bleibt. Die Fundamentblöcke genügen der Forderung, daß die ganze, auf eine Wand entfallende waagerechte Kraft durch die Schrägpfähle nur eines Blockes aufgenommen werden kann. Damit

Zusatzspannungen durch ungleichmäßiges Setzen der vier Einzelfundamente nicht entstehen können, ist unterhalb jedes Fußpunktes eine Stellvorrichtung eingebaut, die geringe senkrechte und waagerechte Verschiebungen auszugleichen ermöglicht. Die Winde steht in Geländehöhe neben dem Turm in Richtung der Diagonale. — Der in Abb. 3 skizzierte Typ der Mühlacker-Türme hat drei waagerechte Versteifungsrahmen. Jeder der stark bewehrten Fundamentklötze hat die Form eines vierseitigen Pyramidenstumpfes über quadratischer Grundplatte; die Bodenpressung bleibt unter 1,1 kg/cm². — Bei den Heilsberger Türmen bestehen die Eckpfosten unten aus je vier Hölzern 20/20 cm, dann 16/16 cm, weiter oben sind sie einteilig, von 30/30 auf 11,5/11,5 cm an der Spitze abnehmend. An jedem Turm sind rd. 2600 Messing-

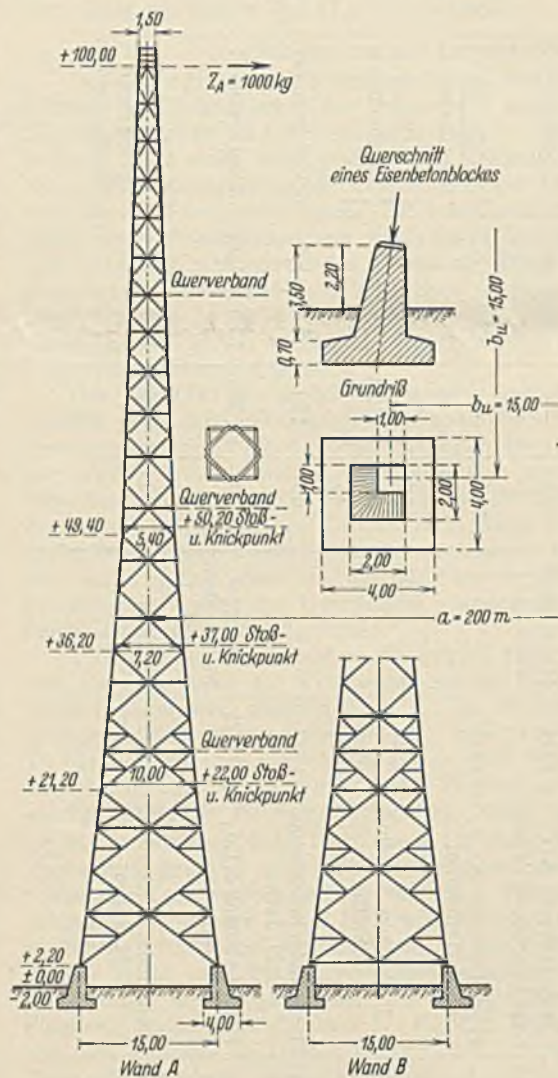


Abb. 3.

Frei stehender Holzturm (Muster: Mühlacker).

Holzverbindungs- teile von rundem bzw. quadratischem Querschnitt verwendet. — Das Turmpaar des Großsenders in Pegau, rd. 20 km südlich von Leipzig, zeigt auch noch die herkömmliche Anordnung mit Dachseil und Reusenantenne in der Mitte des Turmabstandes. An jedem Fuß ist eine auswechselbare Meßvorrichtung nach dem Brinellschen Verfahren eingebaut, die aus der Größe der von den Stahlkugeln erzeugten Eindrücke Schlüsse auf die

⁵⁾ Vgl. Bautechn. 1932, S. 671 u. 741; dagegen Bautechn. 1933, S. 289.

⁶⁾ Vgl. Seitz, Bautechn. 1933, Heft 1/2, S. 29.

aufgetretenen größten Winddruckkräfte ermöglichen wird. Die 4 m unter Gelände reichenden Fundamente aus besonders dichtem Beton 1:6 sind allseitig durch dreifache Papplage gegen das saurehaltige Grundwasser isoliert. Die Bodenpressung bleibt unterhalb 1,5 kg/cm²; die Sicherheit gegen Kippen beträgt 1,7. Zum Zusammenfügen der kleinen Einzelstäbe zu knicksicheren Gesamtquerschnitten Meltzerscher Bauart dienen bei jedem Turm rd. 28 000 Dübel von 10 bis 17 mm Durchm. Der Pfostenquerschnitt besteht im untersten der 19 Schüsse aus neun Stäben 12/12 cm in je 7 cm Abstand. — Für den Großsender München wurden 1932 zwei je 115 m hohe Holztürme durch die Karl Kübler AG, Stuttgart, fertiggestellt.

Beim neuen schlesischen Großsender in Rothlärben, 15 km süd-

lich von Breslau, wurde zum ersten Male ein hölzerner Einzelturm mit senkrechter Antenne im Innern des Turmes und Bronzeschirm an der Spitze ausgeführt. Die Einzelheiten dieses zurzeit wohl höchsten bestehenden hölzernen Bauwerks der Welt finden sich in der „Bautechnik“ beschrieben⁷⁾. Auch für die beiden letzten der neun sehr leistungsfähigen Großsender Deutschlands, in Berlin-Tegel und in Hamburg-Billbrook, sind als Antennenträger holzerne Einzeltürme von ähnlicher Höhe und Bauart wie in Breslau-Rothlärben in Aussicht genommen, so daß etwa bis Ende 1933 die Großsenderanlagen für alle deutschen Reichsgebiete mit hohen, frei stehenden Funktürmen ausgerüstet sein werden.

⁷⁾ Vgl. Aufsatz F. Herbst, Bautechn. 1932, S. 671 u. 741.

Die Frage der Feuerschlängel für den Schutz von Gewässern gegen Ölausläufe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Sander, Branddirektor der Hamburger Feuerwehr.

Mit dem steigenden Verbrauch des Mineralöls findet zwangsläufig eine erhöhte Belastung des gesamten Verkehrs mit Mineralöltransporten statt und damit auch eine Vermehrung der in diesen Transporten liegenden Gefahren. In gleicher Weise steigen die Gefahren, die mit der Großlagerung von Mineralölen verbunden sind und die aus verkehrstechnischen Rücksichten in den meisten Fällen sich in unmittelbarer Nähe befahrbarer Gewässer befinden. Die Mineralöle haben die vom sicherheitstechnischen Standpunkte aus unangenehme Eigenschaft, daß sie — meist spezifisch leichter als Wasser —, wenn sie einmal auf ein Wasser auslaufen, auf dessen Oberfläche schwimmen, sich hier ausdehnen und, wenn sie einmal in Brand geraten sind, das Feuer auch über die Wasserläufe hinweg verbreiten können. Wenn schon an sich ausgetretenes Öl gefährlich für die Umgebung wird wegen der im Öl liegenden Feuersgefahr, so werden diese Verhältnisse noch bedenklicher, wenn die Ölmassen in Brand geraten, infolgedessen dünnflüssig werden und dann mit erhöhter Geschwindigkeit sich auf der Wasseroberfläche verteilen können.

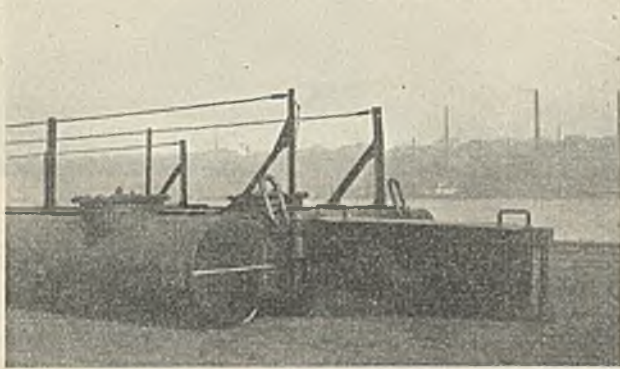


Abb. 1. Verbindungsstück zwischen zwei Schlängeln.

Um diesen Gefahren, die auf Gewässer ausgetretene Öle in sich bergen, entgegenarbeiten zu können, ist man dazu übergegangen, Feuerschlängel aus unverbrennlichem Material zu bauen, die, auf dem Wasser schwimmend, diejenigen Stellen abgrenzen sollen, an denen Öl auf das Wasser ausgetreten ist. In welcher Weise derartige Schlängelanlagen wirken sollen, möge ein Fall darstellen, der vor Jahren zum ersten Male die Gefahren erkennen ließ, die durch den Austritt von Öl auf Wasser im Brandfalle hervorgerufen werden.

Bei einem Brande, der in den 90er Jahren in Harburg in einer Spelseölfabrik stattgefunden hat, liefen größere Mengen schweren Öls in das Hafenbecken und brannten auf dem Wasser weiter. Um den Austritt dieser auf dem Wasser brennenden Ölmengen auf die freie Elbe zu verhüten, hat man damals einen im Abwracken begriffenen großen Dampfer genommen und damit das Hafenbecken abgesperrt. In diesem Falle gelang es, der Ausbreitung der Gefahr ein wirksames Mittel entgegenzusetzen.

In den Jahren 1904 und 1916 konnte man erneut bei zwei großen Bränden in Hamburg die Gefahren erkennen, die in diesen auf dem Wasser schwimmenden Ölmengen liegen. In beiden Fällen trat bei den damals aufgetretenen Bränden das brennende Öl auf die Wasseroberfläche eines Kanals und übertrag auf diese Weise das Feuer schnell auch auf die andere Seite des Kanals.

Als 1926 bei dem Brande der Albrechtschen Ölfabrik im Hamburger Hafen erneut große Ölmengen auf dem Lande in Brand gerieten, entstand bei der Hamburger Feuerwehr der Gedanke, Vorkehrungen zu treffen, die ihr es möglich machen sollten, im Falle eines größeren Ölbrandes Kanäle, Häfen und sonstige Gewässer sofort abzuschließen, damit etwaige auf diese Gewässer ausgetretenen Ölmengen abgefangen werden konnten.

Nach dem Vorbilde einer Einrichtung, die schon seit einigen Jahren in Schweden gebräuchlich ist, wurden dann Schlängelanlagen konstruiert,

die, auf dem Wasser schwimmend, jederzeit der Feuerwehr zur Verfügung stehen, und mit denen man entweder Häfen absperren oder Kanäle schließen oder einzelne Uferstrecken oder einzelne Schiffe so umschlingeln kann, daß an diesen Stellen ausgetretenes Öl auf der Wasseroberfläche sich nicht weiter verbreiten kann (Abb. 1 u. 2).

