

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 2. Dezember 1932

Heft 52

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau der Eisenbahnbrücke über die Weser in Bremen.

Von Direktor bei der Reichsbahn Paul Schlodtmann in Oldenburg.

Die vor 65 Jahren erbaute, 230 m lange zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Weser in Bremen, die vor 37 Jahren schon einmal durchgreifend umgebaut worden ist, wurde nochmals einem Umbau unterzogen, wobei die eisernen Überbauten verstärkt und verbreitert wurden und die im Zuge der Brücke befindliche gleicharmige Drehbrücke in eine feste Brücke umgewandelt wurde. Die Brücke wurde durch diesen Umbau derart verbessert, daß sie den heutigen Anforderungen voll entspricht und ihre Aufgaben wahrscheinlich noch für lange Zeit erfüllen wird.

Die Brücke liegt im Zuge der zweigleisigen Hauptbahnstrecke Oldenburg—Bremen, die aber zwischen den Bahnhöfen Bremen-Neustadt und Bremen-Hauptbahnhof auf rd. 890 m Länge noch eingleisig ist. Der zweigleisige Ausbau dieses kurzen Streckenabschnitts wurde durch den Weltkrieg verhindert und konnte in den wirtschaftlich schweren Nachkriegsjahren bis jetzt nicht in Angriff genommen werden, so notwendig er für die Durchführung des Bahnbetriebes auch ist.

Die Belegenheit der Brücke zeigt Abb. 1, die Gesamtanordnung Abb. 2 bis 4.

Die Brücke wurde im Jahre 1866/67 von der jetzt nicht mehr bestehenden Firma C. Waltjen in Bremen in Schweißeisen erbaut und mit der Eröffnung der Bahnstrecke Oldenburg—Bremen am 15. Juli 1867 in Betrieb genommen.¹⁾

Die von Oldenburg erbaute Bahn Oldenburg—Bremen mündete damals nach Überschreitung der Weser in die am rechten Weserufer bestehende Weserbahn, die sie bis nach ihrem Endbahnhof Bremen-Hbf. weiter führte. Der letzte Streckenabschnitt von Bahnhof Bremen-Neustadt bis zur Einmündung in die Weserbahn wurde von Bremen erbaut und befand sich bis zur Durchführung der Verreichlichung der Eisenbahnen im Eigentum Bremens. Die Weser besteht an der Kreuzungsstelle mit der Eisenbahn aus dem Hauptstrom, der „Großen Weser“, und einem Nebenarm, der „Kleinen Weser“, der vom Hauptstrom durch das „Separationswerk“, einem etwa 5 m breiten Damm, getrennt ist. Die Breite des Hauptstromes der Weser beträgt hier etwa 120 m, die Breite der Kleinen Weser etwa 95 m.

Nach Artikel 7 des Staatsvertrages zwischen Oldenburg und Bremen

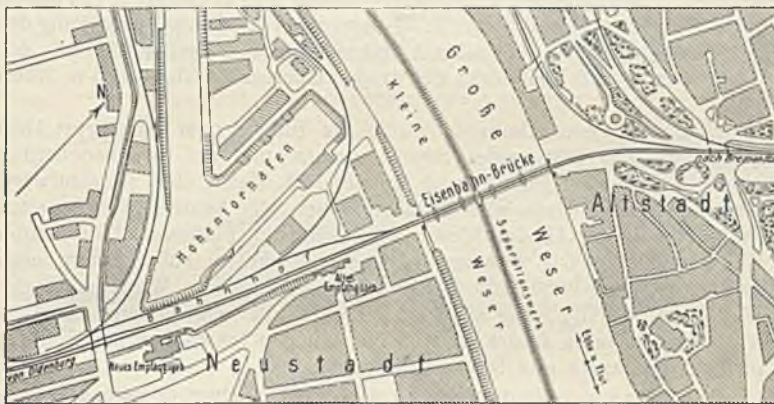


Abb. 1.

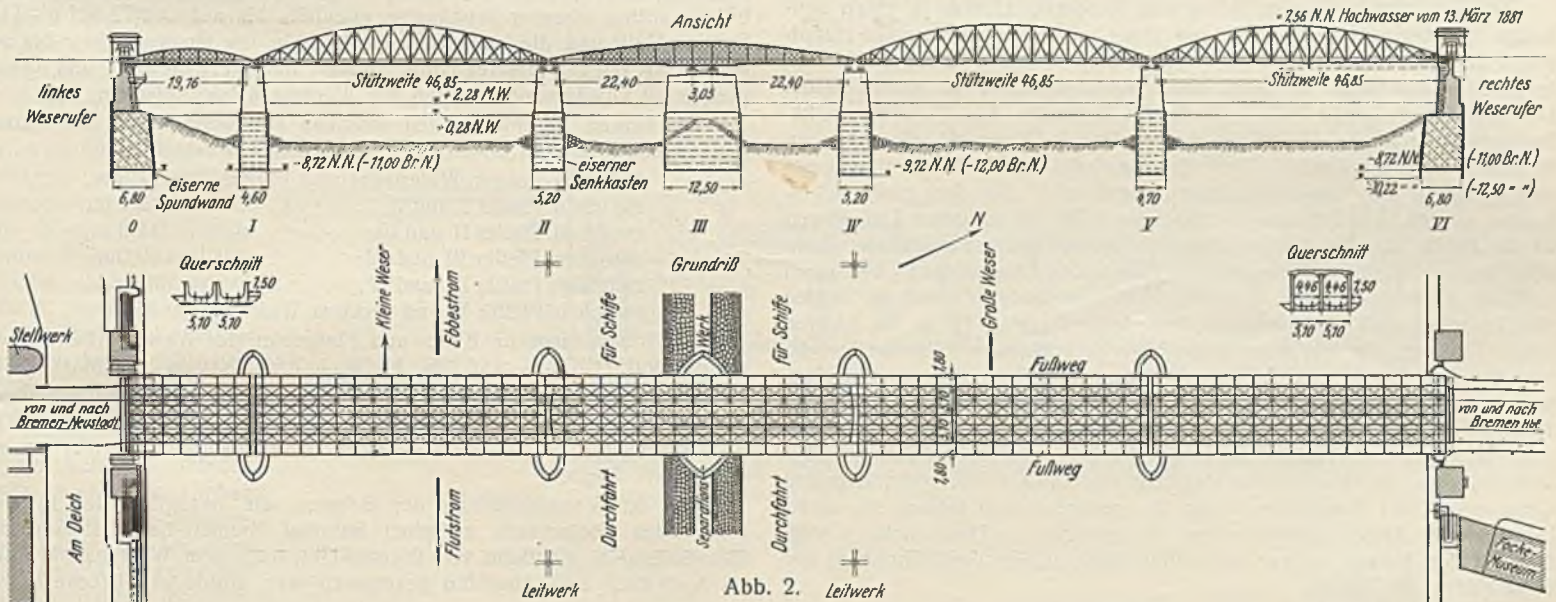


Abb. 2.



Abb. 3.

vom 8. März 1864 über die Herstellung der Eisenbahn von Oldenburg nach Bremen war eine eingleisige Brücke vorgesehen auf massiven Pfeilern mit eisernem Überbau und zwei vor und hinter der Brücke sich verschlingenden Gleisen, die die Überfahrt von der Weichenstellung

¹⁾ Vorgeschichte, Beschreibung und Bau der Brücke sind behandelt in dem Aufsätze „Beschreibung der Fundierung und des eisernen Oberbaues der Brücke über die Große Weser in Bremen in der Bremen—Oldenburger Eisenbahn“ von Baudirektor Berg in Bremen. Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1869, Heft 2 u. 3, S. 215 bis 291 und 427 bis 492.

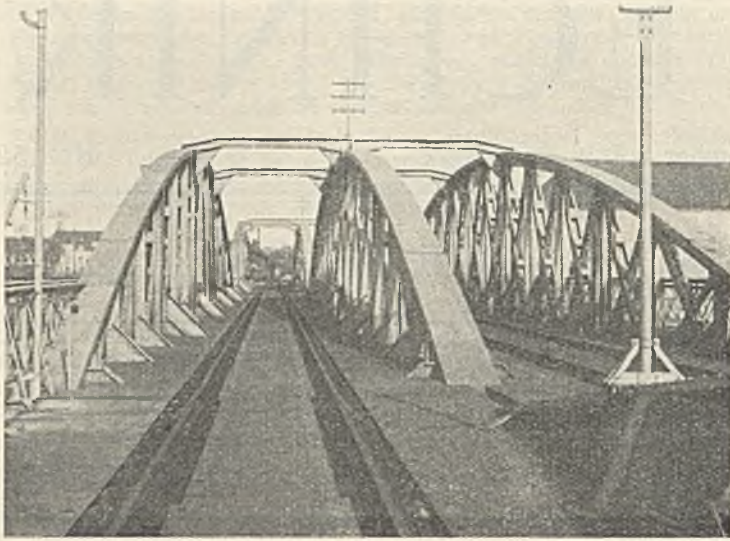


Abb. 4.

unabhängig machen und nur eine geringe Brückenbreite erfordern sollten. Die Brücke sollte an jedem Weserufer eine drehbare Doppelöffnung, im übrigen feste Öffnungen erhalten.

Tatsächlich ist die Brücke jedoch zweigleisig erbaut worden, und zwar von dem linken nach dem rechten Weserufer hin mit drei festen Überbauten von je 46,85 m Stützweite, einer gleicharmigen Drehbrücke mit $2 \times 23,93$ m Stützweite und einem festen Überbau von 19,16 m Stützweite. Diese Brückenüberbauten sind auch heute noch vorhanden, wenn auch in anderer Reihenfolge und inzwischen verstärkt und in Einzelheiten abgeändert. Die Drehbrücke lag etwa in der Mitte der Großen Weser zwischen dem dritten Überbau von 46,85 m Stützweite und dem kleinen Überbau von 19,16 m Stützweite, der also anfangs an das rechte Weserufer anschloß, während er jetzt am linken Weserufer liegt. Die gemauerten Widerlager und Stropfpfeiler waren nur bis auf $-1,19$ NN gegründet.

Die Lichtweite der eisernen Überbauten zwischen den Hauptträgern betrug 4,10 m.

Die Brückenüberbauten haben drei Hauptträger, also je einen seitlichen Hauptträger für ein Gleis und einen mittleren gemeinsamen Hauptträger für zwei Gleise. Die Hauptträger sind Halbparabelträger mit fortlaufend gekrümmtem Obergurt und Gogendiagonalen in jedem Felde. Die Querträger haben 3,05 m Abstand. Zwischen den Querträgern befinden sich drei Schwellenträger, davon einer in Gleismitte, die seitlichen in 0,89 m Abstand davon. Unter der Fahrbahn ist ein Windverband aus sich mehrfach kreuzenden Flacheisen angebracht. Die drei großen Überbauten von 46,85 m Stützweite enthielten früher im mittleren Teil, soweit es die Freihaltung der Umgrenzung des lichten Raumes gestattete, einen oberen Querverband aus Riegeln und Diagonalen, die übrigen Überbauten sind oben offen. Neben den seitlichen Hauptträgern sind an beiden Brückenseiten auf ausgekragten Konsolen ruhende, 1,5 m im Lichten breite Fußstege für den öffentlichen Verkehr vorhanden. Die Drehbrücke war nur mit Hand mittels Tummelbaumes zu öffnen und zu schließen, was bei der nach heutigen Begriffen völlig veralteten und unzweckmäßigen Bauart der Drehbrücke sehr langwierig und kostspielig war. Zum Bewegen der Brücke mußten jedesmal etwa 12 Mann aufgebeten werden, zum Durchlassen von Schiffen war etwa 1 Std. nötig, während welcher Zeit der Fußgängerverkehr, der zeitweise sehr lebhaft ist, unterbunden war. Glücklicherweise war ein Bewegen der Drehbrücke, wenigstens in den letzten Jahren, nur selten nötig, zuletzt durchschnittlich nur etwa einmal im Monat.

Nach der Ende der 80er und Anfang der 90er Jahre des vorigen Jahrhunderts durchgeführten Weserkorrektur genügten die Wassertiefen und die Lage der Drehbrücke nicht mehr den veränderten Strom- und Schifffahrtverhältnissen. Insbesondere war auch die Tiefe der Gründung

der Pfeiler und Widerlager ungenügend und betriebsgefährlich geworden. Außerdem genügte die Tragfähigkeit der eisernen Überbauten nicht mehr den Betriebslasten. Die Brücke wurde daher in den Jahren 1895/96 von Bremen und auf Kosten Bremens einem durchgreifenden Umbau unterzogen. Dabei wurde der Drehpfeiler der Drehbrücke von der Mitte der Großen Weser auf das Separationswerk verlegt, so daß je eine Durchfahröffnung der Drehbrücke in die Große Weser und in die Kleine Weser fiel. Die alten Stropfpfeiler wurden beseitigt und durch neue Stropfpfeiler an anderer Stelle ersetzt, wodurch die jetzt bestehende Reihenfolge der Überbauten entstand. Die jetzt bestehenden eisernen Überbauten haben vom linken nach dem rechten Weserufer hin folgende Stützweiten und Eisengewichte:

- 1 Überbau auf 2 Stützen von 19,16 m Stützweite und 82 t Eisengewicht,
 - 1 Überbau auf 2 Stützen von 46,85 m Stützweite und 285 t Eisengewicht,
 - 1 Überbau auf 4 Stützen (ehemalige Drehbrücke) mit 22,40 m $3,05$ m und 22,40 m Stützweite und 261 t Eisengewicht,
 - 2 Überbauten auf 2 Stützen von je 46,85 m Stützweite und je 285 t Eisengewicht.
- Das Gesamteisengewicht einschl. der 114 t Auflager beträgt 1312 t.

Die Verstärkung der eisernen Überbauten war der Firma J. C. Harkort in Duisburg übertragen, sie bestand namentlich aus einer Verstärkung der Hauptträgergurtungen bei allen Überbauten und einer Verstärkung der Diagonalen in den Endfeldern der großen Überbauten von 46,85 m Stützweite.

Während dieses Umbaus wurde die Brücke vom 30. August 1894 bis 21. Oktober 1896 außer Betrieb gesetzt und der Eisenbahnbetrieb zwischen Bremen-Neustadt und Bremen-Hbf. durch eine stromaufwärts erbaute hölzerne Notbrücke aufrechterhalten, die beiderseits vom alten Drehpfeiler in der Großen Weser einen Schiffsdurchlaß von 22,5 m lichter Weite enthielt. Die eisernen Überbauten wurden auf Schuten unter Ausnutzung der Ebbe und Flut ausgefahren und im Winterhafen der Weser auf hölzerne Joche abgesetzt. Dort wurden sie verstärkt und dann wieder auf Schuten zurückgefahren und auf den inzwischen hergestellten neuen Widerlagern und Stropfpfeilern abgesetzt.

Die neuen gemauerten Widerlager sind zwischen hölzernen Spundwänden bis auf $-8,72$ NN ($-11,0$ Bremer Null) gegründet, die beiden Stropfpfeiler in der Kleinen Weser und der Drehpfeiler der früheren Drehbrücke mittels eiserner Senkkasten ebenfalls bis auf $-8,72$ NN ($-11,0$ Bremer Null) und die beiden Stropfpfeiler in der Großen Weser bis auf $-9,72$ NN ($-12,0$ Bremer Null). Außen sind die Widerlager und Stropfpfeiler mit Quaderverkleidungen aus Wesersandstein versehen.

