

DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 18. Februar 1938

Heft 7

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau der Ebertsbrücke in Berlin.

Von Stadtbaudirektor H. Langer, Berlin.

1. Allgemeines.

Die Ebertsbrücke kreuzt die Spree im Zuge der Artilleriestraße und Prinz-Friedrich-Karl-Straße zwischen den beiden südlichen Uferstraßen „Am Weidendamm“ und „Am Kupfergraben“. Die Brücke ist in den Jahren 1893 und 1894 erbaut worden und besteht über der Mittelöffnung von 29,60 m lichter Weite aus acht schweißeisernen vollwandigen Zweigelenkbogen mit aufgeständerter Fahrbahn und über den beiden Seitenöffnungen von je 10,50 m lichter Weite aus massiven Bogen (Abb. 1).

Schon vor der Erbauung dieser Brücke hat an der gleichen Stelle eine mit Klappen versehene hölzerne Jochbrücke bestanden. Ein kurzer geschichtlicher Rückblick darf eingeschaltet werden. Die alte Ebertsbrücke gehörte zu den in den zwanziger und dreißiger Jahren des 19. Jahrhunderts entstandenen „Aktienbrücken“, die ihr Dasein dem Weitblick und Unternehmungsgeist von Berliner Privatleuten verdanken, wie die Jannowitzbrücke (1822), die mit dem Königsgraben verschwundene Kunowski-Brücke (1825), die Moabiter Brücke und die Kavaller-Brücke (1831). Diese Brücken wurden mit obrigkeitlicher Genehmigung, manchmal auch auf behördliche Anregung hin, von Aktiengesellschaften erbaut und unterhalten; benannt wurden sie gewöhnlich nach dem Namen des Hauptunternehmers. Die Gesellschaften durften für eine gewisse Reihe von Jahren Brückengeld erheben, nach deren Ablauf der Staat die Brücken übernahm. Eine der ältesten dieser „Aktienbrücken“ ist die Ebertsbrücke, die bereits im Jahre 1820 entstand und ihren Namen durch königlichen Erlaß vom 12. 10. 1821 nach dem Geh. Rechnungsrat und Assessor bei der Generaldirektion der Seehandlung, E. C. P. Ebert, erhielt.

Die in den Jahren 1893 und 1894 erbaute Ebertsbrücke entsprach nach ihrer Tragfähigkeit (DIN Kl. I) und Breite der überführten Straße, der östlichen Entlastungsstraße der Friedrichstraße, den in straßenverkehrlicher Hinsicht an sie zu stellenden Forderungen. Der 11 m breite Fahrdamm und die je 3,23 m breiten Bürgersteige gleichen sich den Breiten der anschließenden Straßenzüge an.

Der Bau der Nordsüd-S-Bahn berührte auch die Ebertsbrücke. Vom Bahnhof Friedrichstraße her verläuft die Nordsüd-S-Bahn längs des Weidendammes, unterfährt zwischen der Prinz-Louis-Ferdinand-Straße und der Ebertsbrücke in diagonalem Bogen die Spree und legt sich anschließend

in den Zug der Artilleriestraße. Auf dem Lageplan (Abb. 2) ist die Führung der Nordsüd-S-Bahn an der Kreuzungsstelle mit der Spree dargestellt. Die westliche Hälfte des nördlichen Strompfeilers und der mittlere Teil des nördlichen Widerlagers der Ebertsbrücke werden dabei durch den Tunnel angeschnitten. Die Tunneloberkante war am Widerlager auf Ordinate + 27,115 NN festgesetzt, während sich die Unterkante des vorhandenen Widerlagers auf Ordinate + 26,40 NN befand.

Eine zunächst beabsichtigte teilweise Erhaltung der Ebertsbrücke durch Abfaltungen kam durch die Forderungen der Reichswasserstraßenverwaltung nicht in Betracht, die auch eine Beseitigung des südlichen Strompfeilers während des Tunnelneubaus im Interesse der Schifffahrt und der Hochwasserabführung für notwendig hielt. Außerdem wurde befürchtet, daß der für den Tunnelbau erforderliche Fangedamm durch die sonst eintretende starke Strömung der Unterspülungsgefahr ausgesetzt wird. Aus dieser Forderung ergab sich die Notwendigkeit des vollständigen Abbruches der Ebertsbrücke.

Für den Fahrverkehr bestanden Umleitungsmöglichkeiten über die westlich und östlich der Ebertsbrücke in kurzen Abständen befindlichen Weidendammer Brücke im Zuge der Friedrichstraße und der Monbijou-Brücke.

Für die Aufrechterhaltung des Fußgängerverkehrs und für die Unterbringung der Versorgungsleitungen wurde unmittelbar westlich neben der alten Brücke eine Notbrücke errichtet, die die Spree in einer Öffnung mit Hilfe von zwei Parallel-Fachwerk-Hauptträgern überspannt. Danach konnte mit dem Abbruch der alten Ebertsbrücke im März 1934 begonnen werden. Da die Brücke nach dem Einbau

des Tunnels in ihrem alten Zustande wiederhergestellt werden sollte, wurde bei dem Abbruch auf eine weitestgehende Wiederverwendung der ausgebauten Werkstoffe und Konstruktionsteile Rücksicht genommen.

Zu dem Wiederaufbau der alten Ebertsbrücke, einem Bauwerk, das sich wirkungsvoll an dieser Stelle in das Stadtbild einpaßte, kam es jedoch nicht. Die Reichswasserstraßenverwaltung forderte im Interesse der Schifffahrt einen vollkommen übersichtlichen Wasserlauf zwischen der Einmündung des Kupfergrabens in die Spree unterhalb der Monbijou-Brücke und der Weidendammer Brücke durch den völligen Wegfall von Zwischenpfeilern an der Straßenkreuzungsstelle. Die weitere Forderung, eine lichte Durchfahrthöhe von 4 m über HSW, Ord. + 31,10, über der ge-



Abb. 1. Alte Ebertsbrücke.



Abb. 2.

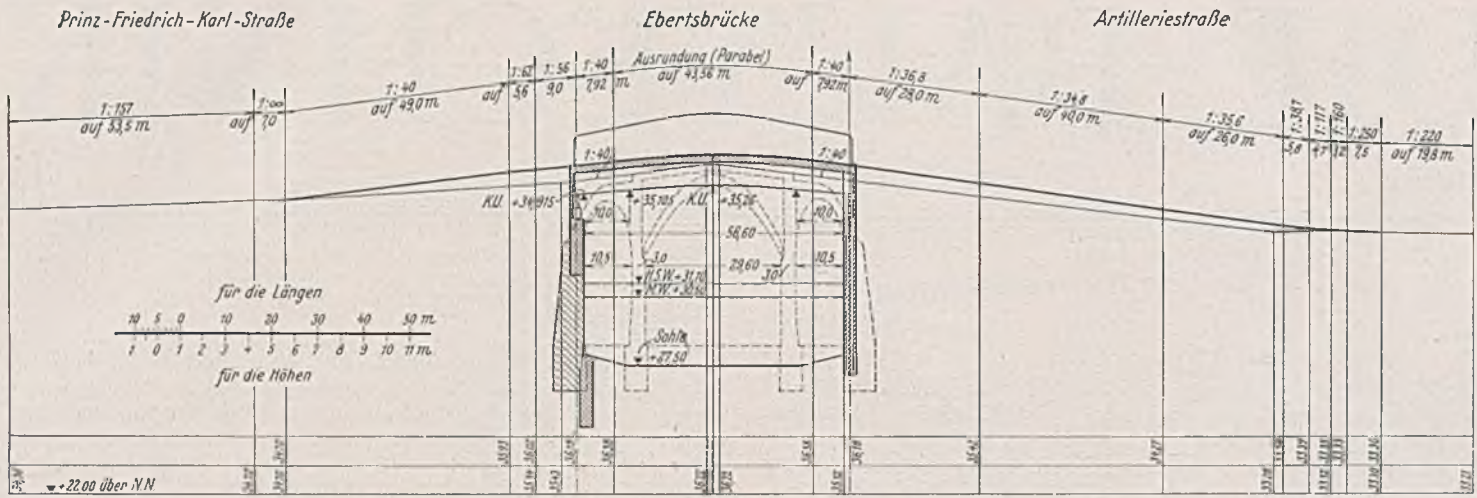


Abb. 3.

samt der Breite der Spree frei zu halten, verhinderte mit Rücksicht auf die Bebauung in den anliegenden Straßenzügen die erwünschte Ausführung eines Brückenbauwerkes, dessen tragende Teile sich vollständig unter der Fahrbahn befinden. Die alten Brücken- und Straßengradienten mit den bisherigen lichten Durchfahrthöhen und -weiten sind auf Abb. 3 ersichtlich.

Die alte Brückenunterkante befand sich in Brückenmitte auf Ord. + 35,26. Diese Ordinate mußte unter Berücksichtigung einer ausreichenden Überhöhung für den neuen Pfeilerlosen Überbau und der frei zu haltenden lichten Durchfahrthöhe von 4 m beibehalten werden. Mit einer geringen Einschränkung der lichten Durchfahrthöhe nach den Widerlagern ergaben sich für die Brückenhauptträger an den Widerlagern Konstruktionsunterkanten von Ord. + 34,915.

2. Entwurf.

Bei der Entwurfsbearbeitung für den Pfeilerlosen Überbau wurde klar, daß es bei dem geringen Unterschied zwischen der alten Brückenfahrbahnoberkante in Brückenmitte und der neuen Konstruktionsunterkante von nur 96 cm nicht möglich war, ein neues Bauwerk ohne Hebung der Brückenrampen zu erstellen. Bei der in straßenverkehrlicher Hinsicht erforderlichen Fahrbahnbreite von 11 m und der mit Rücksicht auf die

vorhandenen Bebauungen in den anschließenden Straßen beschränkten Hebungsmöglichkeit der Brückenrampen wurden zwei, über die Fahrbahn in geringer Höhe hinausragende doppelwandige Stahlblechbalken als Brückenhauptträger für das Brückensystem angesehen, das sich am unauffälligsten in das vorhandene Stadtbild einpaßt. Die Bauhöhe von Straßenoberkante in Brückenmitte bis Konstruktionsunterkante konnte unter Berücksichtigung der Wiederverlegung von Straßenbahnschienen, der Brückenlängs- und -quergefälle durch diese Hauptträgeranordnung auf 1,39 m heruntergedrückt werden. An den Brückenenden ergab sich dadurch trotzdem noch eine Hebung der anschließenden Rampen um etwa 75 cm.

Die neue Brückengradienten mit ihrem Anschluß an die beiderseitigen Straßenzüge ist ebenfalls aus Abb. 3 ersichtlich. Die parabolische Ausrundung der Brückenfahrbahn auf eine Länge von 43,56 m bedeutet eine Verbesserung des bisherigen Brückenlängsgefälles von 1:40. Nur durch Anordnung eines Brückenrampenlängsgefälles auf der Nordseite von etwa 1:35 und auf der Südseite von etwa 1:40 war es möglich, die alten Straßenhöhen in Entfernungen von etwa 100 m bzw. 49 m von den Brückenwiderlagern entfernt wieder zu erreichen. Die Einschüttungen der angrenzenden Häuser, im Höchsfalle von 70 cm, konnten in erträglichen Grenzen gehalten werden und bedingten Hebungen von Fußböden und Verlängerungen von Kellerhälsen. Das Einflußgebiet der gehobenen Rampen ist aus Abb. 4 ersichtlich.

Die Untersuchung des alten südlichen Widerlagers der Ebertsbrücke für die Auflagerung des neuen Überbaues ergab trotz einer für die statischen Verhältnisse günstigen Lagerung des Überbaues eine Beanspruchung des Baugrundes an der Widerlagervorderkante von $\sigma = 4,7 \text{ kg/cm}^2$. Zur Vermeidung dieser Kantenpressung und zur Vermeidung der Gefahr einer Unterspülung wurde eine 1,90 m breite Betonschürze mit stählerner Spundwand vor das südliche Widerlager gelegt. Durch Stahleinlagen wurde diese Schürze mit dem in gutem Zustande befindlichen Mauerwerk des Widerlagers