Hamburg hat in seinem Hafen einmal in der Nähe des Petroleumhafens, zum anderen in der Mitte des Hafens, dort, wo verhältnismäßig viel Ölbetrieb vorhanden ist, je eine Schlängelstation von rd. 250 m. Diese beiden Gruppen liegen zum Gebrauch fertig (Abb. 3) in der Nähe einer Feuerwache, deren Mannschaften mit der Handhabung dieser Schlängel-

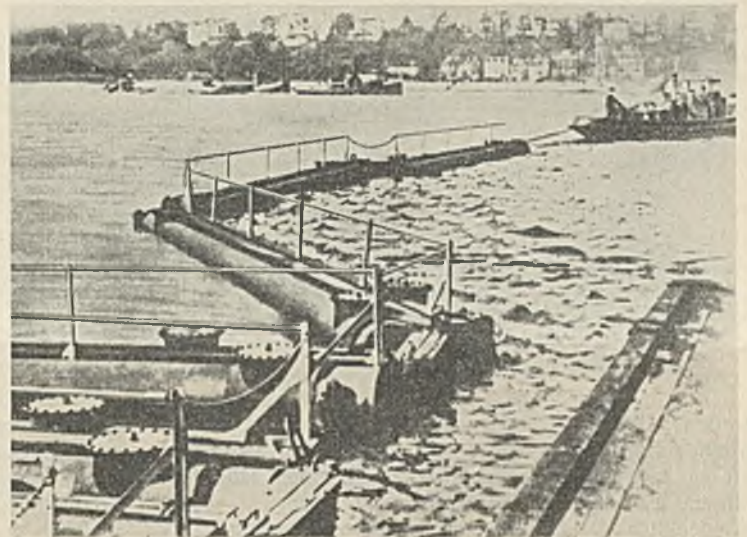


Abb. 2. Beginn des Ausfahrens der Schlängel.

anlage ausgebildet sind. Die richtige Handhabung dieser Schlängelanlage ist nicht ganz einfach. Wenn auch bei der in Hamburg üblichen Konstruktion ein Kentern der schwimmenden Balken ausgeschlossen ist, so ist doch das Arbeiten mit ihnen deshalb schwierig, weil die Schlängel, sehr leicht im Wasser beweglich, richtig verankert werden müssen, wenn sie einen ringförmigen Schutz um die betreffende Stelle darstellen sollen. Es muß möglich sein, diese Schlängelanlage zu verankern oder so zu befestigen, daß, immer wenn ein Fahrzeug umschlingelt werden soll, ein hinreichender Abstand vom Fahrzeug gewahrt bleibt, und, wenn Flußläufe oder Kanäle abgeschlingelt und abgesperrt werden sollen, die Abdichtung gegen das Ufer so stattfindet, daß Ölmengen nicht diese Sperre irgendwie durchdringen können. Eine solche Schlängelanlage, wie sie hier beschrieben wird, kann an jeden Punkt des Hafens geworfen werden, wenn Gefahr im Verzuge ist. Sie ist dann ein Instrument in der Hand der Feuerwehr, das je nach Sachlage von ihr als Schutzmittel im Gefahrenfalle eingesetzt wird und hier dann ohne Zweifel wichtige Dienste leisten kann. Diese Art von Schlängeln haben sich im Hamburger Hafen mehrfach gut bewährt, besonders wenn aus leck gewordenen Seetankschiffen Öle auf die Wasseroberfläche ausgetreten waren, die man am Fortfließen in andere Hafenteile hindern wollte.

Die Pflege dieses Gerätes beansprucht einen gewissen Zeitaufwand. Das Gerät muß auch mit Rücksicht auf den Schutz gegen Rostgefahr gut unter Farbe gehalten sein, die Station selbst, auf der diese Schlängel liegen, muß auf der einen Seite jederzeit in Verbindung mit dem etwa zu schützenden Fahrwasser liegen, auf der anderen Seite aber gegen Beschädigungen durch vorbeifahrende Schiffe geschützt sein. In Hamburg sind insgesamt 500 m vorhanden, die in der Herstellung rd. 70 000 RM gekostet haben, wobei man als Schlängelrohre auf alte, nicht mehr gebrauchte Baggerspülrohre zurückgegriffen hat, die sich besonders gut für diesen Zweck eignen.

Diese Schlängelanlagen dürfen aber nicht verwechselt werden mit Schlängelanlagen, wie sie in den Richtlinien des Herrn Reichsverkehrsministers, der diese aus dem Erlaß des preußischen Ministeriums für Handel und Gewerbe vom 12. August 1926 — V 8257, III 7214 — übernommen hat, gefordert werden, damit feuergefährliche Flüssigkeiten löschende oder ladende Fahrzeuge während des Löschens und Ladens mit ihnen umgeben werden können. In diesen Richtlinien heißt es:

„Ferner ist zu prüfen, wie das trotz dieser Vorsichtsmaßnahmen auf das Hafengewässer gelangte Öl an weiterer Verbreitung gehindert werden kann, ob die Tankanlage an einem Stichbecken liegt, dessen Einfahrt durch einen genügend breiten und tief eintauchenden feuerhemmenden Schwimmbalken od. dgl. abgeschlossen werden kann, oder ob andernfalls ein solcher Schutzgürtel in genügendem Abstand um das Schiff mit Anschluß an das hier feuersicher auszubildende Hafenufer lückenlos herumgelegt werden muß.“

Während die Schlängelanlagen, wie sie die Hamburger Feuerwehr zur Verfügung hat, als Feuerschutzgerät für den Fall der Gefahr anzusprechen sind, wird in dem vorstehenden Erlaß gefordert, die Frage zu prüfen, ganz allgemein Fahrzeuge, die brennbare Flüssigkeiten löschen oder laden, während dieses Vorganges mit einer Schlängelanlage zu umgeben, damit

Die Fälle im Hamburger Hafen, in denen man die Schwimmkörper im jeweiligen Gefahrenfall eingesetzt hat, lehren, daß die Schwimmkörper von dem zu schützenden Schiff nur durch eine Verankerung in richtiger Entfernung von dem Schiff zu halten sind, und daß Abspreizungen mit Hölzern, die man von dem Schiff aus gegen die Schwimmkörper legt, nicht möglich sind, da die Befestigung dieser Abspreizhölzer an dem Schiff selbst entweder nicht möglich oder nur sehr schwer herzustellen ist, und außerdem daß die Abspreizhölzer wieder eine erhebliche Gefahr für die Schiffe selbst im Kollisionsfall darstellen.

Alle diese Bedenken sind rein technischer Art. Außer ihnen bestehen aber auch solche wirtschaftlicher Art; denn das Einkreisen derartiger Schiffe im gewöhnlichen Betrieb mit diesen Schlängelanlagen würde erheblich viel Zeit und Personal erforderlich machen und dadurch den Verkehr mit Mineralölen auf dem Wasserwege technisch und wirtschaftlich sehr erschweren.

Die vorstehenden Ausführungen beziehen sich auf die Verhältnisse, wie sie für den Hamburger Hafen sich entwickelt haben. Es entsteht nun die Frage, ob die für den Hamburger Hafen genannten Bedenken gegen die regelmäßige Verwendung solcher Schlängelanlagen auch auf die Ver-

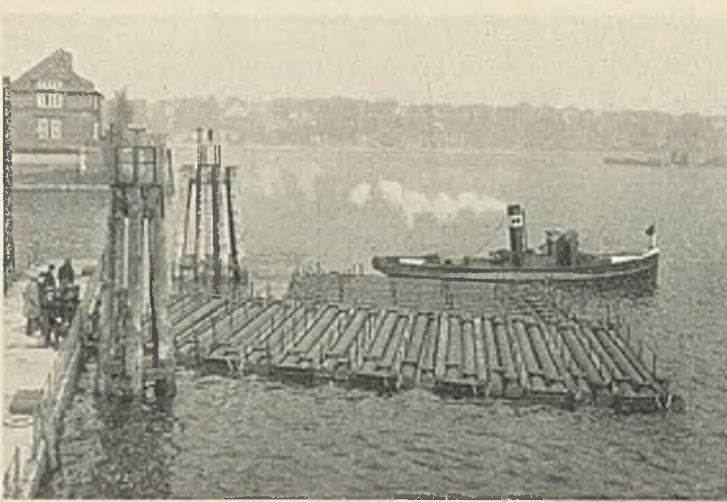


Abb. 3. Schlängelgruppe im Hafen in Bereitschaft liegend.



Abb. 4. Ansicht der ausgefahrenen Schlängel.

für den Fall einer Gefahr von vornherein das Ausfließen der Ölmassen verhindert wird. Das betreffende Fahrzeug soll also während seiner Liegezeit an der Lösch- und Ladestelle mit einem Gürtel umgeben werden, während man das betreffende Fahrzeug, solange es sich in Fahrt befindet, unbedenklich glaubt auf dem gleichen Gewässer mit der gleichen gefährlichen Ladung ungeschützt belassen zu können.

Wenn schon hierin ein gewisser Widerspruch liegt und die Frage berechtigt ist, weshalb man in Fahrt befindliche Schiffe hinsichtlich der Gefahr anders einschätzt als stillliegende, die löschen und laden, so muß weiter der Einwand gegen diese Art der Sicherung gemacht werden, daß in dieser Umschlängelung eines an der Lösch- und Ladestelle liegenden Schiffes oder Kahnens Gefahren liegen, auf die besonders hingewiesen werden soll.

Die Schlängel sind aus Eisen bzw. Stahl gefertigt und bilden in ihrer Konstruktion Schwimmkörper von erheblicher Widerstandsfähigkeit gegen Schlag und Stoß. Werden um ein liegendes Schiff diese Schwimmkörper gelegt und kommt nun ein anderes Schiff aus irgendeinem Umstande in die Nähe dieser Schwimmkörper, sei es durch Gegenfahren oder Gegenreiben, dann ist es leicht möglich, daß die Schwimmkörper, zwischen die beiden Bordwände des liegenden und des treibenden Schiffes gedrückt, die Bordwände dieser Schiffe beschädigen, und daß dann gerade durch die Schwimmkörper Gefahren entstehen, die nicht eintreten würden, wenn die beiden Schiffe sonst Seite an Seite, auch hart gegeneinander, gelegt würden. Diese Gefahr ist so groß, daß man schon aus diesem Grunde im Hamburger Hafen dort, wo sich ein ziemlich reger Schiffsverkehr befindet, Schwimmkörper der gedachten Art nicht um die Schiffe herumlegen würde.

Hinzu kommt, daß man, wenn mehrere Schiffe zu gleicher Zeit an einer Ladestelle liegen, eine Entscheidung treffen müßte, ob man diese Schiffe gemeinsam durch einen Schwimmkörper gegen das übrige Gewässer abtrennen will, oder ob man die Schiffe je einzeln mit einem solchen Körper versehen soll. Will man die Schiffe gemeinsam mit einem Gürtel umlegen, dann braucht man eine verhältnismäßig große Menge dieser Schwimmkörper, deren Festlegung zu einem den Abstand von den einzelnen Schiffen haltenden Kranz sehr schwierig ist; will man jedes einzelne Schiff umlegen, so wird diese Schwierigkeit noch größer, und man braucht noch mehr Schwimmkörper, deren gegenseitige Verankerung noch schwieriger wird.

hältnisse für den Binnenschiffahrtverkehr zutreffen. Dies ist ohne Zweifel richtig. Hierzu gehören vor allen Dingen:

1. die Gefahren, daß bei etwaigem Herantreiben anderer Schiffe an derartige Liegestellen die Schlängelanlagen eine Beschädigung der dort liegenden Schiffe herbeiführen können;

2. daß die richtige Befestigung der Schlängelanlagen in dem für einen wirksamen Schutz erforderlichen Abstände vom Schiff, besonders bei starker Strömung, sehr schwierig ist; denn eine Schlängelanlage, die nicht auch bei starker Strömung den erforderlichen Abstand von dem zu schützenden Schiff hält, hat keinen Zweck;

3. daß gerade mit Rücksicht auf den erforderlichen Abstand von dem zu schützenden Schiff durch Schlängelanlagen die Fahrstraßen eingeengt werden und daher häufig Schifffahrthindernisse bilden, die wiederum die Gefahr der Kollision in sich schließen, und

4. daß die Bereithaltung der Schlängelanlagen, die häufig recht erhebliche Längenausmaße haben müssen, weil im Binnenschiffahrtverkehr selbst flachgehende Kähne nicht unmittelbar am Ufer anlegen können, einmal eine starke Belastung des Verkehrs bedeutet, dann aber auch ihre Auslegung erhebliche Aufwendungen an Zeit und Personal erfordert.