Die lichten Durchflußweiten zwischen den Widerlagern und Stropfpfeilern betragen vom linken nach dem rechten Weserufer hin:

- zwischen linkem Widerlager und Pfeiler I: . . . 17,0 m,
- zwischen Pfeiler I und II: 45,0 m,
- zwischen Pfeiler II und III: 17,0 m,
- zwischen Pfeiler III und IV: 17,0 m,
- zwischen Pfeiler IV und V: 45,0 m,
- zwischen Pfeiler V und rechtem Widerlager: 45,0 m.

Die Brücke liegt im Ebbe- und Flutgebiet der Weser. Die Wasserstände sind: NNW + 0,28 NN, HHW + 7,56 NN (am 13. März 1881).

Die Unterkante Eisenkonstruktion liegt in den Durchfahröffnungen der Schiffe auf + 8,45 NN, also 0,89 m über HHW und 8,17 m über NNW. Im übrigen fällt die Unterkante Eisenkonstruktion am Weserufer bis auf + 8,03 NN herab.

Mit der Verreichlichung der Bahnen, die bezüglich der Bremen gehörenden Gleisstrecke zwischen Bahnhof Bremen-Neustadt und der Einmündung in die Bahn von Bremen-Hbf. nach dem Weserbahnhof erst im April 1927 zum Abschluß gekommen war, wurde die Brücke Eigen-

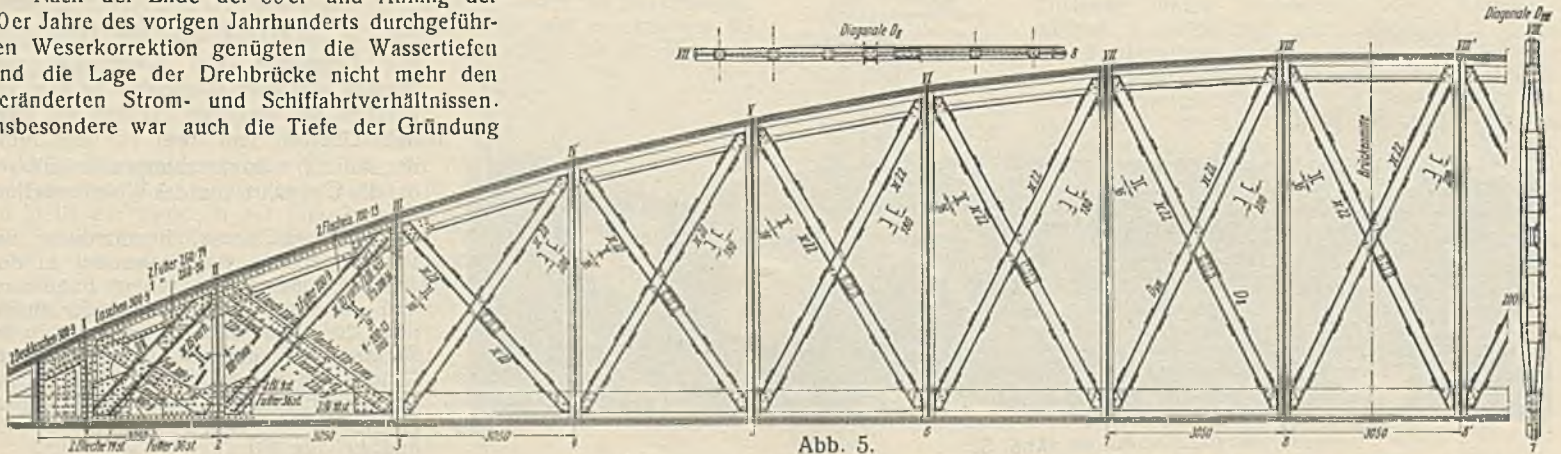


Abb. 5.

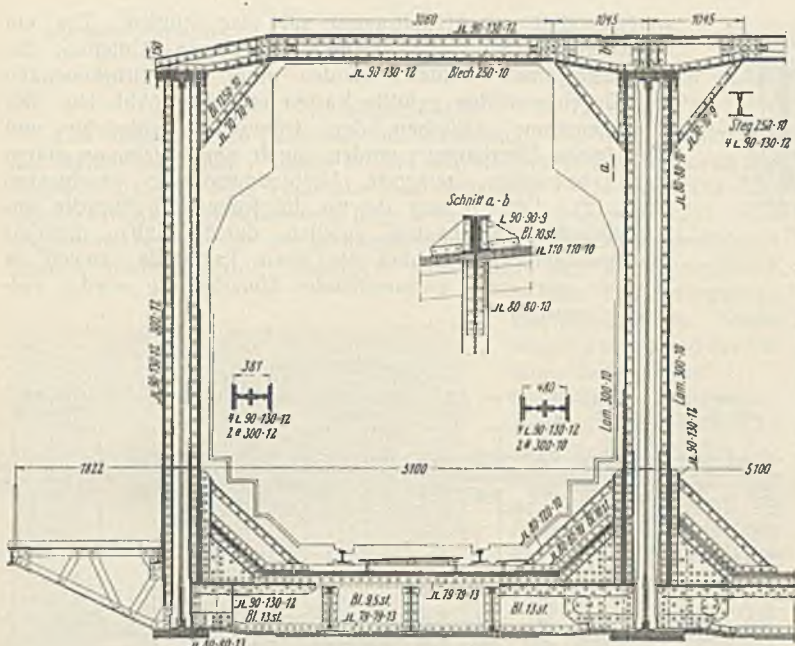


Abb. 6.

Stoßverbindungen und Anschlüsse, soweit es nötig war, verstärkt. Die bisher nur aus Flacheisen bestehenden, daher schlaffen Diagonalen der Hauptträger von 46,85 m Stützweite wurden durch neue, steif ausgebildete, in der Mitte gespreizte Diagonalen aus St 37 ersetzt (Abb. 5). Der obere Querverband im mittleren Teile der drei Überbauten von 46,85 m Stützweite wurde beseitigt und durch je zwei steife Riegel in jedem Überbau ersetzt, die zusammen mit den Pfosten der Hauptträger und den Brückenquerträgern oben geschlossene, steife Querrahmen bilden (Abb. 6). Außerdem erhielt jeder dieser drei Überbauten durch entsprechende Verstärkung der Hauptträgerpfosten und der unteren Eckversteifung mit den Querträgern noch zwei oben offene, steife Querrahmen. Der untere Windverband aller Überbauten, der aus sich kreuzenden Flacheisen besteht, wurde nicht verstärkt, sondern nur, soweit nötig, ausgerichtet und der neuen Brückenbreite angepaßt. Die kleinen Überbauten von weniger als 46,85 m Stützweite haben keine oberen Querverbindungen, die Hauptträger enthalten engmaschiges Gitterwerk. Auch hier wurden Verstärkungen durch Vermehrung der Gitterstäbe vorgenommen (Abb. 7).

2. Der lichte Abstand der Hauptträger wurde von 4,10 m auf 4,46 m vergrößert. Er entspricht also nunmehr den neuen Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes. Diese Verbreiterung der Brücke wurde dadurch hergestellt, daß die Brückenquerträger beiderseits vom Fahrgeleise durchgeschnitten wurden und nach entsprechender seitlicher Verschiebung der seitlichen Hauptträger und mittleren Fahrbahnenteile die entstandenen

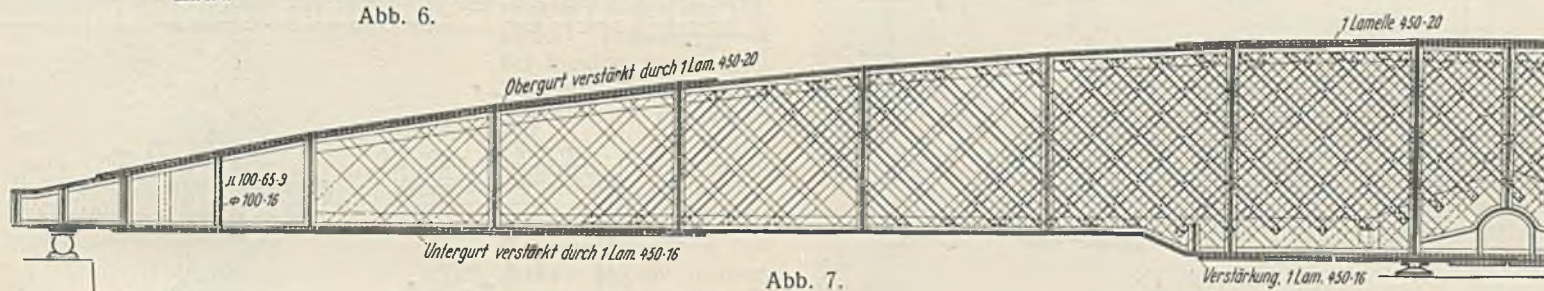


Abb. 7.

tum der Reichsbahn. Damit ging auch die Unterhaltungs- und Erneuerungspflicht auf die Reichsbahn über, nur die Unterhaltung, Erleuchtung und Reinhaltung der seitlichen Fußwege verblieb bei Bremen. Da die Tragfähigkeit der Brücke nur für den Lastenzug H genügte, der lichte Abstand der Hauptträger nur 4,10 m betrug und die Bedienung der veralteten und nur schwierig mit Hand zu bewegenden Drehbrücke hohe Kosten und lästige Störungen im Eisenbahnbetriebe und Fußgängerverkehr verursachte, und da die Drehbrücke ferner bezüglich der Betriebsicherheit einen gewissen Gefährdungspunkt bildete und nur mit ermäßigter Geschwindigkeit befahren werden durfte, wurde ein Umbau der Brücke beschlossen. Der Umbau, der im Jahre 1929 bezüglich der eisernen Überbauten durch die Brückenbauanstalten Gutehoffnungshütte in Sterkrade und Schellhaß & Druckenmüller in Bremen und bezüglich der Mauerwerkteile durch die Firma Carl Brandt, Niederlassung Bremen, ausgeführt wurde, umfaßte folgende Veränderungen:

1. Verstärkung der Fahrbahn und der Hauptträger für den Lastenzug E. Die Hauptträgergurtungen und die Querträger aller Überbauten wurden in üblicher Weise durch Aufnieten von Lamellen und Verbesserung zu schwacher

Lücken durch neue Bauteile geschlossen wurden (Abb. 8 u. 9). Infolge der hierdurch entstandenen größeren Stützweite der Querträger mußte eine entsprechende Verstärkung der Querträger hiermit Hand in Hand gehen.

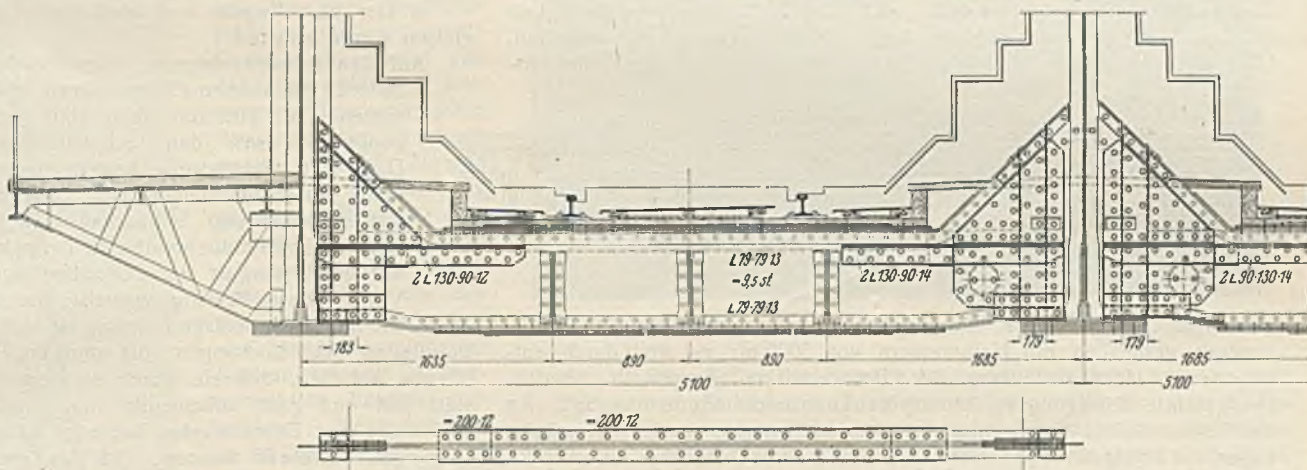


Abb. 8.

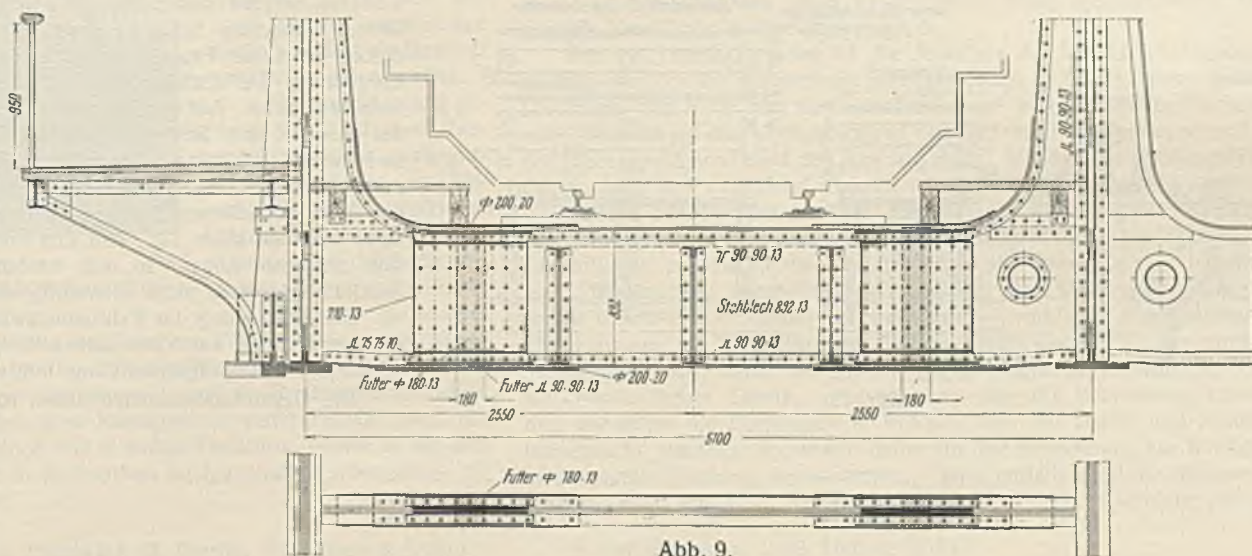


Abb. 9.