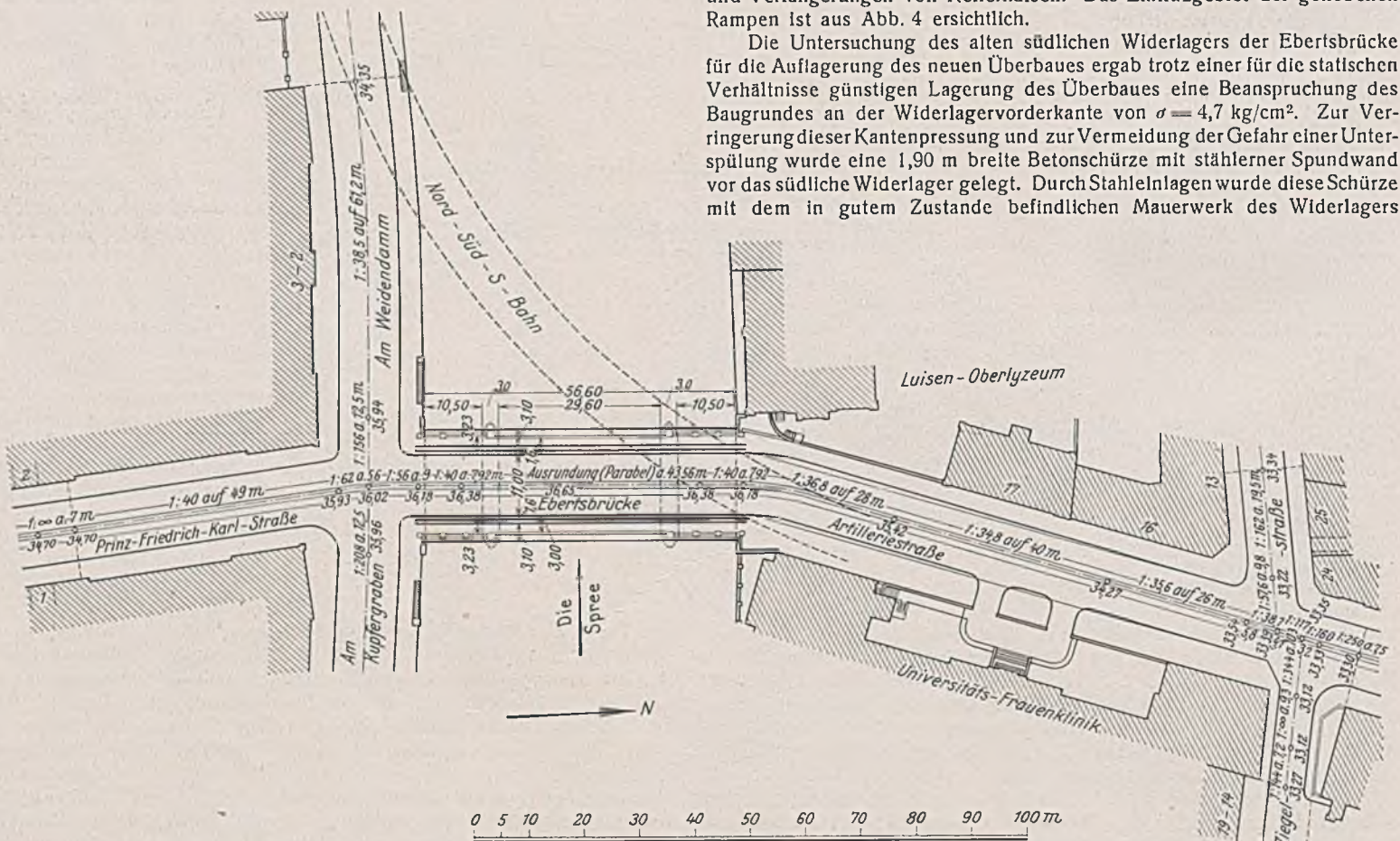


Abb. 4.

innig verbunden. Die Kantenpressung konnte dadurch auf $\sigma = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ verringert werden.

Das nördliche Widerlager stand dem Bau des Tunnels im Wege und mußte vollständig verschwinden. Der Neubau geschah in der aus Abb. 5 dargestellten Ausführung, wobei der Brückenüberbau durch zwei ein-

betonierte stählerne Fachwerkträger mit einer Systemhöhe von 5,20 m und einem gegenseitigen Abstände von 2 m über dem Tunnel abgefangen wurde. Die Gründungsordinate der vollständig von dem Tunnel unabhängig angeordneten südlichen Auflager des Abfangungsträgers befindet sich auf + 18,80.

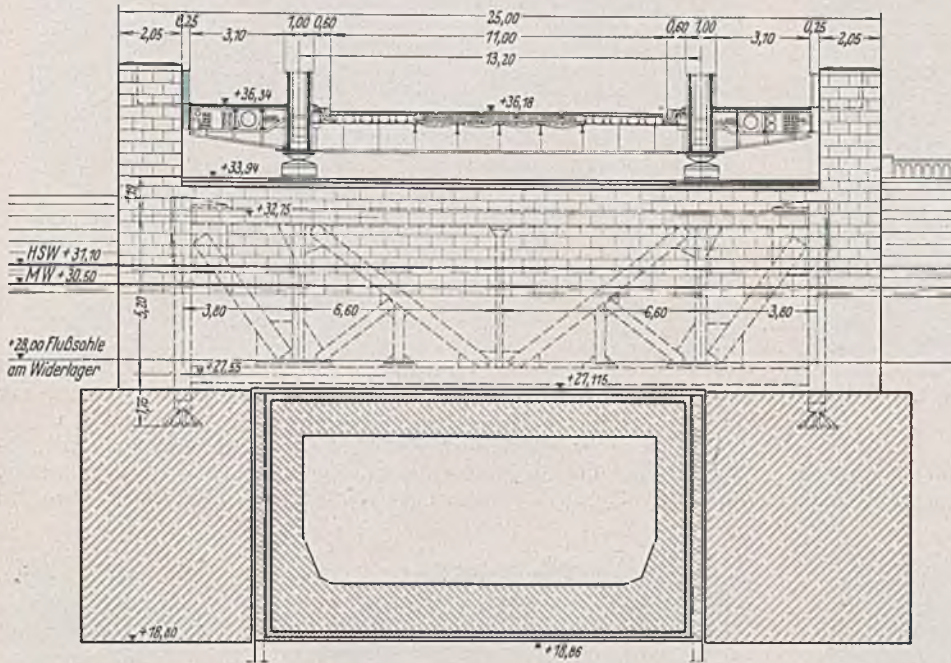


Abb. 5.

Der Überbau ist gerade, liegt waagrecht und hat eine Stützweite von $l = 59,40 \text{ m}$. Aus den bereits erwähnten Gründen wurden die Hauptträger, die einen gegenseitigen Abstand von 13,20 m haben, als stählerne Kastenträger ausgebildet, deren Höhe so weit wie möglich beschränkt worden ist. Um die freie Sicht auf der Brücke zu wahren, überragen die Hauptträger die erhöhten Gehbahnen nur um 1,10 m. Die Hauptträgerhöhen betragen in Brückenmitte 3,10 m, d. h. $h:l = \text{etwa } 1:19$, und an den Brückenenden 2,54 m. Die verschiedenen Hauptträgerhöhen und die gleichbleibende Höhe der über die Gehbahn hinausragenden Hauptträger hatten eine unterschiedliche Höhe der Fahrbahn und der Gehwege zur Folge, die in Brückenmitte 62 cm beträgt. Für die Hauptträger kam St 52 zur Verwendung. Die Ausbildung der genieteten Hauptträger, die eine Gesamtlänge von 60 m haben, ist in der Ansicht und im Brückenlängsschnitt aus Abb. 6 zu ersehen.

Die Gesamtbrückenbreite beträgt 20,40 m, wovon an nutzbaren Breiten 11 m auf die Fahrbahn und je 3,10 m auf die Gehwege entfallen. Die Hauptträger haben in ihrem Obergurt eine Breite von 1 m. Nach der Fahrbahn zu sind Schrammborde von je 0,60 m Breite vorgesehen.

Die Brückenfahrbahn ist versenkt. Wegen der äußerst beschränkten Bau- und Hauptträgerhöhen wurde ein Querträgerabstand von 3,96 m gewählt.

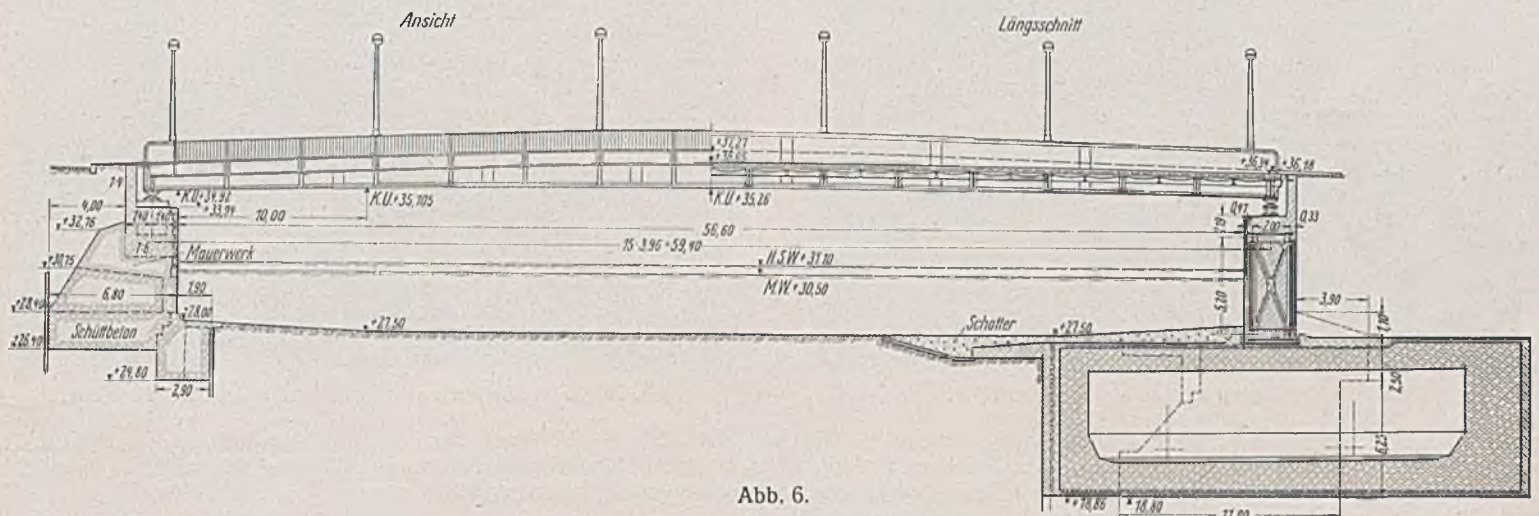


Abb. 6.

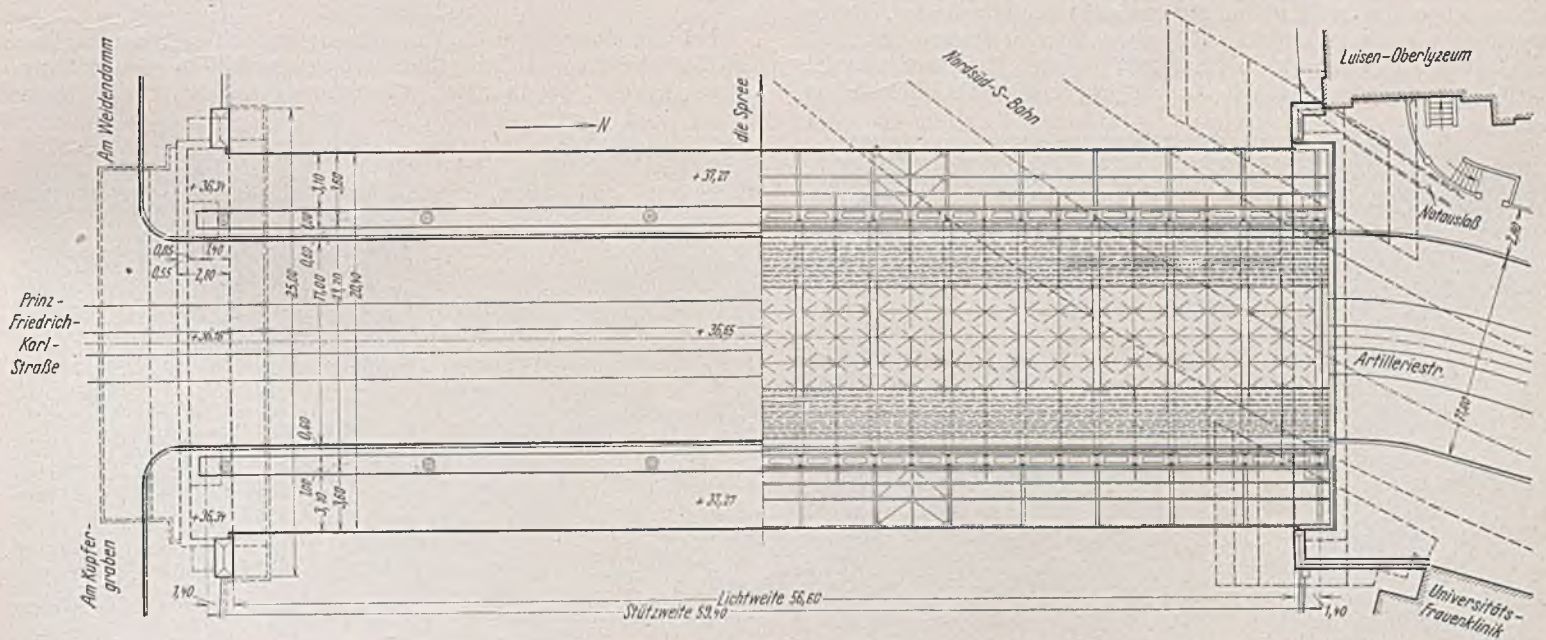


Abb. 7.

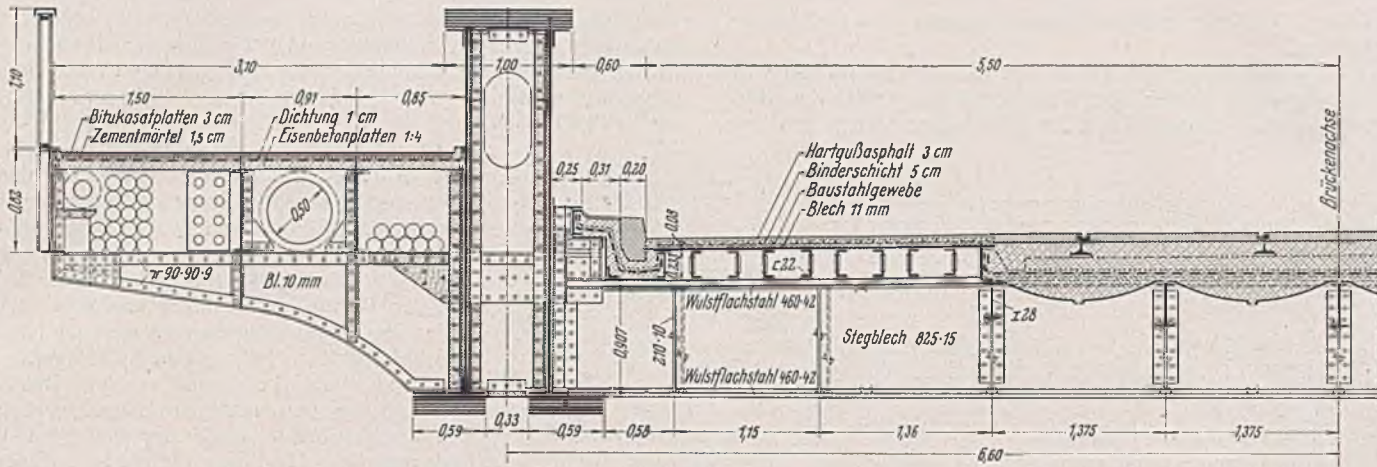


Abb. 8.

