

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 12. August 1932

Heft 35

Bodendruckversuche mit einer pneumatischen Meßdose beim Bau des Schiffshebwerks Niederfinow.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Detig, Niederfinow.

Sicherheit und Wirtschaftlichkeit der Gründung der immer größer und schwerer werdenden Ingenieurbauwerke erfordern bessere Kenntnis des Baugrundes und seines Verhaltens der ihm aufgelegten Lasten gegenüber. Die infolgedessen in den letzten Jahren lebhafter einsetzende Baugrundforschung¹⁾ stößt, im Vergleich zu der Erforschung der meisten Baustoffe, auf besondere, im Wesen des Baugrundes — große Mannigfaltigkeit und Ungleichmäßigkeit — begründete Schwierigkeiten. Theoretische Überlegungen und Laboratoriumsversuche in kleinerem Maßstabe allein führen nicht zum Ziel. Es bedarf auch der Beobachtungen in größerem Maßstabe, vor allem am Bauwerk selbst. Ein baldiger Erfolg dieser Beobachtungen hängt wesentlich ab von der Entwicklung eines geeigneten, den rauen Verhältnissen der Baustelle angepaßten Geräts²⁾. Zu der letzteren Frage sollen die folgenden Ausführungen einen Beitrag, besonders die Beschreibung einer neuen, durch Verbesserung der Goldbeck-Dose geschaffenen pneumatischen Meßdose liefern.

Beim Bau des Schiffshebwerks Niederfinow auf sehr ungünstigem Baugrunde sind umfangreiche Gründungen³⁾ bis über 20 m Tiefe erforderlich gewesen. U. a. sind elf große Eisenbetonpfeiler, davon zehn unter Anwendung des Druckluftverfahrens abgesenkt worden. In den Arbeitsräumen der Senkkasten bot sich gute Gelegenheit zu Bodendruckversuchen. Bei der Tiefe der Gründungskörper spielten für die Berechnung ihrer Abmessungen und der für das Absenken erforderlichen Kräfte (Gewichte) auch der seitliche Erddruck und die dafür zu machenden Berechnungsannahmen eine besondere Rolle, zumal ein Teil der Gründungskörper in einem stark geneigten Hang steht und einseitig überwiegendem Erddruck ausgesetzt ist. Die Versuche sollten daher auch der Nachprüfung dienen, inwieweit diese Berechnungsannahmen den bei der Ausführung angetroffenen Verhältnissen entsprachen, und damit die Erfahrung in der Berechnung und wirtschaftlichen Bemessung solcher Gründungskörper erweitern.

In der Bautechnik sind die an dem Ostpfeiler der Kanalbrücke des Schiffshebwerks Niederfinow durchgeführten Bodendruckversuche früher⁴⁾ bereits beschrieben worden. Das dort mitgeteilte Bodendruckprüfgerät II zum Feststellen der Tragfähigkeit des Baugrundes unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse bei Tiefgründung ist inzwischen noch an drei weitere Großbaustellen zu erfolgreicher Versuchsarbeit abgegeben worden. Auch die dort beschriebenen Meßdosen zum laufenden Messen der unter dem fertiggestellten Gründungskörper auftretenden Bodendrücke auf elektro-akustischem Wege haben sich bis auf einige, bei erstmaliger Ausführung erklärliche Ausfälle im großen und ganzen bewährt. Auf die in die Dosen eingebauten „Meßstellen“ nach Dr. O. Schaefer und deren Verwendungsmöglichkeit für den vorliegenden Zweck war die Verwaltung vom Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem (Dr.-Ing. Bierett) aufmerksam gemacht worden. Die Meßdosen selbst wurden von den Mitarbeitern der Verwaltung, den Herren Dr.-Ing. Miesel und Dipl.-Ing. Reiner, entworfen. Sie werden seit Oktober 1929 wöchentlich abgehört. Die durchaus brauchbaren Meßergebnisse, die auch ganz geringe Änderungen der Pfeilerbelastung erkennen lassen, sollen im Zusammenhang dargestellt werden, sobald in etwa Jahresfrist die Belastung aus dem schweren Überbau der Kanalbrücke nebst Wasserfüllung auf den Pfeiler und damit auf den Baugrund zur Wirkung kommt.

Auf Grund der günstigen Erfahrungen am Ostpfeiler sind auch unter

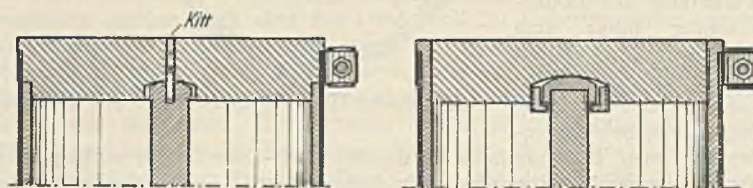
¹⁾ Bautechn. 1927, Heft 29, S. 418 u. Heft 31, S. 445; 1928, Heft 15, S. 205 u. Heft 17, S. 229, Heft 52, S. 760; 1929, Heft 18, S. 268 u. Heft 52, S. 828; 1930, Heft 36, S. 539, Heft 42, S. 641, Heft 45, S. 676 u. Heft 46, S. 686; 1931, Heft 1, S. 1, Heft 17, S. 247, Heft 19, S. 275 u. Heft 20, S. 284, Heft 24, S. 357, Heft 42, S. 629, Heft 50, S. 709. — Bauing. 1926, Heft 48, S. 931 u. Heft 49, S. 949; 1929, Heft 32, S. 559; 1931, Heft 3, S. 43 u. Heft 4, S. 70, Heft 3, S. 50, nebst Heft 24, S. 453 u. Heft 31, S. 565, Heft 25, S. 457 u. Heft 26, S. 476, Heft 38, S. 672.

²⁾ Bautechn. 1931, Heft 20, S. 286.

³⁾ Bautechn. 1930, Heft 45 u. 46 — Ztrbl. d. Bauv. 1931, Heft 45/46, S. 668. — Z. d. VdI Bd. 75 (1931), Nr. 47, S. 1438.

⁴⁾ Bautechn. 1930, Heft 45, S. 676 u. Heft 46, S. 686. Abb. 17, S. 688, stimmt — abgesehen von der Ausbildung des Druckstabes als Hohlstab — mit der Abb. 2 im folgenden überein.

dem im Jahre 1930 ausgeführten zweiten Pfeiler (Westpfeiler) der Kanalbrücke fünf solche Meßdosen eingebaut worden, und zwar mit einer kleinen Verbesserung. In einigen der unter dem Ostpfeiler eingebauten Dosen hatte nämlich nach Ausweis der laufenden Beobachtung der Druckstab merkliche Biegung erfahren. Innerhalb gewisser Grenzen wird der Einfluß etwaiger Biegung des Druckstabes auf das Meßergebnis nach den Ausführungen der genannten früheren Veröffentlichung dadurch ausgeschaltet, daß an dem Druckstab zwei einander gegenüberliegende Ferndehnungsmesser angeordnet sind und deren Anzeigen gemittelt werden. In einer dieser Meßdosen war jedoch die Biegung des Druckstabes und damit der Längenunterschied zwischen der gebogenen Stabachse und den, Sehnen zu diesem Bogen darstellenden Meßsaiten der Ferndehnungsmesser so groß, daß bei der Auswertung der Meßergebnisse dieser Längenunterschied aus den Anzeigen der beiden Ferndehnungsmesser errechnet und zur Berichtigung des Meßergebnisses benutzt werden mußte. Es war daher wünschenswert, das Verbiegen des Druckstabes der Meßdose auch für besonders ungünstige Verhältnisse überhaupt zu verhüten oder wenigstens auf ein für die Meßgenauigkeit erträgliches Maß herabzumindern. Vollständig vermieden werden kann ein Verbiegen des Druckstabes z. B. durch dessen kugelige Lagerung in den beiden Druckplatten der Dose.



Bis zum Einbauen der Dose wird der Druckstab durch je eine Stiftschraube starr mit den beiden Druckplatten verbunden. Beim Einbau der Dose werden die Stiftschrauben so weit zurückgedreht, daß sie die Stabenden noch mit geringem Spiel zentrieren, aber für Pendelbewegungen des Stabes freigeben. Das dann noch verbleibende Schraubenloch wird verkittet.

Der Druckstab wird bis zum Einbauen der Dose an jedem Ende durch eine in die Platte eingeschraubte Ringhülse mit geringem Spiel gehalten. Im übrigen hält die Gummihülse die Dose zusammen, vgl. Abb. 2. Um das Zusammenbauen der Dose zu ermöglichen, muß in diesem Falle die eine Hälfte des Mantelrohres der Dose von außen über die Druckplatte eingebracht und angeschraubt werden.

Abb. 1. Kugelige Lagerung des Druckstabes in den Druckplatten der akustischen Meßdose.

Abb. 1 zeigt zwei verschiedene Ausführungen der Druckplatten, die noch beliebig abgewandelt werden können. Da für die dementsprechende umständliche Änderung der bereits ausgeführten Meßdosen vor dem Einbauen unter den Kanalbrücken-Westpfeiler nicht mehr genügend Zeit zur Verfügung stand, wurde der zweite Weg, Verminderung der Biegung auf ein praktisch bedeutungsloses Maß, beschritten. Der volle Druckstab von 25 mm Durchm., 490,874 mm² Querschnitt und 1,92 cm⁴ Trägheitsmoment ist durch einen Hohlstab von 35/25 mm Durchm., 962,113 — 490,874 = 471,239 mm² Querschnitt und 5,45 cm⁴ Trägheitsmoment ersetzt worden, und zwar im vorliegenden Falle, in dem die Dosen bereits mit vollen Druckstäben fertiggestellt waren, nur im mittleren Teil (Meßstrecke) (Abb. 2). Bei fast gleichem Querschnitt ist also ein etwa dreimal so großes Trägheitsmoment erzielt worden. Diese Maßnahme hat sich als vollkommen ausreichend bewährt. Die Verbiegungen der Hohlstäbe bleiben, wie die nunmehr einjährige Beobachtung der fünf Meßdosen unter dem Westpfeiler zeigt, innerhalb ganz geringer Grenzen und sind praktisch ohne Belang. In dieser Form kann die Meßdose — sorgfältige Ausführung vorausgesetzt — für weitere Beobachtungen bei anderen Bauwerken empfohlen werden.

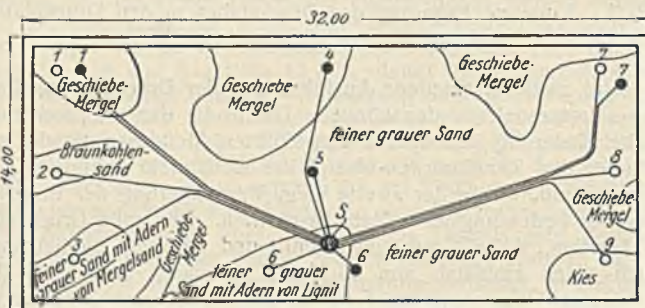
Die möglichst rasche Klärung der Sohldruckverteilung unter größeren Gründungskörpern⁵⁾ macht es wünschenswert, bei einer Reihe von Bauwerken möglichst viele Meßdosen über die Grundfläche verteilt einzubauen. Abgesehen davon, daß es sich in Niederfinow um einen ersten Versuch handelte, waren auch mit Rücksicht auf die Kosten zunächst unter der 32 · 17 = 544 m² messenden Grundfläche des Ostpfeilers der Kanalbrücke 9 und unter der 32 · 14 = 448 m² messenden Grundfläche des Westpfeilers (Abb. 3) nur fünf akustische Meßdosen angeordnet worden.

⁵⁾ Bautechn. 1931, Heft 20, S. 286.

Das ist für genauere Feststellung der Bodendruckverteilung unter so großen Gründungskörpern zweifellos zu wenig. Es lag also nahe, nach einer billigeren und insbesondere auch bezüglich der Eichung einfacheren Konstruktion der Meßdosen zu suchen, die im übrigen den durch die rauen Verhältnisse der Baustelle bedingten Beanspruchungen (besonders beim Einbau) gegenüber möglichst unempfindlich ist.

Veranlassung hierzu gab die in dem Aufsatz „Neuere amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren“ von Greiff⁶⁾ gegebene Beschreibung der Goldbeck-Dose, die nach einer später erschienenen, bei den Versuchen in Niederfinow noch nicht bekannten Mitteilung von Scheidig⁷⁾ auch bereits zum Bestimmen der Verteilung der Bodenpressung unter dem Grundbau eines Krafthauses in Mexiko benutzt worden ist, allerdings ohne befriedigendes Ergebnis. In Niederfinow ist die Goldbeck-Dose für die vorliegenden Zwecke umgearbeitet worden, wie Abb. 4 zeigt. Die Wirkungsweise ist folgende:

Eine flache, feste, in die Sohlfläche des Gründungskörpers mit der Öffnung nach unten einbetonierte Dose (Zylinder) ist durch einen steifen Deckel (Kolben) verschlossen. Der schmale Spalt zwischen Deckel und Dose wird durch eine in den Deckel und in die Seitenwand der Dose eingespannte, 0,1 mm dicke Silbermembrane vollkommen luft- und wasser-



- pneumatische Meßdosen
- akustische
- Kabel- bzw. Druckluftleitung
- S mit einbetoniertes Schutzrohr

Abb. 3. Gründungsfläche des Westpfeilers der Kanalbrücke Niederfinow mit Anordnung der Meßdosen.

dicht überbrückt. Zum Schutze der Membrane gegen das Eindringen von Bodenteilchen ist als Vordichtung außerdem eine Filzschnur in den Spalt eingelegt. Im Ruhezustande wird der Deckel durch die auf ihn wirkende Bodenpressung der Sohlfläche auf seinen ringförmigen Sitz (Kontakt) in der Dosenseitenwand festgedrückt. Aus dem Inneren der Meßdose führt ein Luftzuführungsrohr durch den Gründungskörper nach oben über Gelände. In dieses bzw. (besser) in ein zweites, später zu erläuterndes Rohr ist ein mit dem Dosenende in Verbindung gebrachter isolierter Kupferdraht eingelegt. Rohr und isolierter Leitungsdraht sind über eine Schwachstromquelle (Akkumulator von 4 V Spannung) und eine Glühbirne

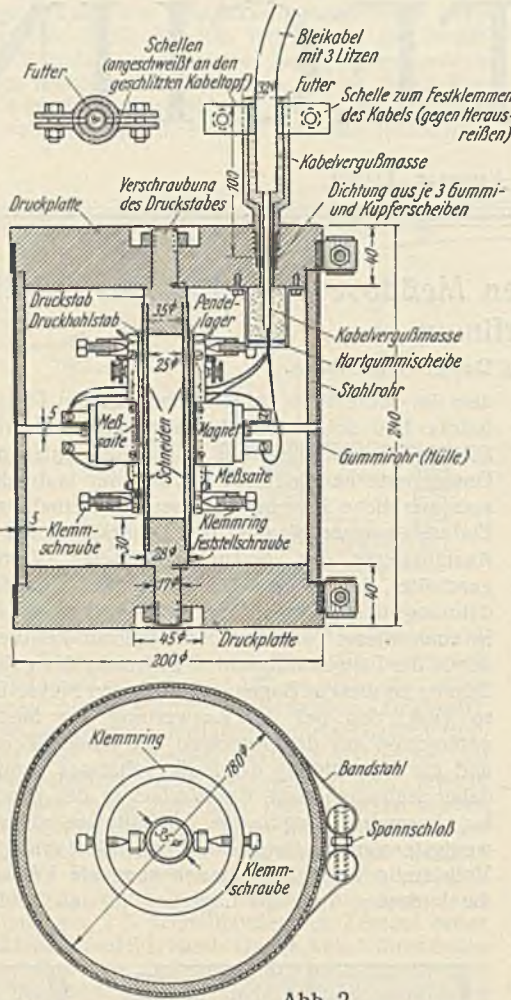


Abb. 2.