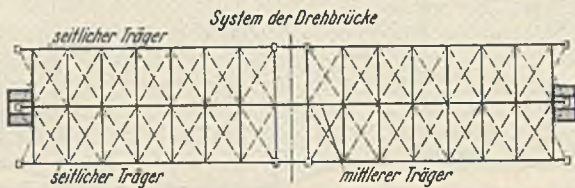
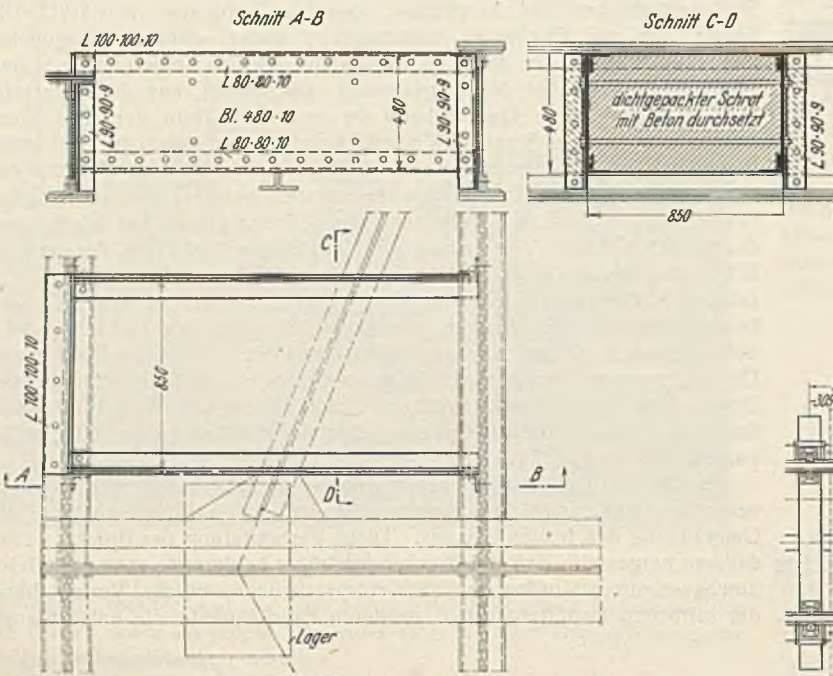


Abb. 10.

3. Umwandlung der Drehbrücke in eine feste Brücke. Dazu mußte die Durchfahrthöhe für Schiffe unter der Drehbrücke um 52 cm vergrößert werden. Dies wurde dadurch erreicht, daß die gesamte Drehbrücke um dieses Maß höhergelegt wurde und die beiderseits anschließenden Brückenüberbauten nach beiden Seiten Gefälle von 1:240 erhielten. Über der Drehbrücke blieb eine 19,9 m lange Waagerechte. Die Aus-

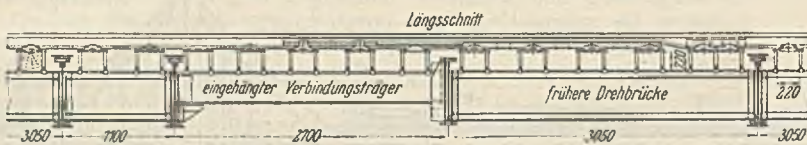


Abb. 11.

rundungen zwischen dieser Waagerechten und den anschließenden Gefällstrecken geschahen mit Halbmessern von 5000 m; sie sind durch entsprechende Höhenausbildung der Brückenbalken hergestellt worden. Die gesamte Bewegungsvorrichtung der Drehbrücke wurde beseitigt. An den Enden erhielt die Drehbrücke neue Rollenlager, in der Mitte feste Lager aus Stahlguß. Die Drehbrücke wurde dadurch in eine feste Brücke

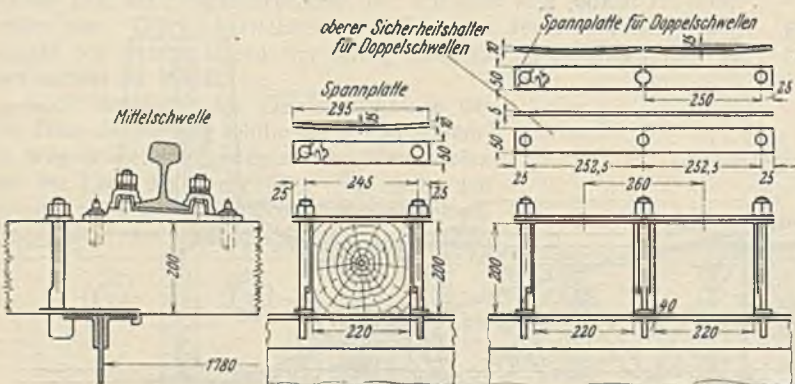


Abb. 12.

umgewandelt mit Hauptträgern auf vier Stützen. Um ein Abheben der Brückenden beim einseitigen Auffahren der Lastenzüge zu verhüten, wurden unter den Brückenden mit Gegengewichten gefüllte Kästen eingebaut (Abb. 10). Die Zwischenräume zwischen der früheren Drehbrücke und den festen Überbauten wurden durch eingesetzte, an einem Ende beweglich gelagerte Verbindungsträger geschlossen (Abb. 11). Die Hebung der an die frühere Drehbrücke anschließenden Überbauten geschah durch Einbau höherer Stahlgußlagerkörper, wobei die alten Lagerteile, soweit es möglich war, nach entsprechender Umarbeitung wieder verwendet wurden.

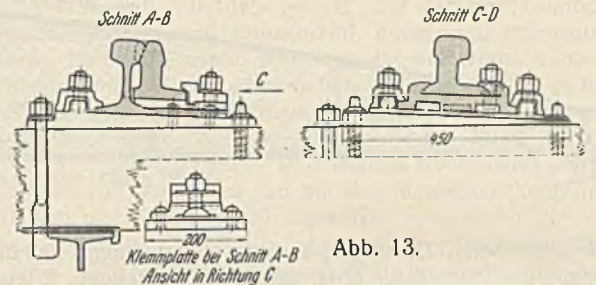
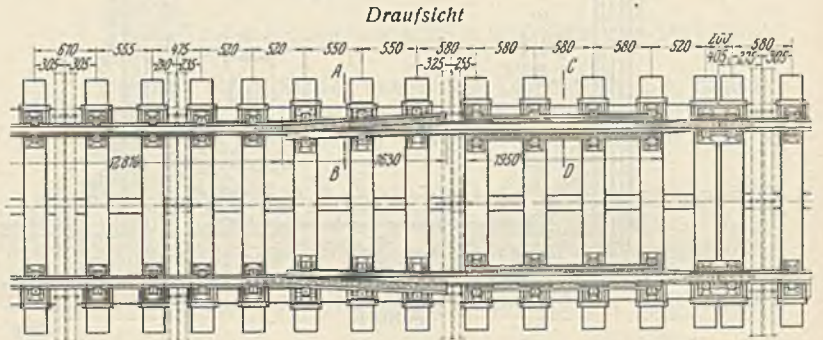


Abb. 13.

4. Der zu schwache und abgängige Oberbau auf beiden Brückengleisen wurde erneuert.

Auf den Schwellenträgern ruhen Brückenbalken aus geschnittenen, 20 x 22 cm starken Eichenhölzern in 0,61 m Abstand der Balkenmitten. Die Brückenbalken sind nach der Oldenburger Befestigungsweise mit den Schwellenträgern verbunden (Abb. 12). Diese Befestigungsweise besteht darin, daß die Schwellen außerhalb der Fahrspuren mit Bochumer Spannplatten und mit Haken versehenen Schraubenbolzen, die durch Halter beim Anziehen der Schraubenmutter in der richtigen Lage gehalten werden, mit dem Obergurt der Schwellenträger verbunden werden. Der Vorzug dieser Befestigungsweise, die sich gut bewährt hat, besteht darin, daß die Schwellenlage freizügig ist, daß das Schwellenholz keinerlei Bohrungen oder Lochungen, die den ersten Fäulnisherd zu erzeugen pflegen, erhalten, daß sie durch die Spannkraft der Bochumer Federn stets fest und ganz unbeweglich auf den Schwellenträgern aufliegen, also unter den Betriebslasten keinerlei hämmernde oder wiegende Bewegungen ausführen können, daß der gute Sitz mit dem normalen Laschenschraubenschlüssel vom Streckenwärter von oben ohne weiteres erkannt und nötigenfalls leicht wiederhergestellt werden kann. Zwischen Schwelle und Schwellenträger liegen 5 mm dicke, getränkte Pappelholzzwischenlagen, die eine schädigende Einwirkung des Eichenholzes auf das Eisen der Schwellenträger verhüten sollen. Auf den Brückenbalken liegt der normale Oberbau der Form K mit Schienen S 49. Auf der Brücke befinden sich zwei Schienenauszüge in etwa 50 m Entfernung voneinander, und zwar über den Enden der früheren Drehbrücke, wo sich auf den dort befindlichen Stropfseilern je zwei bewegliche Brückenlager befinden (Abb. 13). Auf den übrigen Stropfseilern befinden sich nur feste Lager, so daß weitere Schienenauszüge auf den Brückenüberbauten nicht notwendig sind.

Die Abdeckung der Fahrbahn zwischen und neben den Fahrspuren besteht aus 5 mm dicken Waffellechen in der neuerdings üblichen Befestigungsanordnung mit versenkten Schraubenköpfen. Die Gesamtumbaukosten haben rd. 600 000 RM betragen.

Die Gesamtumbaukosten haben rd. 600 000 RM betragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der neue Funkturm der Reichspost in Breslau-Rothsürben.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin.

1. Allgemeines.

Das hochfrequente Feld von Senderantennen wird durch Funktürme aus Metall beeinflusst. Sofern hierbei die elektrische Eigenfrequenz der Türme — für die die Turmhöhe usw. mitspricht — in der Nähe oder auf der Frequenz der Sendewelle liegt, treten Verzerrungen der Strahlungsdiagramme auf, die für die gleichmäßige Ausbreitung der ausgestrahlten Energie nachteilig sind; außerdem wird durch den Energieverbrauch

in den mitschwingenden Eisenmassen der Strahlungswirkungsgrad der Antenne herabgesetzt.

Während bei Senderanlagen, die auf langen oder kurzen Wellen betrieben werden, die Verwendung von Metall als Baustoff der Funktürme für den Strahlungswirkungsgrad und die Gleichmäßigkeit des ausgestrahlten Feldes nur von geringerer Bedeutung ist, treten erfahrungsgemäß bei Rundfunksendern mit Wellenlängen zwischen 200 und 600 m und Turmhöhen zwischen 70 und 100 m besonders stark ausgeprägte Störungen der erwähnten Art auf. Die Deutsche Reichspost hat deshalb für die neueren Rundfunksenderanlagen¹⁾ Holztürme als Antennenstützpunkte verwendet.

Bei der hier behandelten Breslauer Großrundfunksenderanlage ist die Deutsche Reichspost von der sonst üblichen Aufhängung einer senkrechten Reusenantenne an einem zwischen zwei Türmen hängenden Dachseil abgewichen. Es wurde eine besondere Antennenform mit hochgelegtem Stromknoten gewählt, die sich durch eine größere Bodenstrahlung bei verminderter Schwundneigung der ausgestrahlten Energie auszeichnet. Diese Antenne ist im Innern eines 140 m hohen Turmes senkrecht aufgehängt, für den aus den bereits angeführten Gründen Holz als Baustoff gewählt werden mußte.

Wie die Erfahrung gelehrt hat, ist der Bauingenieur auch gestelgerten Ansprüchen an hölzerne Funktürme durch geeignete Verwendung des Holzes und durch zweckmäßige Konstruktion durchaus gerecht geworden.

Hierfür sprechen u. a. die bisher in Flensburg (60 m), Königsberg (80 m), Heilsberg und Mühlacker (je 100 m) ausgeführten Funktürme aus Holz sowie die beiden Holztürme des neuen Leipziger Großrundfunksenders, (je 125 m). Es konnte daher dem Bauingenieur vertrauensvoll auch die Aufgabe gestellt werden, einen 140 m hohen Holzturm — wie er für den Breslauer Großsender jetzt in Rothsürben fertiggestellt worden ist — zu entwerfen und zu errichten.

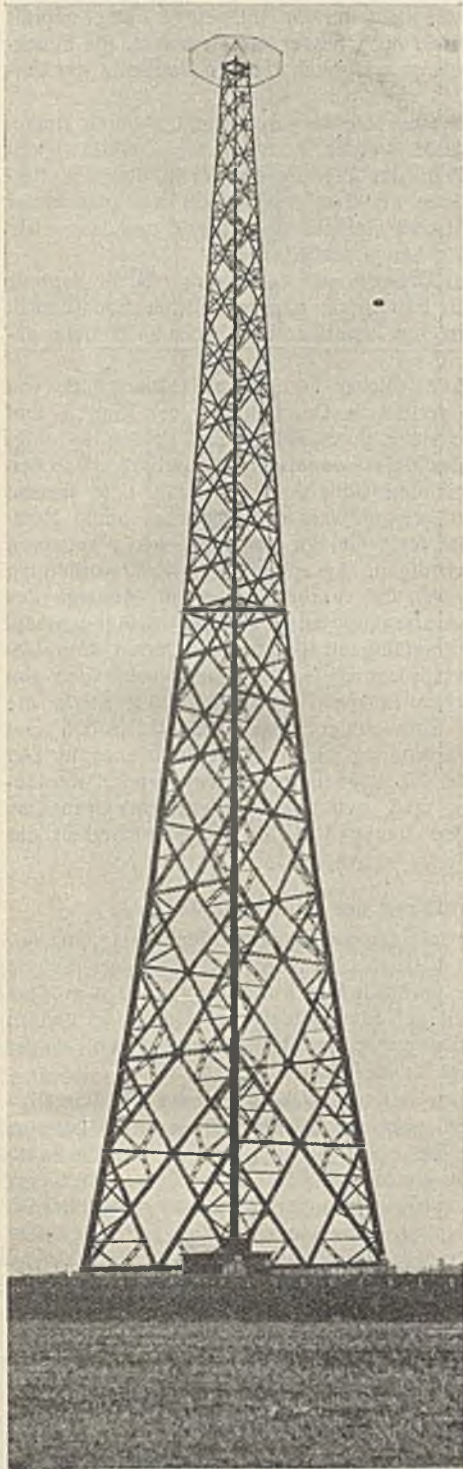


Abb. 1.

Gesamterscheinung des Großsenderturmes.

Der neue Holzturm ist am 19. Juli 1932 von der Postverwaltung abgenommen und am 27. August 1932 dem Betrieb übergeben worden. Sein Gesamtbild zeigt Abb. 1; die Großsenderanlage — Zentrale und Turm — stellt Abb. 2 dar. Der Bau des Turmes war der Unternehmung Hein, Lehmann & Co., Berlin, als federführender Firma in Arbeitsgemeinschaft mit der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin, im Verfahren einer engeren Ausschreibung übertragen worden.

2. Gesichtspunkte beim Entwerfen hoher Funktürme in Holz.

Während die konstruktive Gestaltung sowie die Errichtung so hoher freistehender Türme in Stahl bei der allmählichen Entwicklung derartiger Bauweisen und den vorliegenden Erfahrungen — bei dem hohen Stande neuzeitlicher Stahlmontage — nicht als allzu schwierig anzusprechen sind, muß bei der Eigenart des Holzes als Baustoff die Auswahl, Gliederung, Verbindung und Zusammensetzung der einzelnen Holzteile als eine Aufgabe ganz besonderer Art angesehen werden, zumal wenn es sich um die bisher noch nicht ausgeführte Höhe von 140 m handelt, die die Höhe der höchsten bestehenden Funktürme Europas erheblich übertrifft.