Die Querträger sind geschweißt und bestehen aus einem Stegblech 825 · 15 mm mit Wulstflachstäben 460 · 42 mm. Fahrbahn und Brückeneinteilung sind im Grundriß aus Abb. 7 zu ersehen.

Die Fahrbahnplatte ist unterschiedlich ausgestaltet.

Im Straßenbahngleisbereich ruhen auf fünf eingewinkelten Längsträgern I 28 im gegenseitigen Abstände von 1,375 m Buckelbleche. Die

verbunden und mit einer insgesamt 8 cm dicken Hartgußasphaltschicht bedeckt (Abb. 8). Das Gewicht dieser Leichtfahrbahn beträgt nur 460 kg/m² einschließlich Blech und □-Eisen.

Die Gehwege ruhen auf Konsolen, die in den Hauptträgern fest eingespannt sind. Für die Fahrbahn und Konsolen kam St 37 zur Verwendung. Trotz der infolge der örtlichen Verhältnisse sehr gedrückten Bau- und



Abb. 9. Entladen der ankommenden Teile.



Abb. 10. Zusammenbau der Brückenteile auf der Baustelle.

Buckelbleche sind mit Beton ausgefüllt. Dichtung, Schutzschicht, Eisenbetonplatte unter den Straßenbahnschienen, Oberbeton und Asphalt ergeben die bisher bei Berliner Straßenbrücken mit Straßenbahnschienen übliche Fahrbahnausbildung. Außerhalb des Straßenbahngleisbereiches ist eine neuartige, ungemein leichte Fahrbahnplatte gewählt worden, die aus Längsträgern, im Steg verstärkten □-Eisen in 28,5 cm Abstand und einem aufgeschweißten 11 mm dicken Flachblech besteht. Das Blech wird mit einem engen Netz von Rundeseisen (Baustahlgewebe) durch Punktschweißung

Konstruktionshöhen konnte das Brückenstahlgewicht mit insgesamt 667 t, was einem Durchschnittsgewicht von 468 kg/m² Brückenfläche entspricht, verhältnismäßig niedrig gehalten werden.

3. Montage.

Bei der Montage des Stahlüberbaues hat man sich weitestgehend den Gegebenheiten der Baustelle angepaßt und hat so einen Montagevorgang gewählt, der in manchen Punkten wesentlich von der üblichen

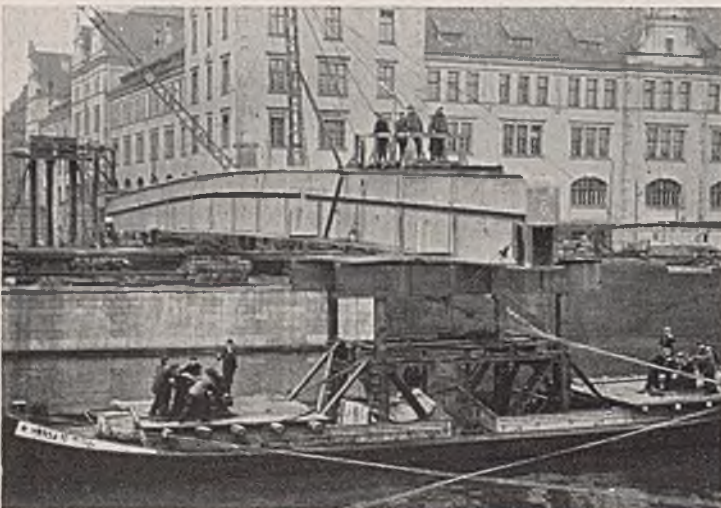


Abb. 11. Einschwimmen der Hauptträger.

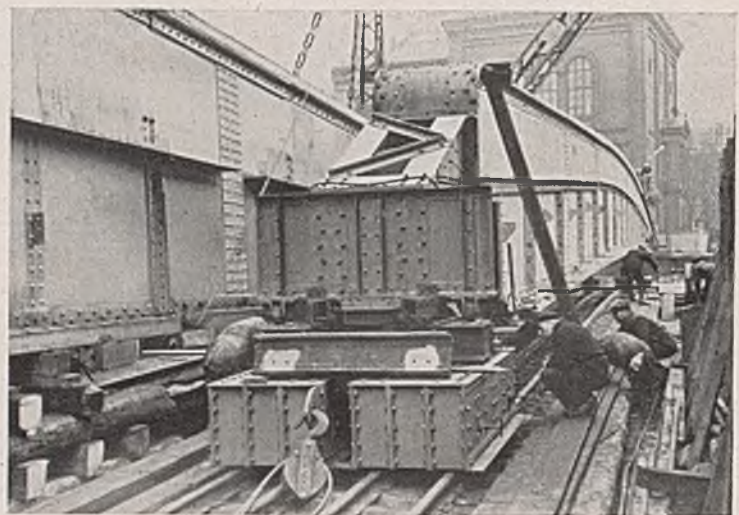


Abb. 12. Hauptträger während des Einschwimmens.

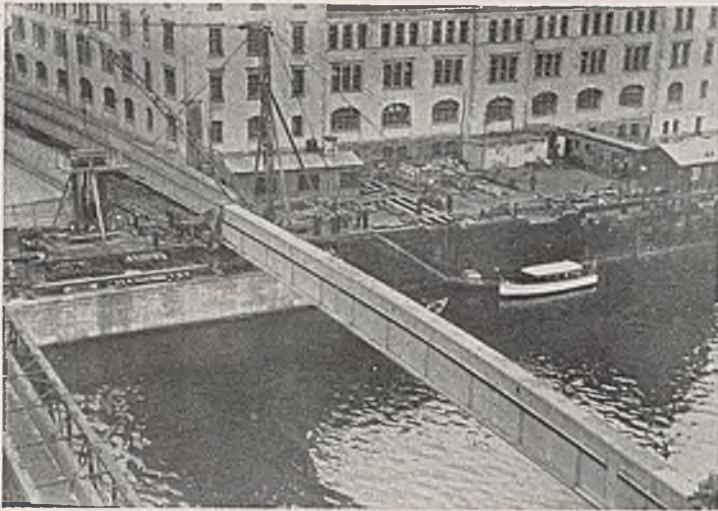


Abb. 13. Eingebauter Hauptträger.

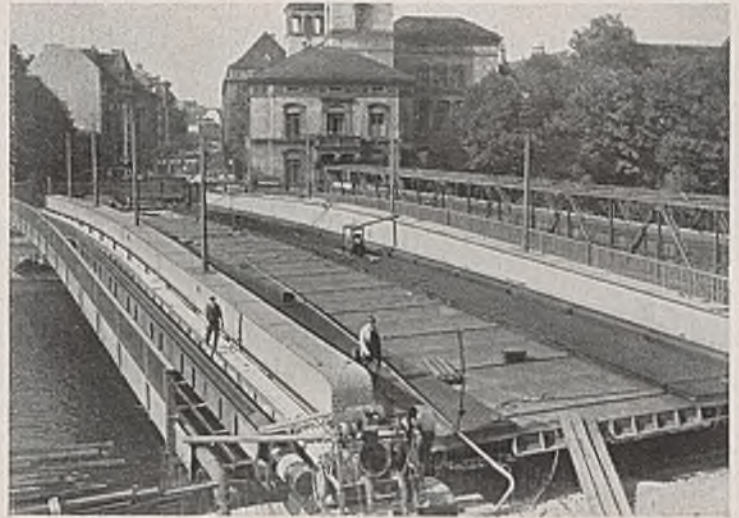


Abb. 15. Einbau der Fahrbahntafel.

Montageart abweicht und daher des näheren erläutert sei. Der Untergrund der Spree wird, wie bekannt, an der Baustelle von dem Tunnel der Nordsüd-S-Bahn durchzogen. Deshalb vermied man Rammarbeiten jeder Art im Flußbett. Andererseits bestand die Möglichkeit, einen Teil der annähernd in der Brückenachse verlaufenden Prinz-Friedrich-Karl-Straße als Bauplatz zu verwenden und hier die doppelwandigen Hauptträger zusammenzubauen und zu vernieten. Ein Zusammenbau der ganzen Brücke verbot sich durch den Umstand, daß die Hälfte dieser Straße dem Verkehr frei gehalten werden mußte. Weiter war für den Montagevorgang der Anlieferungsweg der Konstruktionen maßgebend.

wesentlichen nur lotrechten Druck und keine Kippmomente aufzunehmen. Die Trägerstücke wurden zum Montageplatz in der Prinz-Friedrich-Karl-Straße befördert durch zwei Drehschemelwagen auf zwei annähernd rechtwinklig zueinander verlaufenden Normalspurgleisen. Mit Hilfe von zwei Portalkranen wurden die Teile an Ort und Stelle versetzt, zusammengebaut und daselbst abgenietet (Abb. 10). Darauf wurde zunächst unter dem ersten Hauptträger ein Doppelgleis auf einer Kiesschicht mit enger Schwellenlage vorbereitet, um durch gute Druckverteilung die in der Straße liegenden Rohrleitungen zu schonen. Zwei eingebaute Wagen schoben dann den Hauptträger so weit, daß ein Ende 10 m über das Wasser vorragte. Unter dieses freie Ende wurde ein auf einer stählernen Schute montiertes Einschwimmergerüst gefahren, das ausschleppbar eingerichtet war. Durch Druckmesser-Hebeböcke, die im Schwimmergerüst eingebaut waren, wurde das freie Ende des Trägers angehoben, so daß es schließlich vorn auf der Schute schwimmend und hinten auf dem Wagen mit acht Rädern rollend unterstützt war (Abb. 11 u. 12). Die Wagenbelastung betrug dabei 83 t und das Gewicht des Hauptträgers 186 t.

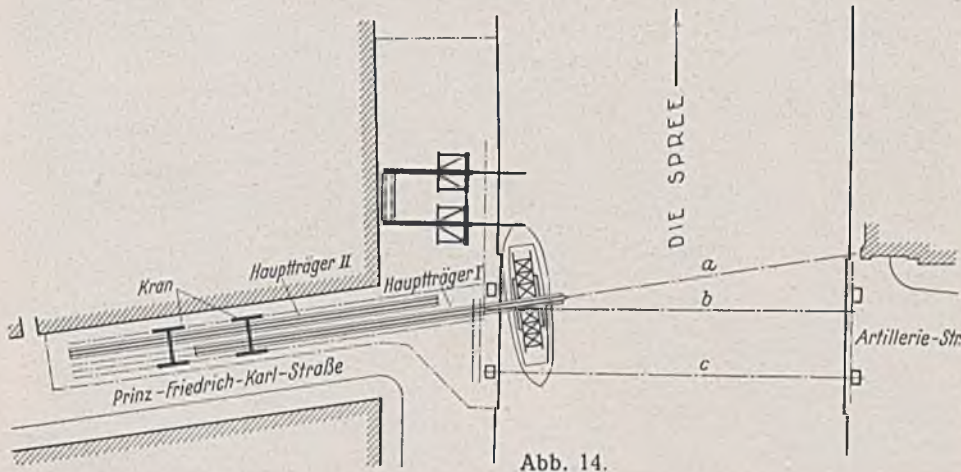


Abb. 14.

Da das Werk der Lieferfirma J. Gollnow & Sohn, Stettin, am Wasser lag, wurde im Werk die Konstruktion bereits zu Stückgewichten bis zu 26,5 t und bis zu Längen von 28 m zusammengebaut und mittels Kahnens zur Baustelle geschafft.

Zum Entladen der ankommenden Teile waren zwei stählerne Derricks von je 20 t Tragkraft aufgestellt (Abb. 9). Durch Einschaltung eines schweren Trägerrostes hatte die nur leicht gegründete Kaimauer im

Nunmehr konnte der Hauptträger teils schwimmend, tells rollend über das Spreebett gezogen werden. Die Kraft hierzu wurde durch eine elektrische Kabelwinde ausgeübt und durch ein eingebautes Dynamometer laufend geprüft. Infolge der zweiwandigen Ausbildung hatte der Träger die nötige Seitensteifigkeit, um ein seitliches Ausweichen des Druckgurtes zu vermeiden. Nachdem der Träger über das Spreebett gefahren war (Abb. 13), mußte er aus der Stellung a (Abb. 14) in die Stellung b geschwenkt werden. Um dies zu ermöglichen, war der Wagen am Ende des Trägers mit einem regelrechten Drehgestell versehen. Nach Erreichung der Stellung b wurde der eben erwähnte Wagen unter dem einseitig angehobenen Trägerende um 90° gedreht und auf das in dieser Richtung vorgesehene Gleis parallel zur Kaimauer gestellt. Das freie Ende wurde auf einen am gegenüberliegenden Ufer vorbereiteten Wagen gesetzt und das Einschwimmergerüst herausgenommen.



Abb. 16. Neues Brückenbauwerk.