Akustische Bodendruckmeßdose mit Hohlstab.

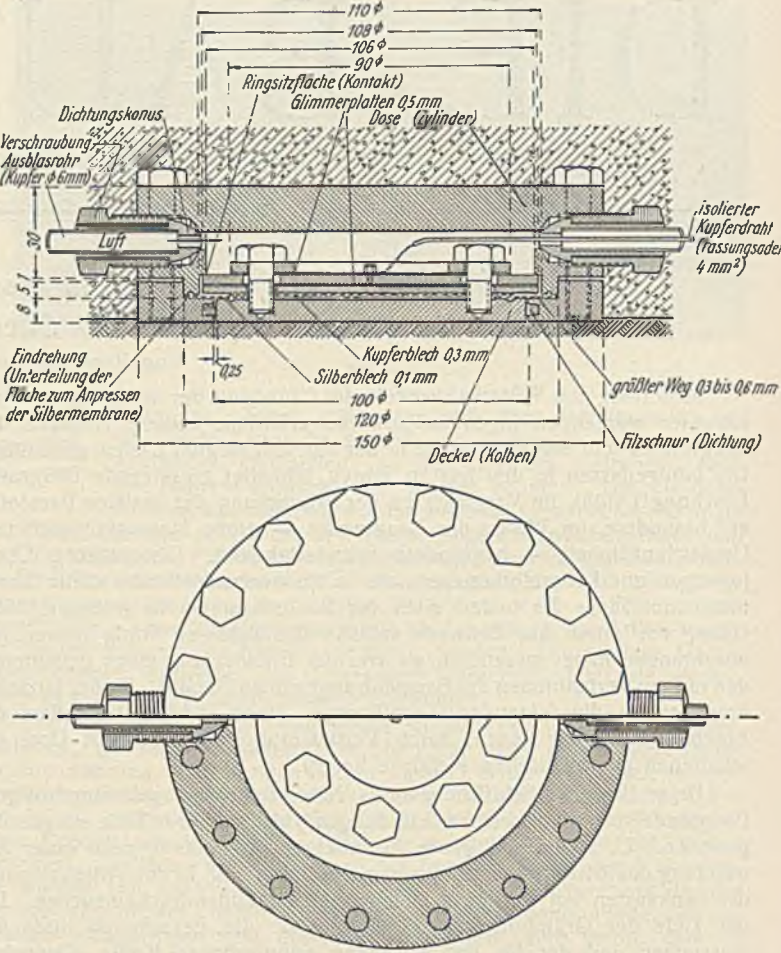


Abb. 4. Pneumatische Bodendruckmeßdose mit Ringkontakt.

nebst Schalter zu einem Stromkreis verbunden (Abb. 5). Nach dem Einschalten der Stromquelle glüht die Lampe auf, solange der Deckel der Meßdose unter dem Bodendruck auf seiner Ringsitzfläche in der Dose aufsitzt. Läßt man nun durch das Luftzuführungsrohr allmählich Druckluft in die Meßdose einströmen, so erlischt die Glühbirne, sobald der Luftdruck den entgegenwirkenden Bodendruck eben überwindet und den Deckel von seiner Sitzfläche abhebt. Zum Erlöschen der Glühbirne genügt eine Bewegung des Deckels von etwa 0,0025 mm⁸⁾. Der im Augenblick des Erlöschens der Glühbirne vom Manometer angezeigte Luftdruck gibt unmittelbar den spezifischen Bodendruck an dieser Stelle der Sohlfläche an — im vorliegenden Falle verbessert um eine Reduktionszahl, die den geringen Unterschied in den Größen der bodenberührten Außenfläche und der luftberührten Innenfläche des Deckels berücksichtigt.

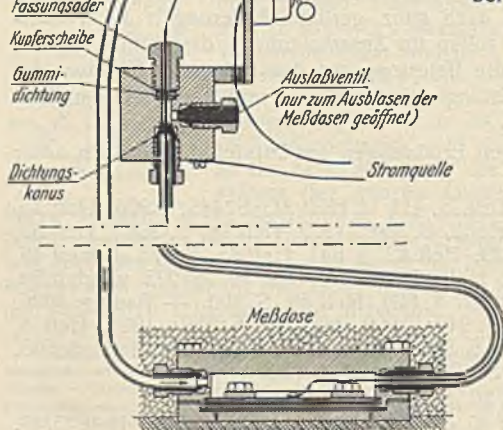


Abb. 5.

Lichtstromkreis der pneumatischen Meßdose; Einzelheiten der Apparatur am Pfeilerkopf.

Der ringförmige Kontakt zwischen Dose und Deckel ist eine der wesentlichen Änderungen gegenüber der oben erwähnten Beschreibung der Goldbeck-Dose, nach der dieser Kontakt punktförmig in Dosenmitte vorgesehen ist. Außerdem ist der mögliche Weg des Dosenende durch einen Gegenanschlag auf 0,3 mm beschränkt. Auf diese Weise wird verhütet, daß der Deckel sich

⁶⁾ Bautechn. 1927, Heft 6, S. 75.

⁷⁾ Bautechn. 1931, Heft 20, S. 285.

⁸⁾ Bautechn. 1927, Heft 6, S. 76.

etwa durch ungleichmäßigen (außermittigen) Bodendruck schief stellen und infolgedessen durch Zerrung die Silbermembrane beschädigen kann. Das Festlegen dieses Weges geschieht durch entsprechendes Abdrehen des Deckelrandes oder, wie im vorliegenden Falle, am einfachsten durch Einlegen eines 0,3 mm dicken Bleches (Kupfer) (vgl. Abb. 4).

Damit bei etwaigem Anlegen des Deckels an seinen Gegenanschlag die Glühbirne nicht wieder aufleuchtet, ist in dem Deckel eine Isolierung durch Glimmerplatten von 0,5 mm Dicke angeordnet. Durch das verschiedene starke Zusammendrücken dieser Glimmerplatten beim Zusammenbau ist der vorgesehene größtmögliche Weg des Deckels etwas größer als 0,3 mm geworden und schwankt in den einzelnen Dosen zwischen 0,33 bis 0,625 mm. Um sicher zu gehen, daß durch die, diesem größeren Weg entsprechenden Verbiegungen die Silbermembrane nicht zu sehr an Lebensdauer Einbuße erleidet, sind mit einer Dose Dauerbewegungen des Deckels ausgeführt worden, und zwar 1000 Doppelhübe, die einer etwa 5 jährigen, für den vorliegenden Zweck ausreichenden Beobachtungsdauer entsprechen. Die Silbermembrane zeigte danach nicht die geringste Beschädigung.

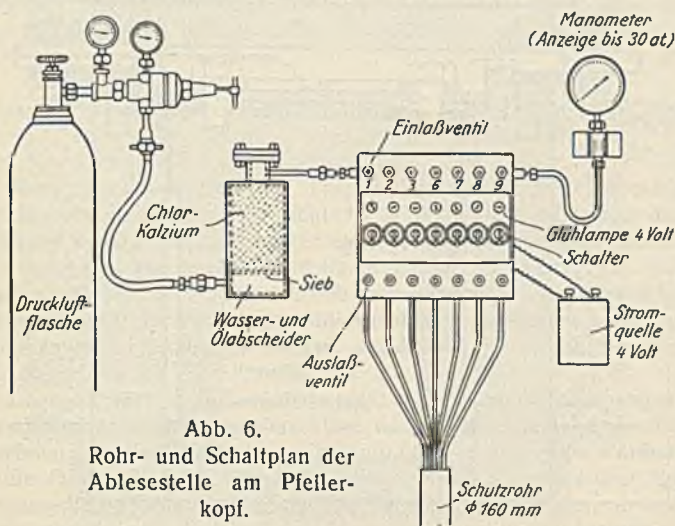


Abb. 6.
Rohr- und Schaltplan der
Ablesestelle am Pfeilerkopf.

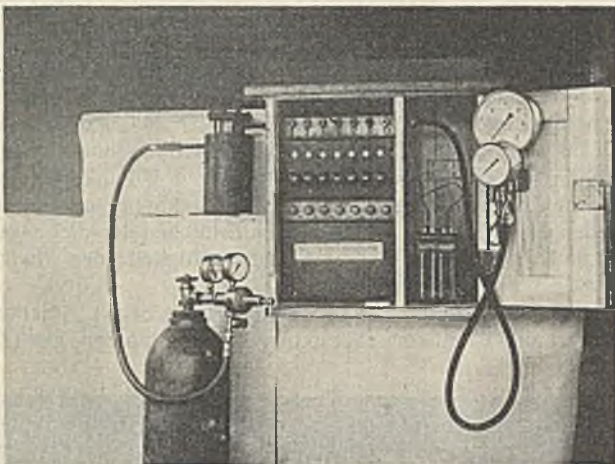


Abb. 7. Schalttafel nebst Apparatur am Pfeilerkopf.

Es besteht die Möglichkeit, daß etwa in der Druckluft enthaltene Feuchtigkeit sich an dem ringförmigen Kontakt zwischen Dose und Deckel niederschlägt und das vollkommene Lösen des Kontaktes verhindert oder verzögert. Deshalb ist die Meßdose mit einem zweiten, nach oben über Gelände führenden Luftrohr versehen (Abb. 4 u. 5). Somit kann über die beiden Rohrleitungen jederzeit das Innere der Meßdose durch Druckluft, die nötigenfalls zu erwärmen ist, kräftig ausgeblasen und getrocknet werden. Die Zweckmäßigkeit dieser Vorkehrung hat sich im Betriebe bald erwiesen, da nach einiger Zeit die Lampen vor dem Erlöschen flimmerten, was auf Niederschlag von Feuchtigkeit auf dem Kontakt schließen ließ. Deshalb ist nachträglich außerdem in die Luftzufuhrleitung ein Wasserabscheider in Gestalt eines mit hygroskopischem Stoff (Chlorkalzium) gefüllten Topfes eingebaut worden. Darin werden auch etwa in der Druckluft enthaltene, aus dem Kompressor stammende Spuren von Öl zurückgehalten.

Abb. 6 zeigt den Rohr- und Schaltplan der gesamten Anlage, Abb. 7 ein Lichtbild der Schalttafel nebst Apparatur am Kopfe des Westpfeilers. (In den Steckdosen am unteren Rande der Schalttafel enden die Kabel der fünf akustischen Meßdosen; dort wird bei den Messungen umschichtig das Abhör- [Empfangs]- gerät angeschlossen.)

Es muß unbedingt verhütet werden, daß während des Einbetonierens der, mit dem Deckel nach unten, etwa $\frac{1}{2}$ bis 1 cm tief in den Boden der Gründungssohle eingelassenen Meßdose Zementwasser unter die Dose läuft und dort den Boden verfestigt oder gar in den Spalt zwischen Deckel und Dose eindringt. Deshalb wurde rings um die Dose ein etwa 1 m² großes Papierblatt — mit einem Ausschnitt für die Dose — auf den Boden der Gründungssohle gelegt und mittels einer Papiermanschette außen an die Seitenwand der Dose angeklebt (Abb. 8). Die Kehle zwischen Dosen-seitenwand und papierbedecktem Boden wurde außerdem mit Lehm ausge-

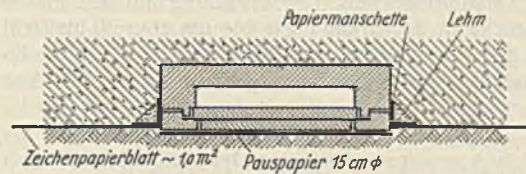


Abb. 8. Einbauen der pneumatischen Meßdose.

gestrichen. Unter die Dose wurde für alle Fälle eine Scheibe dünnes Pauspapier von 15 cm Durchm. gelegt, um das Eindringen von Bodenteilchen in den Spalt zwischen Dose und Deckel während des Einbetonierens zu verhüten. Nach dem Abbinden und Erhärten des Betons kann das Papier verrotten. Auf diese Weise wurde erreicht, daß alle sieben unter den Westpfeiler der Kanalbrücke eingebauten pneumatischen Meßdosen arbeiten. Die Ablesungen des Manometers sind sehr genau möglich, bis 0,1 at; Hundertstel können noch geschätzt werden.

Vor dem Anfertigen der Dosen sind durch Versuche mit einer Probefdose zwei Fragen geprüft worden:

1. Da beim Messen der Dosedekkel eine, wenn auch ganz geringe, etwa 0,01 bis 0,1 mm große Bewegung ausführen muß und den gegenüberliegenden Boden entsprechend zusammenpreßt, wurde mit der Möglichkeit gerechnet, daß infolgedessen die Anzeigen der Dosen bei wiederholten Messungen nicht mehr den vollen Bodendruck anzeigen. Versuche mit der auf einem mit Boden — einmal mit Geschlebmergel, zum anderen mit Sand — gefüllten Kasten in einer 300-t-Presse verschiedenen Drücken ausgesetzten Probefdose ergaben, daß dies tatsächlich der Fall ist, wenn die Versuche kurz hintereinander, etwa in Abständen von je einer Minute ausgeführt werden; daß aber die Dose auch bei Dauerversuchen immer wieder denselben Druck anzeigt, wenn wenigstens 3 bis 4 min von einer Messung bis zur anderen gewartet wird. Praktisch werden in Niederfinow die laufenden Bodendruckmessungen an den Kanalbrückenpfeilern wöchentlich einmal ausgeführt. Die nunmehr einjährige Beobachtungsdauer bestätigt das vorgenannte Versuchsergebnis und läßt keine bleibenden Zusammenpressungen des Bodens vor dem Meßdosendeckel erkennen. Der Boden ist also derart geringen Zusammenpressungen gegenüber vollkommen elastisch — wenn auch vielleicht mit einer geringen Trägheit —, oder aber der Boden vor dem Deckel wird durch das umgebende belastete Erdreich wieder mit gleicher Pressung an den Dosedekkel herangedrückt. Der Westpfeiler der Kanalbrücke Niederfinow steht auf Geschlebmergel mit eingesprengten Sandadern (Abb. 3).