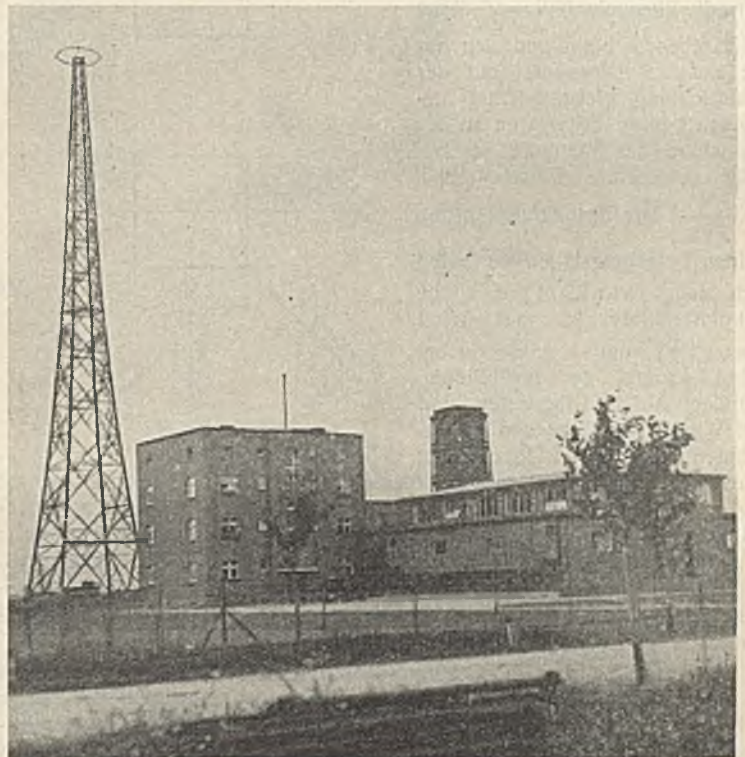


Abb. 2. Die Großsenderanlage in Rothsürben bei Breslau.

Die an ihrer Spitze die Antenne tragenden Holztürme werden meist — ähnlich dem Stahlbau — in einem statisch bestimmten und klaren Stabgefüge von vier im quadratischen Turmquerschnitt zusammengesetzten Fachwerkwänden steifer, weiträumiger Gliederung über einem viertelligen, aus dem Gelände heraustretenden Betonfundament, in einer im Verhältnis 1:7 bis 1:8 sich nach oben verjüngenden Form, geschlossener, meist gerader Umrißlinie hochgeführt.

Für die Turmbemessung ist die Annahme des Winddrucks besonders wichtig, weil er am meisten die Standsicherheit so hoher Bauten bedroht. Die Frage, wie hoch man den Druck auf 1 m² voll getroffener Fläche und mit Rücksicht auf den Volligkeitsgrad der vorderen Fachwerkwand und den der Hinterwand, sowie auf den Abstand beider Wände (Abschirmungsfaktor) zweckmäßig und zutreffend einsetzen soll, läßt sich allgemein noch nicht einwandfrei beantworten, obwohl die — noch nicht abgeschlossenen — Winddruckversuche des Aerodynamischen Instituts für Strömungsforschung zu Göttingen manche Klarheit in dem schon seit langer Zeit die Ingenieure und Mathematiker beschäftigenden Problem der Winddruckforschung gebracht haben²⁾. Der bisher oft betretene — wohl aus dem Brückenbau übernommene — Weg, für die hintere Fläche nur 50% der vorderen anzunehmen, ist, zumal bei großer gegenseitiger Entfernung der Fachwerkwände hoher Türme, nicht gangbar; für die Bemessung kommen hier vor allem die Eckpfosten in Betracht, die auf Druck und Knickung beansprucht werden. Es wurde daher für ihre Berechnung ein Winddruck in diagonalen Richtung angenommen. Dann entfallen auf die Hinterwandteile rd. 90% von vorn, womit der Wirklichkeit besser Rechnung getragen

¹⁾ Vgl. a. Ztbl. d. Bauv. 1932, Heft 48. (Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.)

²⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 50 u. 51.

wird. Die Verteilung auf die Hinterfläche hängt auch ab von dem Volligkeitsgrade und der Eng- bzw. Weitmaschigkeit des nach oben enger und dichter werdenden Fachwerks. Die Windbelastung wird, mit der Höhe steigend, zu $w = (150 + h/2) \text{ kg/m}^2$ angenommen, wo h die Höhe über Gelände in m und 150 kg/m^2 den Winddruck am Fußpunkte bedeutet. Demnach wurde bei 140 m Höhe an der Spitze $w = 150 + 70 = 220 \text{ kg/m}^2$ gerechnet.

Der Winddruck übereck — in Diagonale — wird nach der Formel $p_0 \cdot \sin \alpha$ berücksichtigt (s. Abb. 3a). Hierbei bedeutet p_0 den Winddruck gegen den Turm, falls der Wind parallel zu den Seitenwänden gerichtet ist. Bei diagonaler Richtung erhält man dann zwei Seitenkräfte je von der

Größe $= p_0 \cdot \sin 45^\circ = \frac{p_0 \sqrt{2}}{2}$; die Resultierende dieser beiden Kräfte ist

$R = \sqrt{2} p_0 \cdot \sin 45^\circ = p_0$, ist also ebenso groß wie bei Wind parallel zu den Seitenwänden. Hieraus ergibt sich, daß die Momente M aus Wind in beiden Belastungsfällen gleich sind. Bei Wind parallel zu den Seitenwänden beteiligen sich zwei Seitenwände an der Aufnahme der Kräfte, und es wird die Pfostenkraft $S = \frac{M}{2a}$. Bei

Wind übereck beteiligen sich nur die auf der Diagonale (mit der Windrichtung gleichgerichtet) liegenden beiden Eckpfosten an der Aufnahme der Momente; es trägt daher die Pfostenkraft $S = \frac{M}{a\sqrt{2}}$. Die Spannkkräfte in den

beiden Belastungsfällen verhalten sich daher wie $\sqrt{2}:1$, d. h. die Eckpfostenkraft ist bei Wind übereck $\sqrt{2}$ mal so groß wie bei Wind parallel zu den Seitenwänden. Auf die Diagonalen wirkt bei Wind parallel zu den Seitenwänden bezogen auf Höhe 1 eine

Querkraft $\frac{1}{2} p_0 \cdot a$ und bei Wind übereck $\frac{1}{2} p_0 \cdot \sin \alpha \cdot a$. Für die Diagonale ergibt sich somit die größte Belastung bei Wind parallel zu den Seitenwänden. Für die Rückwand des Mastes werden 50% der Vorderfläche in Rechnung gestellt, für den untersten Schuß werden 100% eingesetzt.

Neben dem Winddruck ist Antennengewicht, Eigengewicht, eine Kippsicherheit von 1,5, die zulässige Beanspruchung des Baustoffes und die Knotenpunkt-Tragkraft maßgebend.

Auf eine Steifheit der Turmkonstruktion im ganzen ist großer Wert zu legen, damit die unter dem Winde eintretenden Schwingungen, die ja mit der Weichheit und Schlankheit des Fachwerksystems im engsten Zusammenhang stehen (Biegsamkeit), möglichst kurz und mit den Böen nicht übereinstimmend ausfallen; denn die gleiche Frequenz von Turm- und Windschwingungen kann der Konstruktion infolge dynamischer Überbeanspruchung recht gefährlich werden. Die Frequenz der Windstöße pflegt im allgemeinen mit den Schwingungen des Turmes nicht zusammenzufallen, so daß glücklicherweise eine Resonanz nicht auftritt. Die Frequenz der Windstöße ist gewöhnlich lang, die des Holzturms dagegen von kürzerer Dauer.

Die Steifheit und die Standsicherheit des Turmgefüges sind durch die Schlankheit (Spreizung), die Ausbildung des Stabwerks und der Holzquerschnitte, in hohem Maße auch durch die dauernd feste, wenig nachgiebige Verbindung dieser Holzstäbe, durch geeignete Verbindungsmittel sowie durch die Wahl vorzüglichen Holzes bedingt.

Bei der Ausbildung und Querschnittbemessung des Stabwerks — besonders der am stärksten beanspruchten Hauptglieder des Systems — ist vor allem die Frage von Bedeutung, wie (unter Beachtung der Knicksteifigkeit) die bei so hohen Türmen sehr wichtigen und stark ausfallenden Pfostenquerschnitte gegliedert werden sollen; d. h. ob sie gegebenenfalls z. B. bis 40 cm Dicke im Quadrat einheitlich in einem Stück vorgesehen oder in Einzelteile, z. B. in vier oder sechs Teile, aufgelöst werden sollen, ferner wie dabei die Füllstäbe (Streben und Riegel) für eine möglichst mittige Übertragung aller Stabkräfte durch geeignete Knotenverbindung an die Hauptpfosten angeschlossen werden sollen. Die Herstellung der mitunter bis 10 m langen Pfosten in einem Stück, z. B. von 40/40 bis 50/50 cm Querschnitt, erschwert die Anschlüsse der weit dünneren Füllstäbe und gewährleistet nicht genügend die Gleichmäßigkeit, Geradheit, Gesundheit und Astfreiheit des Holzgefüges zu der vorgesehenen Aufnahme großer Zug- und Druckkräfte, setzt ferner die Auswahl großer Rundstäme voraus, die auch unwirtschaftlich sein dürfte. Die Auflösung solcher Stämme in zwei oder vier oder sechs Holzglieder, die natürlich im Fachwerk zum

einheitlichen Tragstab verbunden werden müssen, gibt die Möglichkeit, die zu verwendenden Hölzer infolge des Auftrennens des Stammes auf ihre Struktur (Faserverlauf) hin kritischer zu untersuchen und auszuwählen, eine gute Verbindung mit den Füllstäben und eine wirtschaftlichere Ausnutzung des Holzquerschnittes zu erzielen. Bauhölzer solcher Querschnitte und Länge — aus einem Stamm einheitlich geschnitten — müssen naturgemäß teuer sein, auch kann man etwaige Schwächen, wie z. B. Drehwuchs, Astbildung, Harzquellen, nicht so klar erkennen. Die natürlichen Schwächen selbst guten Holzes — wie das Arbeiten unter Witterungseinfluß (Trockenheit, Feuchtigkeit), die Schrumpfung, die Ribbildung, die Ringschäligkeit, die Bildung von Ästen und Harzlöchern, die Ungeradheit der Fasern usw. — sollen möglichst ausgeschaltet werden. Überdies können auch dünnere Hölzer nicht nur im Holzgefüge besser geprüft und beschafft werden, sie trocknen auch besser aus als starke, die Feuchtigkeit länger haltende Hölzer, was z. B. auch für den Dauersitz der Verbindungsmittel wichtig ist³⁾.

Wichtig ist bei hohen Türmen, die in ihrem Gefüge durch starke, böenartige Windstöße beansprucht werden können, die Zuverlässigkeit und Güte des Bauholzes selbst, das betreffs der Verbindung, Wetterbeständigkeit und Kraftübernahme erstklassig sein muß und das ferner durch seine Eigenart, Festigkeit und Gefügedichtheit und den Harzreichtum die Schwächen nach Möglichkeit ausschalten soll.

Für solche Zwecke kommt deshalb nur das denkbar beste Bauholz in Betracht; es wird daher für Funktürme ungewöhnlicher Bauart nicht deutsches Kiefernholz, sondern das amerikanische Pechkiefernholz gewählt.

Für die Dauerstandfestigkeit solcher Türme im Holzfachwerk von großer Bedeutung ist auch die technische Durchbildung der Knoten- und Stoßverbindungen der Fachwerkstäbe durch Dübel und Bolzen in möglichst mittigem, der Eigenart des Holzes angepaßtem Anschluß. Von den vielen hier in Betracht kommenden Dübeln — aus Stahl bzw. Bronze oder Messing — sind die am geeignetsten, die möglichst wenig Holzquerschnitt wegnehmen, die das feste Gefüge möglichst wenig zerstören oder durch starke Pressung beschädigen, eine einwandfreie Kräftefortleitung im Holze gewährleisten und sich bei Vorbereitung und Montage des Holzfachwerks ohne zu große Anstrengung und Umstände einfügen lassen. Außerdem müssen sie große Tragfähigkeit durch die Eigenart ihrer Gestaltung — ohne statische Beanspruchung des zum Zusammenhalten von Holz und Dübel unentbehrlichen Bolzens — gewährleisten sowie die Möglichkeit geben, daß das Holz seiner Natur nach schwinden und quellen kann, ohne daß die Verbindung nachteilig beeinflußt wird. Der durch späteres Nachsehen und Nachziehen zu überwachenden Knotenverbindung der Fachwerkstäbe muß sich der Ingenieur ganz besonders annehmen, weil sie immer eine Hauptstütze für die Bausicherheit des Turmes sein wird.

3. Die Gesamtanordnung des Breslauer Turmes.

In guter Übereinstimmung mit den vorgenannten Richtlinien und Anforderungen scheint der 140 m hohe Holzturm in Breslau vorbereitet und erbaut zu sein, der in seiner vorbildlichen Ausführung zu den größten Ingenieurleistungen unserer Zeit auf dem Gebiete des Holzbaues gehört. Die Gesamtanordnung — Liniensystem und Hauptabmessungen — des aus Abb. 1 ersichtlichen Turmes ist in Abb. 3b dargestellt.

In der Krone des Holzbaues befindet sich noch eine mit Porzellan isolierte Metallkonstruktion, und zwar ein mit Bronzeseilen aufgehängter, achteckig geformter Metallrohrkranz von 10,6 m Durchm. für die funktentechnische Einrichtung. Damit ergibt sich eine Gesamthöhe über dem Erdboden von 145 m. Zur Ausrüstung des Turmes gehört neben der bis zur Spitze führenden Sprossenleiter die Antenneneinrichtung, die vor allem aus dem in der Turmachse senkrecht herabhängenden Antennenseil und einem Rohrkranz von 10,6 m Durchm. besteht, der an den Kranz des Turmes aufgehängt ist.

Der Konstruktionsaufbau des Turmes wird aus den vier in Quadratquerschnitt verbundenen und in sich versteiften, fast gleichartig gestalteten, nach oben mit dem Anzug von 140 m : 10 m sich verjüngenden, über vier Klötze des Betonfundamentes sich erhebenden Fachwerkwänden von 22 m Grundlinie, 2,15 m Krone und 140 m Höhe gebildet. Das Schlankheitsverhältnis der aufgehenden Turmwand stellt sich also auf rd. 1 : 14. Je zwei Fachwerkwände (Wand A und B) sind in der Schußteilung verschieden gegliedert, damit nicht zu viel Füllstäbe in einem Knoten des Eckpfostens zusammenstoßen, was nach den bisherigen Erfahrungen unförmige und ungeschickte Verbindungen geben würde. In der Mitte des Turmes — senkrechte Achse — ist für die Zwecke der Funktelephonie ein freier Raum von $2 \times 2 \text{ m}$ Größe gelassen, den kein Konstruktionsglied durchdringt.

Die die Wand umschließenden Hauptpfosten sind in schlanken, leicht geschwungenen aufsteigenden Linien geführt. Diese Umrißlinien des Turmbildes kennzeichnen auch die architektonische Gesamterscheinung

³⁾ Vgl. hierzu Schaechterle, Bautechn. 1932, Heft 37/38.

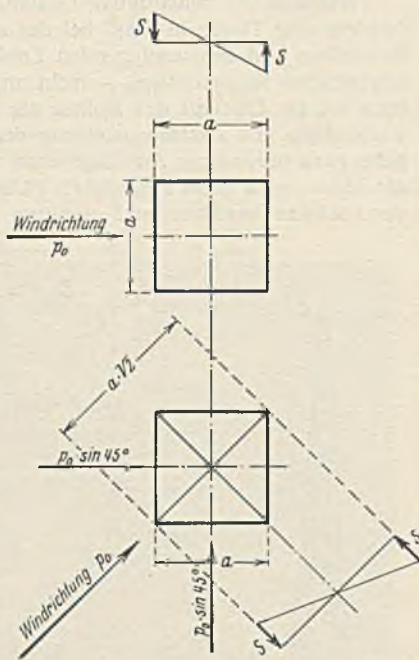


Abb. 3a.