Alsdann wurde der Träger aus der Stellung *b* in die Stellung *c* verfahren und hier um 1,60 m abgesenkt. In ähnlicher Weise wurde der zweite Hauptträger in seine endgültige Lage gebracht.

Darauf folgte der Einbau der Fahrbahn mit Hilfe eines Derricks von einem Ende her (Abb. 15). Auf dieser Abbildung ist auch die bereits erwähnte unterschiedliche Ausbildung der Fahrbahnplatte zu erkennen. Bei Durchführung der Arbeiten bewies sich die gewählte Montageart als technisch einwandfrei und mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse und die Eigenart des Bauwerkes als sehr zweckmäßig. Die Montagearbeiten wurden von der Fa. Gollnow & Sohn, Stettin,

in einer verhältnismäßig kurzen Zeit, vom Dezember 1936 bis Juni 1937, durchgeführt.

Das fertige Bauwerk ist aus Abb. 16 ersichtlich. Unter den gegebenen Schwierigkeiten ist ein Brückenbauwerk errichtet worden, das sich in seinen klaren Linien zweckmäßig und möglichst unauffällig dem Straßenzuge anpaßt.

Der Bau der Notbrücke, der Abbruch der alten Ebertsbrücke und die Herstellung bzw. Umänderung der Widerlager wurden von der Reichsbahn durchgeführt. Entwurf und Bau der neuen Brücke lagen in den Händen des Bauamtes der Reichshauptstadt Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1937.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. Ehr. Gährs.

(Fortsetzung aus Heft 5.)

c) Hafen Gleiwitz.

Im Jahre 1937 wurde der Aushub der Hafeneinfahrt, des Vorhafens (Abb. 32), des Brennstoffbeckens sowie des Güter- und Kohlenbeckens beendet. Die südliche Uferwand des Güterbeckens (Abb. 33) aus stählernen Spundbohlen ist gerammt und verankert worden. Die Arbeiten zur Herstellung der Ufermauern aus Beton für das Erzufer auf der Nordseite des Güterbeckens und für die beiden Ufer des Kohlenbeckens sind im Gange. Im Anschluß an die Hafenstraße ist die Ladestraße südlich des Güterbeckens und des Vorhafens gebaut worden. Nach Inbetriebnahme der

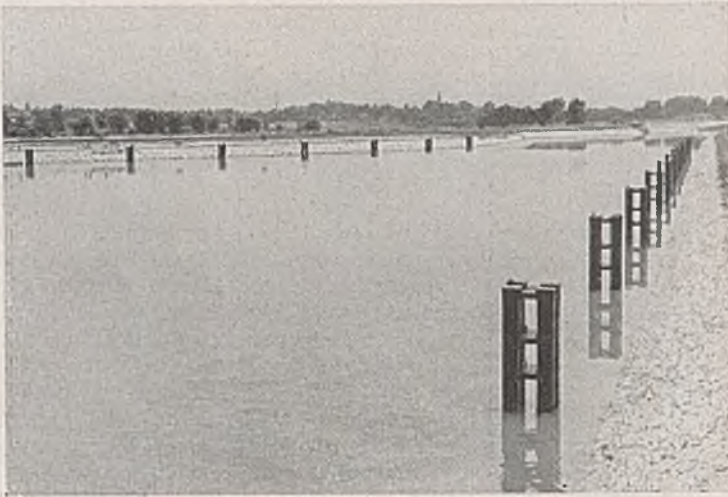


Abb. 32: Vorhafen des Hafens Gleiwitz mit vorübergehend angestautem Wasserstand zum Anschluß an den Klodnitz-Kanal.

Schleuse Stauwerder des Adolf-Hitler-Kanals wird der Verkehr auf dem alten Klodnitz-Kanal wieder eröffnet und vorläufig in den Vorhafen geleitet werden. Bis zur Fertigstellung des Hafens Gleiwitz ist hier eine Umschlagstelle vom Kahn auf Straßenfahrzeuge vorgesehen.

Die Erdarbeiten zur Herstellung des Planums für den Hafenbahnhof werden im Frühjahr 1938 beendet sein. Darauf wird mit dem Verlegen des Oberbaues für den Hafenbahnhof begonnen werden.

Die Erdarbeiten für den doppelgleisigen Reichsbahnanschluß zum Hafen sind beendet. Die 1,5 km lange Verschwenkung des nördlichen Gütergleises der Reichsbahnstrecke wurde im Juni 1937 in Betrieb genommen. Für die Unterführung der Hafenanschlußgleise unter der



Abb. 34. Staubecken Turawa an der Malapane. Entlastungsanlage und Krafthaus.

Reichsbahnstrecke Gleiwitz—Oppeln wird das Bauwerk im Sommer 1938 fertiggestellt sein, so daß von diesem Zeitpunkt ab der Hafen Gleiwitz Anschluß an die Reichsbahnstrecke hat.

Die Beschaffung der für den Hafenbetrieb notwendigen Betriebsmittel, wie Krane und Kübelwagen, ist eingeleitet.

d) Staubecken Turawa an der Malapane.

Die Arbeiten am Staudamm und der Entlastungsanlage wurden im Juni 1937 beendet. Abb. 34 gibt einen Überblick über die Entlastungsanlage mit Krafthaus; Abb. 35 zeigt den südlichen Einlaufblock mit der kreisförmigen Überfallkrone.



Abb. 33. Hafen Gleiwitz. Südwand des Güterbeckens aus Larssenbohlen nebst Ankerwand.

Die hochbaulichen Arbeiten am Krafthaus sind bis auf geringe Teile des Innenausbauens beendet, ebenfalls der Einbau der beiden Turbinen mit Generatoren, Rohrleitungen und Verschlüssen und der Einbau der Grundableitungen mit Ringschieber- und Schützverschlüssen.

Als letzte Arbeit am Staudamm wurde im Frühjahr der Walzgußasphaltbelag auf den Enden der wassersseitigen Böschungen aufgebracht (Abb. 36). Die Decke ist rd. 5 cm dick. Sie wurde nach dem im Straßenbau bewährten System eingebaut.

Bei den Arbeiten am Ostrande des Beckens gehen die Arbeiten beim Los I, dem südlichen Polderdelch, dem Ende entgegen. Los II, die Rückstaudeiche längs der Malapane, ist ausgeschrieben.

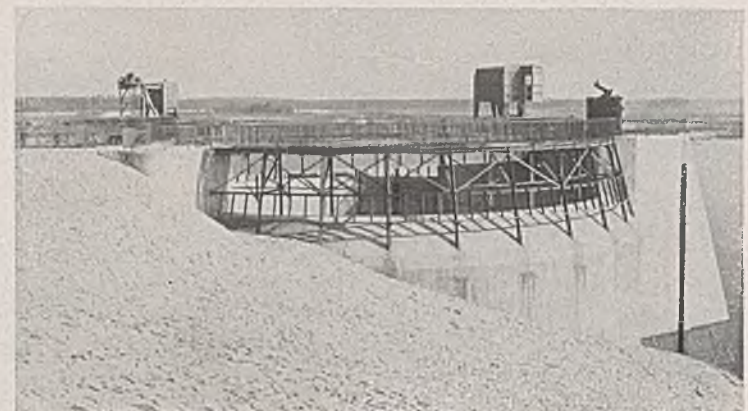


Abb. 35. Staubecken Turawa an der Malapane. Südlicher Einlaufblock der Entlastungsanlage mit kreisförmiger Überfallkrone.

Mit dem Bau einer Brücke über die Malapane im Ostrandgebiet ist begonnen worden; ein Wehr ist ebenfalls ausgeschriben worden.

Die neuen Bauernhöfe in Eichhammer sind im April bezogen worden und seitdem im Betrieb. Die auf neuen Erkenntnissen beruhende Bauweise, s. Bautechn. 1937, Heft 11, S. 130, hat sich bis jetzt gut bewährt.

Weitere 19 Gehöfte in nordöstlich vom Becken gelegenen Dörfern sind im Bau, z. T. schon unter Dach. Mit ihrer Fertigstellung ist im Frühjahr 1938 zu rechnen.

Die Kultivierung von insgesamt rd. 550 Morgen Wald und Ödland in Acker und Wiese ist beendet worden, so daß die Einweisung der Bauern in ihre neuen Flächen bevorsteht.

e) Staubecken Berghof an der Welstritz.

Als erste Arbeit ist die Verlegung der Reichsbahnstrecke Breslau—Königszelt auf 7 km Länge in Angriff genommen. Mit den Hauptbauarbeiten wird im Frühjahr 1938 begonnen.

f) Oderverlegung bei Ratibor.

Die Erdarbeiten für das neue Oderbett und den Hochwasserdeich zum Schutze des Stadtgebietes wurden fortgeführt. Von dem geplanten 7,5 m langen Durchstich, von dem in den Vorjahren rd. 2 km fertiggestellt sind, ist ein weiterer etwa 1 km langer Bauabschnitt bis auf wenige Restarbeiten ausgeführt. In diesem Abschnitt wurden rd. 700 000 m³ Erdarbeiten geleistet, und zwar Aushub aus dem neuen Oderbett und Vorlandabgrabung. Die Bodenmassen wurden, soweit sie nicht in die Deiche und Brückenrampen verbaut wurden, auf Kippen gefahren. Der Fortschritt der Bauarbeiten wurde im September durch ein größeres Hochwasser aufgehalten, das die Baugrube für längere Zeit unter Wasser setzte.

Die Brückenbauten konnten nicht in der planmäßigen Weise gefördert werden. Die Herstellung des eisernen Überbaues für die zwischen



Abb. 36. Staubecken Turawa an der Malapane. Aufbringen des Walzgußasphaltbelags auf den Enden der wasserseitigen Böschungen.

zwischen Abschnitt 3 und 4 wurde zunächst vom Bauprogramm abgesetzt, um durch Entwurfänderung eine Eisenersparnis zu erzielen. Als Ersatz für diese Arbeiten wurden im Spätsommer die Erdarbeiten des Abschnitts 4 in Angriff genommen.

Bei den Arbeiten der Oderverlegung wurden i. M. rd. 650 Mann beschäftigt.

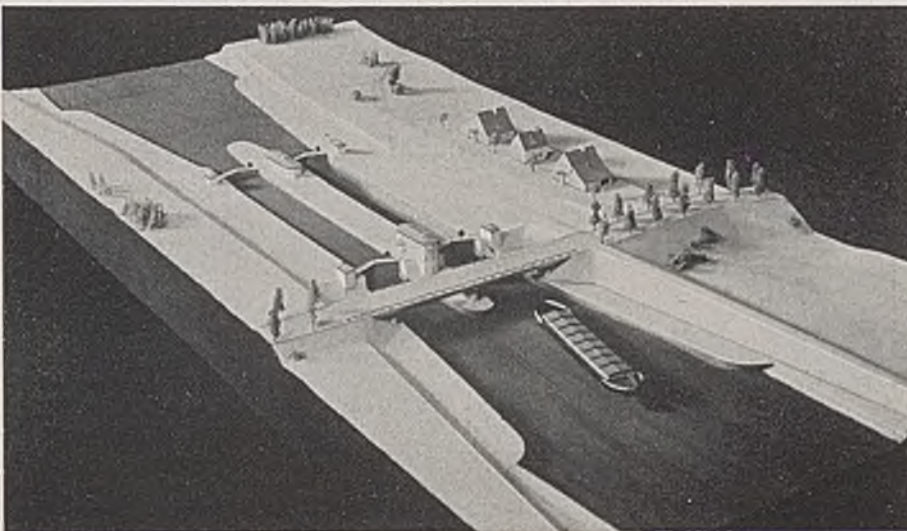


Abb. 37. Modell der Schleuse Laband am Adolf-Hitler-Kanal.



Abb. 38. Wasserbauamtsdienstgebäude in Breslau.

Abschnitt 2 und 3 gelegene Reichsbahnbrücke im Zuge der Strecke Ratibor—Heydebreck, deren Unterbauten bereits im Vorjahre fertiggestellt wurden, mußte mit Rücksicht auf Stahlknappheit zurückgestellt werden. Auch der für das Berichtsjahr vorgesehene Bau der Lukasiner Brücke

g) Der Ausbau der mittleren Oder.

Die Strombauarbeiten zur Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslaus bis Lebus sind mit Haushaltsmitteln planmäßig fortgesetzt, mußten jedoch wegen höherer Wasserstände des öfteren aus-



Abb. 39. Umgestedeltes Gehöft Eichhammer.



Abb. 40. Umgebaute Fischhälterei am Stausee Ottmachau.

gesetzt werden. Von der 333 km langen Oderstrecke sind bis zum 31. März 1937 rd. 221 km fertig ausgebaut, weitere Strecken sind im Bau. Die im Vorjahre im Unternehmerbetrieb begonnene Abflachung der scharfen Krümme bei Laskau (km 346/348) ist fertiggestellt. Damit ist die letzte für die Schifffahrt schwierige Krümmung in der mittleren Oder beseitigt.

Mit dem Umbau der Eisenbahnbrücke über die Oder bei Frankfurt, im Zuge der Bahnlinie Frankfurt—Reppen, ist in diesem Jahre begonnen worden. Auch hier handelt es sich, wie vor einigen Jahren in Glogau, um die Beseitigung eines für die Schifffahrt ungünstigen Strompfeilers.

Unterhalb von Lebus wurden in den Bezirken der Wasserbauämter Frankfurt und Küstrin die Oderstrecken mit schlechten Fahrwasser-Verhältnissen weiter ausgebaut. Zur Erhaltung des abgesteckten Mittelwassers im Bezirk Küstrin sind die Baggerungen planmäßig fortgesetzt.