Der Einwand, daß man im Falle starker Strömung auf frei schwimmende Schlängel verzichten könne, daß als Ersatz für eine solche Anlage Schlängel zwischen eingerammten Pfählen zweckdienlich seien, muß ebenfalls abgelehnt werden. Derartige Pfähle bilden, wenn sie aus starken U-Eisen bestehen müssen, eine erhebliche Gefahr für die Tankkähne. Wenn ein solcher Kahn durch die Strömung gegen diese senkrecht im Wasser stehenden Pfähle getrieben wird, liegt die Gefahr der Boden- und Seitenwandbeschädigung im Bereich der Möglichkeit.

Diese Ausführungen lassen erkennen, daß eine Umschlängelung eines in üblicher Weise Mineralöl löschenden oder ladenden Fahrzeuges nicht erforderlich erscheint, und daß die mit einer solchen Maßnahme verbundenen Nachteile so erheblich sind, daß man vor dieser Art der vermeintlichen Sicherung geradezu warnen muß.

Anders liegt aber die Frage, ob man Schlängelanlagen an sich gegebenenfalls für notwendig halten will, um sie mit Hilfe einer eingetübten Mannschaft im Falle der Gefahr einsetzen zu können. Hier ist zu sagen, daß solche Schlängelanlagen in der Hand einer geübten Feuer-

wehr oder einer Strombauverwaltung, die über geschultes Personal und Schleppkräfte verfügen, gegebenenfalls großen Nutzen bieten können. Dabei handelt es sich aber darum, ob die gesamte Örtlichkeit dafür spricht, daß im Falle eines Austretens von größeren Ölmengen an einer bestimmten Stelle überhaupt die Möglichkeit besteht, solche Absperrschlängel an geeigneter Stelle einzusetzen, um das Abtreiben größerer Ölmengen nach bestimmten Bezirken des Gewässers zu verhindern. Es ist nicht richtig, daß man für den Fall, daß man die regelmäßige Umschlängelung eines Schiffes nicht machen will, glaubt sich dadurch sichern zu müssen, daß man in der Nähe der

Berufsfeuerwehr verfügt, möglich ist, das ist auf einem einsamen Binnen- gewässer oft einfach nicht möglich, schon deshalb, weil es an dem für die Bedienung der Schlängel erforderlichen Personal fehlt. Also auch die Bereithaltung einer Schlängelanlage für den Ernstfall sollte von Fall zu Fall geprüft werden.

Die Schlängel müssen übrigens so gebaut sein, daß sie begehbar sind und nicht kentern können (s. Abb. 4). Ein Unfall, der sich in dieser Hinsicht ereignete und ein Menschenleben forderte, mahnt zur Vorsicht.

Die vorstehenden Bedenken sollten daher Veranlassung sein, hinsichtlich der Forderung einer regelmäßigen Umschlängelung von Fahrzeugen sehr vorsichtig zu sein und die Anwendung von Schlängelanlagen nur auf den Gefahrenfall und dann nur durch die Feuerwehr oder Strombauverwaltung zu beschränken.

Im Zusammenhange mit diesen Überlegungen steht die Frage, wie man überhaupt Lösch- und Ladeplätze für den Ölungsfall einrichten und wohin man sie legen soll. Grundsätzlich sollen solche Plätze, wenn sie an einem fließenden Gewässer liegen, stromabwärts größerer Städte und Ortschaften liegen und hier wieder, wenn irgend möglich, an Stichkanälen oder gesonderten Hafenbecken, die man im Falle der Gefahr dann leichter abschließen kann als offenes, freies Gewässer. Aber auch hier ist ein dauernder Abschluß nicht erforderlich, denn er wirkt verkehrshemmend. Notwendig ist nur die Bereithaltung von Einrichtungen, um die Zufahrt zu solchen Hafenbecken abschließen zu können. Auch hier kann der Hamburger Petroleumhafen als Beispiel dienen. Trotz seines großen Ölungsverkehrs ist er im normalen Betrieb ohne Abschluß, kann aber im Falle der Gefahr sofort mit Hilfe eines Abschlußpontons geschlossen werden.

Zum Schluß sei noch ein Punkt erwähnt, der bei allen am Wasser liegenden Ölungsplätzen wichtig ist. Es ist dies die Verschmutzung der Hafenbecken mit kleinen Ölresten, die an sich keine Gefahr bilden, wohl aber den Übelstand haben, daß sie eine Schmutzschicht auf dem Wasser bilden, deren Entfernen häufig schwierig ist. Hier hat man jetzt von den Deutschen Werken in Kiel konstruierte Ölabschöpppumpen gebaut, die von Hand oder durch Maschinenkraft betätigt werden können und mit denen die Wasseroberfläche stets sauber zu halten ist (Abb. 5).

Zusammenfassend muß also gesagt werden, daß Schlängelanlagen für den normalen Betrieb nicht erforderlich sind, daß aber dort, wo das erforderliche Personal zur Verfügung steht und die Örtlichkeit es gestattet, derartige Einrichtungen für den Gefahrenfall sehr zweckdienlich sind.



Abb. 5. Ölabfischpumpe in Tätigkeit.

Ladestelle Schlängel bereitlegt, um sie im Ernstfalle einzusetzen. Das kann man nur verantworten, wenn man die Gewähr hat, daß mit diesen Schlängeln im Ernstfalle ein vollständiger Abschluß erzielt werden kann, und daß man jederzeit das nötige Personal zur Verfügung hat, diese Absperrung auch durchführen zu können. Hat man die Gewähr für diese beiden Bedingungen nicht, dann haben solche Schlängelanlagen, die in Bereitschaft liegen, auch keinen praktischen Wert. Was in der Hafenstadt Hamburg, die über eine gut ausgerüstete, jederzeit zur Verfügung stehende

Alle Rechte vorbehalten.

Die zweite Verstärkung der Niederkräniger Straßenbrücke bei Schwedt a. d. Oder.

Von Regierungsbaurat Sarrazin, Berlin, und Regierungsbaumeister a. D. Hoffmann, Datteln, beide früher Schwedt (Oder).

(Schluß aus Heft 34.)

Bei der Entwurfsbearbeitung stellte sich nun heraus, daß es bei den meisten Stößen, die verstärkt werden mußten, nicht genügte, durch die Verstärkung nur die anteilige Verkehrslast aufzunehmen. Nach der üblichen Berechnungsweise „Alter Querschnitt: gesamte ruhende Last — verstärkter Gesamtquerschnitt: Verkehrslast“ ergaben sich nämlich derartige Verstärkungsquerschnitte, daß die Schwerachsen der neu einzufügenden Bauglieder von den Schwerlinien der alten Teile, die durch sie entlastet werden sollten, sehr stark abwichen. Ein einwandfreier Übergang der Kräfte schien hierbei nicht mehr gewährleistet. Es war also notwendig, mit kleineren Verstärkungsteilen auszukommen und diesen auch einen Teil der Eigengewichtskraft zuzuweisen. Um das zu erreichen, wurde zunächst der bestehende Querschnitt von einem Teil des Eigengewichts entlastet, und erst danach wurden die Verstärkungsteile

aufgebracht. Die Verbindung der neuen Bauglieder mit den bestehenden Bauteilen wurde fast ausnahmslos im elektrischen Schweißverfahren hergestellt.

Die Durchführung der Verstärkung möge an einem Beispiel, dem Untergurtnotenpunkt 4 der kleinen Überbauten (vgl. Abb. 8 u. 12), näher erläutert werden. Von dem Stabquerschnitt, dessen Zusammensetzung in der Zeichnung angegeben ist, laufen an diesem Punkte nur die oberen Winkel $75 \cdot 75 \cdot 12$ durch, alle übrigen Querschnittsteile sind gestoßen. Eine besondere Stoßdeckung war aber nur für die oberen, im Jahre 1911 aufgebrauchten Laschen $75 \cdot 10$ vorhanden. Die Verstärkung mußte, da der Stoß in erster Linie im unteren Teil ungenügend gedeckt war, hauptsächlich an der Unterseite angebracht werden. Die Rechnung ergab für eine Ent-

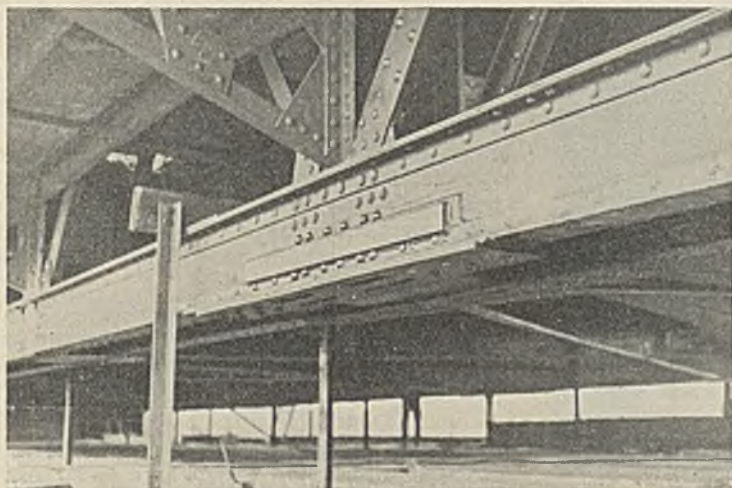


Abb. 12.

Verstärkung des Knotenpunktes 4 der kleinen Überbauten.

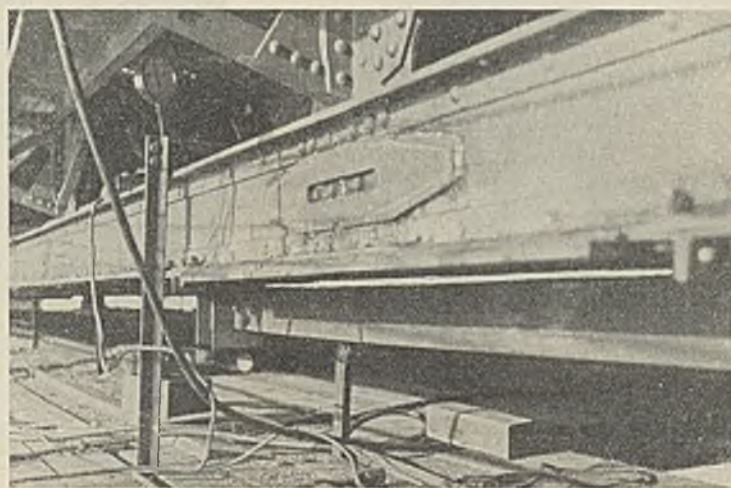


Abb. 13. Verstärkung des Knotenpunktes 3 des großen Überbaues (tiefliegende Entlastung).