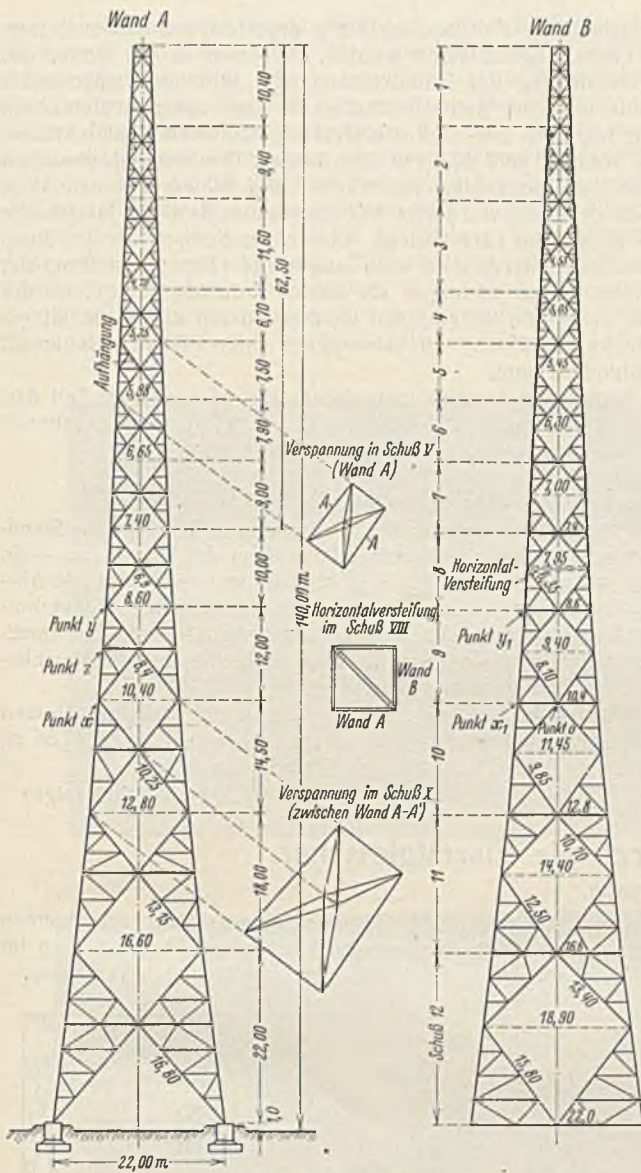


Abb. 3b. Gesamtdarstellung des Turmsystems.

solcher Turmbauten. Auf die großgliedrige, in wenigen festen Punkten zusammengehaltene, durch geschickte Anordnung von Knoten und Stößen ausgezeichnete, widerstandsfähige Gestaltung des Stabwerks ist besonderer Wert gelegt.

Die in 12 Schüsse verschiedener Höhe aufgeteilte Turmwand ist ein welträumig, klar und steif gegliedertes Dreieckssystem, dessen Gurte, Streben und Querriegel je nach Stabkräften unter wirtschaftlicher Ausnutzung einteilig, zweiteilig, vierteilig und sechsteilig ausgebildet und in den Knoten sowie Stößen durch „Krallendübel“ (vgl. Gesteschl, Der Holzbau, S. 129, Abb. 127) zusammengehalten werden. Die vier Eckstiele sind im oberen Teil auf 62,50 m geradlinig, darunter auf 77,50 m (fünf Abschnitte) in gebrochener Linie geführt. Die geschaffenen Umrißlinien begrenzen dabei, wie Abb. 1 zeigt, ein architektonisch befriedigendes Bild.

Für die Gliederung der Turmwand war maßgebend die Wahl langer, starker Hauptstabglieder — Pfosten und Streben —, die zur Aussteifung von Nebenstäben gestützt werden, die Einschränkung der Knoten und Stöße nach Zahl und Umfang, die Rücksicht auf möglichst mittigen Anschluß der Füllstäbe an die Gurte, die klar und einfach zu verfolgende, statisch einwandfreie Übertragung bzw. Zusammenfassung der Stabkräfte durch geeignete Holzverbinder (mit etwa dreifacher Sicherheit), die knicksichere Aussteifung langer, gegliederter Stäbe, schließlich die paßrechte Zusammenfügung aller Stabwerkteile in geschlossener Form. Ein Grundsatz der Firma für das Turmgefüge war das Erstreben

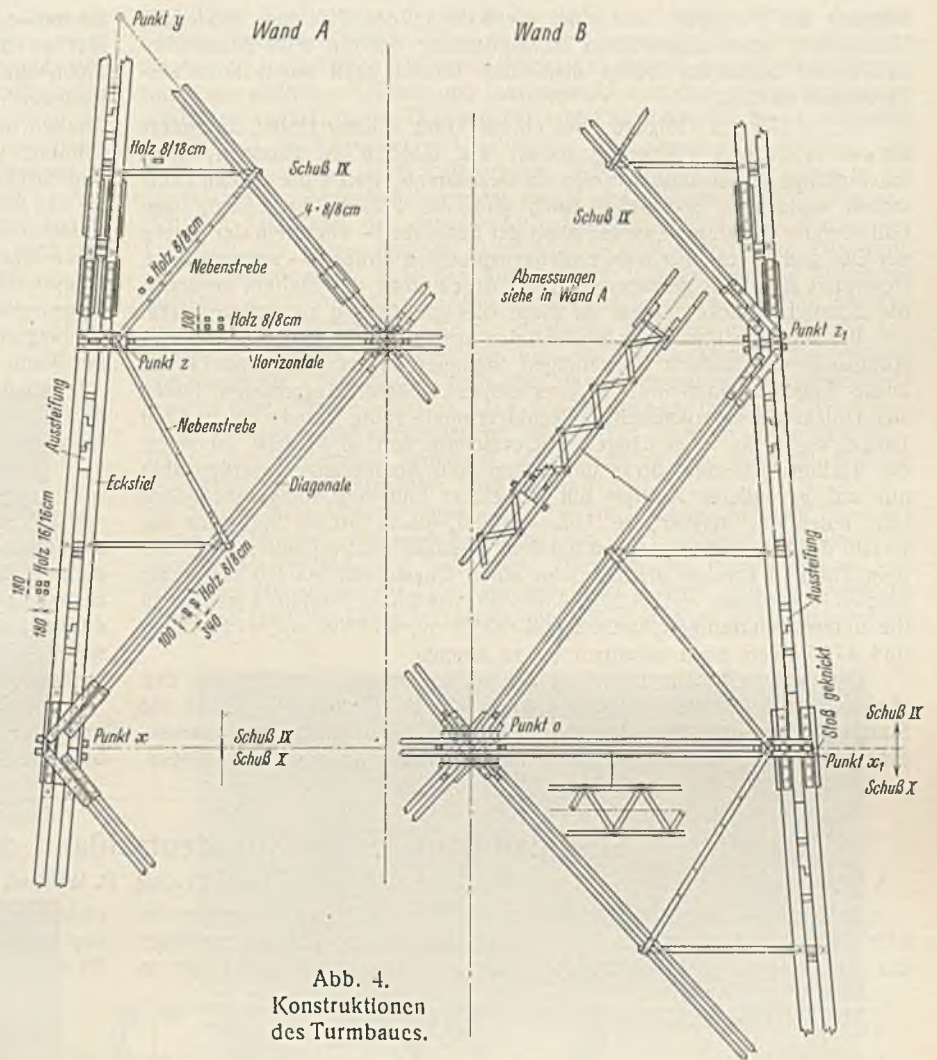


Abb. 4. Konstruktionen des Turmbaus.

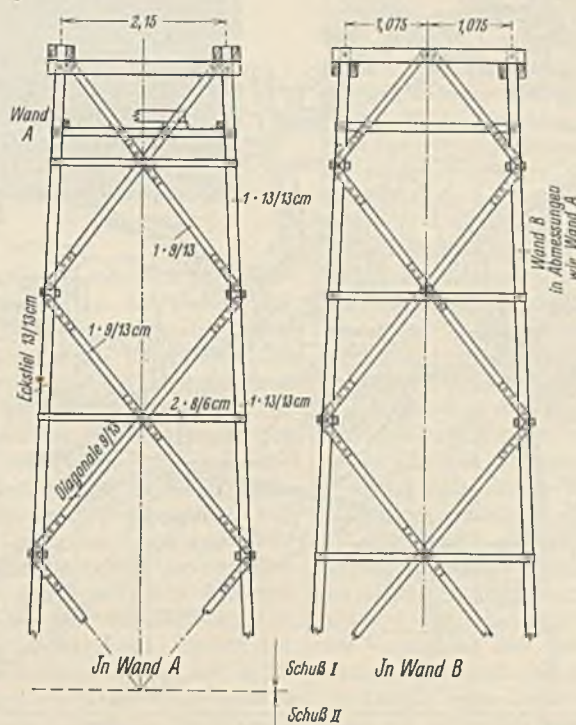


Abb. 5. Konstruktionen an der Turmkrone.

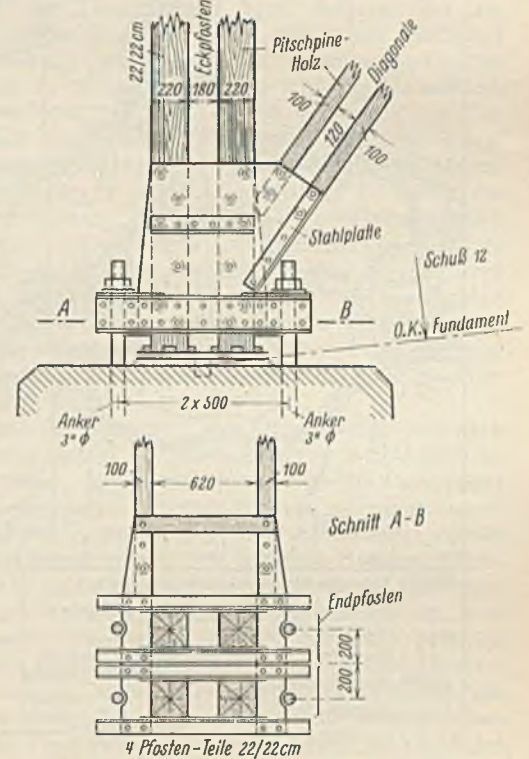


Abb. 6. Konstruktion am Turmfuß.

kräftiger Eckstiele, die bis zu 67,50 m Höhe hinauf vierteilig, durch räumlich gegliederte Streben und Querriegel verbunden, darüber im oberen Teil einteilig und gedungen ausgebildet werden (möglichst wenig unterhaltungspflichtige Teile des Turmes).

Die bei den großen Stabquerschnitten schwer vermeidbare Exzentrizität (z. B. Anschluß der Streben an Pfosten) sollte zur Abwendung einer Ver-

biegung des Füllstabes und einer Verdrehung des Pfostens, sowie zur Vermeidung einer ungewollten Beanspruchung der nur zum Zusammenhalten der hölzernen Dübel dienenden Bolzen nach Möglichkeit ausgeschaltet werden.

Um dieser im Holzbau, bei einem Turm solcher Höhe, besonders schwer erfüllbaren Forderung soweit wie möglich zu genügen, ohne schwerfällige Konstruktionsformen zu bekommen, waren die in den Holzstäben wirkenden Stabkräfte durch eine die Pfosten backenartig umschleßende, knickfeste Zweiteiligkeit der Füllstäbe — vor allem der langen auf Zug und Druck (wechselweise) beanspruchten Streben — aufzunehmen. Besonders schwierig gestaltete sich der Anschluß an den Stellen, an denen die Eckstiele Knicke bilden, da diese hier gleichzeitig zu stoßen waren.

Bei diesen allgemeinen Maßnahmen spielte natürlich die Stärke und Auflösung der statisch notwendigen Stabquerschnitte eine große Rolle. Diese Frage ist schon unter 2. kurz erörtert. Für die Turmpfosten lassen sich Hölzer aus amerikanischem Pechkiefernholz völlig gerade bis zu 12 m Länge, sogar bis 16 m Länge im Querschnitt von 45/45 bzw. 50/50 cm zur Verfügung stellen; diese ungewöhnlichen Abmessungen werden aber nur auf besonderen Auftrag hin eingeführt und sind selbstverständlich sehr teuer. Je stärker die Abmessungen, desto größer vielleicht die Gefahr der Schwindrisse, selbst bei dem vorzüglichen Pechkiefernholz. Bei dem Turm in Breslau glaubte man einen Querschnitt von 30/30 cm für Pfosten in Schüssen von 66,50 m über Fuß (von Schuß 8 ab) im Anschluß an die unteren viertelligen Stiele von 4 · 22/22 cm, 4 · 20/20 cm, 4 · 18/18 cm und 4 · 16/16 cm noch verantworten zu können.

Die praktische Durchführung des mittigen Anschlusses ist bei den räumlichen Fachwerken dieser Art im Hochbau schwierig, weil sich die Stabanschlüsse nicht auf so engen Raum wie beim Stahlbau zusammendrängen lassen, zumal alle Stäbe den Wechselspannungen unterliegen.

Es müssen deshalb die Füllstäbe nicht nur druckfest, sondern auch zugfest an die Gurte angeschlossen werden, und zwar in der Form, daß durch die Verschiebung der Hauptknotenpunkte je zweier benachbarter Fachwerkwände um eine halbe Feldhöhe die dort zusammenlaufenden Streben mittig wie auch zug- und druckfest angeschlossen werden können (Bildung von Wand A und B). Für die bessere Verbindung von Gurt und Strebe ist zur Vermeidung verwickelter und schwerer Konstruktion an den Knoten der auch viel Raum beanspruchende Stoß der Hauptstäbe zwischen die Knoten ins Feld verlegt. Die langen Streben werden durch einen waagerechten Querverband noch ausgesteift. Eine Aussteifung der Hauptstreben ist um so wichtiger, als sie im Kreuzungspunkte, wo der Querriegel sie noch hält, oft gestoßen werden müssen und dieser Riegel in biegungsfester Anordnung ein Ausweichen aller Füllstäbe senkrecht zur Wand verhindern muß.

Bei der Bemessung der kleineren Nebenstäbe ist auch zum Teil darauf Rücksicht zu nehmen, daß sie für die zufällige vorübergehende Montagebelastung stark genug und biegungssteif sind.

4. Der Konstruktionsaufbau des Turmes.

Der nach diesen allgemeinen Gesichtspunkten und nach dem Stand sicherheitsnachweis entwickelte Konstruktionsaufbau des Turmes ist — in einigen Teilen — aus Abb. 4, 5 u. 6 ersichtlich, in denen auch die Ausbildung und Abmessungen des Stabwerks, die Knoten- und -Stoßverbindungen, die Dübelanordnung, die Aussteifungsvergitterungen der knick-sicheren Stäbe teilweise veranschaulicht sind; in Abb. 6 sind die Verankerungen der Pfosten am Fundamente erkennbar.

Die Größtlängen im Stabwerk, das möglichst einheitlich, geschlossen und großzügig gegliedert worden ist, betragen bei den Pfosten 12,55 m, bei den Diagonalen 16,8 m und bei den Querriegeln 9,0 m.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Stromtalbildungen in Norddeutschland durch die Eiszeitgletscher.