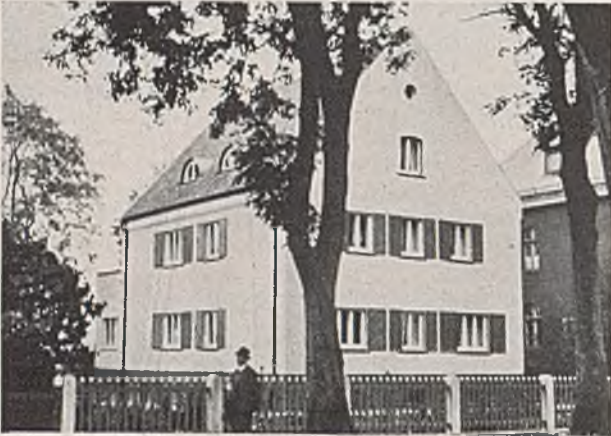


Abb. 41. Vorstandswohnhaus in Pillau.

h) Hochbautechnische Aufgaben.

Seit dem Jahre 1935 werden die hochbautechnischen Aufgaben der Oderstrombauverwaltung durch ein hierfür eingerichtetes Hochbaudezernat bearbeitet, dem etwas später auch das Gebiet der Wasserbaudirektion Königsberg zugeteilt wurde.

Zu den wichtigsten Aufgaben dieses Dezernats gehören zunächst die reinen Hochbauten, wie Wohnungen, Dienstgehöfte, Bauamtsdienstgebäude, Wohlfahrt- und Bauhofgebäude.

Ein weiteres Gebiet umfaßt die architektonische Bearbeitung der in der Landschaft hervorstechenden Ingenieurbauten, wie Schleusen, Wehre und Brücken.

Hier gilt es z. B. den ausschließlich technischen Zwecken dienenden Schleusenbauwerken den Ausdruck zu verleihen, der ihnen als Bauten des Dritten Reiches zukommt und der ihnen damit in der Erinnerung des Beschauers einen Platz sichert. Aber auch bei Wehren und Brücken führt die Berücksichtigung ästhetischer Belange zur Verstärkung ihrer Wirkung in der Landschaft. Außer den vorgenannten Aufgaben gibt es dann noch im Rahmen der Arbeit der Reichswasserstraßenverwaltung ein Sondergebiet, nämlich die Umsiedlung von Bauerngehöften und Wohnungen, die im Gebiet eines neu zu erbauenden Kanals oder eines Stausees liegen. Daß auch beim Ersatz dieser meist alten Gehöfte die neuesten Erfahrungen auf landwirtschaftlichem und bautechnischem Gebiet trotz hoher Kosten angewandt werden, sei besonders vermerkt, da auch hierdurch Gelegenheit gegeben ist, besonders im Osten des Reiches kultur- und grenz-

politisch wertvolle Arbeit zu leisten. Von den bisher in den Jahren 1935 bis 1937 entworfenen und fertiggestellten Gebäuden und Bauwerken vorgenannter Art geben Abb. 37 bis 41 eine Auslese.

3. Märkische Wasserstraßen.

Für die Ausbaurbeiten des Voß-Kanals auf der Strecke von Zehdenick bis Krewelin sind im Rechnungsjahr 1937 die Mittel zur Verfügung gestellt worden. Die Arbeiten sind begonnen und werden noch im laufenden Rechnungsjahr beendet werden, so daß der Voß-Kanal auf seiner ganzen Länge vom Jahre 1938 ab mit Pinowkähnen von 1,50 m Tiefgang befahren werden kann.

Der Bau der 2. Schleuse in Lehnitz (134 × 12 m) wurde fortgesetzt. Die Erd- und Dichtungsarbeiten in den Vorhäfen sind nahezu beendet. Die Betonierungsarbeiten für die Schleuse sind im Gange.

Der Ausbau des Ihle- und Plauer Kanals auf die Abmessungen des Mittellandkanals ist nahezu beendet. Herzustellen sind noch zwei Pumpwerke an den Schleusen Großwusterwitz und Zerben.

Der Ausbau des Spreekanal und die Abbaggerung des Inselfpeichergrundstücks am Mühlendamm in Berlin sind beendet. Die Sportschleuse und das Wehr im Spreekanal wurden dem Betrieb übergeben (Abb. 42). Der Bau des Wehres und der Doppelschleuse in der Spree wurde begonnen. Das Wehr erhält die gleichen Abmessungen wie das Wehr im Spreekanal.

Bei Ketzin wurde zur Begradigung der Havel der Bau eines Durchstichs begonnen. Dieser Durchstich schneidet eine stark gekrümmte, für die Schifffahrt sehr unübersichtliche S-Kurve ab.

Die Arbeiten zur Beseitigung der Enge des Sakrow-Paretzer Kanals (Untere Havel) bei Marquardt wurden fortgesetzt. Nachdem im Laufe des Winters 1936/37 die neue Eisenbahnbrücke aufgestellt worden war, wurde nach dem Ausschwimmen des alten Überbaues im Juni mit dem Abbruch der alten Widerlager und den restlichen Erd- und Rammarbeiten begonnen. Bis zum Ende des Jahres waren sämtliche Arbeiten fertiggestellt. Damit ist die letzte Engstelle im Sakrow-Paretzer-Kanal beseitigt.

Die im Jahre 1936 begonnene Abbaggerung des Lindenufers an der Havel in Spandau zwischen der Schleuse und der Spreemündung wurde vollendet. Als Uferbefestigung ist auf eine Länge von 325 m eine verankerte Stahlpundwand gerammt worden (Abb. 43).

Neu in Angriff genommen wurde die Verbreiterung der Mündungstrecke des Spandauer Schifffahrtskanals (Hohenzollernkanals), nachdem der Hauptteil des Kanals bereits 1932 bis 1933 im Rahmen des Arbeitsbeschaffungsprogramms ausgebaut worden war.



Abb. 42. Wehr- und Sportschleusenanlage im Spreekanal (Berlin).



Abb. 43. Lindenufer in Spandau. Rechts Spreemündung.

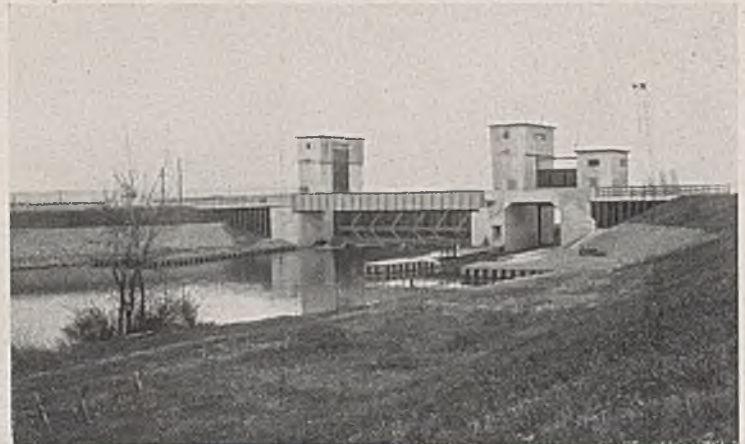


Abb. 44. Altarmwehr Quitzöbel von unterstrom. Rechts Kahnschleuse.

Für die Verbesserung der Vorflut- und Schifffahrtsverhältnisse der Unteren Havel unterhalb Rathenow ist der sogenannte Teilentwurf, der die Erweiterung der Havelstrecke und den Abschluß der Havelniederung durch Deich, Wehre und Schifffahrtsschleuse umfaßt, bis auf eine Freiarbeite am Winterhafen Havelberg ausgeführt. Zuletzt wurde das Wehr im Altarm bei Quitzöbel mit Kahnschleuse fertig (Abb. 44).

Die im Vorjahr ausgesprochene Hoffnung, daß Mittel für die Weiterführung der Arbeiten bereitgestellt würden, ist in Erfüllung gegangen.

Die Arbeiten an dem Vorfluter der Havel, der hinter dem Elbdeich von der jetzigen Havelmündung bis Gnevsdorf hergestellt wird und der den Rückstau des Elbhochwassers für die Havelniederung um etwa 8 m stromab verlegt, konnte daher in Angriff genommen werden. Wegen der Schwierigkeit der Beschaffung von Erdarbeitern sind hier Strafgefangene eingesetzt. — Der Silokanal bei Brandenburg im Zuge der Havelwasserstraße ist, um ihn leistungsfähiger für die Aufnahme des Mittellandkanalverkehrs zu machen, um 1 m vertieft worden. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Anwendung dynamischer Baugrunduntersuchungen.

Von A. Ramspeck, Deutsche Forsch.-Gesellschaft f. Bodenmechanik, Berlin.

Die Verfahren der dynamischen Bodenuntersuchung sind von der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) zuerst entwickelt und in die Praxis eingeführt worden¹⁾. Sie wurden dann in einer Zusammenarbeit zwischen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik und dem Geophysikalischen Institut der Universität Göttingen weiter ausgebaut und haben seitdem in der Praxis vielseitige Verwendung gefunden. Es erscheint daher angebracht, über die bisher vorliegenden Ergebnisse dieser Zusammenarbeit kurz zu berichten²⁾.

Die dynamische Bodenuntersuchung erstreckt sich im wesentlichen auf die Erforschung der elastischen Eigenschaften des Bodens, und zwar auf die Eigenschaften, die der Boden zur Zeit der Untersuchung gerade besitzt. Vorgänge im Boden, die für ihren Ablauf längere Zeit erfordern, können daher von einer dynamischen Untersuchung nicht unmittelbar erfaßt werden. Aus diesem Grunde ist besonders bei der Untersuchung bindiger Böden Vorsicht geboten; hier wird im allgemeinen die dynamische Untersuchung einer Ergänzung durch die laboratoriumsmaßige Untersuchung ungestörter Bodenproben bedürfen.

Die Messungen, über die hier berichtet werden soll, sind der Nachweis von Eigenschwingungen und die Untersuchung der Ausbreitungsgeschwindigkeit und -weise elastischer Wellen im Boden. Der Nachweis, daß Eigenschwingungen im Boden auftreten können, und die Feststellung der Frequenz dieser Eigenschwingungen ist für die Erforschung der Verkehrserschütterungen und ihrer Wirkung auf Bauwerke von Bedeutung. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit elastischer Wellen wird bedingt durch die elastischen Eigenschaften des Bodens; man kann daher umgekehrt aus der Größe der Ausbreitungsgeschwindigkeit auf die elastischen Eigenschaften und damit auf die Eignung eines Bodens als Baugrund schließen. Die Art der Ausbreitung der Wellen wird durch den tektonischen Aufbau des Bodens bestimmt; in einem geschichteten Boden ist z. B. der Amplitudenverlauf längs eines geradlinigen Profils ein ganz anderer als in einem bis in große Tiefe gleichförmigen Boden. So lassen sich aus dem Amplitudenverlauf nicht nur Schlüsse auf das Vorhandensein einer Schichtung ziehen, sondern, wie später gezeigt wird, es lassen sich oft auch Angaben über die Mächtigkeit und die elastischen Eigenschaften einzelner Schichten machen.

I. Die Feststellung von Eigenschwingungen im Boden.

Eigenschwingungen im Boden können nur dann zustandekommen, wenn der Boden inhomogen und in Einzelschollen aufgelöst ist, die nach der Tiefe und nach allen Seiten hin begrenzt sind. Solche Eigenschwingungen können bei Stößen (Sprengungen, Verkehrserschütterungen) angeschlagen werden. Sie machen sich ferner dadurch bemerkbar: Wird der Boden zu erzwungenen Schwingungen angeregt, so sind die Amplituden dann besonders groß, wenn die Frequenz dieser Schwingungen mit einer Eigenfrequenz zusammenfällt (Resonanz). R. Köhler²⁾ gelang es nachzuweisen, daß bei Sprengungen vor allem Wellen von der Frequenz auftreten, bei der in der Resonanzkurve erzwungener Bodenschwingungen die größte Amplitude auftritt. Auf diese Weise lassen sich nicht nur die Eigenfrequenzen des Bodens³⁾ bestimmen; auch die Dämpfung der Eigenschwingung und die Mächtigkeit der betreffenden Scholle lassen sich in günstigen Fällen aus den Aufzeichnungen berechnen.

II. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit elastischer Wellen im Boden.

Theoretisch sind bei sinusförmiger Anregung erzwungener Schwingungen — z. B. durch eine Schwingungsmaschine — Wellen verschiedener Arten möglich. Es sind dies im wesentlichen Verdünnungs-Verdichtungswellen (Longitudinalwellen), Scherungswellen (Transversalwellen) und Oberflächenwellen. Wie die Erfahrung lehrt, entstehen jedoch bei der Anregung durch eine Schwingungsmaschine in der Hauptsache Oberflächen- oder Scherungswellen; die Ausbreitungsgeschwindigkeit dieser

beiden Wellenarten kann für die Erfordernisse der Praxis als gleich groß angenommen werden. Ist G der Schubmodul der betreffenden Bodenart, ρ ihre Dichte, so ist die Geschwindigkeit v der von einer Schwingungsmaschine ausgehenden Wellen mit guter Annäherung $v = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$. Da die Dichte aller in Betracht kommenden Bodenarten innerhalb recht enger Grenzen schwankt, ist diese Ausbreitungsgeschwindigkeit im wesentlichen abhängig vom Schubmodul G .