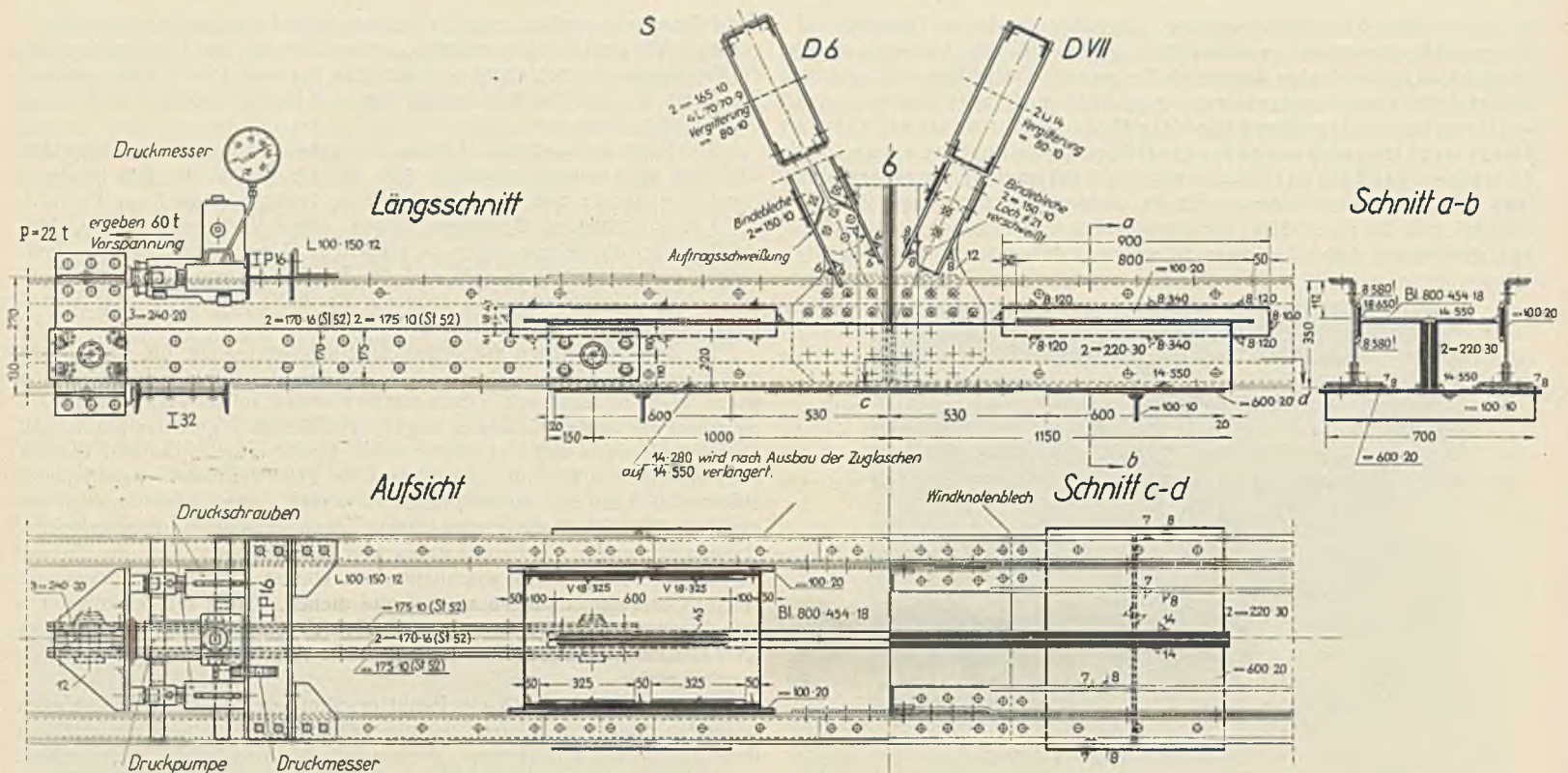


Abb. 14. Verstärkung des Knotenpunktes 6 des großen Überbaues, 60 t Vorspannung (Knotenpunkt 5 ist ähnlich ausgebildet).

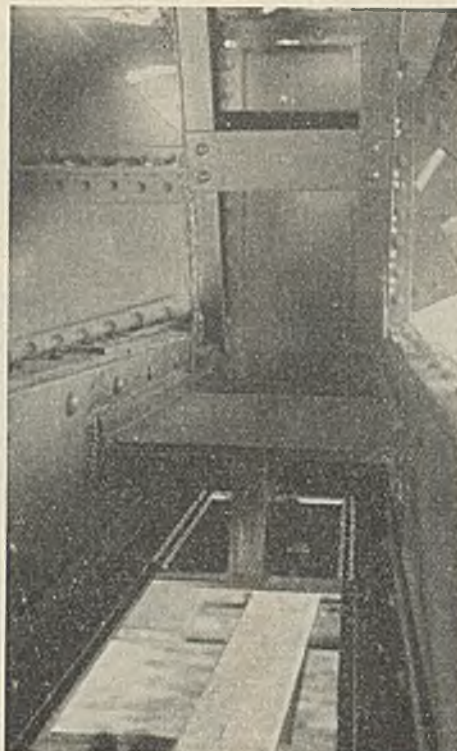
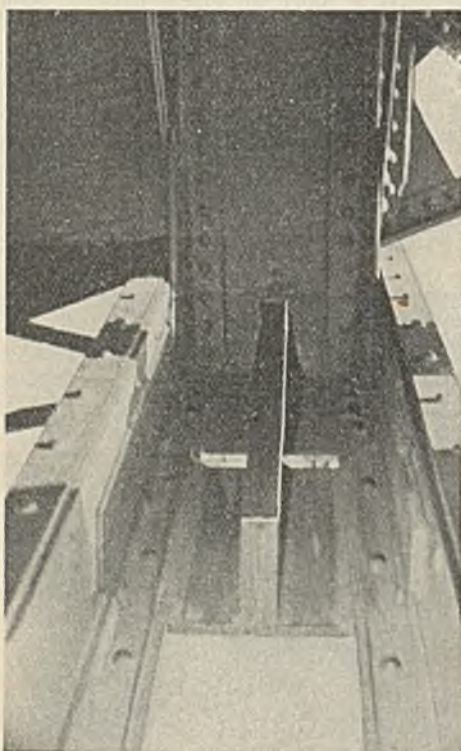
lastung von 30 t als günstigsten Verstärkungsquerschnitt $2 \times 260 \cdot 20$ ($F_n = 2 \cdot 39,2 \text{ cm}^2$), die unter dem Windknotenblech aufzubringen waren, und zwei lotrechte $80 \cdot 20$, die zwischen der mittleren Nietreihe und den Nieten in den unteren Gurtwinkeln aufgeschweißt wurden. Die zweitunterste Nietreihe konnte nicht erhalten bleiben, weil die nutzbare Querschnittsfläche der Verstärkungslasche sonst zu gering gewesen wäre. Für die Übertragung der Untergurtstabskraft waren die Niete dieser Reihe auch gut zu entbehren, da der Nietquerschnitt an sich reichlich war und die Überbeanspruchungen nur in dem Restquerschnitt der Knotenbleche auftraten. Trotzdem wurden diese Niete nicht völlig entfernt, sondern nur die nach der Verstärkungslasche zu gelegenen Köpfe abgebrannt und das freie Ende der Nietschäfte mittels eines Kohlelichtbogens mit den umgebenden Querschnittsteilen verschweißt. Die 32 mm breiten Schlitzte in den waagerechten Verstärkungslaschen $260 \cdot 20$ wurden angeordnet, um

die Niete im Windknotenblech zu erhalten, die bisher die gesamte Zugkraft, die in den waagerechten unteren Querschnittsteilen verblieb, übertragen mußten.

Die Entlastungsvorrichtung besteht in der Hauptsache aus einem Zugband, das zwischen den beiden Gurthälften liegt und bis zum Punkt 4, der ebenfalls mit 30 t entlastet wurde, durchgeführt ist. Die Stegbleche der Pfosten erhielten Schlitzte, die später wieder geschlossen wurden. Zur Erzeugung der Zugkraft diente eine Wasserdruckpresse, die an einem einarmigen Hebel angreift (in Abb. 8 bei Punkt 4). Die Wasserdruckkraft und die Gegenkraft am anderen Ende des Hebels wurden übertragen durch senkrecht zur Trägerebene angeordnete I-Querschnitte, die mit den alten Bauteilen fest verschraubt sind. Die Auflagerflächen des den Pumpendruck übertragenden Hebels wurden sorgfältig als Kipplager ausgebildet, da das freie Ende des Hebels infolge der Verlängerung des Zugbandes beim Anspannen eine verhältnismäßig große Bewegung auszuführen hatte.

Nachdem so die Kraft von 30 t in dem Zugband erzeugt und die alten Querschnittsteile um dieselbe Kraft entlastet waren, wurden die Verstärkungslamellen aufgeschweißt. (Die Laschen $260 \cdot 20$ sind, um die Schweißnähte nicht zu lang werden zu lassen, außerdem auch mit Nieten angeschlossen.) Erst nachdem alle Schweißnähte fertiggestellt waren, wurde das Zugband wieder entspannt. Unter Voraussetzung einer gleichmäßigen Verteilung der Beanspruchung hatte der alte Querschnitt dann aufzunehmen: $G - 30 \text{ t}$ und der verstärkte Gesamtquerschnitt: $P + 30 \text{ t}$. Diese Kraftverteilung wurde der Berechnung zugrunde gelegt; in Wirklichkeit wird jedoch infolge der ungleich größeren Starrheit der Schweißnähte gegenüber den Nietverbindungen die Kraft $P + 30 \text{ t}$ in erster Linie von dem angeschweißten Teil übertragen werden, so daß in den alten Bauteilen die wirklichen Beanspruchungen kleiner sein werden als die errechneten.

Die beschriebene Entlastungsvorrichtung kann durch Veränderungen des Pumpenhebels in ihrer Wirkungsweise abgewandelt werden. Bei Knotenpunkt 3 des großen alten Überbaues waren z. B. die unteren Querschnittsteile besonders stark überbeansprucht. Um eine wirksame Entlastung zu erzielen, hat man dort das Zugband unterhalb der Windknotenbleche angeordnet (Abb. 13), wodurch eine starke einseitige Entlastung des Querschnitts eintrat. Im übrigen konnte auch bei dem



a) Zustand vor dem Aufschweißen des oberen Bleches $600 \cdot 20$.

b) Fertig verschweißte Verstärkung.

Abb. 15. Verstärkung des Knotenpunktes 6 des großen Überbaues.

großen Überbau die mittige Entlastungsvorrichtung mit 30 t mehrfach angewandt werden.