Von Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, Danzig.

Im Ztbl. d. Bauv. 1931, Heft 32, S. 471 bis 473, wurde bereits die hier als Abb. 1 beigegebene Karte in der Abhandlung: „Beitrag zur Frage der Stromtalbildung in Norddeutschland“ besprochen. Während die in

nicht von der Ablenkungskraft der Erdumdrehung gebildet sein können und daß auch andere Erklärungsversuche hierfür, wie Eisstopfungen im Strome oder Litorinasenkung, der Kritik nicht standzuhalten vermögen.

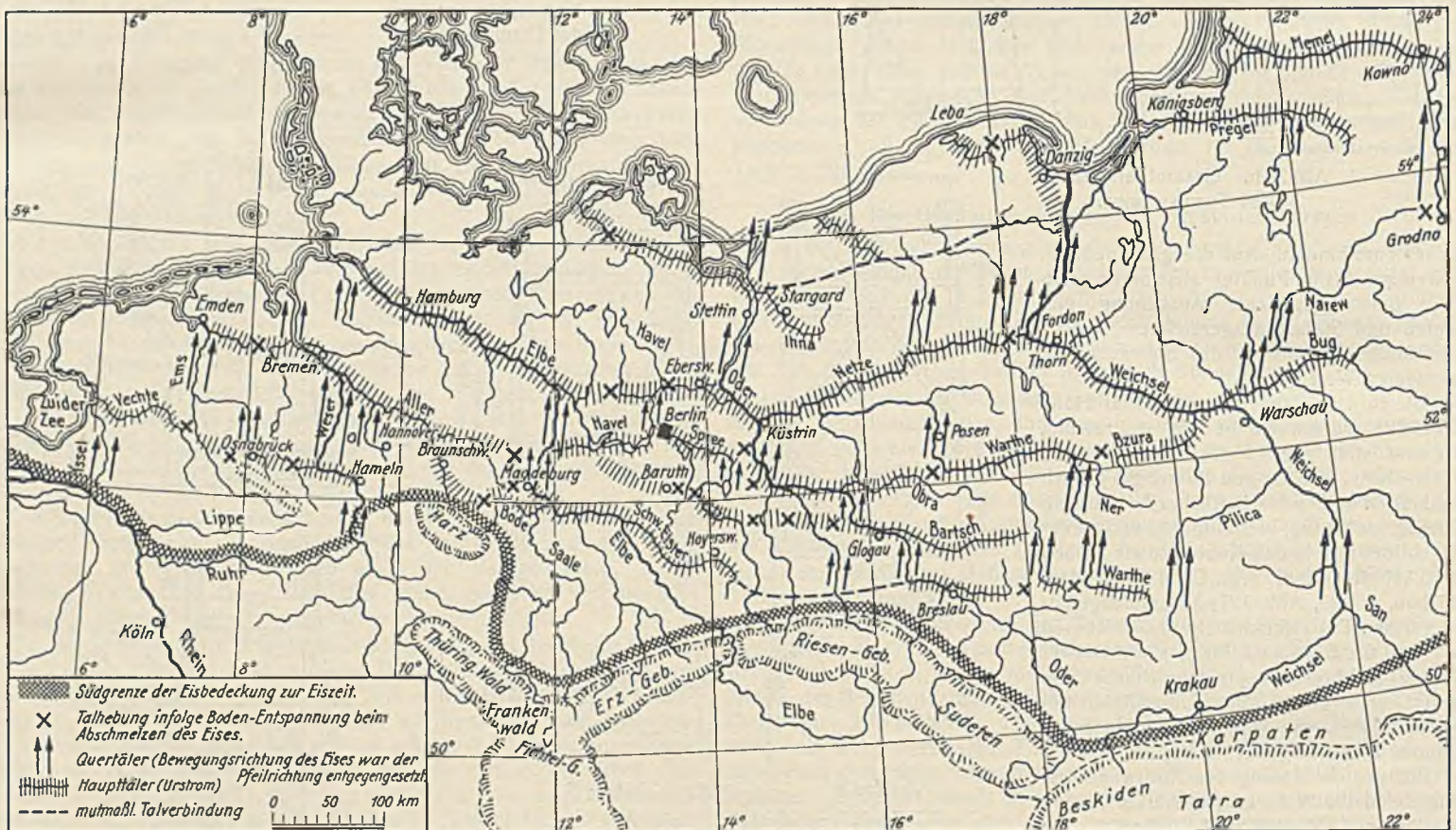


Abb. 1.

der Richtung Ost zu Nordwest verlaufenden Haupttäler der Urströme sich in ihrer Entstehung durch die Stillstandlagen der südlichen Gletschergrenzen erklären lassen, wie es in dem früheren Aufsatz eingehend dargestellt wurde, war bis dahin eine befriedigende Erklärung für die Entstehung der in Abb. 1 durch Doppelpfeile gekennzeichneten Verbindungstäler, für die ich die Bezeichnung „Quertäler“ vorschlug, noch nicht gegeben; in dem genannten Aufsatz wurde gezeigt, daß diese Quertäler

Die durch die Doppelpfeile (Abb. 1) hervorgehobenen Quertäler schließen in allen Stromgebieten mit dem Meridian ungefähr denselben Winkel ein, so daß eine gemeinsame und auch gesetzmäßige Ursache zu ihrer Bildung geführt haben muß. Zunächst sei hervorgehoben, daß das Gletschereis, das einst Norddeutschland bedeckte, nach Vergleichen mit Ländern, die noch heute der Vereisung unterliegen, z. B. Grönland, Nowaja-Semlja u. a., eine Mächtigkeit von mindestens 400 m bis weit

über 1000 m gehabt haben wird; im Jahre 1931 hat die Grönland-Expedition von Prof. Alfred Wegener, der leider ein Opfer dieser Forschungsreise wurde, durch Echolotungen im Innern Grönlands eine Eisdicke von ungefähr 2700 m gemessen. Das Gewicht derartiger Eismassen bewirkt aber eine ungeheure Belastung und Beanspruchung der Erdoberfläche und damit deren Lagenveränderung in der Höhenrichtung. Dem Ingenieur ist die Tatsache vertraut, daß jedes Material, und sei es das feste Felsgestein, eine wenn auch noch so geringe Elastizität besitzt; er lehnt daher die geophysische Anschauung einer „festen und starren Erdkruste“ ab. Geschichtetes Bodenmaterial ist außerdem noch bei Druckbelastung durch Umlagerung, d. h. durch Änderung des Porenvolumens und durch Änderung des Wasseraufnahmevermögens in der Raumgröße veränderlich, z. B. Sandboden, Mergel, Lehm oder Ton.

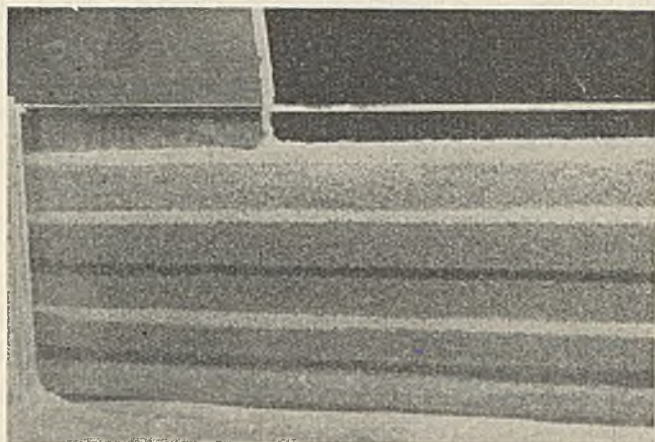


Abb. 2.

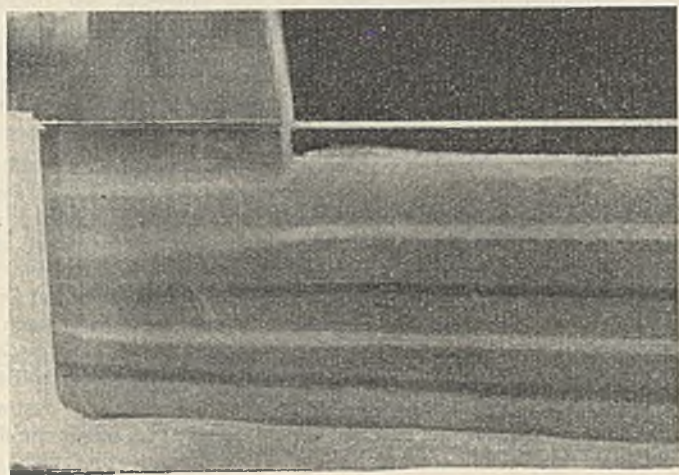


Abb. 3.

Abb. 2 bis 4 zeigen Druckwirkungen im trockenen Sandboden nach Versuchen, die in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig ausgeführt wurden: Bei einseitiger Belastung, wie es z. B. an den Gletschergrenzen der Fall ist, wird der benachbarte unbelastete Boden hochgetrieben (Abb. 4); in Abb. 3 sind die photographisch aufgenommenen Spannungsrichtungen im gepreßten Boden gut zu erkennen, die von der am stärksten gedrückten Erdoberfläche durch den Boden hindurch in gekrümmten Bahnen zur unbelasteten Erdoberfläche führen; Abb. 4 zeigt ferner auch im Innern des gedrückten Bodens eine Verlagerung der ursprünglich waagrecht eingelagerten Farbstreifen, wie es ein Vergleich mit Abb. 2 erkennen läßt. Der hohe Druck von etwa 25 at, der hier im Versuche erreicht wurde, sprengte zuletzt die ungefähr 10 mm dicke Glasscheibe der Vorderfläche; der Schnittpunkt der sich kreuzenden Sprünge in der Glasscheibe (Abb. 4) gibt ungefähr den Ort der stärksten Pressung im Boden an. Geschichteter Boden nimmt bei der Entspannung in den Hohlräumen wieder reichlicher Wasser auf; dabei wird das Einheitsgewicht γ des trockenen Bodens durch den Wasserauftrieb auf $\gamma - 1$ vermindert, dieser Auftrieb begünstigt ebenfalls die Hebung der Bodenoberfläche.

Aus diesen Ergebnissen lassen sich nun weitere Folgerungen zur Klärung der Frage, wie die Quertäler entstanden sind, gewinnen; setzen wir nach den Messungsergebnissen des Grönlandseises eine Mächtigkeit der Eiszeitgletscher von 1000 m bis gegen 3000 m voraus, so wird damals die Bodenpressung ungefähr 90 at bis gegen 250 at betragen haben. Anscheinend waren die mächtigsten Eismassen über dem jetzigen Nordsee- und Ostseebecken, die die Erdoberfläche schildartig eindrückten, so daß

nach dem Abschmelzen des Eises am Ende der letzten Eiszeit dort die beiden Meere entstanden. Bei derartigen hohen Bodenbeanspruchungen ist es nun nach Abb. 3 u. 4 verständlich, daß an den jeweiligen Stillstandlagen der südlichen Grenzen der Eiszeitgletscher in dem wieder entlasteten Erdboden südlich dieser Grenzen beträchtliche Bodenhebungen eintraten; so ist z. B. im Lauenburger Urstromtale noch heute eine Hebung des Erdbodens um etwa 50 m festzustellen. Auch auf Nowaja-Semlja konnten terrassenartige Bodenhebungen der eisfrei gewordenen Gebiete gelegentlich der Arktisfahrt des Zeppelin-Luftschiffs im Jahre 1931 durch vom Luftschiff aus aufgenommene Lichtbilder festgestellt werden. Die Mitte von Grönland zeigt nach den Forschungen von Prof. Alfred Wegener derartige schildartige Eintiefungen des Erdbodens unter dem Eise bis weit unter Meeresspiegelhöhe, wie sie durch das Nordsee- und Ostseebecken dargestellt werden, während die vom Meere umsäumten Randgebiete Grönlands als Küstenberge hoch über den Meeresspiegel emporgedrückt worden sind. Wenn die von Airy und Wegener in großer Tiefe vermutete „Sialschicht“ vorhanden ist, die stärker elastisch nachgiebig wäre als die darüberliegende Erdkruste, so muß diese Sialschicht die Hebung der entspannten Randgebiete noch begünstigen.

Durch diese Überlegungen wird die im früheren Aufsätze über die Stromtalbildungen gegebene Erklärung für die Entstehung der Quertäler noch weiter gestützt und bekräftigt: Die von Ost nach Nordwest verlaufenden Haupttäler der Urströme (vgl. Abb. 1) entstanden während der Stillstandlagen der Gletschergrenze, die sich wohl über viele Jahrhunderte

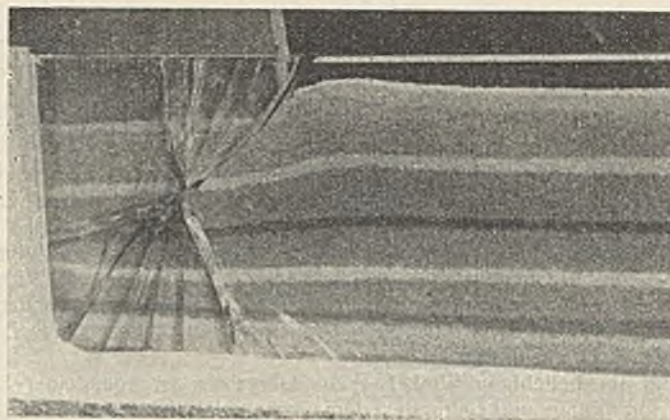


Abb. 4.

erstreckten. Sobald aber der Gletscherrand beim Auftauen der am weitesten nach Süden vorgeschobenen Eismassen sich weiter nordwärts verlegte, trat eine Entspannung des zuvor stark zusammengedrückten Bodens ein, die, unterstützt durch die auftreibende Wirkung der nördlich davon lastenden Eismassen (wie bei dem in Abb. 4 dargestellten Vorgange), in der Nachbarschaft des südlichen Eisrandes beträchtliche Bodenhebungen verursachten. Dadurch wurde nun aber dem bisherigen Urstrom im zuletzt erodierten Haupttale an bestimmten Stellen, an denen die Bodenhebung besonders stark eintrat, die Vorflut mehr oder weniger stark gehemmt; der Strom uferete oberhalb einer solchen Stelle am Nordufer aus, weil die südlichen Ufergebiete des Urstromes infolge der früheren Bodenentspannung und -hebung bereits hoch lagen. Die ausufernden Wassermassen erfüllen alsdann die von den ehemals dort vorhandenen gewesenen Gletschern ausgepflügten Furchen, die mithin in der Richtung der Gletscherbewegung verliefen und daher auch alle mit dem Meridian angenähert denselben Winkel bilden.

Wenn nun in späteren Zeitabschnitten der Eiszeit weiter nordwärts von den zuletzt betrachteten Stellen ein neuer Stillstand der Abschmelzzone, also des Gletscherrandes, eintrat, so bildete sich dort ein neues Haupttal aus, und die Wassermengen des südlich davon gelegenen älteren Haupttales wurden jetzt durch die bereits vom Stauwasser erfüllte Gletscherfurche in das am Eisrande neu sich bildende Haupttal hineingeleitet; so wurde dann sehr bald diese Gletscherfurche, in die das früher im älteren Haupttale ausgeferte Wasser hineingestaut gewesen war, zum Quertal zwischen den beiden Haupttälern erodiert, das dann weiterhin als Verbindung des älteren Haupttales mit dem jüngeren Haupttale bestehen blieb (vgl. die durch die Doppelpfeile gekennzeichneten Quertäler in Abb. 1). Die Orte, an denen besonders starke Bodenhebungen der einst die Sohle des älteren Haupttales am meisten erhöht hatten, fielen bei der Ausbildung des Quertales trocken und blieben in der Folgezeit bis auf unsere Tage als Wasserscheiden bestehen, wie es die in Abb. 1 durch schrägliegende Kreuze gekennzeichneten Stellen zeigen.