Erfahrungsgemäß steht — wenigstens auf nichtbindigen Böden — die Geschwindigkeit, mit der sich elastische Wellen in einer Bodenart ausbreiten, in engem Zusammenhang mit der Größe der Setzung, die ein Gebäude, das von diesem Boden getragen wird, erleidet. Je größer die gemessene Geschwindigkeit, um so kleiner ist unter sonst gleichen Verhältnissen diese Setzung. Oder man kann umgekehrt sagen: schreibt man vor, daß die Setzung, die ein beliebiges Gebäude erleidet, ein bestimmtes Höchstmaß nicht überschreiten soll, so darf man die Bodenpressung unter diesem Gebäude um so größer wählen, je größer die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen in dem betreffenden Baugrunde ist. So kommt man zu einem Zusammenhang zwischen der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen und dem üblichen Begriff der sogenannten „zulässigen Bodenpressung“. Dieser Zusammenhang ist für eine große Anzahl von Bodenarten durch Messungen ermittelt worden, so daß man heute, sofern es sich nicht gerade um sehr wasserhaltige bindige Böden handelt, auf Grund einer Geschwindigkeitsmessung Angaben über die zulässige Bodenpressung für irgend einen untersuchten Boden machen kann. Insbesondere kann man mit Hilfe dieser Geschwindigkeitsmessungen Ungleichförmigkeiten im Baugrunde leicht ermitteln. Denn jede Ungleichförmigkeit (Schichtenwechsel, Graben o. ä.) zeigt sich durch eine Geschwindigkeitsänderung an. Sie kann so erkannt und räumlich abgegrenzt werden.

Zu beachten ist dabei jedoch, daß auf geschichteten Böden zuweilen eine Abhängigkeit der Ausbreitungsgeschwindigkeit von der Frequenz der erzwungenen Schwingungen beobachtet wird (Dispersion). Man darf daher nicht ohne weiteres aus der bei einer beliebigen Frequenz gemessenen Ausbreitungsgeschwindigkeit Schlüsse ziehen wollen auf die „zulässige Bodenpressung“. Es ist in diesem Falle notwendig, durch Messungen mit mehreren Frequenzen die den verschiedenen Schichten zukommenden Geschwindigkeiten zu ermitteln und daraus für jede der Schichten die „zulässige Bodenpressung“ zu bestimmen. Über Einzelheiten dieses Meßverfahrens erscheint demnächst ein ausführlicher Bericht.

III. Der Einfluß der Schichtung des Bodens auf den Amplitudenverlauf elastischer Wellen.

Erzeugt eine Schwingungsmaschine im geschichteten Boden elastische Wellen, so treffen an jedem Punkte eines geradlinigen Strahls durch den Maschinenstandort gleichzeitig mehrere Wellen ein, die durch verschiedene Schichten von der Maschine zu diesem Punkte gelaufen sind. Haben alle diese Wellen dieselbe Phase, so verstärken sie sich, und an dem betreffenden Orte entsteht ein Größtwert der Amplitude. Haben die Wellen dagegen entgegengesetzte gleiche Phase, so schwächen sie sich gegenseitig ab; dann wird ein Kleinstwert der Amplitude beobachtet. So folgen sich längs des betreffenden Strahles abwechselnd Größt- und Kleinstwerte der Amplitude (Interferenz). Man kann aus der Tatsache, daß ein solches abwechselndes An- und Absinken der Amplituden mit wachsender Entfernung vom Erreger beobachtet wird, allein schon auf eine Schichtung des Bodens schließen; im ungeschichteten, bis in große Tiefen gleichförmigen Boden müssen nämlich die Amplituden vom Erreger aus nach allen Seiten stetig abnehmen. Aus dem Abstände zweier aufeinanderfolgender Größt- oder Kleinstwerte der Amplituden voneinander kann man die Ausbreitungsgeschwindigkeiten in tieferen Schichten ermitteln. In besonders einfachen Fällen, wenn im wesentlichen nur zwei Schichten vorhanden sind, kann man aus der Lage der Größt- bzw. Kleinstwerte zum Erreger auch die Mächtigkeit der obersten Schicht errechnen.

Trägt man die Zeit, die die Wellen brauchen, um vom Erreger zu den einzelnen Punkten des Strahls zu gelangen, als Funktion der Entfernung vom Erreger auf, so erhält man die Laufzeitkurve der Wellen. Ihre Neigung gegen die Zeitachse gibt die Ausbreitungsgeschwindigkeit

¹⁾ Veröfftl. d. Dtsch. Forsch.-Ges. f. Bodenmechanik, Heft 1, Berlin 1933, Jul. Springer.

²⁾ Ausführlich in Veröfftl. d. Dtsch. Forsch.-Ges. f. Bodenmechanik, Heft 4, Berlin 1936.

³⁾ Diese echten Eigenfrequenzen des Bodens dürfen nicht verwechselt werden mit den Eigenfrequenzen des Systems Maschine + Boden, die im Heft 1 der Veröfftl. der Degebo ausführlich behandelt worden sind.

der Wellen an. Auf ungeschichteten Böden ist die Laufzeitkurve eine Gerade, auf geschichteten dagegen eine Kurve, die sich um eine mittlere Gerade — die Laufzeitkurve in einer der Schichten — herumschlängelt*).

Ebenso, wie man Größt- und Kleinstwerte der Amplituden findet, wenn man die Amplituden der Bodenschwingung auf einem geschichteten Boden längs eines Strahls durch den Erreger mißt, findet man sie auch, wenn man die Amplituden in fester Entfernung vom Erreger bei wechselnder Frequenz beobachtet. Auch diese Erscheinung kann zur Bestimmung der Geschwindigkeiten in einzelnen Schichten und unter günstigen Umständen auch zur Ermittlung von Schichtmächtigkeiten herangezogen werden.

IV. Praktische Anwendungen.

Wie eingangs betont, beschränkt sich die dynamische Bodenuntersuchung im wesentlichen auf die Feststellung der elastischen Eigenschaften der untersuchten Bodenarten. Damit ist ihr Anwendungsgebiet abgegrenzt. Vorgänge nichtelastischer Art, vor allem solche, die zu ihrem Ablauf längerer Zeit bedürfen, wie die Zusammenpressung feuchter Tone u. a., lassen sich von einer dynamischen Untersuchung nicht erfassen. Auch Angaben über die voraussichtliche Setzung und damit über die sogenannte „zulässige Bodenpressung“ lassen sich entweder nur in dem Belastungsbereich machen, in dem die bleibende Zusammendrückung des Bodens klein ist gegen die elastische, oder für solche Bodenarten (die nichtbindigen Böden), bei denen der Hauptteil der bleibenden Setzung schon während des Bauvorgangs eintritt, so daß die Setzung des fertigen Bauwerks als im wesentlichen elastisch angesehen werden kann. Ferner gibt die dynamische Untersuchung nur die Eigenschaften an, die der Boden zur Zeit der Untersuchung besitzt. Wird er nachträglich durch den Baubetrieb gestört, wird z. B. eine vorher zwischen anderen Schichten eingebettete Schicht nachträglich an ihrer Oberfläche freigelegt und somit entlastet, so können sich ihre Eigenschaften ändern. Das ist bei der Auswahl des Zeitpunkt, zu dem die Untersuchung stattfinden soll, gegebenenfalls zu berücksichtigen. Schließlich gibt eine dynamische Bodenuntersuchung keine Auskunft über die Grundwasserverhältnisse. Da die von einer Schwingungsmaschine im Boden erregten Wellen in der Hauptsache Scherungswellen sind, also Wellen, die in Flüssigkeiten nicht vorkommen können, so beeinflusst die Höhe des Grundwasserspiegels die Untersuchungsergebnisse im allgemeinen nicht. Nur wenn durch starke Wasserführung die elastischen Eigenschaften einer Bodenart merklich geändert werden, gibt sich damit die Wasserführung mittelbar zu erkennen.

Der besondere Nutzen einer dynamischen Baugrunduntersuchung liegt darin, daß sie es ermöglicht, schnell und ohne Eingriffe in das Gefüge des Bodens selbst einen allgemeinen Überblick über die Bodenverhältnisse unter einem beliebigen großen Baugelände zu gewinnen. Jede Änderung der elastischen Eigenschaften des Bodens macht sich durch eine Geschwindigkeitsänderung bemerkbar. So lassen sich unter einer gleichförmigen Oberflächenbedeckung Schichtgrenzen, alte Flußläufe usw. feststellen. Auf nichtbindigen Böden geben sich Ungleichförmigkeiten außer durch verschiedene Ausbreitungsgeschwindigkeit der elastischen Wellen auch durch verschiedene Größe der Setzung des Schwingers während der Versuche zu erkennen, da die Größe dieser Setzung von der Einrüttelbarkeit des Bodens abhängt.

Man kann auf diese Weise auch leicht den Erfolg einer künstlichen Verdichtung von geschütteten Dämmen nachprüfen. Durch die künstliche Verdichtung (Rammen, Stampfplatten, Rüttelmaschinen) wird der Boden einrüttelt; die bei einem Versuch beobachtete Setzung der Schwingungs-

maschine muß demnach auf einem verdichteten Boden geringer sein als auf demselben, jedoch unverdichteten Boden. Mißt man unter sonst gleichen Verhältnissen sowohl auf dem noch unverdichteten wie auf dem verdichteten Boden die Setzung des Versuchsschwingers während eines Normalversuchs, so gibt der Unterschied zwischen den gemessenen Setzungen ein Maß für die erreichte Verdichtung an.

Außer der Verdichtung tritt bei der künstlichen Einrüttelung auch eine Verfestigung des Bodens ein. Das erkennt man daran, daß erfahrungsgemäß die Ausbreitungsgeschwindigkeit elastischer Wellen im verdichteten Boden größer ist als im unverdichteten. Da diese Geschwindigkeit ver-

hältnismäßig ist dem Ausdruck $\sqrt{\frac{G}{\rho}}$, (G = Schubmodul, ρ = Dichte), so sollte man zunächst annehmen, daß bei einer Verdichtung, d. i. bei einem Größerwerden von ρ , die Geschwindigkeit kleiner werde; da sie jedoch nach der Verdichtung immer größer ist als vorher, so muß infolge der Verdichtung der Schubmodul stärker wachsen als die Dichte. Die Zunahme der Ausbreitungsgeschwindigkeit nach der Verdichtung ist demnach ein Maß für die erreichte Verfestigung des Bodens. Daraus ergibt sich, daß die dynamische Messung auch Aufschluß gibt über die Gleichförmigkeit der erreichten Verdichtung: jede Stelle z. B. geringerer Verdichtung in einem Straßendamm gibt sich durch geringere Ausbreitungsgeschwindigkeiten zu erkennen.

Ein weiteres Anwendungsgebiet der dynamischen Bodenuntersuchung ist die Untersuchung der Decken von Betonstraßen. Regt man mittels einer Schwingungsmaschine die Betondecke einer Autobahn zu sinusförmigen Schwingungen an, so entstehen erfahrungsgemäß Biegeschwingungen in der Decke, wenn die Wellenlänge der im Untergrunde der Straße laufenden elastischen Wellen kleiner ist als die Biegeschwingungen. Der Nachweis, daß es sich um Biegeschwingungen handelt, läßt sich dadurch führen, daß die Ausbreitungsgeschwindigkeit dieser Wellen auf Decken verschiedener Dicke der Quadratwurzel aus der Deckendicke verhältnismäßig ist. Setzt man in die Formel für die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Biegeschwingungen die gemessene Geschwindigkeit, die Frequenz und die Deckendicke ein, so kann man daraus den Elastizitätsmodul des Deckenbaustoffs berechnen. Die bisherigen Untersuchungen haben gute Übereinstimmung zwischen den so bestimmten Werten und dem auf andere Weise (z. B. durch Belastungsversuche an Probewürfeln aus dem betreffenden Deckenstück) ermittelten Elastizitätsmodul ergeben. Auch die Größenordnung der von den Schwingungen in der Decke ausgelösten Spannungen läßt sich angeben. Es zeigt sich dabei, daß die Größe dieser Spannungen unter sonst gleichen Verhältnissen wesentlich abhängt von der Art der Unterlage, auf der die Betondecke ruht. Auf Schotter oder festgestampftem Kies sind die Spannungen in der Decke merklich kleiner als auf einer Unterlage von Sand.

Endlich können mit Hilfe der Ausbreitungsgeschwindigkeiten von elastischen Wellen verschiedener Art auch die elastischen Konstanten beliebiger Bodenarten unmittelbar bestimmt werden. Erregt man in dem betreffenden Boden Longitudinalwellen durch Stöße oder Sprengungen und Scherungswellen mit Hilfe einer Schwingungsmaschine, so lassen sich aus den gemessenen Geschwindigkeiten der Elastizitätsmodul, der Schubmodul und die Poissonzahl berechnen. Es ergaben sich auf diese Weise für die untersuchten Boden fast dieselben Werte, die kürzlich von japanischen Forschern⁵⁾ an Proben aus ähnlichen Bodenarten auf Grund von Laboratoriumsversuchen auf Schütteltischen gefunden wurden.

⁵⁾ M. Ishimoto und K. Jida, Bull. Earthqu. Res. Inst. 1937, S. 67 bis 86, und 1936, S. 632 bis 657.

⁴⁾ Z. f. Geophys. 1937, Heft 1, S. 1 bis 8.

Vermischtes.

Die 41. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E.V.) findet am 8., 9. und 10. März 1938 im Großen Festsaal bei Kroll, Berlin (Eingang Große Querallee), statt.

In der Versammlung für Mitglieder und Gäste werden am 8. März 1938 ab 15 Uhr folgende Vorträge gehalten: Ansprache des Vorsitzenden, Reg.- und Baurat a. D. Dr.-Ing. Nakonz, Berlin; Gauhauptstellenleiter Maier, Plassenburg, Kulmbach: „Die Baumeister des deutschen Volkes“; Uraufführung des Films „Bauen in Beton und Eisenbeton“; Professor Dr. Grün, Düsseldorf: „Baustoffe und Bauweisen im Wandel der Zeit“.