Eine andere Art der Verstärkung erwies sich jedoch für die Knotenpunkte 6 und 5 dieses Überbaues als notwendig. An diesen Stellen ergibt sich für den unverstärkten Zustand die eingangs erwähnte Beanspruchung von 2590 kg/cm². Mit dem Aufschweißen von Verstärkungs-laschen auf die Gurte und der Entlastung durch die geschilderte Zugband-einrichtung war hier nicht auszukommen; man mußte vielmehr versuchen, das Ziel auf andere Art zu erreichen. Am zweckmäßigsten schien die in Abb. 14 dargestellte Ausführung zu sein: der Verstärkungsquerschnitt besteht aus 2 = 220 · 30, die zwischen die beiden Untergurthälften gleichsam als drittes Stegblech eingefügt sind und mit einer Vorspannung von insgesamt 60 t an die alten Querschnittsteile angeschweißt wurden. Die entlastende Zugkraft wird also hier in den Verstärkungsquerschnitten selbst erzeugt und verbleibt in ihnen dauernd. In dieser andersartigen Wirkung der Entlastungskraft liegt der Hauptunterschied gegenüber der Entlastung durch das Zugband. Bezeichnet man z. B. den alten Querschnitt mit *f*, den neuen Querschnitt mit *F* und die Entlastungskraft mit *E*, so ergibt sich die Beanspruchung in den alten Bauteilen bei der Zugband-entlastung zu:

$$\sigma = \frac{G - E}{f} + \frac{P + E}{F}$$

dagegen bei Vorspannung der Verstärkungsteile zu

$$\sigma = \frac{G - E}{f} + \frac{P}{F}$$

Im zweiten Falle also ist die Beanspruchung um den Wert *E:F* geringer, woraus sich der statische Vorteil der Vorspannung der Verstärkungsteile gegenüber der Zugbandentlastung ohne weiteres ergibt.

Die konstruktive Durchbildung zeigt Abb. 14. Der Bauvorgang ist zum Teil in den Lichtbildern (Abb. 15a u. b) festgehalten: Zunächst waren die Flacheisen 100 · 20 zur Verstärkung der Untergurtstegbleche aufzuschweißen und die unteren waagerechten Bleche 600 · 20 an der Gurtung zu befestigen. Sodann wurde — nachdem vorher eine entsprechende Öffnung im Pfostenstegblech ausgebrannt worden war — der eigentliche Verstärkungsquerschnitt eingebracht und auf der einen (in Abb. 14 rechten) Seite mit dem Grundblech verschweißt (Zustand Abb. 15a). Hierauf konnte man auch das obere waagerechte Querblech aufbringen und mit dem Untergurt und den beiden Flacheisen 220 · 30 verschweißen, so daß nun der Verstärkungsquerschnitt an dem einen Ende mit den alten Bauteilen fest verbunden war. Für die Erzeugung der Zugkraft wurde wiederum eine Wasserdruckpresse mit Hebel benutzt. Zwischen dem Hebel und dem Verstärkungsquerschnitt mußte eine besondere Zugstange eingeschaltet werden. Der Pumpendruck wurde so lange gehalten, bis auf der Seite, auf der die Zugstange angriff, alle Nähte geschweißt waren (Abb. 15b).

3. Sonstige Hauptträgerglieder.

An weiteren Arbeiten, die bei den Hauptträgern vorzunehmen waren, ist zunächst noch die Verstärkung verschiedener Pfosten zu erwähnen, bei denen eine Überschreitung der Knickbeanspruchungen infolge zu großen Schlankheitsgrades auftrat. Diese Verstärkung wurde durch Flacheisen bewirkt, die auf die vollwandigen I-Querschnitte außen aufgeschweißt, auf die vergitterten I-Querschnitte aber aufgenietet wurden, da hier ein besonders festes Anliegen als Schutz gegen Rosten erforderlich war. Besondere Verhältnisse lagen bei den Stäben *V*₃ und *V*₃ des großen Überbaues vor, die gleichzeitig Glieder des Windportals sind. Während nämlich bei den anderen Pfosten, bei denen nur die Knickgefahr beseitigt werden sollte, die Lamellen über der Fußwegplatte aufhören konnten, waren bei diesen Stäben auf der Außenseite des Trägers die Verstärkungsbleche 270 · 10 zur Aufnahme der Biegemomente bis zum Untergurt durchzuführen. Eine solche Maßnahme bedingte aber, daß die Fußwegkonsolen sowohl von den Pfosten, als auch von den Fußweglängsträgern abgelöst und nach Einfügen der Verstärkungsplatten wieder befestigt werden mußten. Da bei dieser Arbeit mit erheblichen Beschädigungen der Konsolen zu rechnen war, entschloß man sich, an den Punkten 3 und 3 an Stelle der alten aus schwachen Winkeln zusammengesetzten Fußwegträger neue vollwandig geschweißte Konsolen entsprechend Abb. 16 anzubringen. Auch bei den kleinen Überbauten war es notwendig, die Pfosten des Windportals zu

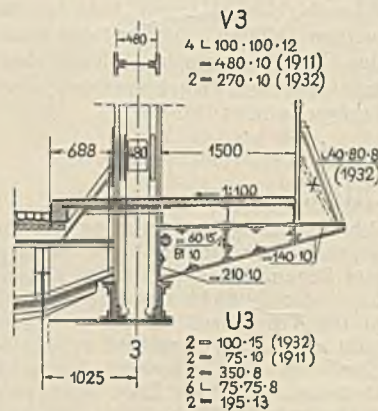


Abb. 16. Erneuerung der Fußwegkonsolen bei den Knotenpunkten 3 und 3 des großen Überbaues.

verstärken, jedoch brauchten hier die Lamellen nicht bis zum Untergurt-knotenblech herabgeführt zu werden, so daß ein Auswechseln dieser Fußwegkonsolen erspart blieb.

Neben den Pfosten wurden an den kleinen Überbauten auch noch sämtliche Obergurtstäbe verstärkt. Die Querrahmen in den über vier Felder reichenden windverbandlosen Teilen erwiesen sich nämlich als nicht genügend steif, so daß der Obergurt gegen ein seitliches Ausknicken aus der Trägerebene (Kraft $\frac{1}{100} O$) gesichert werden mußte. Um nun nicht alle diese Querrahmen verstärken zu müssen, wurde dafür gesorgt, daß die obere Gurtung selbst auf der Strecke zwischen dem Windportal und dem Endquerrahmen, der seinerseits nach Verstärkung des Endquer-trägers (s. u. I.) genügende Seitensteifigkeit bot, in der Richtung senkrecht zur Trägerebene knicksicher wurde. Dies ließ sich bei den sehr breiten Obergurtstabquerschnitten leicht durch Anschweißen von zwei = 105 · 16 auf die unteren Winkel ermöglichen. Um eine einheitliche Verschiebung der Schwerlinien des Obergurtes zu erreichen, wurde diese Verstärkung auch in den beiden Mittelfeldern zwischen den Windportalen durchgeführt. Bei dem Überbau von 50,50 m Stützweite, dessen windverband-loser Teil sich nur über drei Felder erstreckte, war die erforderliche Knicksicherheit ohne weiteres vorhanden.

Für die Verbindung der einzelnen Querschnittsteile des Obergurtes untereinander besaßen die alten Überbauten neben der Kopfplatte nur eine zickzackförmige Vergitterung aus Flacheisen in Mitte Stegblech-höhe. Um auch die unteren abstehenden Teile gegen ein seitliches Ausknicken hinreichend zu sichern, wurden jetzt in den Drittel-punkten noch Bindebleche angeordnet, die auf die unteren Winkel bzw. auf die Verstärkungslamellen aufgeschweißt wurden.

Da auch beim Obergurt besondere Stoßlaschen im alten Querschnitt von 1893 nicht angeordnet waren, wurden ferner die außenliegenden Winkel an den Stoßstellen der lotrechten Schenkel aufgefräst und durch eine Stumpfnah verschweißt.

An sämtlichen Geländerpfosten aller Überbauten mußte die vor-handene zu schwache und zu tief angreifende Stütze gemäß Abb. 16 erneuert werden. Die rechnerische Beanspruchung der Pfosten betrug nämlich 3970 kg/cm² bei den alten und 4530 kg/cm² bei den neuen Überbauten.

4. Schweißtechnische Gesichtspunkte.

Aus den vorstehenden Ausführungen ersieht man, daß bei der Ver-stärkung der Hauptträger weitgehend das elektrische Schweißverfahren angewendet ist. Ohne dieses wäre eine wirksame Verstärkung mit wirt-schaftlichen Mitteln nicht möglich gewesen. Für die Schweißarbeiten wurden ausnahmslos getauchte Kjellberg-Elektroden verwendet, deren Stärke sich wie üblich nach der Dicke der einzelnen Nähte richtete. Auf eine möglichst bequeme Lage der Schweißnähte wurde bei der Bearbeitung des Entwurfs Bedacht genommen; leider konnte sie nicht überall erreicht werden, da man sich der alten Konstruktion anpassen mußte. Außerdem war man bestrebt, Schweißnähte, die quer zur Zug-richtung über den ganzen Querschnitt liefen, nicht anzuordnen, um eine etwaige ungünstige Einwirkung des Einbrandes auf die Zugfestigkeit der alten Bauteile zu vermeiden. Aus dieser Überlegung heraus ent-stand z. B. die unter II, 1 erwähnte Lösung für die Verstärkung des Anschlusses von *D*₁ und *D*₁. Die Vergrößerung des Anschlußquer-schnittes hätte hier bequemer hergestellt werden können, wenn die alten Stoßlaschen durch 14 mm starke Stirnkehlnähte mit den Flacheisen der Schrägstäbe und den Knotenblechen verschweißt worden wären. Hierbei hätten sich jedoch Nähte ergeben, die bei jedem Schrägstab viermal über die ganze Querschnittsbreite gelaufen wären. Aus dem eben genannten

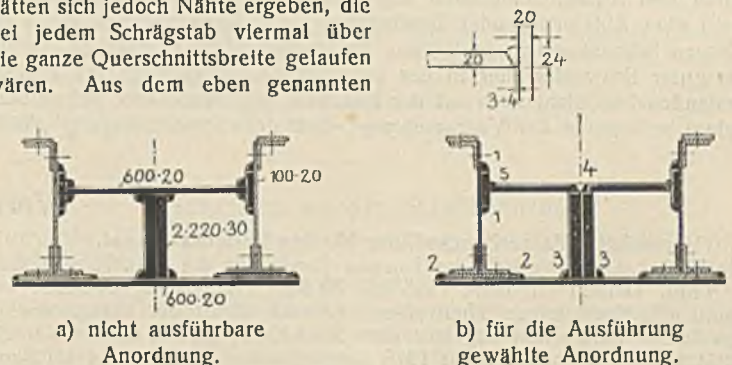


Abb. 17. Anordnung der Schweißnähte bei der Verstärkung der Knotenpunkte 6 und 5 des großen Überbaues.

Grunde hat man daher die Verstärkung durch Zuglaschen vorgezogen. Diese waren quer zu den alten Flacheisen so angeordnet, daß die Schweiß-nähte nur in der Zugrichtung verliefen.

Die interessantesten Punkte der Hauptträgerverstärkung bildeten auch in schweißtechnischer Hinsicht die Knoten 6 und 5 des großen Überbaues. Die Reihenfolge des Einbaues der Verstärkungsteile, wie sie unter II, 2 angegeben ist, war bedingt durch die Ausführbarkeit der Schweißnähte.



Abb. 18. Bruchfläche einer Versuchsschweißung für die einseitig angeordnete V-Naht bei der Verstärkung von 6 und 5 des großen Überbaues.