Somit ist nun die Entstehung der Stromtäler in Norddeutschland wohl im vollen Umfange verfolgbare, denn auch die zunächst anscheinend unerklärliche gleichartige Richtung der Verbindungen der ehemaligen Haupttäler der Urströme untereinander ist durch die neu aufgestellte Quertaltheorie wohl verständlich gemacht worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Berechnung von Grundwerksockeln.

Von Dipl.-Ing. Hermann Schütte, Hamburg, z. Zt. Baku.

Mauern und Pfeiler erhalten bei Gründungen auf Baugrund mittlerer Güte bekanntlich bankettartige Verbreiterungen über der Sohle, die als „Sockel“ bezeichnet werden sollen. Der Sockel hat die Aufgabe, die Druckspannungen des aufgehenden Bauteils in der nach unten zunehmenden gedrückten Fläche bis zur Sohle auf die zugelassene Bodenpressung herabzumindern. Dabei kann man sich vorstellen, daß sich die Druckkräfte unter einem gewissen Winkel strahlenartig ausbreiten, entsprechend etwa der bei der Berechnung von Brückenfahrbahnen üblichen Annahme einer Ausbreitung der Raddrücke unter einem Winkel von 45°. Sockel werden daher vielfach statisch garnicht berechnet, solange der Kraftausbreitungswinkel oder Spitzenwinkel des dem Sockelquerschnitt einbeschriebenen Trapezes ein übliches Maß nicht überschreitet.

Wo aber die inneren Kräfte des Sockels berechnet werden, geht man von der durch Abb. 1 dargestellten Annahme aus, daß die verbreiternden Sockelteile in einer zur Krafrichtung parallelen Linie abgebogen werden, und berechnet das



Abb. 1.

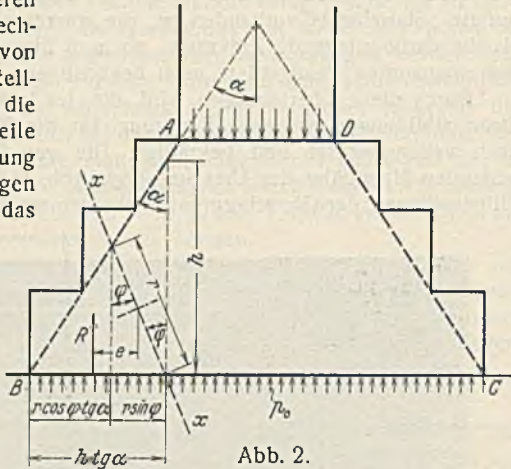


Abb. 2.

Moment für die in Abb. 1 klaffend dargestellte Fuge. Dieses Verfahren ist z. B. im „Taschenbuch für Bauingenieure“¹⁾ angegeben. In Wirklichkeit ist der hier untersuchte Schnitt nicht der ungünstigste, sondern es treten in anderen zur Krafrichtung geneigten Schnitten größere Biege- und Scherspannungen auf.

Ein im beliebigen Winkel φ zur Lotrechten an irgendeiner Stelle durch Grundlinie und Seite des dem Sockel einbeschriebenen Trapezes geführter Schnitt $x-x$ (Abb. 2) habe die Länge r . Der durch den Schnittpunkt von $x-x$ mit der Grundlinie gelegte lotrechte (= parallel zur Hauptkrafrichtung) Schnitt habe die Länge h . Es besteht dann die Beziehung

$$h \cdot \operatorname{tg} \alpha = r \cdot \cos \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha + r \cdot \sin \varphi,$$

$$(1) \quad r = \frac{h \cdot \operatorname{tg} \alpha}{\cos \varphi (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi)}.$$

Für die Berechnung der Spannungen im Schnitt $x-x$ ist es notwendig, einige Annahmen zu machen:

1. Die Sohldrücke p_0 sollen als gleichmäßig verteilt gelten. Die Abweichung der tatsächlichen Sohldruckverteilung von dieser Annahme ist je nach der vorhandenen Bodenart verschieden und kann, wo es notwendig ist, im Endergebnis der Rechnung durch Hinzusetzen eines abzuschätzenden Faktors berücksichtigt werden.

2. Die Längenabmessung des Sockels soll für die Berechnung außer Betracht bleiben können, so daß es genügt, den durch Breite und Höhe bestimmten Querschnitt zu betrachten. Für Kreissockel oder ähnlich gedrungene Sockel, bei denen die Querdehnung und entstehende Ringspannungen ins Gewicht fallen, gelten die folgenden Gleichungen also nicht.

3. Über das einbeschriebene Trapez hinausreichende Teile bleiben für die Spannungsberechnung außer Betracht. Die Spannungen werden also für einen solchen ungünstigen Schnitt berechnet, in dem das einbeschriebene Trapez die Umrißlinie berührt (einspringende Ecke).

Als äußere Kraft greift links vom Schnitt $x-x$ die Kraft $R = p_0 h \operatorname{tg} \alpha$ an. Deren Komponenten parallel und lotrecht zu $x-x$ sind

$$Q = p_0 h \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \cos \varphi,$$

$$N = p_0 h \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \sin \varphi,$$

$$M = p_0 h \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot e,$$

darin ist

$$(2) \quad e = \frac{h \cdot \operatorname{tg} \alpha}{2} - \frac{r \cdot \sin \varphi}{2} = \frac{h \cdot \operatorname{tg} \alpha}{2} \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi} \right).$$

Die Biegespannung im Schnitt $x-x$ ist

$$\sigma_b = \pm p_0 h \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot e \cdot \frac{6}{r^2},$$

oder nach Einsetzen von (1) und (2) und nach Ausmultiplizieren der Klammerausdrücke

$$(3) \quad \sigma_b = \pm 3 p_0 (\cos^2 \varphi \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha + \operatorname{tg} \alpha \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi) = \pm 3 p_0 \cdot \cos^2 \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi).$$

¹⁾ Herausgegeben von M. Foerster. 1928. 5. Aufl., Bd. II, S. 508.

Der Größtwert von σ_b liegt dort, wo der Differentialquotient $\frac{d\sigma_b}{d\varphi} = 0$ ist. Aus (3) erhält man

$$(4) \quad \operatorname{tg} 2\varphi = \operatorname{tg} \alpha.$$

Durch Aufschlagen der in jedem Taschenbuch vorhandenen Tabelle der Winkelfunktionen kann der zu jedem Spitzenwinkel α gehörige ungünstigste Schnittwinkel φ abgelesen werden. Die Schubspannung in Schnitt $x-x$ ist

$$(5) \quad \tau = \frac{Q}{r} = p_0 \cdot \cos^2 \varphi (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi).$$

Gl. (5) unterscheidet sich von Gl. (3) nur durch den unveränderlichen Faktor $3 \operatorname{tg} \alpha$; die Ableitung $\frac{d\tau}{d\varphi} = 0$ ergibt daher auch hier $\operatorname{tg} 2\varphi = \operatorname{tg} \alpha$, d. h. die Schubspannung wird für den gleichen Winkel φ wie die Biegespannung am größten.

Beton und Mauerwerk vertragen im Verhältnis zu den Druckspannungen nur geringe Zug- und Scherspannungen. Für die Beurteilung der Festigkeit des unbewehrten Sockels sind daher die Zug- und Scherspannungen maßgebend. Die Biegezugs Spannungen werden durch normal zum Schnitt $x-x$ verlaufende Druckspannungen σ_n vermindert.

$$(6) \quad \sigma_n = \frac{N}{r} = p_0 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi).$$

Die ungünstigste resultierende Hauptspannung ist dann

$$(7) \quad \sigma_h = \sqrt{(\sigma_b - \sigma_n)^2 + \tau^2}.$$

Die Zahlenwerte der Spannungen nach den Gl. (3), (5), (6) und (7) sind in der folgenden Tabelle für $p_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$ zusammengestellt:

Spannungen im Schnitt $\operatorname{tg} 2\varphi = \operatorname{tg} \alpha$ für $p_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$.

α°	φ°	σ_b kg/cm ²	σ_n kg/cm ²	τ kg/cm ²	σ_h kg/cm ²
0	45	+ 0,00	- 0,5	0,50	- 0,71
20	35	+ 0,78	- 0,5	0,71	+ 0,77
30	30	+ 1,49	- 0,5	0,86	+ 1,31
40	25	+ 2,70	- 0,5	1,07	+ 2,44
45	22½	+ 3,60	- 0,5	1,20	+ 3,33
50	20	+ 4,95	- 0,5	1,38	+ 4,67
90	0	∞	∞	∞	∞

Die Werte $\sigma = \infty$ für $\alpha = 90^\circ$ sind theoretische Werte ohne praktische Bedeutung. Bei $\alpha = 90^\circ$ wäre die Höhe des vorgeschriebenen Trapezes = 0 und $r = 0$, daher würde $\sigma = \infty$. Bei zunehmendem Winkel α geht der Sockel in eine Platte über, für die ohne Eisenbewehrung nicht mehr auszukommen ist und die nach der Plattentheorie zu berechnen ist.

Zum Vergleich mit der bisher üblichen Berechnungsweise auf Grund der durch Abb. 1 dargestellten Annahme sollen die Spannungen für $\alpha = 30^\circ$ und $\varphi = 0$ berechnet werden: $\sigma_b = 1,00 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_n = 0$, $\tau = 0,577 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_h = 1,15 \text{ kg/cm}^2$. Auf diese Weise wäre die Biegespannung um 50%₀, die Hauptspannung um 14%₀ zu niedrig bestimmt. Wenn auch diese Abweichungen nicht erheblich sind, so zeigen sie doch, daß die bisherige reichlich vereinfachende Berechnungsweise nicht, wie man erwarten durfte, zu ungünstige, sondern zu günstige Ergebnisse liefert.

Einfluß der Seitenbewegung des Bodens. Außer den berechneten Spannungen können nun im Grundwerk noch solche durch seitliches Ausweichen des Bodens unter der Sohle auftreten. Es ist bekannt, daß weicher Boden, aber auch loser Sand in ungünstigen Fällen neben der Sohle hervorgedrückt wird. Die Bodenteilchen unter der Sohle werden dabei eine seitliche Bewegung anstreben, der unmittelbar unter der Sohle die unter dem lotrechten Druck entstehende Reibungskraft widersteht.

Die Reibungskräfte sind verhältnisgleich der Bodenpressung p_0 und aus dieser durch Multiplikation mit der Reibungsziffer μ zu bestimmen, die aus den Handbüchern²⁾ entnommen werden kann. Für trockenen Sand wird die Reibung zwischen Boden und Grundwerk mit $\mu = 0,6$ angegeben.

Die Summe der links vom Schnitt $x-x$ angreifenden Seitenkräfte des Bodens ist

$$H = \mu p_0 h \operatorname{tg} \alpha,$$

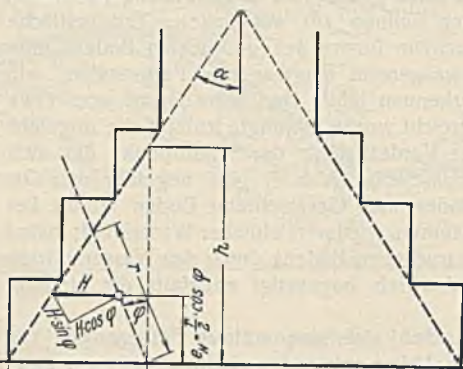


Abb. 3.

²⁾ Z. B. Brennecke-Lohmeyer, „Der Grundbau“, Bd. I, S. 10/11. 4. Aufl. Berlin 1927. Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

deren Komponenten parallel und senkrecht zu $x-x$ sind

$$\begin{aligned} Q_H &= \mu p_0 h \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \sin \varphi, \\ N_H &= \mu p_0 h \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \cos \varphi, \\ M_H &= \mu p_0 h \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \frac{r}{2} \cdot \cos \varphi. \quad (\text{Abb. 3}). \end{aligned}$$

Die Biegespannung im Schnitt $x-x$ ist

$$\sigma_{bH} = \mu p_0 h \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \cos \varphi \cdot \frac{r}{2} \cdot \frac{6}{r^2} \quad \text{oder nach Einsetzen von (1).}$$

$$(8) \quad \sigma_{bH} = 3 \mu p_0 \cdot \cos^2 \varphi (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi),$$

die Normalspannung

$$(9) \quad \sigma_{nH} = \frac{N_H}{r} = \mu p_0 \cdot \cos^2 \varphi (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi).$$

Der Vergleich der Gl. (8) u. (9) mit Gl. (3) und deren Ableitung zeigt, daß σ_{bH} und σ_{nH} ihren Größtwert annehmen, wenn $\operatorname{tg} 2 \varphi = \operatorname{tg} \alpha$ ist.

Die Schubspannung ist

$$(10) \quad \tau_H = \frac{Q_H}{r} = \mu p_0 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi).$$

Für $\mu = 0,6$, $p_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$ und $\alpha = 30^\circ$ ergeben die zahlenmäßigen Auswertungen:

$$\sigma_{bH} = \pm 1,55 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{nH} = + 0,52, \quad \tau = 0,3,$$

und die ungünstigste resultierende Hauptspannung

$$\sigma_{bH} = \sqrt{(\sigma_{bH} + \sigma_{nH})^2 + \tau^2} = + 2,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Ausrechnung zeigt, daß, wo das seitliche Ausweichen des Bodens eine Rolle spielt, dessen Einfluß auf die Spannungen im Sockel ungünstiger sein kann als die lotrechten Sohldrücke selbst. Die Seitenbewegung braucht dabei nicht wirklich zustande zu kommen, vielmehr genügt die Neigung zur Seitenbewegung, während letztere noch durch die Reibungskräfte verhindert wird. Andererseits stellt $H = \mu p_0 h \cdot \operatorname{tg} \alpha$ nicht die wirkliche Größe der Seitenkraft jedes gegebenen Falles dar, sondern einen möglichen Höchstwert.

Der tatsächliche Verlauf von Bruchfugen in sockelförmigen Betonkörpern ist von Prof. Dr.-Ing. W. Gehler³⁾ untersucht worden. Die Versuche haben gezeigt, daß der Bruchverlauf weniger einfach ist als in den vorstehenden Ausführungen angenommen wurde, doch bestätigen sie zunächst den schrägen Verlauf der Bruchfugen (Abb. 4). Die angegebene Berechnungsweise kann daher mindestens als eine bessere Annäherung für die Berechnung von Sockeln normaler Abmessungen gelten als die auf Grund der durch Abb. 1 dargestellten Annahme.



Abb. 4.

³⁾ Bauing. 1922, Heft 14/15, S. 421.

Das Einschwimmen des Überbaues der Hauptstromöffnung der Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Elbe bei Tangermünde.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Weiß, Stendal.

Im Juni 1931 wurde der Bau einer Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Tangermünde in Angriff genommen. Nachdem im Jahre 1931 die 23 Pfeiler und die beiden Widerlager hergestellt worden sind, wurde 1932 mit der Aufstellung der stählernen Überbauten der Strom- und Flutbrücken begonnen. Von den 24 Flutbrücken sind heute 21 Überbauten fertiggestellt.