2. Die in dem obenerwähnten Aufsätze beschriebenen Goldbeck-Dosen waren in gespülte Talsperrendämme eingebaut, also entweder Wasserdruck oder infolge der Spülung sehr gleichmäßigem Bodendruck ausgesetzt. Das rechtfertigt wohl den Punktkontakt zwischen Deckel und Dose in der dort beschriebenen Ausführung und die dadurch bedingte labile Lagerung des Deckels. Da es sich bei der Anwendung in Niederfinow um Druck von Boden in natürlicher Lagerung von wahrscheinlich ungleichmäßiger Dichte handelt, und da auch mit geringem Schub des Pfeilers gerechnet werden mußte, ist sehr wohl außermittiger Bodendruck auf den Dosedekkel möglich bzw. wahrscheinlich. Deshalb sind zunächst, wie oben beschrieben, der ringförmige Kontakt zwischen Dose und Deckel sowie der Gegenanschlag für den Deckel angeordnet worden. Es war weiterhin zu prüfen, wie groß das Maß der möglichen Außermittigkeit des Bodendrucks auf den Deckel ist, und ob etwa der Dosedekkel sich so schief stellen kann, daß er auf der einen Seite bereits den Gegenanschlag berührt, während er sich auf der anderen Seite von dem Ringkontakt noch nicht gelöst hat. Die Lampe erlischt erst dann, nachdem an dem Gegenanschlag eine Auflagerkraft unbekannter Größe entstanden ist, die von dem Manometer außer dem Bodendruck mit angezeigt wird. Die Messung ergibt dann zu große Werte. Zur Klärung dieser Frage wurde die Versuchsdose im Anschluß an die oben unter Ziff. 1 beschriebenen Versuche durch einseitiges Einlegen von bis zu 2 mm dicken Blechen zwischen Dose und Pressenhaupt schräg gegen den Boden gedrückt und entsprechend außermittig belastet. Diese Versuchsanordnung entspricht einem Überneigen des Westpfeilers um etwa 18 cm an seinem Kopfe — ein Maß, das praktisch gar nicht in Frage kommen kann. Die so wiederholt durchgeführten Versuche ergaben auf 0,1 bis 0,2 at genau dieselben Anzeigen wie vorher bei mittlerer Belastung, so daß keine Bedenken bestanden, sieben Dosen gemäß Abb. 4 in der Baustellenwerkstatt der Verwaltung auszuführen und unter den Westpfeiler einzubauen (Abb. 3). Als Baustoff für die Dosen wurde Kruppscher nicht rostender Stahl verwendet.

Diese Dosen arbeiten sämtlich, und zwar ebenso wie die akustischen Meßdosen dauernd gleichmäßig. Die Anzeigen der einzelnen Meßdosen weichen aber im Gegensatz zu denen der akustischen Meßdosen nach der Größe der angezeigten Bodendrucke erheblich voneinander ab und sind z. T. unwahrscheinlich. Offensichtlich ist die Ungleichmäßigkeit (Außermittigkeit) des Bodendrucks auf die Deckel der Meßdosen praktisch erheblich größer, als nach den vorstehend unter Ziff. 2 beschriebenen Vorversuchen angenommen werden durfte. Darüber werden sich wahrscheinlich weitere Aufschlüsse ergeben, sobald die Belastung aus dem schweren Überbau der Kanalbrücke nebst Wasserfüllung auf den Pfeiler kommt und die Bodendrucke in der Gründungssohle um etwa 30 bis 50% erhöht. Inzwischen ist die pneumatische Meßdose auf Grund dieser Erfahrungen verbessert worden, und zwar in zwei verschiedenen Ausführungen:

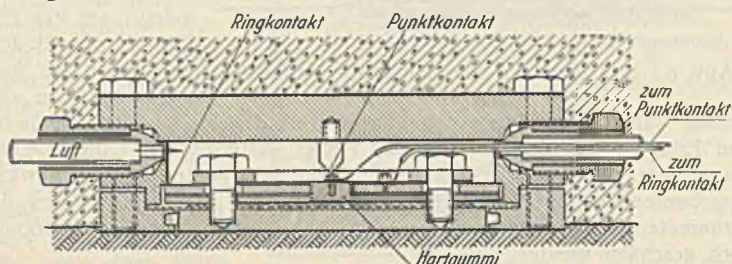


Abb. 9. Pneumatische Meßdose mit Ring- und Punktkontakt.

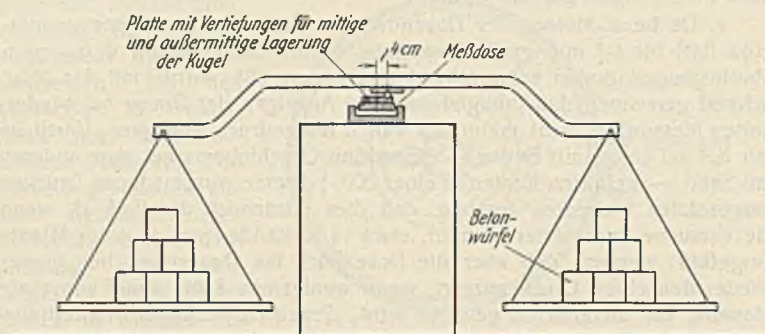


Abb. 10.

Versuchsanordnung für die Prüfung der pneumatischen Meßdosen.

a) Außer dem ringförmigen Kontakt am Deckelrand ist in der Mitte der Dose ein zweiter, und zwar Punktkontakt zwischen Dose und Deckel mit besonderer Drahtleitung und Lampe am Beobachtungsstand eingebaut worden (Abb. 9). Mit dieser verbesserten Dose sind in der Baustoffprüfanstalt auf der Baustelle Niederfinow Versuche ausgeführt worden (Abb. 10). Es hat sich ergeben, daß auch äußerst stark außermittige Drücke genau festgestellt werden können. Hierbei erlischt zuerst die

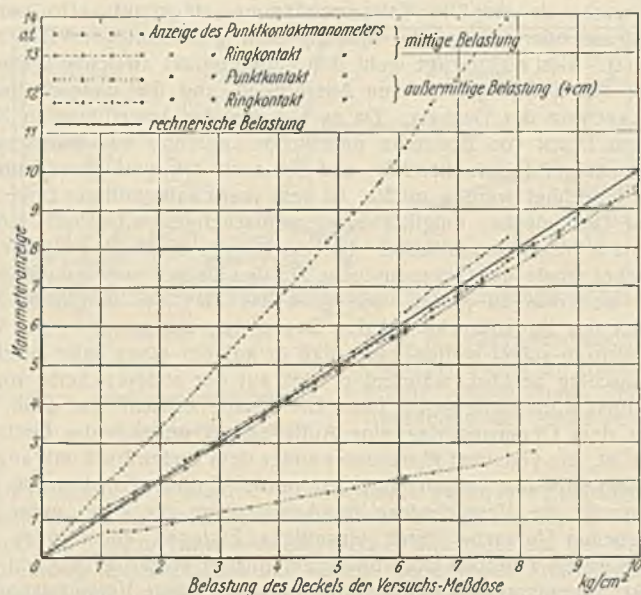


Abb. 11. Ergebnisse der Versuche mit der pneumatischen Meßdose mit Ring- und Punktkontakt.

Lampe des Punktkontaktes und später die Lampe des Ringkontaktes. Das Mittel der beiden zugehörigen Manometerablesungen entspricht der tatsächlichen mittleren spezifischen Belastung. Je größer die Außermittigkeit ist, desto weiter fallen die Manometerablesungen beim Lösen des Punktkontaktes einerseits und des Ringkontaktes andererseits aus-

einander. Bei genau mittlerer Belastung erlöschen die Lampen gleichzeitig. Die in Abb. 11 dargestellten Beispiele von Versuchsergebnissen zeigen deutlich diese beiden Fälle und lassen erkennen, daß die Dose empfindlich und sehr genau arbeitet. Bei mittlerer Belastung fallen die Manometeranzeigen von Punkt- und Ringkontakt praktisch zusammen. Sie liegen um ein geringes unter den rechnerischen Werten, was sich offenbar aus ganz geringen, auf mehrere Stellen verteilten und damit praktisch nicht wahrnehmbaren Undichtigkeiten der Luftleitung erklärt. Die Luftrohrleitungen im Bauwerk sind zwischen Meßdose und Ablesestelle ohne jede Zwischenverbindungsstelle (Verschraubungen od. dgl.) glatt durchgeführt und im Vergleich zu der öfters auf- und abgebauten Leitung der Versuchsdose vollkommen dicht. Auch die mit größter Sorgfalt hergestellten Meßdosen im Bauwerk sind im Vergleich zu der etwas mitgenommenen Versuchsmeßdose unbedingt dicht. — Die Mittel der Manometeranzeigen von Punkt- und Ringkontakt bei außermittiger

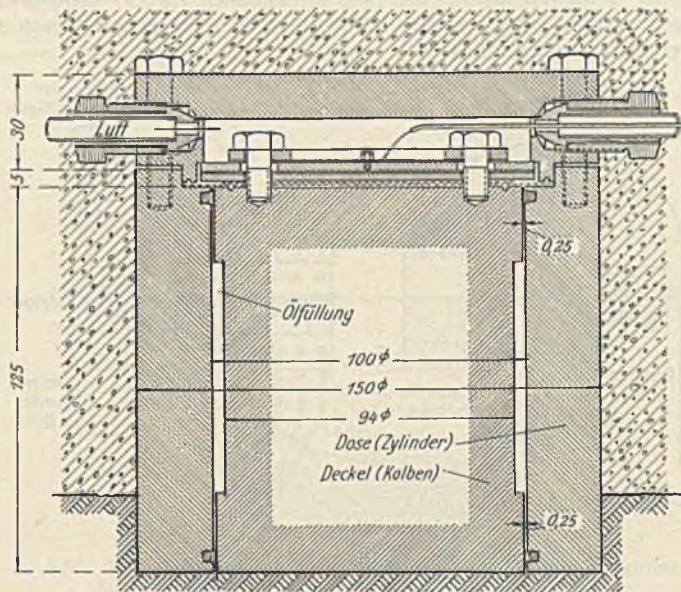


Abb. 12.

Pneumatische Meßdose mit langer Führung des Deckels (Kolbens).

Belastung des Meßdosendeckels liegen ein wenig über den rechnerischen Werten — offenbar, weil hierbei durch das geringe Schiefstellen des Deckels etwas Zwang oder Reibung zwischen Deckel und Dose entsteht. Praktisch ist diese geringe Ungenauigkeit ohne Bedeutung.

Ordnet man statt Ring- und Punktkontakt drei Punktkontakte, etwa am Deckelrand, mit je einer Lampe am Beobachtungsstand an, so kann man aus den drei Manometeranzeigen beim Erlöschen der drei zugehörigen Lampen nicht nur die Größe der Außermittigkeit des Bodendrucks sondern auch deren Lage feststellen.

b) Der Deckel (Kolben) hat eine Länge gleich dem 1,25fachen seines Durchmessers und damit eine ebenso lange Führung in der Dose (Zylinder)

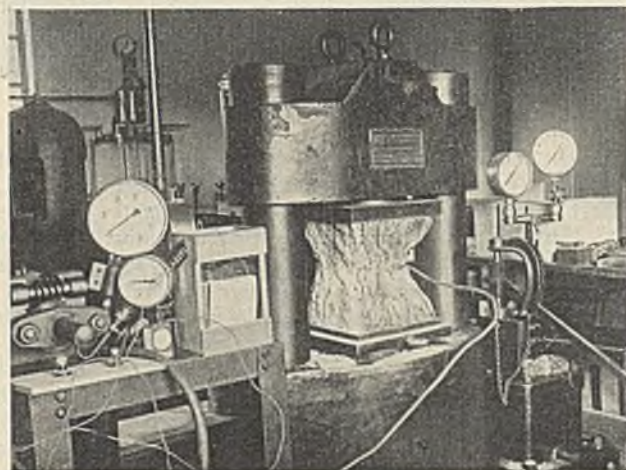


Abb. 13. Versuch mit einbetonierter pneumatischer Meßdose.

erhalten (Abb. 12). Zylinder und Kolben sind im vorliegenden Falle sauber abgedreht und die Führungsflächen eingefettet worden. Die geringe Reibung in den Führungsflächen hat sich bei eingehenden Laboratoriumsversuchen für verschiedene Belastungen bis 10 kg/cm² und bei verschiedenster Außermittigkeit als praktisch gleich groß herausgestellt und

kann durch Eichen für jede Dose vor dem Einbau festgelegt werden. Wenn besonders große Drücke erwartet werden, kann man den Kolben einschleifen oder am oberen und unteren Ende der Führungsflächen zwischen Kolben und Zylinder Kugellager einbauen.

Praktisch im Bauwerk konnten diese Ausführungen der pneumatischen Meßdosen in Niederfinow nicht mehr ausprobiert werden, da mit dem Westpfeiler der Kanalbrücke Ende 1930 sämtliche Grundbauten für das Schiffshebewerk fertiggestellt waren. Die vorstehende eingehende Darstellung der Niederfinower Erfahrungen einschließlich erprobter Abmessungen u. dgl. soll daher die Anregung geben, bei anderen Bauwerken die praktischen Versuche fortzusetzen und deren Ergebnisse bekanntzugeben.

In der Baustoffprüfanstalt der Baustelle Niederfinow ist auch ein Versuch unternommen worden, mittels der vorstehend unter a) beschriebenen pneumatischen Meßdose Betonspannungen zu messen. Eine Dose wurde in einen Betonwürfel von 30 cm Kantenlänge einbetoniert und der 10 Tage alte Würfel in einer 300-t-Pressen verschiedenen Drücken ausgesetzt (Abb. 13). Die Manometeranzeigen der Meßdose änderten sich tatsächlich mit der Belastung des Betonwürfels, und zwar lagen erstere durchweg höher als letztere. Das ist erklärlich, weil die Drucklinien im

Betonwürfel nicht parallel zueinander verlaufen, sondern nach der Mitte durch den starren Fremdkörper (Meßdose) zusammengezogen (eingeschnürt) werden. Ein zahlenmäßiger Zusammenhang zwischen Belastung und Manometeranzeige konnte nicht mehr gefunden werden, weil die Probemeßdose durch die zahlreichen, mit ihr angestellten Versuche stark mitgenommen und nicht mehr dicht zu bekommen war. Die Versuche wurden daher abgebrochen, zumal eine praktische Verwendung im Bauwerk in Niederfinow nicht mehr in Frage kam. Die Verwendungsmöglichkeit der pneumatischen Meßdosen zum Messen von Betonspannungen dürfte außerdem beschränkt sein, weil in vielen Fällen die Beschaffung ausreichend hoch gespannter Luft auf Schwierigkeiten stoßen wird. Immerhin ist die Verwendung in gering beanspruchtem Massenbeton magerer Mischung, wie in großen Gründungskörpern, Talsperrenschwergewichtmauern u. dgl. möglich. Ein entsprechender Versuch wäre zu begrüßen. Hierzu wird noch eine praktische Erfahrung mitgeteilt. Beim Einbetonieren erfährt die pneumatische Meßdose leicht Vorbelastung — offenbar infolge Schwindens des Betons. Das kann verhindert werden, indem während der kurzen Zeit des Abbindens des Betons so viel Luft in die Dose gegeben wird, daß sich der Manometerzeiger eben — etwa 0,1 at — von der Nullstellung entfernt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Tragfähigkeit der Pfähle.

Von Dr.-Ing. H. Dörr, Karlsruhe.

Mein in dem Buche „Die Tragfähigkeit der Pfähle“¹⁾ entwickeltes Verfahren zur Berechnung der Pfähle ist in Deutschland besonders dadurch bekanntgeworden, daß Lohmeyer es in Brennekes Lehrbuch „Der Grundbau“ aufgenommen hat und daß im III. Bande der „Hütte“ (25. Auflage) darauf verwiesen wird. Die meisten Ingenieure aber, die neuerdings Ergebnisse von Probelastungen mit Pfählen veröffentlicht haben, gehen an meinen Untersuchungen vorbei, entweder weil sie sie nicht kennen oder ablehnen.

Dagegen sind mir Zuschriften aus dem Auslande zugegangen, die erkennen lassen, daß meine Vorschläge dort beachtet und bei der Vorausberechnung der Tragfähigkeit von Pfahlgründungen verwendet worden sind.