Ferner sind am 9. März ab 9 Uhr, mit einer Pause nach dem dritten Vortrage von etwa 12³⁰ bis 14 Uhr, folgende Vorträge vorgesehen: Direktor Wege nst, Stuttgart: „Die Donaubrücke der Reichsautobahn bei Lelphelm“; Dr.-Ing. Jüngling, Halle (Saale): „Teufelstalbrücke der Reichsautobahn Gera—Jena“; Dr.-Ing. Schleusner, Berat. Ingenieur, Berlin: „Die Eisenbetonbauten des Zentralflughafens Berlin-Tempelhof“; Dipl.-Ing. Kischlat, Nürnberg: „Die Baustelleneinrichtung für die Kongreßhalle Nürnberg“; Oberingenieur Rau, Hohenwarthe: „Die Baustelleneinrichtung für die Saaletalsperre Hohenwarthe“.

Am 10. März ab 9³⁰ Uhr: Reichsbahnoberrat Staudinger, Nürnberg: „Natursteinbrücken der Reichsautobahnen“; Prof. Dr.-Ing. Dr. rer. techn. h. c. Gehler, Dresden: „Hypothesen und Grundlagen für das Schwinden und

Kriechen von Beton“; Dr.-Ing. Finsterwalder, Berlin: „Eisenbetonfachwerkträger“; Reichsbahnoberrat Ernst, Berlin: „Oberflächenbehandlung unverkleideter Beton- und Eisenbetonbauten“; Uraufführung des Lehrfilms: „Werkgerechtes Bauen“; Prof. Dr.-Ing. Dörr, Karlsruhe: „Neuere Eisenbetonsilobauten“; Reg.-Baurat Speth, Berlin-Charlottenburg: „Beton im Festungsbau und sein Verhalten gegen Geschoßwirkung“.

Reichsarbeitsgemeinschaft der Deutschen Wasserwirtschaft. Am Donnerstag, den 24. Februar 1938, 17 Uhr pünktlich, findet im Großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Hermann-Göring-Straße 27, ein Vortragsabend statt. Es werden sprechen: Regierungsbaurat Bahr, Tönning, über: „Die Veränderungen der Helgoländer Düne und des umgebenden Seegebietes“, und Dr.-Ing. chr. Adolf Mast, Berlin, über: „Die Entwicklung des chemischen Bodenverfestigungsverfahrens nach Joosten in 10jähriger Praxis“. Gäste willkommen.

Die heutigen Probleme im Betonbau. Zu der in Bautechn. 1938, Heft 3, S. 40, veröffentlichten, bereits abgeschlossenen Aussprache betr. den vorstehend genannten Bericht über den Vortrag von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dischinger erhalten wir nachträglich noch eine Mitteilung von Herrn Direktor Dr.-Ing. Kurt Lenk, der wir, weil sie für unsere Leser von Interesse sein dürfte, in folgendem gern Raum geben:

„Im Rahmen der Aussprache mit Herrn Prof. Dr.-Ing. Dischinger war es leider nicht möglich, alle Einzelheiten der Konstruktion und des Verfahrens bekanntzugeben, deren Kenntnis zur Beurteilung der erreichbaren Spannungszustände notwendig ist. Eine zur Zeit in Einzelbearbeitung befindliche Konstruktion zeigt, daß das Ziel, schädliche Zugspannungen im Beton zu vermeiden, auch erreicht werden kann. Hierüber wird in späteren Veröffentlichungen noch eingehend berichtet werden.“

Durchlaufende Träger in Spannbeton auf der Baustelle herzustellen, ist Gegenstand neuerer Untersuchungen. Vor ihrem Abschluß kann ein endgültiges Urteil über die Möglichkeit der Herstellung nicht gefällt werden. Die Bauweise kann m. E. nur schrittweise unter Benutzung der technischen und wirtschaftlichen Erfahrungen weiter entwickelt werden.“

Der gegenwärtige Stand der Anwendung des Stahles im Hoch- und Brückenbau¹⁾. Der Ständige Ausschuß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau hat in seiner Sitzung in Paris (1937) folgende endgültige Fassung der Schlußfolgerungen des Berliner Kongresses 1936 gezogen:

1. Die vergangenen Jahre brachten eine bedeutende Entwicklung in der Anwendung des Stahles im Brücken- und Hochbau. Es fällt zunächst auf, daß die ästhetischen Anforderungen in der Gestaltung der Bauwerke wesentlich höhere geworden sind und daß dadurch in vielfacher Beziehung die Entwicklung des Stahlbaues gefördert wurde. Eine Reihe schöner Stahlbrücken der letzten Jahre zeigt, daß sich statisch konstruktive Notwendigkeiten den schönheitlichen Anforderungen durchaus anpassen lassen. Eine Gestaltung schöner Bauformen für Hallen, Ausstellungsgebäude usw. zeigt eine außerordentliche Entwicklung unter Verwendung des Stahles, sei es nur in der Form eines Stahlgerippes, sei es im schönheitlichen Zusammenklang von Stahl und Glas, oder sei es in irgendeiner Verbundform.

2. Die durch die bautechnische Gestaltung der Bauwerke und daneben natürlich auch durch Wirtschaftsfragen bedingten neuen Bauformen haben sehr befruchtend auf die Theorie gewirkt, indem beispielsweise die Stabilitätsprobleme des Vollwandträgers mehr oder minder als abgeklärt betrachtet werden können und die theoretische und praktische Entwicklung des Rahmenbaues ebenfalls bedeutende Fortschritte erzielt hat.

3. Der Stahlbau erfuhr in den letzten Jahren starken Auftrieb durch die stark zunehmende Verwendung der Schweißtechnik, die in technischer, wirtschaftlicher und schönheitlicher Hinsicht große Vorteile zu bieten vermag. Geschweißte Stahlbauwerke gestatten im allgemeinen eine vorzügliche Anpassung an schönheitliche Forderungen und geben den Bauten vielfach Eindruck von Konstruktionen „aus einem Guß“. Die Entwicklung der Schweißtechnik wird die Anwendung des Stahles noch weiter fördern, wenn eine Reihe von Problemen, die zur Zeit durch Laboratoriumsversuche und durch Ausführungsversuche im großen behandelt werden, gelöst sein werden.

4. Eine interessante neue Bestrebung ist die Verwendung des Stahles in Form von Flächentragwerken. Solche Flächentragwerke, bei denen wir bereits über die entsprechenden theoretischen Grundlagen in bezug auf Festigkeit und Stabilität verfügen, lassen sich vorteilhaft für die Überdeckung von Hallen verwenden. Flächentragwerke sind auch die Leichtfahrbahnkonstruktionen für Straßenbrücken, zu denen besonders durch die Schweißtechnik angeregt wurde. Die Wettbewerbsfähigkeit für kleinere Brücken in Stahl wird somit durch die Schweißtechnik und den Leichtbau bedeutend gefördert.

Bei der Beurteilung der Wirtschaftlichkeit dieser neuen Konstruktionsformen darf nicht übersehen werden, daß der Umstellung in der Herstellungstechnik auf diesem neuen Arbeitsverfahren besondere Bedeutung zukommt.

5. Dauerversuchsergebnisse, soweit deren Übertragung auf die Bemessung schnellend oder wechselnd beanspruchter Bauteile in Betracht kommt, haben gezeigt, daß dem hochwertigen Baustahl bei großen Grundspannungen eine Erhöhung seiner zulässigen Beanspruchung zugebilligt werden könnte, sofern nicht Stabilitätsfragen dagegen sprechen. Der Übertragungsmaßstab der Ergebnisse von Dauerversuchen auf praktische Bemessungsregeln ist noch durch Auswertung umfassender maßtechnischer Beobachtungen zu klären.

6. Im Stahlhochbau ist durch umfassende Brandversuche verschiedenartig ummantelter belasteter Stahlstützen natürlicher Abmessungen die Frage nach raumsparenden, zuverlässigen Feuerschutzmitteln von Stahlkonstruktionen weitgehend geklärt worden. Eine Rangfolge der Baustoffe nach ihrer Eignung als Feuerschutzmittel ist zu erwarten.

Eisenbetonbehälter in Nantes. Gén. Civ. 1937, Bd. CX, Nr. 25, vom 19. Juni, berichtet über einen neuartigen Eisenbetonbehälter für die Wasserversorgung der Stadt Nantes, der seiner Fertigstellung entgegengeht. Für den Entwurf waren folgende Bedingungen gestellt:

1. ein Fassungsvermögen von mindestens 40 000 m³,
2. eine Gründung auf felsigem Untergrund,
3. eine Raumverteilung in drei übereinander liegenden Kammern,
4. ein räumlicher Zusammenhang der drei Kammern,
5. die Überläufe der beiden unteren Kammern sollten auf gleicher Höhe mit denen des bestehenden Behälters liegen.

Die drei übereinander angeordneten Kammern des ausgeführten Entwurfes haben kreisförmigen Grundriß. Die oberste Kammer hat ein Fassungsvermögen von 8 300 m³, die darunterliegende 13 350 m³ und die unterste ein solches von 18 300 m³. Die größte Höhe beträgt 22 m, der größte Durchmesser des kreisförmigen Grundrisses 74 m (Abb. 1).

¹⁾ Nach Montanist. Rundschau, Wien, vom 16. 1. 1938.

Die besonderen Kennzeichen des Bauvorhabens bestehen in der völligen Unabhängigkeit der einzelnen Kammern in bezug auf gegenseitige elastische Formänderungen und in der unbehinderten Dehnbarkeit des ganzen Behälters in allen Richtungen bei Innendruck. Die beiden unteren Stockwerke haben die gleiche Höhe von 5 m, das obere ist nur 4,50 m hoch. Der größte Durchmesser des unteren Stockwerks ist 74 m, der Durchmesser des mittleren 60 m und der des oberen 54,50 m. Die Höhenabmessungen ergaben sich sinngemäß aus den für das Bauprogramm vorgesehenen Ordinaten für die Entnahmeleitungen. Der Schieberaum ist zentral in die Mitte gelegt und als runder Turm ausgebildet; sein lichter Durchmesser ist 10,30 m und seine gesamte Höhe 22 m.

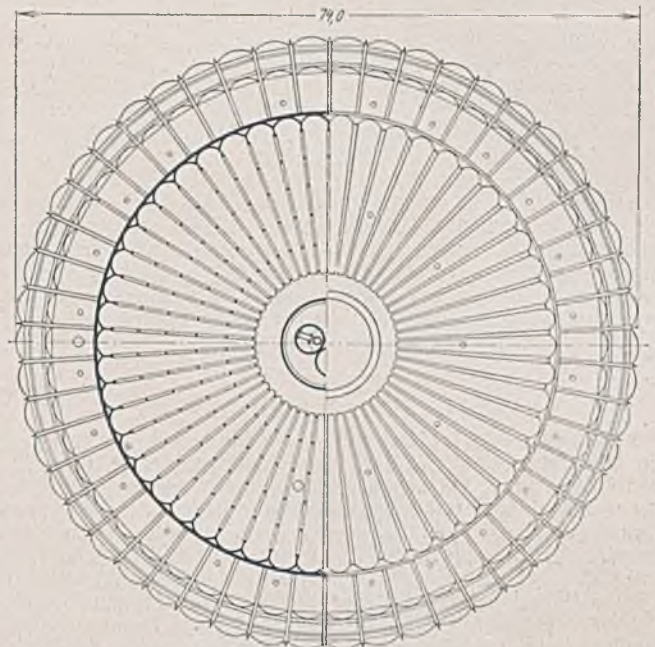
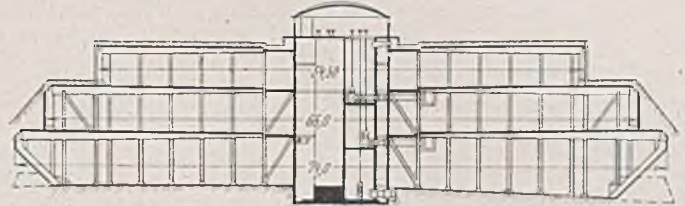


Abb. 1.

Das aus radial gestellten Rahmen gebildete Tragwerk des Behälters unterteilt den Mantel und die Decken in 50 Kreis-sektoren. Im unteren Stockwerk ist der Mantel nach innen unter 45° geneigt und stützt sich nach außen auf Tragrippen ab. Zwischen diesen radialen Stützgliedern bestehen der Mantel des unteren Stockwerks, ebenso wie die lotrechte Außenhaut in den oberen Geschossen und auch die Decken aus nach außen gewölbten Eisenbetonkappen.

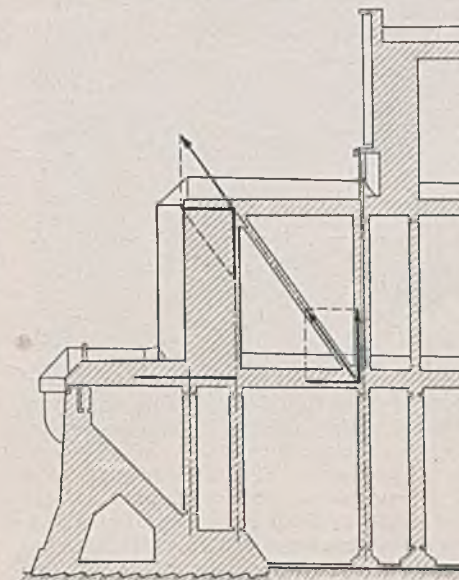


Abb. 2.

Die strahlenförmig auseinander gerichteten Seitenkräfte werden in den einzelnen Stockwerksdecken von ringförmigen, um den mittleren, turmförmigen Teil gelagerten Platten aufgenommen. Die Pfosten in den beiden unteren Stockwerken sind am Fuß und am Kopf gelenkig ausgebildet, so daß also alle Dehnungen und Zusammenziehungen strahlenförmig von der Mitte ausgehen und die Kräfte sich dabei gegenseitig das Gleichgewicht halten. Bemerkenswert ist noch die in der Verlängerung des Mantels des oberen Stockwerks in den mittleren Teil abwärts hineingeführte Haupt-Dehnungsfuge, die mithin das mittlere Geschoß in zwei ringförmige, für sich frei dehnbare Zylinder trennt.