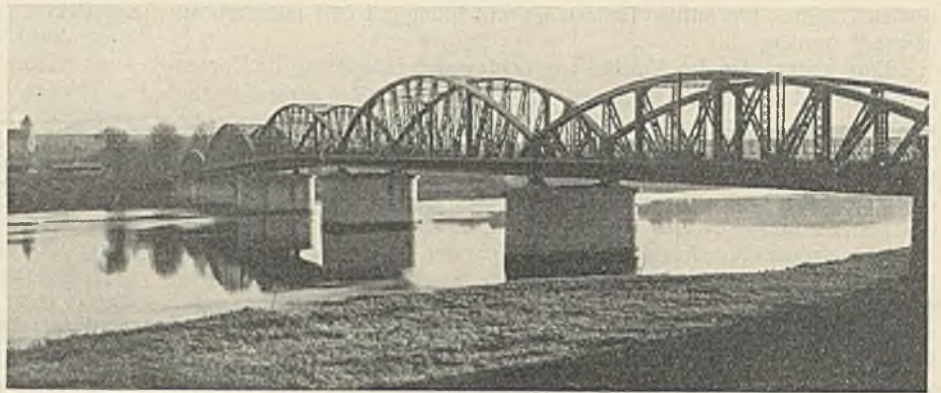


Abb. 19. Gesamtansicht der Brücke nach Fertigstellung der Verstärkung.

Besondere Schwierigkeiten bereitete das Verschweißen des oberen waagerechten $\approx 600 \cdot 20$. Für die Verbindung dieses Bleches mit den Verstärkungslamellen und dem Untergurte konnten keine einfachen Kehlnähte, etwa nach Abb. 17 a, angeordnet werden; es wäre nämlich nicht möglich gewesen, nachdem das obere Querblech eingepaßt war, in dem engen Kasten, der von dem Stegblech und den Verstärkungslamellen einerseits und den beiden $\approx 600 \cdot 20$ andererseits gebildet wurde, die inneren Kehlnähte für die Befestigung dieses Bleches zu schweißen. Die Schweißung ist daher entsprechend Abb. 17 b ausgeführt worden: Die Nähte für die Verbindung mit den Flacheisen $220 \cdot 30$ sind in einem Längsschlitz in der Mitte der waagerechten Bleche untergebracht. Für den Anschluß an die Stegbleche bzw. an die auf diese aufgeschweißten $\approx 100 \cdot 20$ hat man an Stelle einer oberen Kehlnaht, die einen außermittigen Anschluß ergeben hätte, eine einseitige V-Naht angeordnet. Da über diese Schweißverbindung keine genügende Erfahrung vorlag, wurden Schweiß- und Zerreißversuche vorgenommen. In Abb. 18 sind die Bruchflächen einer dieser Zerreißproben zu sehen. Die beiden zu verbindenden Stücke hatten beim Schweißen zu dicht zusammen gelegen, so daß in der untersten Zone kein Einbrand eintreten konnte. (Für die Ausführung wurde daraufhin der in Abb. 17 b angegebene größere Abstand gewählt.) Trotzdem war die Festigkeit gut; sie betrug, bezogen auf den Querschnitt des Stabes im Mittel, $32,4 \text{ kg/mm}^2$.

Die Überwachung der Schweißarbeiten beschränkte sich auf die normengemäße Prüfung der Schweißer und der Schweißdrähte. Außerdem war auf der Baustelle ständig ein Ingenieur anwesend. Auf weitere Prüfverfahren (Röntgen usw.) hat man verzichtet; bei den Nähten, deren Nachprüfung am meisten zu wünschen gewesen wäre, also namentlich bei den bei der Schweißung schlecht zugänglichen Nähten, hätte man dieses Verfahren oft auch garnicht anwenden können. Am Knotenpunkte 4 der kleinen Überbauten waren z. B. die unteren Kehlnähte für den Anschluß der Verstärkungslaschen $80 \cdot 20$ am schwierigsten auszuführen (vgl. Abb. 7). Eine Röntgenaufnahme, die ein klares Bild des Einbrandes in der Wurzel ergeben hätte, wäre für diese Naht wohl kaum möglich gewesen. Auch von einem Aufpräsen solcher Schweißnähte hat man abgesehen, weil das Wiederschweißen der aufgefästen Stellen gerade bei schlechter Lage der Naht besonderen Anlaß zu Fehlstellen geben dürfte. Man ist also bei der Überwachung derartiger Schweißnähte auf eine möglichst dauernde Beobachtung der Schweißvorgänge durch den Aufsichtführenden angewiesen. In dieser Feststellung soll nicht eine Ablehnung oder Beschränkung der Anwendbarkeit des elektrischen Schweißverfahrens liegen. Es ist aber nicht einzusehen, warum ein guter Schweißer, der in der betreffenden Schweißlage die Prüfung bestanden hat, nicht auch auf der Baustelle eine brauchbare Schweißung liefern soll unter der Voraussetzung, daß der Schweißvorgang gleich-

förmig verläuft und die fertige Naht einwandfrei aussieht. Namentlich bei einer Brückenverstärkung, wo ohnehin manche nicht unbedingt sichere Annahme getroffen werden muß, erscheint eine Beschränkung der Prüfung der Schweißnähte in der erwähnten Art durchaus zulässig. —

Die vorstehenden Ausführungen werden bei manchem Leser den Eindruck erwecken, daß man an Stelle der Brückenverstärkung besser einen Neubau der ganzen Brücke, wenigstens aber eine Auswechslung der drei alten Überbauten vorgenommen hätte. In der Tat dürften z. B. die Maßnahmen, die bei der Verstärkung der Untergurtnoten angewandt worden sind, die Grenze dessen bedeuten, was in technischer Hinsicht noch vertretbar ist. Bei normalen Verhältnissen hätte man auch einem Neubau ohne Zweifel den Vorzug gegeben, namentlich weil die Pfeiler dieser Brücke, die in ihren Anfängen auf eine Zeit zurückgeht, zu der hier noch keine Schifffahrt betrieben wurde, nicht stromrecht stehen, wodurch schon mancher Schiffsunfall verursacht worden ist. In wirtschaftlicher Hinsicht war aber die Verstärkung durchaus am Platze. Allein die Erneuerung der alten Überbauten hätte annähernd den vierfachen Geldbetrag erfordert, der für die Verstärkung und Verbreiterung aufgewandt wurde. In diesem Zusammenhang sei noch bemerkt, daß eine Brückenverstärkung auch mit Rücksicht auf den Arbeitsmarkt einem Neubau gegenüber vorzuziehen ist, da hier — bei gleichen Ausführungskosten — die anteiligen Lohnkosten wesentlich höher sind. Die Gesamtkosten der Verstärkung betragen rd. 100 000 RM.

Die Niederkräniger Brücke gehört zum Arbeitsbereich des Preußischen Ministers für Handel und Gewerbe. Der Entwurf der Verstärkung wurde unter Aufsicht des Oberpräsidenten (Wasserbaudirektion) Stettin vom Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt a. d. Oder aufgestellt, dem auch die Bauaufsicht oblag.

Die Ausführung der Verstärkung wurde in beiden Bauabschnitten auf Grund engerer Ausschreibungen der Fa. J. Gollnow & Sohn in Stettin übertragen, die die Arbeiten, bei denen es meist auf peinliche Genauigkeit ankam, mit größter Sorgfalt durchführte. Auch bei der Entwurfsbearbeitung hat sie die Bauverwaltung wertvoll unterstützt; insbesondere hat ihr Büro die bauliche Ausgestaltung der von der Verwaltung angegebene Entlastungsvorrichtungen durchgearbeitet und verbessert.

Am 31. Oktober 1932 war die Verstärkung soweit beendet, daß die Niederkräniger Brücke (Abb. 19) und damit sämtliche sechs Brücken des Schwedt-Niederkräniger Oderdammes für schwere Lasten freigegeben werden konnten. Die im Jahre 1926 begonnenen Brückenbauten im Zuge des Oderübergangs bei Schwedt haben so ihren Abschluß gefunden, und eine wichtige Verkehrsverbesserung für den deutschen Osten ist nun fertiggestellt.

Vermischtes.

Vermehrte Wasserbeschaffung für den Panama-Kanal. Von 1915 bis 1930 hat der Verkehr im Panama-Kanal von 3,8 Mill. Tonnen über 22,9 Mill. Tonnen im Jahre 1925 auf 30 Mill. Tonnen zugenommen und damit alle Erwartungen übertroffen. Er kommt mit der Verkehrsmenge des Jahres 1930 schon ungefähr dem Suez-Kanal gleich, dessen Verkehr 32 Mill. Tonnen umfaßte; seit 1915 hat sich aber der Verkehr im Suez-Kanal nur ungefähr verdoppelt, während er im Panama-Kanal auf das Siebenfache gestiegen ist. Trotzdem ist die Besorgnis müßig, daß die Leistungsfähigkeit des Kanals in der nächsten Zeit den Ansprüchen, die an ihn gestellt werden, nicht mehr genügen könnte, wenigstens solange das nötige Wasser für die Schleusungen beschafft werden kann. Bei dem jetzigen Verkehr reicht die verfügbare Wassermenge noch aus, wenn aber ein Jahresverkehr von 40 Mill. Tonnen erreicht werden sollte, muß dem Kanal mehr Wasser zugeführt werden, und die Vorbereitungen hierzu sind bereits im Gange.

Der Panama-Kanal verläuft bekanntlich nicht in Meereshöhe, wie es die Franzosen ursprünglich beabsichtigt hatten, sondern er erklimmt von beiden Enden her mit drei Schleusen die auf 25,9 m Seehöhe gelegene

Schellenthalung im Gatun-See, der durch eine Sperrmauer im Chagres-Fluß abgeschlossen ist. Während eines großen Teils des Jahres fällt hier so viel Regen, daß ein Teil des Wassers ungenutzt abfließen muß, weil die Lage der Baulichkeiten die Höhenlage des Wasserspiegels beschränkt; in der Trockenzeit, in der sich gerade der lebhaftere Verkehr abspielt, geht aber der Wasserstand auf ein Maß zurück, das nur gerade noch die Schifffahrt mit Sicherheit ermöglicht. In den 140 Tagen von Mitte Dezember 1929 bis Ende April 1930 lieferte z. B., wie Gen. Civ. vom 5. Dezember 1931 berichtet, das in Frage kommende Niederschlaggebiet nur $43,1 \text{ m}^3/\text{sek}$ Wasser, so daß $46,5 \text{ m}^3/\text{sek}$ aus den aufgespeicherten Wasservorräten entnommen werden mußten, um den Bedarf von $89,6 \text{ m}^3/\text{sek}$ zu decken. Infolgedessen sank der Wasserspiegel von 26,51 m auf 25,26 m, während die Mindesthöhe, bei der der Kanal befahren werden kann, $24,38 \text{ m}$ ist. Der genannte Wasserverbrauch von $89,6 \text{ m}^3/\text{sek}$ setzt sich wie folgt zusammen: Verdunstung $22,6 \text{ m}^3$, Schleusungen 29 m^3 , Bedarf der Kraftwerke $36,4 \text{ m}^3$, Wasserversorgung der Städte und Versickern $1,6 \text{ m}^3$. Dabei ist schon an Wasser für die Kraftwerke gespart, indem bei Miraflores eine diesel-elektrische Anlage geschaffen worden ist. Das genügt aber

nicht, wenn nach Überwindung des wirtschaftlichen Tiefstandes, auf die man hofft, der Verkehr, der schon 1928 durchschnittlich 16,7 Schleusungen am Tage nötig machte, sich wieder hebt und sich lebhaft weiter entwickelt, wenn also das genannte Maß von 40 Mill. Tonnen im Jahre überschritten wird. Die Kanalverwaltung hat sich daher entschlossen, im Oberlauf des Chagres-Flusses eine Stauanlage zu errichten, aus der der Gatun-See gespeist werden soll. Dadurch soll Vorsorge für einen Verkehr von 80 Mill. Tonnen getroffen werden, den man für 1970 erwarten zu können glaubt. Der Kongreß der Vereinigten Staaten hat diesen Plan genehmigt, und die amerikanische Regierung hat daher das nötige Gelände, das durch eine auf 80 m Seehöhe liegende Schichtenlinie begrenzt wird, im Ausmaße von 53,5 km² außerhalb des bereits in ihrem Eigentum befindlichen Kanalgebiets erworben.