Im Gén. Civ. 1931, Heft 11, berichtet Henry Lossier über Laboratoriumsversuche, die er durchgeführt hat, um festzustellen, ob und wie weit meine Formeln die wirklichen Verhältnisse richtig wiedergeben. Die Ergebnisse dieser Versuche sind so aufschlußreich, daß sie verdienen, auch bei uns bekannt zu werden. Ich bringe daher hier zunächst die wichtigsten Angaben aus jenem Bericht.

homogenes Schüttgut verwendet, das teils trockenkörnig war, teils mehr oder weniger Kohäsion besaß. Mit ihm wurde ein Kasten gefüllt, die Oberfläche waagrecht abgestrichen. Vor jedem Versuch wurde der Pfahlgrund noch besonders aufgelockert, teils durch eine geringe Verschiebung der beweglichen Seitenwände des Kastens, teils durch Aufrütteln.

Dann wurden durch einen Hebelapparat, dessen langer Arm ein Wassergefäß trug, die einzelnen Pfähle mittig belastet, und zwar stetig und sehr langsam.

Ergebnis der Versuche. Allgemein beeinflusste der Maßstab der Versuchskörper und die natürliche Beschaffenheit des Pfahlgrundes den relativen und Vergleichswert der Ergebnisse nur ganz wenig. In der Tafel I sind die Mittelwerte P der Ergebnisse zusammengestellt, wobei der Widerstand eines Körpers der Form A_1 als Einheit gesetzt ist.

Tafel I.

Versuchskörper	P	Versuchskörper	P
A_1	1,0	$B_1 (A_1)$	1,0
(A_2)	0,7	(B_2)	1,75
A_3	1,2	B_3	2,2
A_4	1,2	B_4	2,2
A_5	1,6	B_5	3,0
A_6	2,6	B_6	4,8

Die Ergebnisse wurden mit den Werten T der Tragfähigkeit verglichen, die man nach meiner Formel erhält, aber nicht die absoluten, sondern nur die Verhältniszahlen. Die Formel lautet in ihrer allgemeinen Fassung, die von Lossier zu den Vergleichsrechnungen benutzt worden ist:

$$T = \gamma \varepsilon \left(\int_0^l \times d M_y + \rho \int_0^l \times d M_x \right)$$

hierin bedeutet:

- γ das spezifische Gewicht des Bodens,
- ε die Bodenwiderstandsziffer,
- $d M_y$ die waagerechte Projektion eines Elements der Mantelfläche,
- $d M_x$ die senkrechte Projektion derselben Fläche,
- \times die Tiefe des Elements unter der Bodenoberfläche,
- ρ den Beiwert der Reibung zwischen Boden und Pfahl.

Bei den Berechnungen wurde $\gamma \varepsilon$ als Konstante angesetzt, der Beiwert ρ durch Vergleich der Versuchslast mit dem rechnerisch ermittelten Wert T bestimmt und so die Zahlenreihe der Tafel II erhalten. In ihr ist ferner für jeden Pfahlkörper der Quotient $\frac{P}{T}$ eingetragen, d. h. das Verhältnis des Versuchswertes zu dem errechneten Werte.

Tafel II.

Versuchskörper	T	$\frac{P}{T}$	Versuchskörper	T	$\frac{P}{T}$
A_1	1,00	1,00	B_1	1,00	1,0
A_2	1,36	0,88	B_2	1,74	1,27
A_3	1,74	0,92	B_3	2,46	1,21
A_6	2,90	0,90	B_6	4,75	1,01

Auf die Scheiben A_2 und B_2 läßt sich die Formel natürlich nicht anwenden, ebenso nicht auf die Körper A_3 und B_3 .

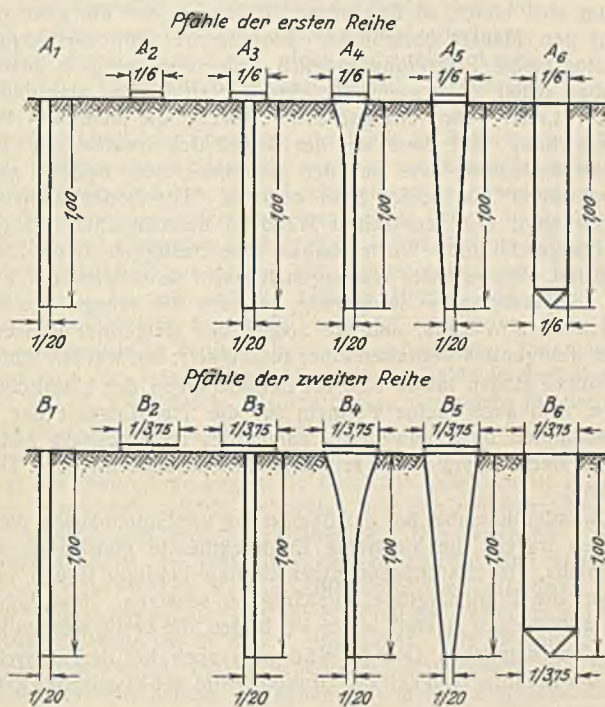


Abb. 1.

Bei den Versuchen wurden als „Pfähle“ zwölf verschieden geformte Rotationskörper benutzt, deren Ansicht Abb. 1 zeigt. Die Körper A_2 und B_2 sind keine „Pfähle“, sondern „Platten“, die auf der Oberfläche des Bodens liegen. Diese Versuchskörper wurden in mehreren Reihen mit verschiedenen Maßstäben hergestellt, wobei ihre Länge zwischen 0,15 m und 1,0 m schwankte. Die in Abb. 1 angegebenen Zahlen sind nur Verhältniszahlen zu ihrer Länge als Einheit. Als „Baugrund“ wurde

¹⁾ Erschienen Berlin 1922, Wilh. Ernst & Sohn.

Der Verfasser zieht aus den Versuchsergebnissen folgenden Schluß:

„Die Formel erlaubt, mit einem für praktische Zwecke genügenden Genauigkeitsgrad, d. h. mit einem Spielraum für die Abweichungen von weniger als 30%, in den untersuchten Fällen den relativen Wert der Pfahltragkraft bei den verschiedenen Pfahlformen zu bestimmen. Hinsichtlich der Absolutwerte muß man Vorsicht walten lassen.“

Zu den Versuchskörpern A_2 und B_2 , Verbindung zwischen Pfahl und Platte, wird bemerkt, daß die Tragkraft einer Platte oder eines Rostes in Verbindung mit einem Pfahl kleiner ist als die Summe der beiden für sich wirkenden Gründungselemente; denn der Pfahlkopf zieht den Boden mit abwärts, was den Bodenwiderstand unter der Platte herabsetzt, um so mehr, je kleiner sie ist. Der Verfasser gibt dann noch besondere Tafeln mit den Wirkungszahlen des Pfahlvolumens und der Pfahloberfläche. Sie bestätigen die Anschauung, die meiner theoretischen Betrachtung zugrunde liegt, und das, was in meiner Schrift auf S. 33 betont wird. Insbesondere ist bestätigt worden, daß es unwirtschaftlich ist, nach der Form A_4 , B_4 den Pfahlkopf zu verbreitern; diese Betonmengen sind wenig wirkungsvoll, weil dort der Erdwiderstand sehr klein ist.

Dies ist im wesentlichen der Inhalt des Berichts. Zwar macht er keinerlei Angaben, welches Maß der Eindrückung in den „Pfahlgrund“ bei der Last vorhanden war, die als Grenzlast anzusehen ist. Man muß aber bei der Sorgfalt, mit der die Versuche angestellt worden sind, auch hier Einheitlichkeit voraussetzen.

Nach meiner theoretischen Bestimmung ist der Unterschied der Tragfähigkeit beispielsweise zwischen der Form A_1 und A_5 insbesondere darin begründet, daß bei der Form A_1 als reibungserzeugender Druck am Pfahlumfang nur der „natürliche“ Erddruck mit dem Grundwerte $\epsilon_1' = 1$ oder $\epsilon_1 = 1 + \text{tg}^2 \varphi$ wirkt, während bei Form A_5 der volle Erdwiderstand mit dem Grundwerte $\epsilon = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$ nach einem entsprechenden Arbeitsweg erreicht werden kann. Zum Flächenruck mit $\epsilon_1' = 1$ gehört theoretisch der Reibungsbeiwert $\rho' = 2 \text{tg} \cdot \frac{\varphi}{2}$, zu $\epsilon_1 = 1 + \text{tg}^2 \varphi$ der Wert $\rho = \text{tg} \varphi$; man findet diese Werte abgeleitet in meinem Aufsätze „Erddruck auf die Auskleidung in Stollen und Tunneln“ in der Bautechn. 1924, Heft 50. Diese Zahlen sind aber nur Sonderwerte, herausgegriffen aus der unendlich großen Zahl der praktisch möglichen Größen.

Da bei den Versuchen nur Verhältniszahlen ermittelt worden sind, können diese allein mit den theoretischen Werten verglichen werden. Für walzenförmige Pfähle erhält man aus der oben angegebenen allgemeinen Formel den Ausdruck 4 auf S. 11 meiner Schrift:

$$(4) \quad T = \gamma V \left(\epsilon + 2 \epsilon_1 \rho \cdot \frac{l}{d} \right),$$

wobei V das Pfahlvolumen bedeutet, l die Pfahllänge im Boden, d den Durchmesser, ϵ den Grundwert des Erdwiderstandes am Fuß, ϵ_1 den Grundwert des die Reibung erzeugenden Drucks auf den Pfahlmantel.

Mit $V = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot l$ erhält man daraus:

$$(4a) \quad T = \frac{\pi}{4} \cdot \gamma \cdot d^2 l \left(1 + 2 \rho \cdot \frac{\epsilon_1}{\epsilon} \cdot \frac{l}{d} \right).$$

Der Summand „1“ in der Klammer stellt den Bodenwiderstand unter dem Fuß dar, den man ohne erheblichen Fehler hier weglassen kann; dann wird:

$$(4b) \quad T = \frac{\pi}{2} \cdot \gamma \cdot \epsilon_1 \rho l^2 d.$$

Unterscheiden sich demnach zwei Pfähle nur im Durchmesser, wie die Pfähle A_6 und A_1 oder B_6 und B_1 , so wird, ohne den Widerstand am Fuß, der Quotient ihrer Tragkräfte gleich dem ihrer Durchmesser.

Für die zwei Versuchsreihen erhält man damit die Quotienten in der

A-Reihe: $T_6 : T_1 = 3,3$; der Versuch ergab 2,6

B-Reihe: $T_6 : T_1 = 5,3$; der Versuch ergab 4,8.

Für die Pfähle der Formen A_5 und B_5 gibt die Formel 11 meiner Schrift:

$$(11a) \quad T = \gamma \epsilon \cdot \frac{\pi}{12} \cdot l \left(d_o^2 + d_o d_u + d_u^2 \right) \left(1 + 2 \rho l \cdot \frac{d_o + 2 d_u}{d_o^2 + d_o d_u + d_u^2} \right).$$

Dabei ist d_o der obere, d_u der untere Durchmesser.

Dort ist unter ϵ der Wert des vollen Erdwiderstandes verstanden; hier ist dieser Grundwert allgemeiner aufzufassen als die Ziffer des Widerstandes, der beim Versuch erreicht worden ist. Mit $d_o = \zeta d_u$ und $l = 20 d_u$ wird.

$$(11b) \quad T = \frac{5}{3} \cdot \pi \gamma \epsilon d_u^3 (\zeta^2 + \zeta + 1) \left(1 + 40 \rho \cdot \frac{\zeta + 2}{\zeta^2 + \zeta + 1} \right).$$

Setzt man in Gl. 4a $l = 20 d$ und in Gl. 11b $d_u = d$, so erhält man den Quotienten der Tragfähigkeiten zu

$$\varphi = \frac{(\zeta^2 + \zeta + 1) \left(1 + 40 \rho \cdot \frac{\zeta + 2}{\zeta^2 + \zeta + 1} \right)}{3 \left(1 + 40 \rho \cdot \frac{\epsilon_1}{\epsilon} \right)}$$

Da der Boden, wie der Bericht hervorhebt, aufgelockert war, wird man annähernd für diesen Vergleich $\epsilon_1 = \epsilon$ zu setzen haben. Mit den Reibungsziffern $\rho = 0,4$ bis $0,7$ erhält man bei $\zeta' = 3,33$ den Quotienten aus A_5 und A_1 zu $\varphi \approx 1,9$; der Versuch lieferte 1,6.

Zu B_5 und B_1 (A_1) ist $\zeta'' = 5,33$; mit $\rho = 0,4$ bis $0,7$ erhält man φ'' zu 3,0 bis 2,8; der Versuch brachte 3,0.

Vergleicht man in der Tafel I B_5 und A_5 , so würde rechnerisch nach Gl. 11b der Quotient der Widerstandszahlen sein:

$$\varphi_5 = \frac{34,7 \left(1 + 40 \rho \cdot \frac{7,33}{34,7} \right)}{15,4 \left(1 + 40 \rho \cdot \frac{5,33}{15,4} \right)}$$

mit $\rho = 0,4$ bis $0,7$ erhält man $\varphi_5 \approx 1,5$; der Versuch ergab $3 : 1,6 = 1,87^2$.

Die Widerstandskraft hängt in erster Linie von der Größe des Reibungsdruckes ab, den man beim Rammen (Eindrücken) oder beim Stampfen erzielt. Bei den Versuchen Lossiers wird um die walzenförmigen Pfähle der „natürliche“ Druck mit $\epsilon_1 = 1$ geherrscht haben, beim Eindrücken der konischen Pfähle der Reihe A_5 , deren Durchmesser nach oben nur schwach zunimmt, ist eine nennenswerte Verspannung nicht festzustellen, bei der Form B_4 und B_5 dagegen ist der Druck um 21 bis 27% höher, als er sich rechnerisch mit dem gleichen Verspannungsmaß ergeben hat.

Es wird demnach der Durchmesser der Pfähle schwebender Gründungen so groß als möglich zu wählen sein; dies führt, wenn man mit geringstem Aufwand an Baustoff höchsten Wirkungsgrad erstrebt, zu hohlen, dünnwandigen Pfählen.

Außerdem muß man anstreben, den Boden um den Pfahl herum in Spannung zu versetzen. Bei allen Formen, die nach oben dicker werden, wird bei genügendem Einsinken die Verspannung um so kräftiger werden, je dichter der Pfahlgrund gelagert ist.

Man kann bei den im Boden hergestellten Pfählen durch Stampfen die Verspannung erzielen. Bei dem üblichen leichten Stampfgerät mit einem Gewicht von etwa 100 kg ist die Wirkung gering, sie ist natürlich gleich Null bei Pfählen, die in einem Blechzylinder betoniert werden.

In besonders wirkungsvoller Weise wird der Boden beim Frankipfahl³⁾ verspannt, weil das Bärgewicht 2,5 t beträgt; der Pfahl erhält etwa 60 bis 70 cm Durchm. und eine sehr rauhe, die Reibung erhöhende Mantelfläche. Nebenbei sei bemerkt, daß man mit einem so schweren Stampfer einen außergewöhnlich dichten und druckfesten Beton erhält; Dichtigkeit aber ist der beste Schutz gegen Säureangriffe.