Das untere Stockwerk des Behälters hat keine biegezugsfeste Verbindung mit den oberen Bauteilen. Die Sohle ist 10 cm dick und unmittelbar auf dem gewachsenen Fels gelagert. Sie erfährt kaum nennenswerte Temperaturschwankungen.

Die lotrechte Außenwand des oberen Stockwerks ruht auf der abgestützten Decke des mittleren. Sie ist mit dieser nach Art einer Winkelstützmauer verbunden und zusätzlich noch durch Diagonalen gehalten. Die Kräfteverteilung dieses Teiles der Behälterwand ist aus Abb. 2 ersichtlich, die überdies auch die Außenstützen für die untere, unter 45° geneigte Außenwand erkennen läßt. Ferner zeigt diese Abbildung auch die Hauptdehnungsfuge, die die mittlere Kammer unterhalb der Außenwand der oberen Kammer, wie bereits bemerkt, in zwei ringförmige, für sich frei dehnbare Teile zerlegt.

Der gesamte Schub nach außen wird also durch die radial gerichteten Balken der Decken auf die ringförmigen Platten am Mittelbau übertragen und von diesen als Ringbeanspruchung aufgenommen und allseitig ausgeglichen. Wegen der am Fuß und Kopf gelenkigen Ausbildung der Pfosten in den beiden unteren Stockwerken können die Deckenbalken und mit diesen die Decken sich strahlenförmig von der Mitte aus frei dehnen. Im oberen Geschoß sind die Pfosten schlank genug, um diese Dehnung im Dach auch ohne besondere Fuß- und Kopfgelenke zuzulassen.

Zur Verminderung der elastischen Formänderungen infolge der Temperaturschwankungen sind die Außenteile der Decke des zweiten Stockwerkes und die Decke des dritten Stockwerkes mit einer 50 cm hohen Erdschicht belegt. Ferner hat die oberste Decke noch eine Beweglichkeit am Mittelbau durch eine Dehnungsfuge erhalten.

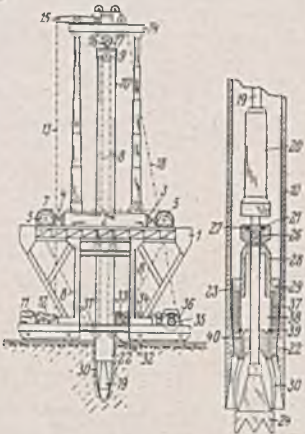
Der Bedienungsraum für die Schleber befindet sich in dem obersten Teile des Mittelturmes, der den Behälter überragt. Innerhalb des Turmbaus sind drei Entnahmeröhre von 3,50 m Durchm. und 18 m Höhe aufgestellt, deren jedes für ein bestimmtes Versorgungsgebiet bestimmt ist.

Abgesehen von der eigenartigen technischen Lösung des Bauproblems sind auch der geringe Materialverbrauch und die sparsame Ausführung infolge vieler gleicher Konstruktionsteile erwähnenswert, was im besonderen auf die nach außen gewölbten gleichartigen Formen der Decken und Wände zurückzuführen ist. Diese sind bis auf die stark beanspruchten, schrägen Außenkappen der unteren Kammer nur 8 cm dick. Auch die strahlig liegenden Deckenanker haben nur geringe Abmessungen, da sie im wesentlichen nur Zugbeanspruchungen aufzunehmen haben. Die insgesamt erforderliche Betonmenge wird sich bei Fertigstellung auf etwa 4000 m³ belaufen, der Stahlverbrauch auf 500 t. — Zs. —

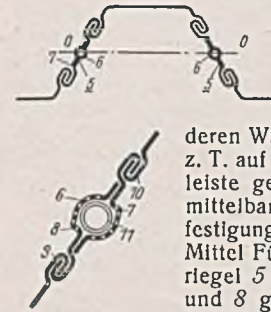
Patentschau.

Vortreibmaschine, insbesondere zum Niederbringen von Vortreibrohren für Ortpfähle. (Kl. 84c, Nr. 627 546 vom 29. 7. 1932 von Karl Derr in Lünen, Lippe.) Um die Vortreibrohre in einem Arbeitsgang einbringen und auch später wieder ziehen zu können, wirkt die durch eine Druckwasserpresse gebildete Ziehvorrichtung mittels Rollen auf einen Flaschenzug ein, der am oberen Ende des Vortreibrohres angreift; ferner wird von der Schnellschlagvorrichtung eine das Vortreibrohr unten abschließende Bohreinrichtung betätigt, die mit Spülleitungen versehen sein kann. Auf dem Fahrgestell 1 ist eine aus einer Druckwasserpresse 2 bestehende Druck- und Ziehvorrichtung vorgesehen. Gegen die in den Zylinderdeckeln 3 sich führenden Kolbenstangen 4 sind in einem Wagen 5, verschieblich durch diese abgestützt, die Rollen 6 und 7, die auf einen Flaschenzug 8 einwirken, der am oberen Ende 9 des Vortreibrohres 10 angreift. Die aus dem Antrieb 11 und der Schwinge 12 bestehende Schnellschlagvorrichtung wirkt mit Hilfe eines Zugselles 13 über einer an einem ausschlebbaren Träger 14 gelagerten Schwinge 15 und über ein nachstellbares, über eine lose an dem Bohrgestänge 16 befestigte Rolle 17 verlegtes Hubsell 18 auf den auf der Austrageleitung 19 für das Bohrgut gleitenden Schlagbären 20 ein. Den Schlagboden 21 für den Bären bildet eine die untere Mündung 22 des Vortreibrohres 10 abschließende Bohreinrichtung 23, die mit einem Schlagbohrer 24, einem Ventilbohrer 25 od. dgl. versehen ist und die durch ein Druckmittel jeweils wieder in Schlagstellung zurückbewegt wird. Der Schlagbohrer 24 kann sich hierbei mittels einer Spindel 26 und eines Gesperres 27 beim Betrieb der Bohreinrichtung selbsttätig umsetzen. Die Bohreinrichtung 23 besteht aus zwei ineinandergeführten Teilen, dem Oberteil 28 und dem mit Spülleitungen 30 versehenen Unterteil 29.

Durch Einpressen von Preßöl od. dgl. in den Druck- oder Preßzylinder der Presse 2 werden die Kolbenstangen 4 bzw. die gegen diese abgestützten Rollen 6 und 7 auseinandergetrieben. Diese wirken auf den Flaschenzug 8 ein, der, über Lenkrollen 31 und 32 verlegt, am oberen Ende 9 des Vortreibrohres 10 angreift. Mittels eines Schneckentriebes 33, der Triebstange 34, der Treibscheibe 35 und der hierdurch angetriebenen Seiltrommel 36 wird gleichzeitig ein fortwährendes selbsttätiges Nachstellen des Hubselles 18 bewirkt, so daß die Schlagzahl des Bären 20 auch bei fortschreitendem Niederbewegen des Vortreibrohres 10 leicht gleichbleibend und beträchtlich hoch gehalten werden kann. Das sich im Innenraum 37 der Bohreinrichtung 23 befindliche, durch Kanäle 38 einströmende und durch Ventile 39 sich drosselnde Druckmittel wird beim Niedergehen des Schlagbären 20 mittels der verschließbaren Abzugskanäle 40 oder mittels der Spülleitungen 30 gegen die Bohrsohle ausgestoßen.



Einrichtung zum Einführen von abdichtenden Stoffen bei Spundwänden. (Kl. 84c, Nr. 618 491 vom 9. 10. 1930 von Siemens-Baunion G. m. b. H. Komm.-Gesellschaft in Berlin-Siemensstadt.) Um bei Spundwänden, bei denen die als Bindeglied zwischen den einzelnen Bohlen dienenden Schlobleisten verwendet werden, die die Spundfugen von der Nulllinie der Spundwand trennen und das Trägheitsmoment der Wand erhöhen, eine gute Abdichtung zu erreichen und die Herstellungskosten zu verringern, versieht man die Schlobleisten mit Kanälen,



deren Wände Durchbrechungen aufweisen, die mindestens z. T. auf die Fugen zwischen den Bohlen und der Schlobleiste gerichtet sind. Die Kanäle verwendet man unmittelbar zur Einführung von Abdichtungs- bzw. Verfestigungsmitteln, oder man kann zur Einführung dieser Mittel Füllrohre in die Kanäle einbringen. In die Schlobleiste 5 sind Einspritzrohre 6 eingebaut, deren Düsen 7 und 8 gegen die Fugen 9 und 10 gerichtet sind. Die Abdichtungsmittel werden durch ein Blechrohr 11 eingespritzt, das am unteren Ende ein Fenster hat, durch das die Abdichtungsmittel den Düsen 6 zugeführt und durch diese Düsen in den Boden eingeführt werden.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. Betriebsverwaltung. Versetzt: die Reichsbahnrate Stegmeyer, Vorstand des Betriebsamts Bad Kreuznach 1, zur RBD Mainz, Dr.-Ing. Klipps, Vorstand des Betriebsamts Ratibor, als Vorstand zum Betriebsamt Rostock, Hold, Vorstand des Betriebsamts Lennep, als Vorstand zum Betriebsamt Köln-Deutz 2, Recker, Vorstand des Betriebsamts Köln, und Johannes Müller, Vorstand des Betriebsamts Frankfurt (Main) 1, als Dezenten zur Reichsbahndirektion Berlin, Wenk, Vorstand des Betriebsamts Frankfurt (Oder), als Dezent zur RBD Stettin, Dr. rer. pol. Acker, Vorstand des Betriebsamts Essen 1, als Dezent zur RBD Hannover, Krauskopf, Vorstand des Betriebsamts Kaiserslautern, als Dezent zur RBD Augsburg, Stöber, Vorstand des Neubauamts Schlüchtern, als Vorstand zum Betriebsamt Nürnberg 2, Korner, Vorstand des Betriebsamts St. Wendel, als Vorstand zum Betriebsamt Kaiserslautern; die Reichsbahnbaudirektionen Darr bei der RBD Nürnberg als Vorstand zum Betriebsamt Lennep, Logemann bei der RBD Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Essen 1, Schweinitz bei der RBD München als Vorstand zum Betriebsamt Gerolstein, Werner Scholl bei der RBD Hamburg als Vorstand zum Betriebsamt Oldenburg 3, Wilhelm Stein, Vorstand des Neubauamts Frankfurt (Main), als Vorstand zum Betriebsamt Zittau, Borschdorf, Vorstand des Neubauamts Marienburg, als Vorstand zum Betriebsamt Insterburg, Thieme beim RZA Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Opeeln 1, Uhlig, Vorstand des Neubauamts Groß Wartenberg, als Vorstand zum Betriebsamt Wittenberg, Meltzer bei der RBD Erfurt als Vorstand zum Betriebsamt Ratibor, Dr.-Ing. Sticht bei der RBD Wuppertal als Vorstand zum Betriebsamt Frankfurt (Oder), Gustav Nagel bei der RBD Schwerin als Vorstand zum Betriebsamt Liegnitz 1, Weickhardt, Vorstand des Neubauamts Heidelberg, als Vorstand zum Betriebsamt Gera, Oppermann bei der RBD Hannover als Vorstand zum Neubauamt Watenstedt, Karl Fischer bei der RBD Halle (Saale) und Wilhelm Hofmann beim Neubauamt Stuttgart-Bad Cannstatt in den Bezirk der Reichsbahndirektion Berlin als Vorstände von Neubauämtern, Engels beim Betriebsamt Gleiwitz als Vorstand zum Neubauamt Groß Wartenberg, Kossack beim Neubauamt Zinten als Vorstand zum Neubauamt Marienburg, Crasemann bei der RBD Hannover zum RZA Berlin.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Netzsch, Dezent der RBD München, die Geschäfte eines Abteilungsleiters daselbst; den Reichsbahnräten Unglaube, Vorstand des Betriebsamts Nürnberg 2, die Geschäfte eines Dezenten der RBD Nürnberg, Kaune, Vorstand des Neubauamts Berlin 1, die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts Berlin 6; den Reichsbahnbaudirektionen Ernst Knoll beim Neubauamt Berlin 1 die Stellung des Vorstandes daselbst, Hagedorn bei der RBD Saarbrücken die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Saarbrücken, Schimpff beim Betriebsamt Frankfurt (Main) 1 die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Frankfurt (Main).

In den Ruhestand getreten: die Direktoren bei der Reichsbahn Risse, Abteilungsleiter und Dezent der RBD Köln, Münz, Abteilungsleiter und Dezent der RBD München, der Oberlandmesser auf wichtigerem Dienstposten Anacker in Essen.

Gestorben: der Oberlandmesser auf wichtigerem Dienstposten Nestel in Stuttgart.

Im Ruhestand verstorben: die Regierungsbauräte Bartschmid in München, zuletzt bei der Werkstätteninspektion 1 München, Gewinner in Pasing, zuletzt beim Messungsamt der RBD München.

INHALT: Der Neubau der Ebertsbrücke in Berlin. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1937. (Fortsetzung) — Die Anwendung dynamischer Baugrunduntersuchungen. — Vermischtes: Die 41. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). — Reichsarbeitsgemeinschaft der Deutschen Wasserwirtschaft. — Die heutigen Probleme im Betonbau. — Der gegenwärtige Stand der Anwendung des Stahles im Hoch- und Brückenbau. — Eisenbetonbehälter in Nantes. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.