Die Stauanlage umfaßt dreizehn Talsperren. Die Hauptmauer kommt in die Nähe der Stadt Alhajucla zu liegen, wo schon nach den französischen Plänen eine solche Anlage errichtet werden sollte. Etwas oberhalb mündet in den Chagres-Fluß der Pequeni-Fluß ein; die Nebenstauanlagen sollen das Wasser der Nebenflüsse dieser beiden Wasserläufe anstauen und den Stausee bei Alhajucla speisen. Auf diese Art werden 59 % der Wassermenge des Gatun-Sees sichergestellt. Außer diesen Sperrmauern und den zu ihnen gehörigen Baulichkeiten muß eine Zufahrtsstraße nach dem neuen Stausee gebaut werden, die mit Betondecke versehen wird.

Die Hauptstauanlage, der der Name Modden-Sperre gegeben worden ist, wird 270 m lang und 66 m hoch. Ihr 130 m langer Überfall kommt auf 70 m Seehöhe zu liegen. Für gewöhnlich soll der Wasserspiegel auf 73 m gehalten werden, was einer Speichermenge von 675 Mill. m³ Wasser entspricht. Die Stauanlage wird als Schwergewichtmauer ausgeführt. Die gespeicherte Wassermenge reicht zusammen mit dem schon jetzt vorhandenen Vorrat für 60 Schleusungen am Tage aus, die allerdings erst möglich werden, wenn die Schleusen verdoppelt werden, ein Ausbau der Kanalanlagen, dem man sich schließlich nicht wird entziehen dürfen, wenn der Verkehr in der neuerdings erwarteten Weise wächst. Neben der Talsperre soll ein Kraftwerk errichtet werden; es erhält zunächst zwei Einheiten zu 8000 kW, wird jedoch so angelegt, daß es ohne weiteres um eine dritte Einheit verstärkt werden kann. Die Talsperren in den Nebentälern werden als Erddämme mit Betonbekleidung hergestellt.

Neben der Beschaffung des nötigen Wassers und von elektrischem Strom wird die neue Anlage den Erfolg haben, daß die Strömung im Culebra-Einschnitt verringert wird, die jetzt bei Hochwasser für die Schifffahrt lastig ist.

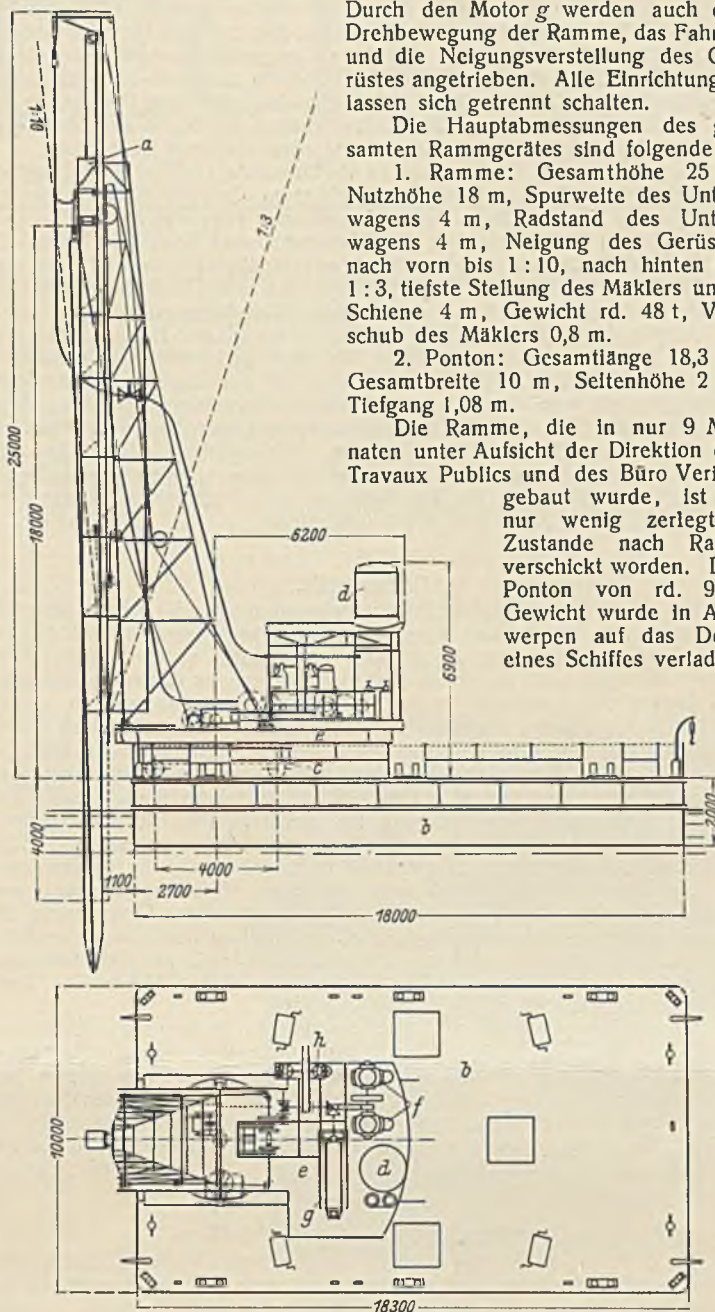
Das Rammen schwerer Pfähle bei einem Brückenbau in Rabat (Marokko). Die Gründungen von Hafenkais und Brückenpfeilern müssen heute gegenüber früheren Jahren eine wesentlich größere Tragfähigkeit besitzen, es sind deshalb oft sehr schwere Pfähle zu rammen, deren Gewicht manchmal 20 t übersteigt. Dieser Fall lag auch bei den Gründungen für die Pfeiler einer Brücke in Rabat vor. Wegen der ungünstigen Wasserverhältnisse kam eine Dampftramme nicht in Frage, so daß die Direktion der Travaux Publics von Marokko einen Wettbewerb für die Lieferung einer Drucklufttramme größten Ausmaßes ausschrieb. Von den eingegangenen deutschen, englischen und amerikanischen Vorschlägen erhielt ein deutscher Entwurf (die Maschinen- u. Kranbau AG, Düsseldorf) den Zuschlag (Abb. 1).

Da die Drucklufttramme nicht nur schwimmend, sondern auch für Arbeiten an Land verwendet werden sollte, ist sie mit einem Unterwagen (c) (Abb. 2) auf einem Ponton (b) verfahrbar. Wegen des hohen Gewichtes war die Ausführung des Unterwagens mit den zahlreichen Hilfs-

einrichtungen sehr schwierig. Der Schnellschlagbär (a) mit einem Fallgewicht von 4,5 t führt 115 Schläge/min aus und verbraucht 14 m³/min angesaugte Luft. Der Rammer wird die Druckluft durch einen beweglichen Schlauch aus einem Druckbehälter (d) zugeführt, der auf dem drehbaren Oberwagen (e) untergebracht ist. Der Kompressor (f) ist unmittelbar mit dem Viertakt-Dieselmotor (g) von 180 PS Leistung gekuppelt und saugt 20 m³/min Luft an. Damit die schweren Pfähle leicht in den Boden eindringen, ist auf dem Untergerüst der Ramme eine Pumpe (h) vorhanden, die mit 1000 l/min Leistung den Boden auflockert. Auf dem Untergerüst befinden sich ferner die Vorrichtungen für den Hub und den Vorschub des Mäklers, für das Anheben und das Ansetzen der Pfähle.



Abb. 1. Ansicht der 48-t-Pfahlramme.



a = Bär, b = Ponton, c = Unterwagen, d = Druckluftbehälter, e = drehbarer Oberwagen, f = Kompressor, g = Dieselmotor, h = Pumpe zum Auflockern des Bodens.

Abb. 2. Skizze der Ramme.

im Hafen von Casablanca durch einen 100-t-Kran zu Wasser gelassen und bis Rabat geschleppt.

Die Betriebsergebnisse mit dieser Ramme waren überaus günstig. Das Ansetzen der schweren Pfähle bis zum Beginn des Schlagens dauerte nur kurze Zeit. Außerst vorteilhaft zeigten sich ferner bei der Verschiedenheit der auszuführenden Rammarbeiten der mechanische Vorschub des Mäklers und die verstellbare Neigung des Gerüsts. R.—

Zuschriften an die Schriftleitung.

Neues Hilfsmittel zur Untersuchung der Tragfähigkeit von Rammpfählen.

I. Zuschrift.

Zu diesem Berichte des Herrn Dipl.-Ing. H. Dietrich, Bautechn. 1933, Heft 23, S. 301, bemerke ich, daß weder die Verwendung einer Wasserdruckpresse zur Pfahlbelastung noch die Ausnutzung der Zugfestigkeit bereits gerammter Pfähle zur Schaffung des für die Belastung erforderlichen Gegendrucks — abgesehen von konstruktiven Einzelheiten — etwas wesentlich Neues darstellt. Als Beweis möge der Hinweis auf folgende Veröffentlichungen genügen:

1. Dettmers, „Belastungsversuche an hölzernen Rammpfählen in Wesermünde“, Zeitschr. f. Bauw. 1930, S. 13.
 2. Sprenger, „Einige Betrachtungen über die Tragfähigkeit von Holzpfählen“, De Ingen. 1931, Nr. 12.
 3. Hansen, „Gründung der Neubauten für die Augen- und Frauenklinik der Berliner Universität“, Ztribl. d. Bauw. 1931, Heft 40.
- Zu 1. Bei den Kaimauerbauten in Wesermünde wurden Druckwasserpumpen für die Zugbelastung von hölzernen Pfählen benutzt.

Zu 2. Bei Pfahlbauten in Rotterdam wurden mehrere Pfähle gleichzeitig mit Druckpressen belastet, wobei die Zugkraft von Gruppen benachbarter Pfähle als Rückhalt für die Presse ausgenutzt wurde. Die gleichzeitige Belastung mehrerer Pfähle gibt einen besseren Einblick in die Tragfähigkeit des Pfahlwerks als die Belastung nur eines Pfahles, da bei einer belasteten Pfahlgruppe die Kraftwirkungen im Boden sich überlagern und die Setzungen daher größer sein werden als beim Einzelpfahl.

Zu 3. Bei den Klinikbauten in Berlin wurde zur Pfahlbelastung ein eiserner Träger als Hebel mit verschiebbarem Gewicht benutzt, der als Auflager die Zugfestigkeit zweier benachbarter Pfähle ausnutzte.