Die Verspannung muß bei jedem Pfahl angestrebt werden, weil die Gefahr besteht, daß andernfalls ein Gewölbe, ein Tragkörper, um das Pfahlloch herum sich bildet, so daß unter Umständen nur ein ganz geringer Druck auf den Mantel übrigbleibt. Eine solche Gewölbebildung wird bei kohäsionslosem Pfahlgrund möglich sein, wenn er grob gekörnt ist. Sie ist aber sicher zu erwarten bei kohärenten Böden, also namentlich bei Letten, Lehm, Ton, Mergel usw., Böden, die man als „bindige“ Böden bezeichnet. Bei ihnen hat der Begriff des spezifischen Gewichts die gleiche Bedeutung wie bei den kohäsionslosen Böden, aber der „Böschungswinkel“ hat seinen Sinn verloren. Die Böden stehen, wenn sie trocken sind, mit senkrechter Wand in beträchtlichen Höhen; aus ihnen herausgeschnittene Würfel haben eine Festigkeit, eine Elastizität und Plastizität. Ein gewisser Wassergehalt macht sie zähplastisch, klebplastisch, dickflüssig oder dünnflüssig, je nach der Menge des in ihren Poren steckenden Wassers, und sie zeigen mit steigender Wassermenge mehr oder weniger das Verhalten einer Flüssigkeit; sie werden schlammig.

Auf solche Böden lassen sich die Betrachtungen der klassischen Erddrucklehre, also auch meine Formeln für die Tragfähigkeit der Pfähle, streng genommen nicht anwenden, namentlich auch deshalb nicht, weil das Gesetz der Zunahme des seitlichen Innendruckes mit der Tiefe ein anderes ist⁴⁾.

Nun wendet man aber bei der Bemessung von Stützmauern, die solche Erdschichten tragen, die klassische Erddrucktheorie gleichwohl an und wagt allenfalls, die tatsächlichen Eigenschaften bindiger Böden in ihrem Einfluß auf die Erddruckgröße vorsichtig zu schätzen. Man konstruiert daher im allgemeinen zu stark, außer bei Böden, die breiig werden können.

Aus dem nämlichen Grunde wird man auch bei der statischen Ermittlung der Pfahltragfähigkeit die Grundbegriffe der klassischen Erddruck-

²⁾ Hier sei eine Richtigstellung zu meiner Veröffentlichung „Die Tragfähigkeit der Pfähle“, S. 14, mitgeteilt: Die allgemeine Form 8, S. 12, verlangt, daß in verschiedenen gearteten Bodenschichten nach Abb. 5 eine Teilung des Pfahlvolumens durch Grenzflächen parallel zur Pfahlachse geschieht, nicht senkrecht zu ihr. Die Werte γ_n , ϵ_n , ρ_n beziehen sich dann auf Kern und Schalen solcher Teilung. Im Sonderfalle konstanten Querschnitts kann man die Teilung senkrecht zur Achse, entsprechend den Bodenschichten, natürlich beibehalten, muß aber die Grundwerte ϵ_a , ϵ_b . . . bis einschließlich ϵ_{1n} — alle durch ϵ_n ersetzen.

³⁾ Vgl. Bautechn. 1926, Heft 33, S. 483.

⁴⁾ Vgl. Terzaghi, Erdbaumechanik 1925.

lehre so lange anwenden dürfen, als ein besseres Berechnungsverfahren fehlt, das einfach genug ist, daß der Ingenieur es gebrauchen kann. Die Beiwerte der Erddruckgrößen ε , ε_1 und ρ sind im Falle bindiger Böden nicht theoretisch bestimmbar, sondern sie müssen aus Belastungsproben gewonnen werden; sie werden also zu reinen Erfahrungskoeffizienten.

Die größte Schwierigkeit liegt wohl bei bindigen Böden, die Porenwasser enthalten, in der Ermittlung des Wertes ρ für die Mantelreibung. Wir wissen aus Versuchen, die Terzaghi in seiner „Erdbaumechanik“ im 9. Abschnitt mitteilt, daß bei sandigen Böden mit und ohne Grundwasser der Wasserdruck den Reibungskoeffizienten nicht herabsetzt, es ist sogar beobachtet worden, daß Wasser als Gegenschlüermittel wirkt, den Reibungsbeiwert also steigert. Mit zunehmendem Flächendruck kann die Reibungsziffer um ein geringes Maß sich erhöhen, ebenso bei zunehmender Verdichtung. Anders liegen die Dinge in lehmigen und tonigen Böden, die mit Wasser gesättigt sind. Das Wasser bildet mit den feinsten Schlammteilen zusammen, den starren Verband lösend, ein Schlüermittel, wobei die Reibungsziffer auf einen geringen Bruchteil des im trockenen Zustande erkennbaren Wertes sinken kann; unter Druck gesetzt, geben diese Böden das Wasser nur sehr langsam ab. Die Versuche Terzaghis über die Reibung zwischen solchen Böden und einem Stahlbande haben ergeben, daß die Reibung auf $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ des in trockenem Zustande gefundenen Wertes sich verminderte.

Gelingt es in einem solchen Boden nicht, bei der Pfahlerstellung eine kräftige Verspannung zu erzielen, das Sinken der Reibungsziffer also durch erhöhten Flächendruck auszugleichen, so kann die Tragfähigkeit eines Pfahles außerordentlich klein werden. Ich habe solche Fälle in der eigenen Praxis am Ufer des Bodensees und des Briener Sees erlebt; auch aus Holland ist mir über ähnliche Erfahrungen berichtet worden. Es wird ferner der Wassergehalt eines kolloiden Schlammes, wie man ihn an Binnenseen und am Meer antrifft, meist mit der Tiefe zunehmen, die Verspannungsmöglichkeit sinken oder gar verschwinden. Dann hat es keinen Sinn, lange Pfähle einzusetzen; man wählt besser eine Platten Gründung.

Die wichtige Frage, ob ein beim Rammen oder Stampfen erzeugter Zustand höherer Spannung im Erdreich von Dauer ist oder mit der Zeit sich löst, darf nicht für alle Böden im gleichen Sinne beantwortet werden.

Meiner Meinung nach wird sich eine Verdichtung am sichersten in bindigen Böden erhalten, die nicht zu viel Feuchtigkeit einschließen, die also von fester oder zähplastischer Form sind, auch in allen Böden, die von Lehm- oder Tonteilen als Bindestoff durchsetzt sind, im übrigen aber aus körnigem Steinmaterial bestehen, namentlich wenn es sich um nicht sedimentäre Lagerung, sondern künstliche Schüttung handelt. Gemischt-körnige Gesteinstrümmen mit starker innerer Reibung werden eine künstliche Spannung gleichfalls zu behalten vermögen.

Die erhöhte innere Spannung wird um so gesicherter sein, je größer die Widerstände sind, die einer Lockerung entgegenwirken, z. B. Spundwände, Auflasten, der Widerstand eines ganzen Gitters benachbarter Pfähle oder Wände (vgl. Bautechn. 1932, Heft 15, S. 194, Aufsatz Schinkel u. Prött).

Aber manche Böden werden sich wieder entspannen, um so rascher, je geringer die inneren und die äußeren Hemmungen sind. Von einer solchen nachträglichen Lockerung berichtet Lossier im Gén. Civ. 1929, Nr. 26. Sie wurde in Tunis an gewissen sedimentären Tonen beobachtet; in ihnen ging die Tragfähigkeit 15 m langer Pfähle in drei Monaten von rd. 40 t auf rd. 10 t zurück. Natürlich kann eine solche Minderung, wenn man sie zu spät erkennt, recht üble Folgen haben.

Der Vorteil einer konischen Form wird nur dann merkbar, wenn die Neigung der Mantellinie gegen die Lotrechte erheblich ist.

Der Frankipfahl erfüllt am besten von den mir bekannten Bauarten die Voraussetzungen großer Tragfähigkeit. Die Hersteller zielen dahin, alle Unsicherheiten, die jeder Berechnungsweise anhaften müssen, durch Erfahrungsdaten aus Probelastungen zu mindern.

Die Belastungsproben, die mir im Frühjahr 1930 zur Verfügung gestellt wurden, habe ich in Abb. 2 eingetragen. Die zu den Lastabszissen parallelen gestrichelten Linien geben die Laststeigerung an; zu ihr sind als eingeklammerte Zahlen die Senkungen in mm eingeschrieben. Neben Abb. 2 ist der Ort angegeben, an dem der Pfahl herangestellt wurde.

In die Abbildung sind ferner die zwei Kurven I und II eingetragen, die nach meiner Formel die theoretische Tragfähigkeit liefern mit den Grundwerten $\gamma = 1,6$; $\varphi = 35^\circ$; $\varepsilon = \varepsilon_1 = 3,7$; $\rho = 0,7$ (I) und $0,3$ (II). Man wird finden, daß die Übereinstimmung angesichts der statischen Unbestimmtheit recht gut ist. Die Pfähle 1, 5, 10, 11, 13, 14 haben die theoretisch mit $\rho = 0,7$ errechneten Widerstandszahlen überschritten; bei 3 und 12 sind sie geringer, als die Rechnung mit $\rho = 0,3$ erwarten ließ.

Der Grundwert ε_1 kann bei Frankipfählen deshalb gleich dem Werte ε für den vollen Erddruck gesetzt werden, weil das Frankiverfahren stärkste Einspannung erzwingt.

Inzwischen hat sich die Zahl der Belastungsproben an Frankipfählen bedeutend vermehrt. In der belgischen Zeitschrift La Technique des Travaux 1931, Nr. 3, S. 187 u. f. ist ein Aufsatz veröffentlicht, der sich ausführlich mit meinem Berechnungsverfahren an Hand einer Reihe von Probelastungen auseinandersetzt, und worin der Verfasser zu dem Schluß kommt, daß „die Dörrsche Formel diejenige ist, die sich am besten zur Vorausberechnung der Tragfähigkeit von Frankipfählen eignet“. Dem Aufsatz ist eine Tafel über die Ergebnisse neuer Probelastungen angefügt, die hier als Abb. 3 wiedergegeben ist. Die Darstellungsweise ist die nämliche, die in Abb. 2 benutzt wird. Die großen Zahlen sind Pfahlnummern; es ist aber keine Angabe des Ortes, der Zeit und der Bodenverhältnisse beigelegt. Die eingeklammerten Zahlen geben die Senkungen in mm. In das Schaubild sind die drei Parabeln eingezogen zu den Grundwerten $\gamma = 1,6$; $\varphi = 35^\circ$; $\varepsilon = 3,7$. Der Durchmesser des zylindrischen Pfahles ist zu 0,6 m angenommen. Der Reibungsbeiwert ist bei der Kurve I mit 0,7, bei II mit 0,3 und bei III mit 0,1 angesetzt. Man erhält so z. B. für die Reibungsziffer 0,7 die Gleichung der Parabel I mit

$$P_0 = 1,66 l + 3,88 l^2.$$

Auch dieses Schaubild zeigt, daß in Böden mit kräftiger Reibung und starker Zusammenpressung die Tragfähigkeit noch größer ist, als sie nach Kurve I zu erwarten wäre. In diesen Fällen kann man also die errechnete Tragfähigkeit als „zulässig“ bezeichnen. In weniger günstigen Böden wird Kurve I den Grenzwert der Tragfähigkeit angeben, den man noch durch eine Sicherheitszahl, etwa $\nu = 1,5$, zu dividieren hat. In schlüpfrigen, schmierigen Böden ist der Wert $\rho = 0,3$ noch zu hoch, die Verspannung geringer, als die Zahl ε angibt. Entweder muß man also diese Werte

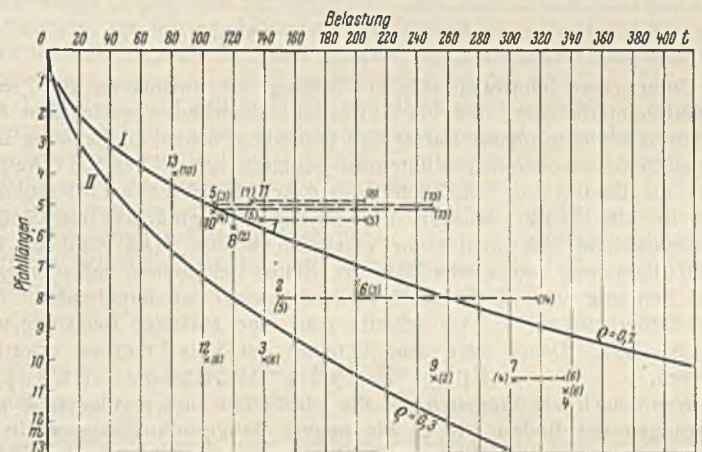


Abb. 2.

ermäßigen oder die Sicherheitszahl auf 2 oder 3 erhöhen. Abb. 3 gibt einen klaren Einblick in die statische Unbestimmtheit der Aufgabe. Sie wird noch erhöht durch die unendlich große Zahl der Zufälligkeiten in der Bodenkonsistenz, wie sie die Natur geschaffen hat.

Welches Setzungsmaß beim Pfahl einer schwebenden Gründung als „zulässig“ angesehen werden darf, läßt sich allgemein nicht festlegen. Zulässig ist sicherlich jenes Maß, um das der Pfahlkopf sich abwärts bewegen muß, bis die Reibung voll zur Wirkung kommt, die elastischen Verformungen in den Bodenschichten erreicht sind und die geringe Stauchung des Pfahls vollzogen ist. Das absolute Maß der Setzung der Pfähle ist die Summe aus der Pfahlbewegung relativ zur Bodenoberfläche und dem Maße, um das der Boden unter den Belastungen samt den Pfählen zusammengedrückt wird. Dieses absolute Maß könnte, wenn es für ein ganzes Bauwerk unter allen Fundamentteilen dasselbe ist, beliebig groß gewählt werden. So frei läßt sich aber meist über die Bewegung eines Bauwerks nicht verfügen; man wird fast immer das Setzungsmaß auf wenige mm oder cm beschränken, also die Nutzlast entsprechend klein halten müssen.