Während die Flutbrücken auf Gerüsten montiert wurden, ist die Hauptstromöffnung mit einer Stützweite von rd. 115 m auf Tangermünder Seite auf Land zusammgebaut und am 28. Oktober 1932 eingeschwommen worden.

Die gesamte Strombrücke stellt einen Balken auf vier Stützen dar, dessen Mittelöffnung durch einen Stabbogen versteift ist. Die Öffnungen haben Stützweiten von 25 m — 115,08 m — 58,20 m.

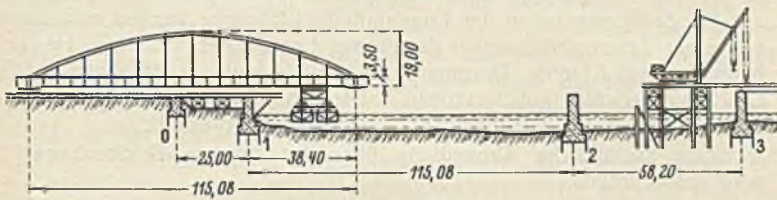


Abb. 1.

Auf dem hochgelegenen Tangermünder Ufer war die Hauptstromöffnung auf einzelnen Böcken, die zentrisch unter jedem Hauptträger angeordnet waren, montiert worden (Abb. 1). Der anschließende Uferweg wurde bis zum Uferpfeiler mittels stählerner Stützen, auf denen die Rollbahn zum späteren Einschwimmen als Träger lagerte, überbrückt. Der Überbau ruhte bei der Montage auf Querträgern, die auf den Rollbahnträger aufgelegt waren. Auf den Uferpfeiler war die Lagerung so angeordnet, daß der Überbau mit Pressen angehoben werden konnte. Über den Uferpfeiler kragte die fertig montierte Brücke rd. 38 m frei vor. Der Versteifungsträger allein reichte für die Aufnahme der Momente am Kragarm nicht aus. Mit Rücksicht auf die geringe Biegesteifigkeit der Pfosten und auf die für die Schließung zwischen Bogen und Versteifungsträger bei der Montage erwünschte geringe Durchbiegung des Versteifungsträgers wurden in den drei vorletzten Feldern Hilfsdiagonalen angebracht. Im landwärts gelegenen Bereich bildete dann der Stabbogen die Rückhaltekonstruktion für die auftretende Zugkraft. Der Verlauf der Kräfte geht durch den Stabbogen und die Hängestangen in den Versteifungsträger zurück. Die Hängestangen haben dabei Druckkräfte aufzunehmen und wurden daher zur Verkürzung ihrer Knicklänge in der Mitte durch eine Hilfskonstruktion gehalten.

Vor dem Einschwimmen wurden die Unterstützungsböcke weggenommen und das landseitige Brückenende auf zwei je achtradrigen Rollwagen abgesetzt. Die Rollwagen standen auf einer Rollbahn, die aus Schlenen auf biegefest miteinander verbundenen Trägern I 45 bestand. Die Träger ruhten auf dicht nebeneinander gelegten Schwellen, die auf gewachsenem Boden lagen.

Unter das vorkragende Brückenende wurden zwei miteinander durch Gerüste verbundene Prahme gebracht (Abb. 2 u. 3). Um eine unnötig große Eintauchtiefe zu vermeiden, wurde die Brücke vorher über dem Uferpfeiler mittels vier Druckwasserpumpen von je 300 t Tragkraft um 100 mm gehoben.

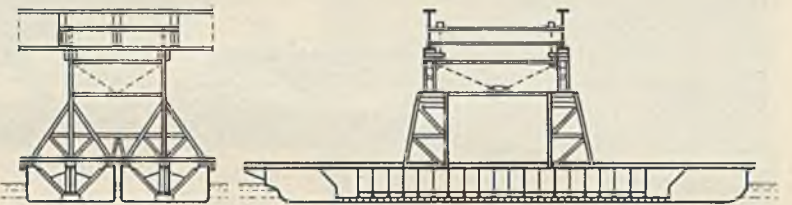


Abb. 2.

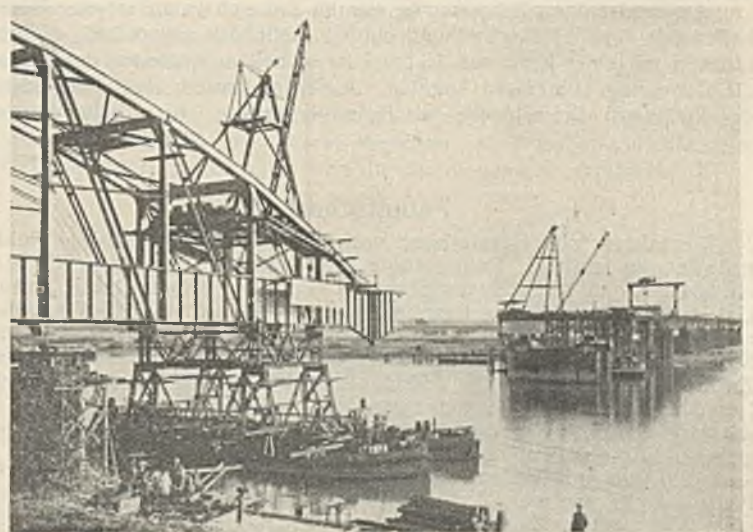


Abb. 3.

Die Prahme, die von der Deputation für Handel, Schiffahrt und Gewerbe, Abteilung II Hafen, in Hamburg gestellt waren, sind aus Eisen und haben eine Breite von 7,8 m, eine Länge von rd. 45 m; ihre Tragfähigkeit beträgt je 700 t. Seitlich sind Kammern für Wasserballast angeordnet, deren Wände gegeneinander gut ausgesteift sind. Zur einwandfreien Übertragung der Auflast wurden zwei 25 m lange Blechträger von 2,20 m Höhe, die später bei den Flutbrücken verwendet werden, in die Prahme eingebracht. Die Träger waren in kurzen Abständen auf Querhölzern gelagert. Obwohl eine sehr sorgfältig durchgeführte Berechnung ergab, daß die Festigkeit der Kähne auch ohne jede weitere Aussteifung

ausreichend war, wurde zur größeren Sicherheit eine weitgehende Auszimmerung der Kahne vorgenommen. Auf den Blechträgern war das Traggerüst angeordnet, das aus dem eigentlichen Gerüst und dem zum Ausgleich verschiedener Wasserstände verschiebbaren Oberteil bestand (Abb. 2 u. 3).

Die Prahme waren beim Unterfahren mit 700 m³ Wasserballast gefüllt, die Eintauchtiefe betrug rd. 2 m. Jeder Prahm hatte zwei elektrische Pumpenanlagen mit einer Leistung von je 120 m³/h. Die Prahme wurden nun, soweit erforderlich, ausgepumpt und die Pressen auf Pfeiler 1 gesenkt, damit die Durchbiegung des Bogens überwunden und die Brücke frei wurde.

Das Gesamtgewicht der Brücke beim Einschwimmen betrug 1070 t. Hiervon hatten die Prahme 644 t und die beiden Rollwagen je 213 t zu tragen. Die Vorwärtsbewegung der Brücke wurde mittels vier Handkabelwinden von je 3 t Zugkraft, die auf fest mit den Trägern der Rollbahn verbundenen Querträgern über Pfeiler 0 aufgestellt waren, getätigt. Die Drahtseile wurden über Umlenkrollen, die über Pfeiler 1 vorkragend

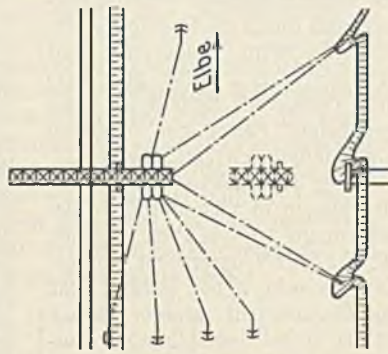


Abb. 4. Verankerung der Brücke. Lageplan.

winden, die auf diesen aufgestellt waren und die sich gegen den Endquerträger stützten, auf die Räder gedrückt werden konnten. Dadurch konnte ebenfalls die Vorwärtsbewegung abgebremst werden. Im Notfall konnten auch noch die vier Handkabelwinden zum Vorwärtsbewegen durch einfaches Umbauen der Rollenklößen bei Pfeiler 1 verwendet werden.

Zur Überwindung der Reibung war die Rollbahn mit einer Neigung 1 : 80 verlegt worden.

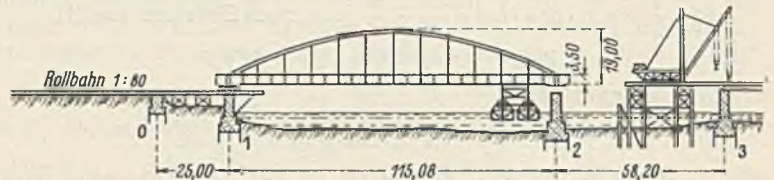


Abb. 5.

Während des Einschwimmens wurden die Prahme stromaufwärts durch drei schwere Doppelanker und eine Uferbefestigung in etwa 200 m Abstand von der Brücke geführt. Diese Verankerung wurde so stark gewählt, da bekannt war, daß der Ankergrund zum Teil aus reinem Ton bestand. Gegen etwa auftretenden Wind gegen die Strömung wurde die Brücke auch stromabwärts durch einen Doppelanker gehalten. Zur besonderen Sicherheit waren außerdem noch vier Handkabelwinden, davon je zwei auf den Prahmen und auf der Brücke vorgesehen, die die Brücke an Erdankern, die am anderen Elbufer saßen, hielten (Abb. 4). An neben und auf der Brücke abgesteckten Fluchtachsen wurde die Einschwimmrichtung ständig genau verfolgt. Etwa eintretende Abweichungen konnten durch die Winden sofort ausgeglichen werden.

Das Einschwimmen selbst verlief ohne jeden Zwischenfall. In etwa 2 1/2 Stunden war der 76 m lange Weg zurückgelegt und die Endstellung erreicht (Abb. 5 u. 6). Nach dem Programm sollte die Brücke zuerst auf Pfeiler 1 und dann auf Pfeiler 2 abgesetzt werden. Da jedoch die Pressen auf Pfeiler 1 nicht einwandfrei arbeiteten — die Brücke mußte hier erst angehoben werden, um die Rollwagen entfernen zu können —, wurden die Prahme mit Wasser gefüllt und die Brücke auf Pfeiler 2 abgesetzt. Am nächsten Tage gelang es dann, die Brücke auch auf Pfeiler 1 aufzulagern.

Um die Vorbereitungen, das Einschwimmen und die Nacharbeiten ausführen zu können, war die Schifffahrt auf 24 Stunden gesperrt worden. Dies war die einzige Behinderung, die die Schifffahrt während des ganzen Baues erfuhr.

Die Stahlbauarbeiten der Tangermünder Elbbrücke werden ausgeführt von einer Arbeitsgemeinschaft der Firmen Louis Eilers, Hannover-Herrnhäuser, Aug. Klönne, Dortmund, und Mitteldeutsche Stahlwerke AG, Lauchhammerwerk, Lauchhammer. Die Unterbauten und Erdarbeiten hat die Firma Grün & Bilfinger AG, Mannheim, hergestellt.

Eine ausführliche Abhandlung über das gesamte Brückenbauwerk wird später folgen.



Abb. 6.

mit Hilfe der Rollbahn befestigt waren, zu den Rollwagen geführt, wo der Angriffspunkt der Zugkraft lag.

Am landseitigen Brückeneende war im Erdreich verankert eine Rückhaltewinde von 5 t Zugkraft und ein Rückhaltebock angeordnet, die zusammen mit einer Kraft von 15 t bei zu schnellem Abgleiten der Brücke die Bewegung abbremsen konnten. Außerdem waren über den Rädern der Rollwagen Bremsblöcke aus Holz vorgesehen, die mittels Wagen-

Patentschau.

Verfahren zur Herstellung von Beton- oder Eisenbetonpfahlgründungen mittels Rammfähle aus kurzen Längen. (Kl. 84c, Nr. 534 086 vom 18. 8. 29 von Shojire Takechi in Kitoku, Osaka, Japan.) Um die einzelnen kurzen Rammfähle in einer durchaus sicheren Weise und ohne Zeitverlust bei der Rammarbeit zu verbinden, wird auf die obere Schaftverbreiterung des schon vorher gerammten Pfahlstückes eine einen Zwischenraum zwischen ihr und den zu verbindenden Schaftteilen freilassende Eisenbetonmuffe aufgesetzt, in die dann Zementmörtel eingefüllt wird; danach wird der nächste Pfahl eingesetzt, und es kann weiter gerammt werden. Der Betonkurzpfahl 1 ist mit Verbreiterungen 6 versehen; mit diesem Pfahl soll ein weiterer, Verbreiterungen aufweisender Kurzpfahl 2 verbunden werden. Nach dem Rammen des Kurzpfahles 1 wird auf die oberste Verbreiterung 6 eine Eisenbetonmuffe 3 mit Eisenbewehrung 9 aufgesetzt, die den zapfenartigen Endteil des Pfahles 1 mit einem gewissen Spiel umgibt. In die Muffe wird nun Zementmörtel eingegossen und sodann das Pfahlstück 2 mit der Verbreiterung 7 auf den Oberrand der Muffe aufgesetzt, während seine Schaftverlängerung ebenfalls einen gewissen Abstand zwischen sich und der Muffe beläßt. Die Länge der Muffe 3 ist etwas größer als der Abstand der Verbreiterungen, so daß zwischen den äußersten Pfahlenden ein kleiner Raum 5 verbleibt, der sich mit Zementmörtel ausfüllt. Zwischen den Enden der Muffe und den Gegenflächen der Verbreiterungen 6 und 7 ist eine Packung 4 eingefügt. Nach dem Einsetzen des nächstfolgenden Pfahlstückes kann sofort mit dem Rammhämmer 8 weitergerammt werden.



Personalmeldungen.

Preußen. Versetzt: Die Regierungsbauräte (W.) Greiff (beurlaubt zum Reichsverkehrsministerium) und GermeImann, dieser vom Wasserbauamt in Köpenick an das in Havelberg neuerrichtete Neubauamt, ersterer als Vorstand; die Regierungsbaumeister (W.) Deichsel (beurlaubt zum Reichsverkehrsministerium) an das Wasserbauamt in Emden und Gorges vom Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt a. d. O. nach Olfen (Wasserbauamt Münster i. W.).

Zu Regierungsbauräten ernannt und als solche planmäßig angestellt worden sind die Regierungsbaumeister (W.) Herbert Schaefer beim Kulturbauamt in Lippstadt, Herrgeist beim Kulturbauamt in Tilsit und Murray bei der Regierung in Düsseldorf.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst wurden überwiesen die Regierungsbaumeister (W.) Bothmann dem Wasserbauamt in Torgau und Bormann dem Wasserbauamt in Köpenick.

INHALT: Umbau der Eisenbahnbrücke über die Weser in Bremen. — Der neue Funkturm der Reichspost in Breslau-Rothsdrben. — Stromtalbildungen in Norddeutschland durch die Elzeltgletscher. — Beitrag zur Berechnung von Grundwerksockeln. — Das Einschwimmen des Überbaues der Hauptstromöffnung der Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Elbe bei Tangermünde. — Patentschau. — Personalmeldungen.