Auch die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau hatte 1930 bei Plattenbelastungen bereits eine Wasserdruckpresse benutzt, die sich gegen ein System eiserner Träger stützte, die an Pfählen befestigt waren, um durch deren Zugkraft das erforderliche Widerlager zu schaffen.

Allgemein ist zu bemerken, daß bei einem solchen Belastungsversuch die auf Zug beanspruchten Pfähle von dem gedrückten Pfahl so weit entfernt sein müssen, daß die im Umkreise der Zugpfähle auftretende Verringerung des Bodendrucks nicht die Mantelreibung des Druckpfahls beeinträchtigt. Werden als Zugpfähle spätere Druckpfähle des Bauwerks benutzt, so empfiehlt sich neben der Wahl geringer Zugkräfte eine Messung der Bewegung der Pfähle, damit eine etwaige Verminderung der Pfahltragkraft durch die Zugbeanspruchung rechtzeitig erkannt wird und die Pfähle nachgerammt werden können. Ehrenberg.

II. Zuschrift.

Das von Herrn Dipl.-Ing. Dietrich beschriebene Verfahren ist nicht neu, sondern in der gleichen Form von meiner Firma bereits im Mai 1930 in Berlin-Treptow, Köpenicker Landstraße, angewendet worden. Dort wurde ein Belastungsversuch an einem Pfahl neuen Systems derart durchgeführt, daß diesem vier Zugpfähle in zwei Gruppen beigegeben wurden, gegen die der Versuchspfahl abgestützt wurde. Die Versuchsanordnung wurde auf Anregung und unter Aufsicht von Herrn Magistratsbaurat Künzel von der Berliner Baupolizei getroffen, der m. W. das gleiche Verfahren schon ein Jahr früher einmal in Berlin-Niederschönhausen angewendet hat.

Das Verfahren ist raumsparend und gestattet, wie auch Herr Dietrich ausführt, weitgehende Bewegungsfreiheit bezüglich der Dauer und Höhe der einzelnen Laststufen. Es empfiehlt sich, neben dem Druckpfahl auch die Zugpfähle laufend einzumessen, da deren Verhalten ebenfalls von wissenschaftlichem Interesse ist. Um bei ungünstiger Gruppierung die vorzeitige Überlastung eines einzelnen Zugpfahles zu verhindern, empfiehlt es sich, die Traverse erheblich steifer auszubilden, als die zulässigen Spannungen es erfordern, und so eine möglichst gleichmäßige Lastverteilung zu erzwingen.

Auch bei dem von Herrn Dietrich erwähnten, in Brennecke-Lohmeyer beschriebenen Hebelverfahren der Fa. Butzer bietet die Einschaltung einer Druckwasserpresse große versuchstechnische Vorteile. Nach diesem verfeinerten Verfahren hat meine Firma bereits im Jahre 1928 mehrere Belastungsversuche auf dem Baugelände der Universitäts-Frauenklinik in Berlin, Ziegelstraße, sowie neuerdings bei einem Brückenneubau für das Wasserbauamt Potsdam durchgeführt. Dr.-Ing. Otto Mast.

Erwiderung zu beiden Zuschriften.

Die in meinem Aufsatz von mir beschriebenen Versuche sind bereits im August 1929 durchgeführt worden, und nach meinen derzeitigen Erkundigungen waren ähnliche Verfahren damals nicht bekannt. Leider ergab sich keine Gelegenheit, schon seinerzeit während der Bauperiode darüber zu berichten.

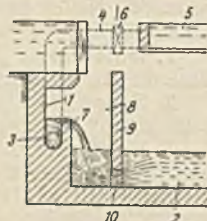
In beiden Zuschriften ist mit Recht auf die Wichtigkeit der Beobachtung über das Verhalten der Zugpfähle hingewiesen. Bei den von mir beschriebenen Versuchen wurden auch die Zugpfähle (mittels eines zweiten Instrumentes) laufend eingemessen. Die gemessenen Veränderungen waren aber sehr unwesentlich und wurden deshalb nicht besonders mitgeteilt. Um auf alle Fälle eine Beeinflussung des zu untersuchenden Probestahles durch die benachbarten Zugpfähle zu verhindern, wurden die außerordentliche geringe Beanspruchung von nur 12,5 t je Zugpfahl und der große Abstand von 2 bis 2,5 m vom Probestahl gewählt. Dietrich.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

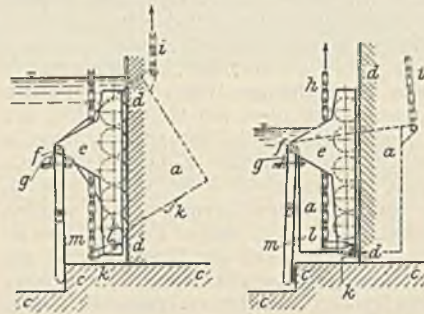
Patentschau.

Vorkammer zur Wasserkraftvernichtung bei Sparschleusen. (Kl. 84b, Nr. 551 583 vom 8. 11. 1929 von Dr.-Ing. Emil Burkhardt in Stuttgart.) Um einerseits die das Sparbecken mit der Schleusenkammer verbindenden Umlauf- und Stichkanäle zu vermeiden und andererseits die Bildung von Querströmungen zwischen den Kammern zu verhindern, ist in dem Oberhaupt 1 der Schleusenkammer 2 eine Nische 3 vorgesehen, die mittels eines durch einen Schieber 6 absperrbaren Umlaufkanals 4 mit dem Sparbecken 5 in Verbindung steht. Vor der Nische liegt eine Überfallwand 7, über die das in der Nische aus dem Sparbecken 5 einfließende Wasser in einen Tosraum 8 stürzt, der durch Einbau einer Querwand 9 in die Schleusenkammer gebildet wird; sie steht durch eine Durchflußöffnung 10 mit der



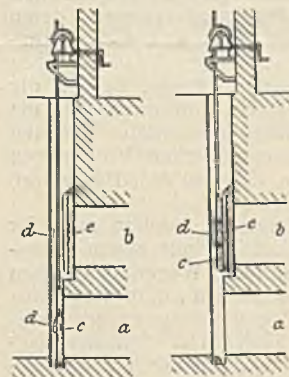
Schleusenkammer in Verbindung. Durch das Hineinstürzen des Wassers in den Tosraum senkrecht zur Querwand 9 wird infolge des Aufpralles und infolge der Wasserwirbel die lebendige Kraft des Wassers vernichtet, das dann ruhig und gleichmäßig in die Schleusenkammer einströmt.

Absenkbarer und in der Staulage kippbarer Wehrkörper. (Kl. 84a, Nr. 535 824 vom 6. 12. 1928 von Firma Aug. Klönne in Dortmund.) Um zu vermeiden, daß das Wehr durch davor lagernde Kiesanhäufung in der Bewegung gehindert wird, werden die Stützlager für den abgesenkten Wehrkörper oberhalb der Wehrsohle angeordnet, und zwar in Höhe der Oberkante eines an den Wehrkörper angelegten Stauschildes, das sich mit seiner Unterkante gegen die Sohlschwelle abstützt und bei der Kippbewegung praktisch in Ruhe bleibt. Der Stau- und Kippkörper a, an den das Stauschild b bei f angeleitet ist, legt sich gegen die Sohlschwelle c; das Wehr ist in der Führungsbahn d geführt. Das Zugmittel zum Anheben des Staukörpers greift z. B. an einem Rollwagen e an; g ist das Stützlager des Wehres in der Staulage, h die Hubkette, i die Kippkette; k ist die Verriegelung zwischen a und e, l der Anschlag am Staukörper und m am Verschlusskörper. Die Kippbewegung wird in dem Augenblick möglich, wo

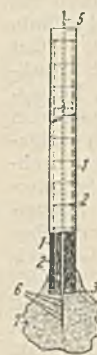


sich der Abschlußkörper a auf die Lager g setzt. Solange der Wehrkörper nicht auf den Lagern g ruht, wirkt das mehrteilige Kippwehr wie ein gewöhnliches einteiliges Schütz. Innerhalb der Zeit des Aufsetzens der Lager g bis zum Wiederabheben führt das Wehr die Kippbewegung aus, indem der Abschlußkörper a durch das Zugmittel um jene Achse gedreht wird, die durch die Verbindungslinie der Auflagerpunkte des Körpers a auf den Lagerteilen g gegeben ist. Die einfachste Form des Stauschildes besteht in einem Federblech, das sich über die ganze Breite des Staukörpers erstreckt, am Staukörper a starr befestigt ist und in der Staulage des Wehres an der Sohle c unverrückbar festliegt. Das Stützlager des Wehrkörpers ist so ausgeführt, daß das Stauschild b sich erst während der Kippbewegung auf die Sohle aufsetzt.

Verschlussvorrichtung für Zu- und Abflußkanäle von Pumpwerken. (Kl. 84a, Nr. 549 708 vom 26. 2. 1931 von L. W. Bestenbostel & Sohn G. m. b. H. in Bremen.) Der oben liegende Druckkanal ist durch eine Klappe, der unten liegende Saugkanal durch ein Schütz verschließbar, wobei das gehobene Schütz vor der Klappe liegt und diese gegen ihre Dichtungsfläche preßt. In jedem Saugkanal a wird nur ein gewöhnliches Schütz c und getrennt davon im Druckkanal b lediglich eine Klappe e angeordnet, so daß das Schütz beim Hochziehen über Keilflächen d gleitet und dabei die Klappe auf ihre Dichtungsfläche preßt. Bei herabgelassenem Schütz (Abb. 2) ist auf der betreffenden Seite der Zulaufkanal abgesperrt und die Rückschlagklappe e freigegeben, so daß sie sich beim Betrieb der Pumpe selbsttätig öffnen und schließen kann.



Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen mit Klumpfüßen. (Kl. 84c, Nr. 541 673 vom 3. 5. 1929 von Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin.) Zwecks Herstellung eines Ortpfahles wird zunächst das Bohrrohr 1 in den Erdboden eingeführt und in dieses der frische Beton zusammen mit dem Bewehrungsgerippe 2 langsam bis zur Sohle gesenkt. Das Gerippe 2 ist unten mit einer Fußplatte 3 aus Beton od. dgl. verbunden, die eine Öffnung 4 zum Hindurchführen eines Rohres 5 besitzt, das am unteren Ende Öffnungen 6 aufweist. Nunmehr wird das Rohr 5 mit unterer Spitze durch Einrammen mit seinem unteren gelochten Teile in das freie Erdreich unter der Sohle des Pfahles vorgetrieben. Hierauf werden unter Druck Verfestigungsmittel in das Erdreich gepreßt und dieses dabei verfestigt, wobei der Klumpfuß 7 entsteht. Nach dem Einpressen der Verfestigungsmittel kann das in der Fußplatte verschiebbare Rohr herausgezogen und von neuem verwendet werden. Ebenso wird das innere Bohrrohr angehoben und entfernt. Bei dem Nachstampfen oder Verdichten wird die Betonmasse innig mit dem verfestigten Erdreich verbunden.



INHALT: Frei stehende Funktürme. — Die Frage der Feuerschlingel für den Schutz von Gewässern gegen Ölaufläufe. — Die zweite Verstärkung der Niederkräniger Straßenbrücke bei Schwedt a. d. Oder. (Schluß.) — Vermischtes: Vermehrte Wasserbeschaffung für den Panama-Kanal. — Rammen schwerer Pfähle bei einem Brückenbau in Rabat (Marokko). — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.