Die Versuche Lossiers und die Messungen an Frankipfählen haben bestätigt, daß man auf dem von mir gewählten statischen Wege zu einer Abschätzung der Tragfähigkeit kommen kann, wenn auch der Natur der Dinge gemäß mit all den Einschränkungen, die oben betont sind. Ich habe in den letzten Jahren eine Reihe Belastungsproben, die in technischen Zeitschriften bekannt wurden, nachgeprüft und immer eine befriedigende Übereinstimmung gefunden. Ich will hier nur die letzte mir bekannt gewordene Probe noch anführen aus dem Ztbl. d. Bauv. 1931, Heft 40, im Aufsatz des Baurats Dr. Hansen, S. 588 u. f., zu einer Belastungsprobe in Berlin. Abb. 4 gibt das Senkungsbild wieder. Der Pfahlgrund bestand in der Hauptsache aus schwarzem Moorboden mit Faulschlammkalk; der Pfahl hatte im Boden eine Länge von 16,3 m und 0,4 m Durchm. Somit ist $V = 2,06 \text{ m}^3$. Schätzt man $\varphi = 25^\circ$, $\varepsilon = 2,5$, $\varepsilon_1 = 1$, $\rho = 0,3$, $\gamma = 1,5$, so erhält man

$$T_1 = 1,5 \cdot 2,06 \left(2,5 + 2 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot \frac{16,3}{0,4} \right) = 82 \text{ t.}$$

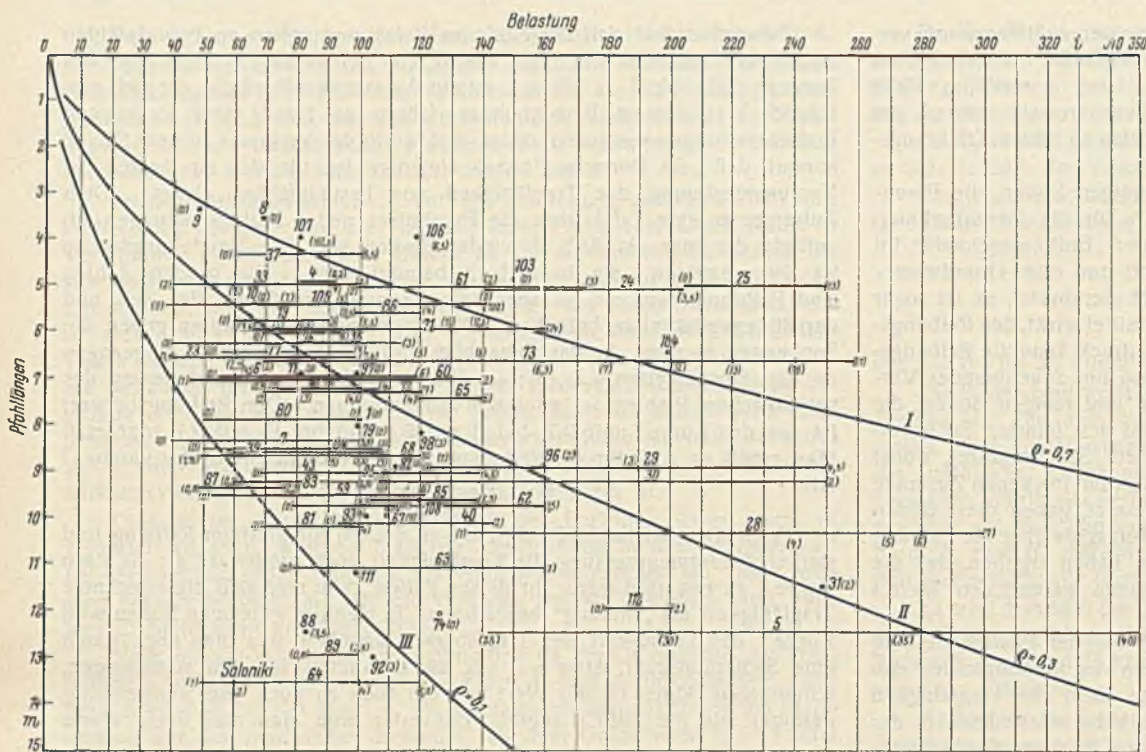


Abb. 3.

Unter einer Belastung von 81 t betrug die Einsinkung rd. 7 mm. Hansen bemerkt dazu, daß bei 80 t schon Anzeichen eines leichten Absinkens in verhältnismäßig kurzer Zeit bemerkbar waren, die Senkung sich aber noch in unbedenklichen Grenzen gehalten habe. Bei 105 t Auflast nahm die Eindrückung erheblich zu und setzte sich ohne Lasterhöhung fort. Bei 120 bis 130 t wurden die Senkungen so groß, daß ein Gleichgewichtszustand sich nicht mehr einstellen konnte. Der Pfahl ist bei rd. 80 t Belastung zum ersten Male ins Gleiten gekommen, hat aber nach einer Senkung um rd. 7 mm das Gleichgewicht wiedergefunden. Mit einer Sicherheitszahl $\nu=1,5$ erhielt man eine zulässige Belastung von $80:1,5=53$ t. Dabei wäre eine Setzung um 3 bis 4 mm zu erwarten gewesen.

Wenn auch ein Eingehen auf die plastischen und elastischen Formänderungen der Böden, wie es die neuere Baugrundforschung anstrebt, theoretisch der richtige Weg zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Pfähle

ist, so sind doch praktisch die Zusammensetzungen und damit alle hier in Frage kommenden Eigenschaften eines „Tones“ oder „Lettens“ an jeder Baustelle, in jeder Schicht andere, und alle noch so subtilen Betrachtungen helfen nicht aus der Schwierigkeit heraus.

Meine Behauptung, daß eine innere Verspannung des Bodens sich allmählich verliert, gilt allerdings nicht so allgemein, wie ich in meiner Schrift angegeben habe. Aber Lossiers Mitteilung bestätigt sie für gewisse Fälle und entkräftet damit bis zu einem gewissen Grade gegenteilige Ansichten. Daß der Wert $\varepsilon = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{e}\right)$ als Widerstandsmaß des Bodens unter dem Pfahlfuß nur ein Notbehelf ist, war mir sehr wohl bewußt; ich habe in meiner Schrift ausdrücklich darauf hingewiesen. Dieser Widerstand spielt für die gesamte Tragfähigkeit eine so nebensächliche Rolle, daß man ihn meist gar nicht zu berücksichtigen braucht, was Lossiers Versuche bestätigt haben.

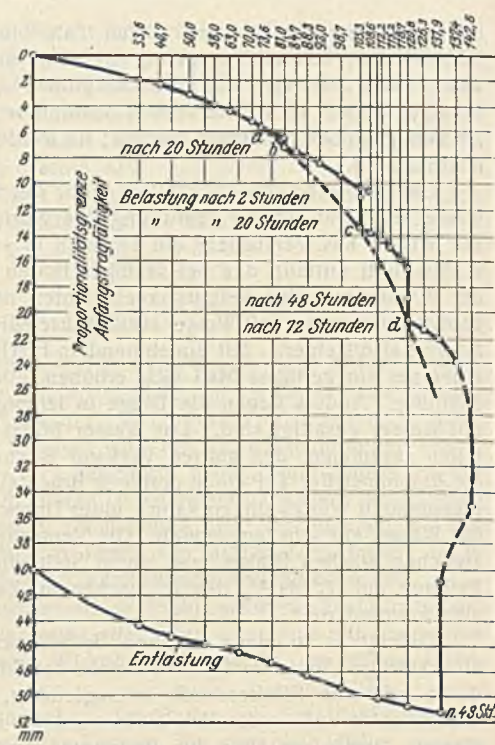


Abb. 4.

Neue Gesichtspunkte für allgemeine Anordnung und Ausrüstung der Häfen an Binnenwasserstraßen. (Ergebnisse des Schiffahrtskongresses Venedig 1932.)

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialrat Verlohr und Regierungsbaurat Bayer, Berlin.

Beweist schon die starke Beteiligung an der Bearbeitung des Themas — es sind zwölf Arbeiten eingegangen — seine hohe Bedeutung, so bieten diese Aufsätze im einzelnen eine derartige Fülle von Anregungen, daß es, wie der Verfasser des Generalberichts hervorhebt, schon Schwierigkeiten bereitet hat, in einem solchen die wichtigsten Ergebnisse aufzuzeigen. Die folgende kurze Übersicht muß sich daher auf die Hervorhebung der wesentlichsten Merkmale beschränken.

So unterschiedlich, bedingt durch die stark voneinander abweichenden natürlichen und wirtschaftlichen Vorbedingungen, die Ausführungen der einzelnen Berichte auch sind, eines läßt sich erfreulicherweise bei ihnen allen feststellen, nämlich die Betonung der Tatsache, daß die Fragen der Wirtschaftlichkeit bei Bau und Betrieb der Häfen vordringlich sind und daß sich dem alle übrigen Gesichtspunkte unterzuordnen haben. Die wirtschaftlichen Schwierigkeiten unserer Zeit, besonders bei der Binnenschifffahrt, haben auch hier ihren Niederschlag gefunden.

Die wesentlichsten Gedanken der einzelnen Unterabschnitte sind kurz folgende:

Allgemeine Anordnung.

Im Hinblick auf die zu investierenden bedeutenden Kapitalien ist weit vorausschauende Planung unter Freihaltung genügend großer Erweiterungsflächen und unter Einordnung in den Generalbebauungsplan der betreffenden Stadt erstes Erfordernis. Auf die Ermöglichung bequemer Gleis- und Straßenanschlüsse zur Erschließung des Hinterlandes ist dabei besonders zu achten.

Die Frage, ob mit Kaianlagen längs der Ufer des Wasserlaufes auszukommen ist oder ob die Anlage künstlicher Becken notwendig wird, erfordert häufig eingehende Erwägungen. Ebenso lassen sich für die

Größen und Tiefenbemessung der Becken nur allgemeine Richtlinien, keine bindenden Anweisungen geben.

Hafen und Industriegelände stehen in gegenseitiger Wechselwirkung und gehören daher zusammen: Aus dem Verkauf der aufgeschlossenen Flächen des Industriegeländes kann häufig der Hafenbau wenigstens zum Teil finanziert werden; die Bedienung des Industriegeländes durch die Hafenbahn gestattet vielfach eine wirtschaftlichere Ausnutzung des Personals und des rollenden Materials der Hafenbahn.

Kalarten, besonders an Strömen mit großen Wasserstandsschwankungen.

Neben der Frage der Gründung, die sich naturgemäß ganz nach den vorhandenen Untergrundverhältnissen richten muß, ist die Entscheidung wichtig, ob die anerkannten Vorteile der senkrechten Uferausbildung, namentlich an Strömen mit großen Wasserstandsschwankungen, die Aufwendung der erforderlichen hohen Kosten rechtfertigen.

Das Streben nach Verbilligung führte von den teuren Massivkonstruktionen vermehrt zur Anwendung aufgelöster Konstruktionen. Unter diesen kommt, wegen ihrer Anpassungsfähigkeit und Billigkeit, den verankerten eisernen Wänden besondere Bedeutung zu.

Neben geböschten Wandungen, gegebenenfalls unter Zwischenschaltung von Bermen oder Terrassen, finden gebrochene Wände mit senkrechtem Unter- und geböschtem Oberteil neuerdings vielfach Anwendung.

Arten der mechanischen Ausstattung zum Laden und Entladen der Schiffe.

Die Rücksicht auf Kostenersparnis zwingt häufig dazu, die Steigerung der Leistungsfähigkeit eines Hafens statt in der Erbauung neuer Hafens-

becken auf dem Wege der Ausrüstung seiner Ufer mit hochwertigen Umschlageneinrichtungen zu suchen. Sowohl für den Massengut- als für den Stückgutumschlag werden hierzu von der Maschinenbauindustrie Sondergeräte geliefert, die allen Anforderungen gerecht werden. Die bisher ständig zunehmenden Auslegerweiten und Tragfähigkeiten der Uferkrane dürften annähernd ihre Höchstwerte erreicht haben. Die Krane mit veränderlicher Auslegerweite, die Wippkrane, finden dank ihrer vielfachen Vorteile mehr und mehr Eingang. Zur Gewichtfeststellung werden vielfach Seilzugwaagen benutzt.

Die Anwendung des Förderprinzips, des laufenden Bandes, bürgert sich schnell ein. Dieses bietet, besonders für den Kohlenumschlag, wo es außer auf Leistungsfähigkeit auf Schonung des Gutes ankommt, erhebliche Vorzüge. Das Förderprinzip ist auch für den Umschlag von Großraumwagen durchaus wirtschaftlich.

Als Antriebsenergie kommt, von Ausnahmen abgesehen, für alle Umschlaggeräte nur noch der elektrische Strom in Betracht.

Schutz gegen Eis und zweckmäßige Verteilung der Winterhäfen an Flüssen mit starkem Eisgang.

Infolge der Verschiedenartigkeit der hydrologischen und klimatologischen Verhältnisse lassen sich allgemein gültige Regeln kaum geben: So schwanken die Anlagen für die zweckmäßige Entfernung der Schutzhäfen zwischen 30 und 200 km.

Aus Gründen der Kostenersparnis erscheint tunlichste Zusammenlegung mit vorhandenen Umschlaghäfen sowie die Ausnutzung von Altarmen, Kanalabzweigungen usw. erwünscht. Auf Anordnung in der Nähe von Ortschaften und Landstraßen ist Bedacht zu nehmen.

Schuppen und Speicher.

Auch hier ist die Frage der Wirtschaftlichkeit ausschlaggebend. Sie ist entscheidend dafür, ob bei den Schuppen von neuzeitlichen Holzbauweisen oder von Massivkonstruktionen, besonders von Eisenbeton, Gebrauch gemacht werden soll.

Auf gute Zugänglichkeit und Belichtung ist in allen Fällen Wert zu legen. Die Angaben über zweckmäßige Breiten schwanken zwischen 15 und 30 m. Auf die Möglichkeit, in Sonderfällen von mehrstöckigen Schuppen Gebrauch zu machen, und auf die Zweckmäßigkeit von mechanischen Fördermitteln, wie Elektrokarren und Elektrohuckkarren, wird hingewiesen.

Im Bau sowohl von Boden- als auch von Silospeichern sind infolge der Anwendung neuzeitlicher Eisenbetonbauweisen, wie Pilzdecken, Schalengewölben usw., wesentliche Fortschritte erzielt worden, ebenso in den Einrichtungen zur Einlagerung, Belüftung und zum Umstechen des Lagergutes.

Verbindung mit der Eisenbahn.

Dem Gleisanschluß und der Ausbildung der Hafenbahnhöfe, die leider früher vielfach stiefmütterlich behandelt wurden, ist im letzten Jahrzehnt die gebührende Beachtung geschenkt worden. Nur unter besonders günstigen Umständen und bei kleinen Umschlagbetrieben kann von der Anlage eines Hafenbahnhofs Abstand genommen werden. Im übrigen haben sich für die Anordnung der verschiedenen Gruppen dieser Bahnhöfe, für die Ausstattung der Ufer, Schuppen und Speicher mit Gleisen, für deren Verbindung untereinander usw. feste Regeln herausgebildet.

Wesentliche Verbesserungen im Betriebe der Hafenbahnhöfe haben sich durch deren Ausbildung als Gefällbahnhöfe, soweit die Höhenverhältnisse es gestatten, und durch die Mechanisierung des Ablaufvorganges infolge der Verwendung von elektrischen Stellwerken und ferngesteuerten Gleisbremsen ergeben.

Bau- und Betriebskosten.

So interessant die von einzelnen Berichterstellern gemachten Angaben über Bau- und Betriebskosten ausgeführter Anlagen auch sein mögen, für die Allgemeinheit haben sie nur bedingten Wert, da sie eine Übertragung auf anders gelagerte Verhältnisse in den übrigen Ländern leider nicht zulassen.

Das Ergebnis der Beiträge zur Frage des Fortschrittes im Bau von Binnenhäfen bildet den Beweis dafür, daß trotz der schwierigen Zeitverhältnisse im letzten Jahrzehnt das Streben nach Fortentwicklung im Hafenbau nicht geruht hat, daß vielmehr durch weitschauende Pläne auch schon einer besseren Zukunft vorgearbeitet worden ist.

Dem Fortschritt will auch der von den Vertretern Rußlands gemachte Vorschlag dienen, einen Ausschuß einzusetzen, der die Aufgaben der Binnenschifffahrt prüfen und diejenigen Aufgaben bezeichnen sollte, die auf den späteren Kongressen zu behandeln wären.

Was insbesondere den deutschen Hafenbau betrifft, so dürfen wir mit Befriedigung feststellen, daß dieser trotz der besonders schwierigen wirtschaftlichen Verhältnisse sich durchaus auf der Höhe der Zeit gehalten hat.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Fertigstellung der Donaubrücke („Pancevobrücke“) bei Belgrad.

Von Reg.-Baurat Heinrich Joosten, Berlin.

In der Bautechn. 1930, Heft 24, sind die tiefbaulichen Arbeiten für die Donaubrücke bei Belgrad, die kurz die „Pancevobrücke“ genannt zu werden pflegt, bis Ende 1929 beschrieben worden. In den Jahren 1930 und 1931 hat die Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin, nunmehr ihre sämtlichen Arbeiten an diesem Bauwerk zu Ende geführt.

Im Baujahr 1930 sind die letzten großen Stropfpfeiler (Pfeiler VI und VII) in der gleichen Weise wie in den Vorjahren die Pfeiler A und I bis V erbaut worden, d. h. mittels eiserner Druckluftsenkkasten, die auf dem am südlichen Donauufer stehenden Gerüst montiert, schwimmend

Beim Pfeiler VI ergab sich bei seiner Absenkung insofern eine Überraschung, als der Baugrund in der für die Gründung vorgesehenen Tiefe (Ord. + 42,00 = 28 m unter MW) sehr ungleichmäßig war. Bei den 1927 an der Pfeilerbaustelle vorgenommenen Bohrungen war in dem einen Bohrloch auf Ord. + 42,31, in dem zweiten sogar schon auf Ord. + 45,38

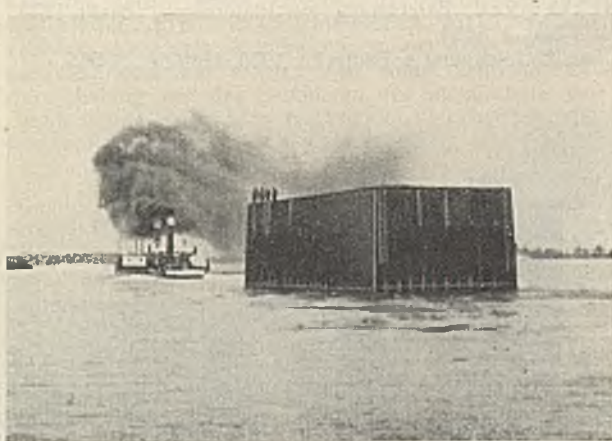


Abb. 1. Senkkasten VI während des Abschleppens.

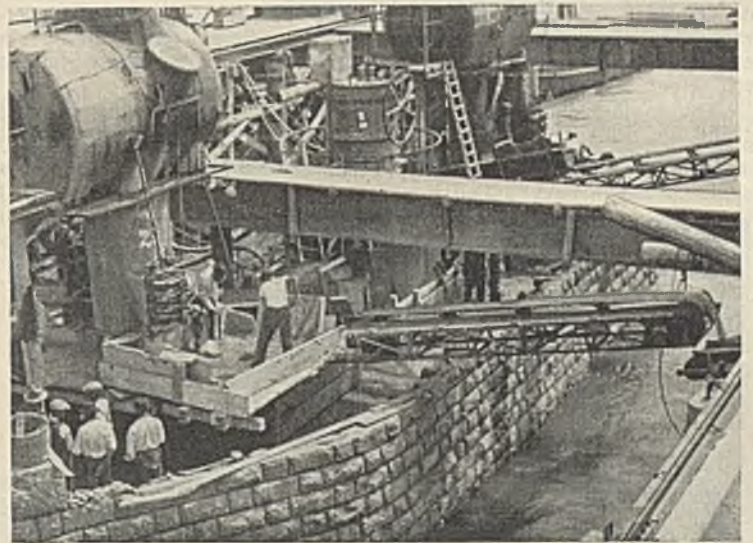


Abb. 2. Pfeiler VI kurz vor beendeter Abteufung.

an Ort und Stelle gebracht und dann zwischen einem festen Arbeitsgerüst allmählich abgesenkt wurden. Die Pfeiler selber wurden in der bekannten Weise während des Absenkvorganges aufgeführt. Abb. 1 zeigt den größten auf diese Weise eingebrachten Senkkasten, den für Pfeiler VI, auf dem Wege nach seiner Versenkungsstelle. Dieser Senkkasten, der 242,2 t wog, hatte die gleiche Grundfläche wie die meisten übrigen, nämlich 12,50 x 29,00 m, mußte jedoch eine Höhe von 10,50 m statt 7,50 m erhalten wegen der größeren Tiefe der Donau an der Baustelle des Pfeilers VI.

fester grauer Ton festgestellt worden. Bei der Absenkung des Pfeilers wurde in der Arbeitskammer in der Nähe dieser beiden Bohrlöcher tatsächlich auch fester grauer Ton in diesen Tiefen angetroffen, aber die Tonschicht fiel nach allen Seiten stark ab. Man hatte mit den beiden Bohrlöchern zufällig die höchsten Punkte einer Kuppe getroffen. Dieser Vorfall lehrt, daß man zur Vermeidung von unangenehmen Überraschungen bei derartig großen Pfeilergrundflächen mindestens vier Bohrungen je Pfeiler vornehmen muß. Pfeiler VI mußte um 1,30 m tiefer als vorgesehen

abgesenkt werden. Abb. 2 zeigt Pfeiler VI in dem Zustande kurz vor beendeter Absenkung und veranschaulicht den Abtransport des durch die Materialhosen ausgeschleusten Bodens mittels der Förderbänder. Während der letzten 33 Tage der Absenkung betrug der Luftdruck in der Arbeitskammer über 2,5 atü; während sechs Tagen mehr als 3,0 atü. Die Zahl der Erkrankungen infolge der Einwirkung von Druckluft nahm bei Überschreitung des Druckes von 3,0 atü verhältnismäßig stark zu, blieb jedoch immer noch in durchaus mäßigen Grenzen, wie des näheren aus Abb. 3 ersichtlich ist. In dieser Abbildung ist die Anzahl der beim Bau des Pfeilers VI täglich in Druckluft beschäftigten sowie der dabei erkrankten

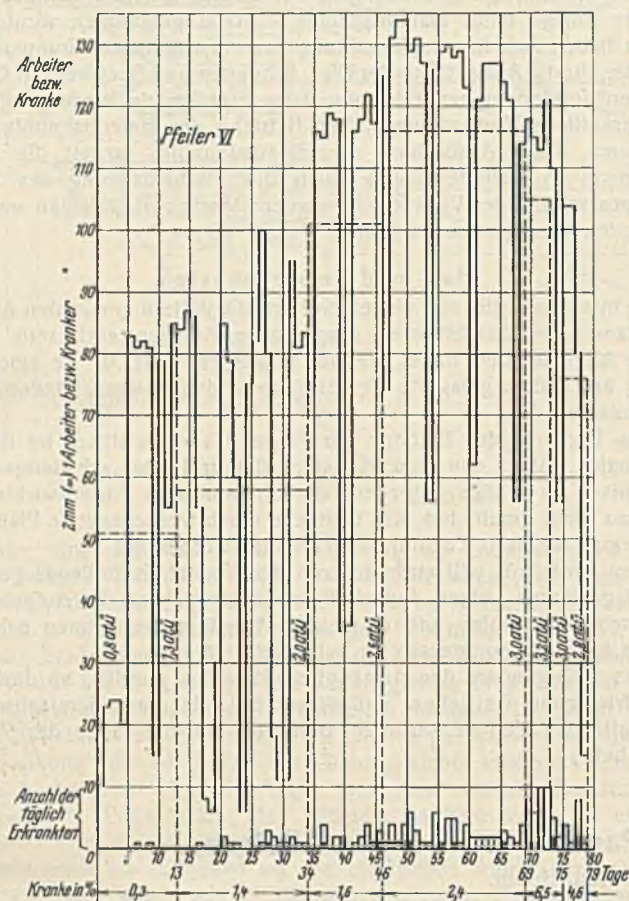


Abb. 3. Darstellung der am Pfeiler VI beschäftigten und erkrankten Arbeiter.

Arbeiter graphisch dargestellt. Die voll angelegten Flächen bedeuten Fälle von ernstlichen Erkrankungen, d. h. solche, bei denen eine gewisse Gefahr für die Erkrankten bestand. Alle beim Bau dieses Pfeilers leicht oder ernstlich Erkrankten waren innerhalb weniger Tage völlig wiederhergestellt mit Ausnahme von zweien. Von diesen hat der eine ein geschwächtes Bein behalten, und der andere ist innerhalb weniger Stunden nach seiner Ausschleusung gestorben.

Abb. 4 gibt den Pfeiler VI wieder, nachdem die Absenkung beendet ist und die Schleusen und Schachttrohre abgebaut sind.

Der Senkkasten für den letzten Pfeiler der Hauptöffnungen, Pfeiler VIII,

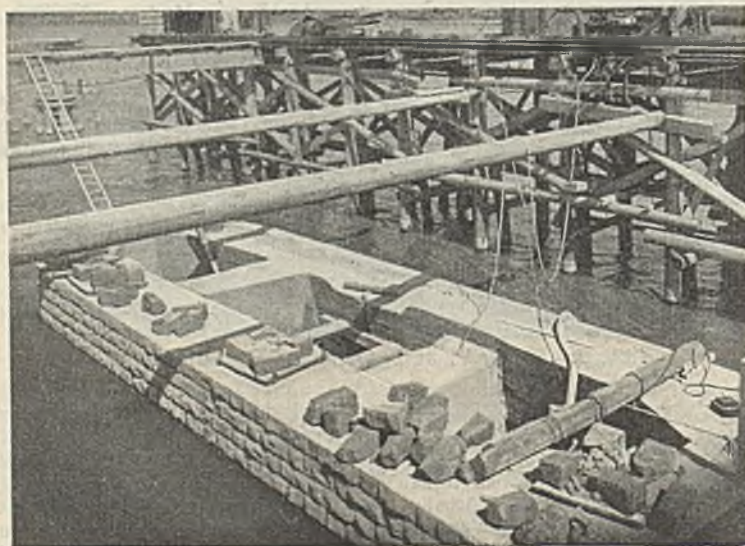


Abb. 4. Pfeiler VI fertig abgesenkt.

wurde an Ort und Stelle auf dem nördlichen Ufer der Donau montiert. Seine Grundfläche betrug $13,25 \times 26,00$ m, seine Höhe 4,50 m.

Abb. 5 gewährt ein Bild von dem Bauzustand der Brücke Anfang Oktober 1930 vom nördlichen Ufer aus gesehen. Ganz links ist die Ausladebrücke zu sehen, die die auf dem nördlichen Ufer gelegene Baustelle des Pfeilers VIII und im Baujahr 1931 die sich weiter anschließende Baustelle der nördlichen Flutbrücke bedient. Vor der Ausladebrücke ist die Ramme der „Deutschen Gesellschaft für die Montage der Pancevobücke“ im Begriff, die Pfähle für die Montagerüstung zu rammen. Der mittlere Bildteil zeigt die Baustelle am Pfeiler VII. Die Absenkung des Pfeilers ist beendet, es fehlt nur noch der obere Pfeilerteil. Die rechts von dem Arbeitsgerüst liegende Ramme hat soeben die Larssenbohlen des nun entbehrlich gewordenen Stromabweisers gezogen.

Außer den großen Pfeilern VI bis VIII wurde im Jahre 1930 der auf Abb. 5 ganz rechts erkennbare südliche Landanschluß fertiggestellt. Dieser liegt in einer Kurve von 300 m Halbmesser. Die fünf je 21,40 m weit gespannten und 12 m breiten Eisenbetonbogen wurden in zwei Längshälften betoniert, so daß die Lehrgerüste zweimal benutzt werden konnten, ohne daß sie zerlegt werden mußten. Nach Fertigstellung der ersten Bogenhälften wurden sie auf dem Untergerüst um 6 m zur Seite gerückt (Abb. 6). Der erste an die eisernen Überbauten anschließende Bogen ist mit Rücksicht auf die großen Bewegungen, denen er ausgesetzt ist, als Dreigelenkbogen, die übrigen sind als eingespannte Bogen ausgebildet. Den fertigen Landanschluß zeigt Abb. 7.

Im letzten Baujahr, 1931, wurden sämtliche acht Pfeiler für die nördlich an die Donaubrücke anschließende 250 m lange Flutbrücke hergestellt. Die Gründung geschah auf 13 m langen Eisenbetonpfählen mit quadratischem Querschnitt 32/32 cm. Die Längsbewehrung der Pfähle bestand aus 4 R.-E. Durchm. 24 mm, die Bügel aus Rundstahlschrauben, Durchm. 6 mm. Für den Beton wurde deutscher hochwertiger Zement und Flußkies verwendet (Mischungsverhältnis 1:4). Pfahlschuhe waren nicht nötig, da der Boden aus feinem Sand bestand. Der Sand war außerordentlich fein und dicht gelagert, und daher der Rammwiderstand sehr groß. Die Pfähle konnten erst in einem Alter von mindestens 14 Tagen gerammt werden, da durchschnittlich jeder vierte Pfahl mehr als 1800, einzelne sogar bis zu 3500 Schläge mit einem 2-t-Bären bei anfangs 1 m, später 1,5 m Fallhöhe auszuhalten hatten. Die fahr- und schwenkbare Ramme (Universaldampframme von Menck & Hambrock) war auf einem die ganze Baugrube überbrückenden Rammwagen aufgestellt, so daß alle Punkte der Pfeilergrundfläche bequem zu erreichen waren und das Schlagen der vielen Schrägpfähle keine Schwierigkeit bedeutete (Abb. 8).

Die zweckmäßigsten Pfahlabmessungen, die zulässige Belastung der Pfähle und die zulässige größte Eindringungstiefe bei der letzten Hitze waren auf Grund einer im Jahre vorher vorgenommenen Proberammung und Probelastung genau ermittelt worden. Diese Arbeit machte sich bezahlt, da bei der Donauflutbrücke und der Tamisbrücke unter gleichen örtlichen Verhältnissen über 1000 Pfähle zu rammen waren. Die Pfahlrost wurden nach dem Verfahren Nökkentved berechnet¹⁾. Als größte Pfahlbelastung waren zugelassen: 35 t unter Vernachlässigung der Bremskräfte und 42 t unter Berücksichtigung der Bremskräfte. Das Endwiderlager wurde in aufgelöster Form ausgeführt, um es von dem Erddruck des sich anschließenden 13 m hohen Eisenbahndammes weitgehend zu entlasten (Abb. 9).

Im Baujahr 1931 wurden ferner sämtliche Pfeiler der eingleisigen, 240 m langen Eisenbahnbrücke über die Tamis, die ebenfalls im Zuge der neuen Eisenbahnlinie Belgrad—Pancevo liegt, hergestellt²⁾. Von diesen Pfeilern wurden drei, nämlich die Endpfeiler und der Pfeiler zwischen der 80 m- und der ersten 32 m-Öffnung, mit Druckluftsenkkasten

¹⁾ Nökkentved, Berechnung von Pfahlrosten. Berlin 1928. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Übersichtzeichnung s. Bautechn. 1930, Heft 24, S. 355.

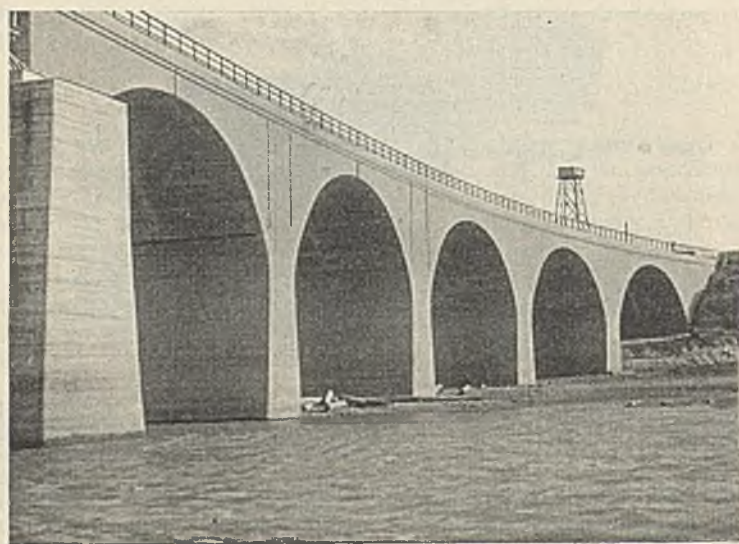


Abb. 7. Der fertige südliche Landanschluß.

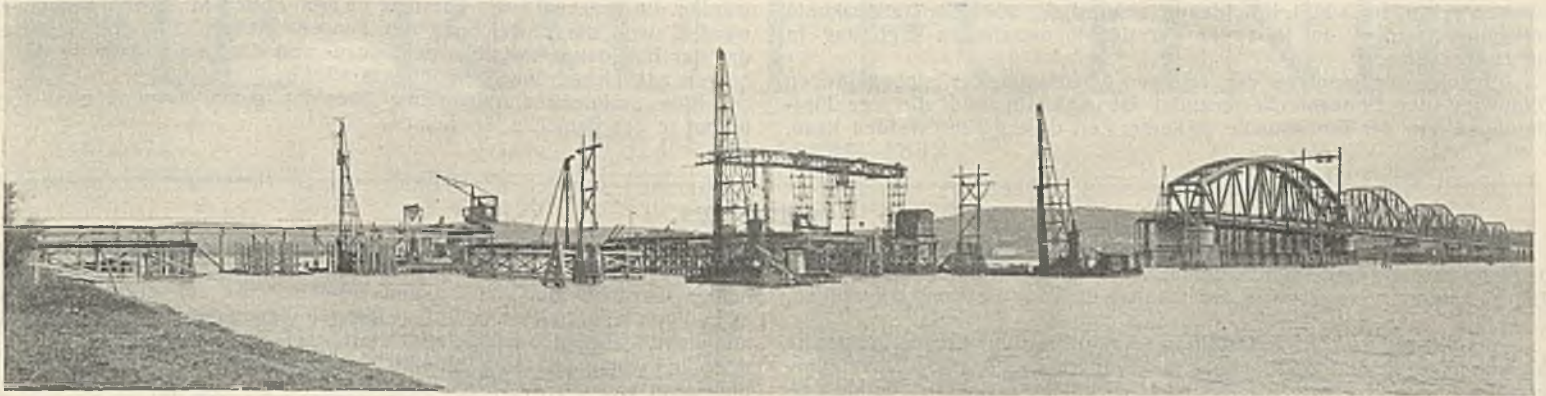


Abb. 5. Bauzustand Anfang Oktober 1930.

und die übrigen vier Zwischenpfeiler wie die Pfeiler der Donaupfahlbrücke auf 13 m langen Eisenbetonpfählen gegründet. Die Senkkasten der Tamisbrücke, die eine Grundfläche von 13/14, 9/12 bzw. 11/11 m hatten, wurden an Ort und Stelle aus Eisenbeton hergestellt. Da die Ufer der Tamis nur etwa 1 m über MW liegen und zwei Senkkasten während des Frühjahrhochwassers hergestellt werden mußten, wurden diese Pfeilerbaustellen während der Herstellung der Senkkasten mit einer Larssen-

stehenden blauen Ton gegründet, sondern in etwa 14,50 m Tiefe auf verhältnismäßig junggelagertem feinen Sand. Als größte Bodenpressung wurden in dieser Tiefe 5,0 kg/cm² zugelassen.

Zur Herstellung der zwölf mit Druckluftsenkkasten gegründeten Pfeiler der Donau- und der Tamisbrücke mußten rd. 67 000 m³ Boden unter Druckluft bis zu 3,2 atü gelöst und ans Tageslicht befördert werden. Für die übrigen Pfeiler wurden rd. 9 000 m³ Boden in offener Baugrube



Abb. 6. Südlicher Landanschluß Juni 1930.

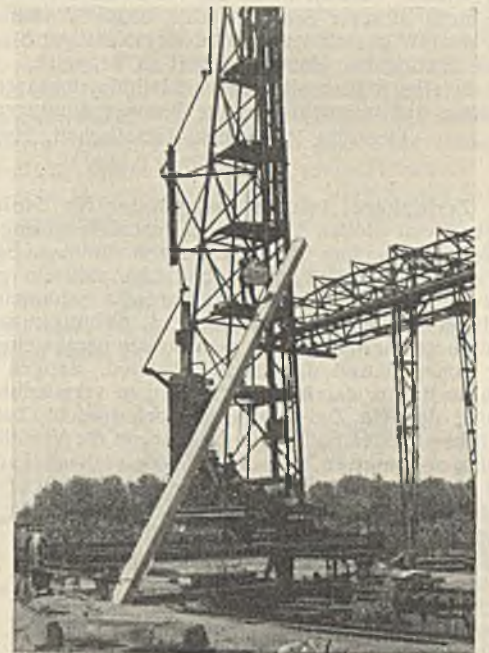


Abb. 8. Rammen der Eisenbetonpfähle für die Donaupfahlbrücke.

spundwand Profil I umgeben, und zwar wurden hierzu vorübergehend die Bohlen verwendet, die für die Einfassung der Baugruben der Zwischenpfeiler beschafft worden waren. Obgleich das Hochwasser außerhalb der Spundwand bis auf 2,50 m über Gelände anstieg, war die einfache Larssenwand, nachdem sie durch Einschwemmen von Kohlenasche, Sägemehl und Weizenkleie gedichtet worden war, völlig dicht, so daß das Aufstellen der Schalung und das Betonieren des Senkkastens ohne irgendwelche Behinderung durch das Hochwasser vorsichgehen konnte. Die Pfeiler der Tamisbrücke wurden nicht auf dem in sehr großer Tiefe an-

ausgeschachtet. In den Stropfpfeilern der Donaubrücke stecken rd. 64 000 m³ Beton; in den beiden Landanschlüssen und in der Tamisbrücke weitere 24 000 m³. Es wurden rd. 30 000 lfd. m Holzpfähle für Arbeitsgerüste u. a., 13 800 lfd. m Eisenbetonpfähle und 4 200 m² eiserne Spundwand gerammt. Die auf der Baustelle für die tiefbaulichen Arbeiten verwendeten Maschinen und Baugeräte hatten einen Neuwert von rd. 1,8 Mill. RM. Die Kosten des tiefbaulichen Teiles der Donau- und der Tamisbrücke betragen zu-



Abb. 9.
Endwiderlager der Donaupfahlbrücke.



Abb. 10. Ansicht der fertigen Donaubrücke.

sammen reichlich 13 Mill. RM, davon sind rd. $\frac{2}{3}$ über Reparationskonto verrechnet worden, der Rest war von der jugoslawischen Regierung in bar zu bezahlen.

Obgleich die Montage der eisernen Überbauten der sieben großen Öffnungen der Donaubrücke beendet ist (Abb. 10) und die der Flutöffnungen und der Tamisbrücke in kurzer Zeit durchgeführt werden kann,

werden die Brücken erst frühestens in drei Jahren in Betrieb genommen werden, weil die Eindeichung des Pancevo-Riedes, d. i. des Geländes, das der Bahndamm zwischen der Donau- und der Tamisbrücke zu durchqueren hat, nicht früher beendet sein wird.

Eine ausführliche Abhandlung über das ganze Bauwerk wird demnächst in der Bautechn. erscheinen.

Vermischtes.

Technische Hochschule Berlin. Die Lehrbeauftragten Prof. Dr. Schucht und Geheimer Finanzrat, Ministerialrat Dr.-Ing. e. h. Suckow sind zu Honorarprofessoren in der Fakultät für Bauwesen ernannt worden.

Ausführung von Schweißnähten an Stahlbauten (Rundschreiben 82 Ibsch 63 vom 25. Juli 1932). Als Ergänzung zu Ziff. 5 des § 9 der „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten“ (DIN 4100, eingeführt durch Verfügung 82 Ibsch 34 vom 10. Mai 1931) wird für unseren Verwaltungsbereich folgende Bestimmung getroffen:

Mit blanken und leicht getauchten Schweißdrähten von höchstens 1 mm Umhüllungswanddicke und von höchstens 4 mm Drahtdicke können Schweißnähte bis zu 6 mm Dicke, mit stärker umhüllten Schweißdrähten von höchstens 3 mm Drahtdicke können Schweißnähte bis zu 5 mm Dicke in einer Lage geschweißt werden. Bei dickeren Nähten muß nach diesen Vorschriften zunächst vorgeschweißt werden, für die weiteren Lagen können dickere Schweißdrähte verwendet werden.

Bei Verwendung umhüllter Schweißdrähte darf von diesen Vorschriften abgewichen werden, wenn der Nachweis erbracht ist, daß auch bei Verwendung dickerer Schweißdrähte ohne Vorschweißen der Schweißstoff mit dem Werkstoff im Scheitel der Naht gut bindet, ohne daß der seitliche Einbrand in dem Werkstoff zu tief wird.

In allen Fällen sind Schweißdrahtdurchmesser und Stromstärke so zu wählen, daß möglichst geringe Wärmespannungen entstehen.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung.
(gez.) Kraefft.

Zerlegbare, leichte Ladebänder für Stollenbauten. Beim Vortreiben von Stollen bereitet das rasche Wegbringen der vor Ort gelösten Massen, besonders wenn die Bauzeit für einen Stollen beschränkt ist und in erhöhtem Maße mit mechanischen Mitteln gearbeitet werden muß, Schwierigkeiten. Werden mechanische Schaufeln zur Beschickung von stetigen Förderern (Förderbändern, Schüttelrutschen usw.) zur Weiterförderung der Massen aus dem Stollen heraus eingesetzt, so muß zwischen der Schaufel und dem anschließenden, stetigen Förderer ein Zwischenbunker liegen, damit Überschüttungen vermieden werden. Teils um den Raum, den ein Zwischenbunker beansprucht, bei den beschränkten Verhältnissen vor Ort einzusparen, teils um die Vorteile der stetigen Förderung völlig auszunutzen, verwendet man vielfach Ladebänder. Zur Senkung der Gewichte und Preise solcher Ladebänder ist eine leichte Ausführung (der Carlshütte AG) entstanden, die in einfacher Weise zerlegt und nach einer anderen Stelle gebracht werden kann.

Der Auflader (Abb. 1 u. 2) besteht aus dem Fahrgestell (Gewicht rd. 150 kg) und dem 2,7 m langen Zubringerband (Gewicht 220 kg). Im Fahrgestell liegt der Antriebsmotor von 1 PS Leistung, dessen Drehmoment über zwei

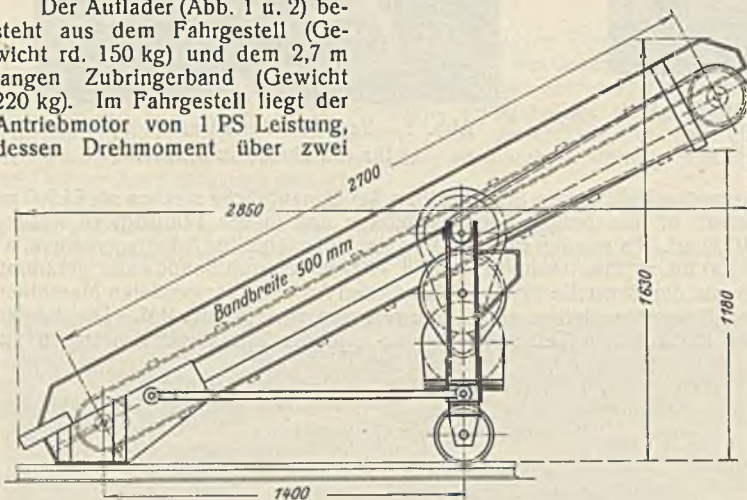


Abb. 1. Zerlegbares, leichtes Ladeband.

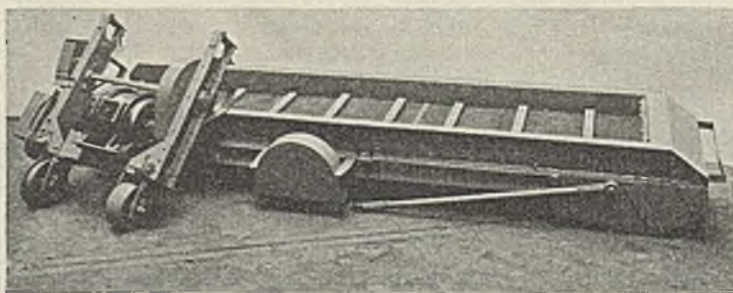


Abb. 2. Das Ladeband in zerlegtem Zustande.

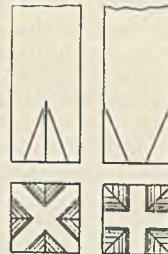
Stirnradvorgelege und einen Kettentrieb auf die Antriebtrommel übertragen wird. Das mit Holzquerleisten versehene Band läuft über die beiden Gurttrommeln von 200 mm Durchm. Die aus gepreßtem Blech in U-Form hergestellten, seitlichen Wangen dienen zur Führung des Gutes und als Aufgabelhaube und Schutzverkleidung. Zum Aufstellen des Gerätes, wozu nur wenig Zeit nötig ist, wird das Zubringerband auf das Fahrgestell aufgesetzt und die Zugstange eingehängt.

Neufassung der Schiedsgerichtsordnung und Gebührenordnung des Deutschen Beton-Vereins E. V. Mit dem 16. Juli 1932 ist eine neue Schiedsgerichtsordnung und Gebührenordnung in Kraft getreten, die zum Preise von 0,15 RM je Stück (ausschließl. Porto und Verpackung) vom Deutschen Beton-Verein E. V., Obercassel (Siegkreis), bezogen werden kann.

Patentschau.

Rammpfahl. (Kl. 84c, Nr. 536 165 vom 18.9.30 von Dipl.-Ing. Friedrich Wilhelm Lang in Hamburg.)

Um Rammpfähle mit abgestumpfter Spitze eine größere Tragfähigkeit zu geben, um an Rammtiefe und damit an Pfahlänge zu sparen, werden am Pfahlfuß kreuzförmige, H-förmige oder radiale Stirnflächen angeordnet, die den Pfahldruck unmittelbar lotrecht auf den Boden übertragen. Der Pfahlfuß ist somit eine Vereinigung von Stirn- und Keilflächen, wobei letztere der Bodenverdrängung beim Einrammen dienen, während die Stirnflächenstreifen zur Erhöhung der Standfestigkeit des Pfahles beitragen.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Scheunemann, Dezernent der RBD Wuppertal, als Dezernent zur RBD Erfurt, Nagel, Dezernent der RBD Berlin, als Dezernent zur RBD Erfurt, Petzold, Vorstand des Betriebsamts Berlin 4, als Dezernent zur RBD Wuppertal, Roos, Vorstand des Betriebsamts Augsburg 1, als Vorstand zum Betriebsamt Kempten (Allgäu), Ernst Richter, Dezernent der RBD Königsberg (Pr.), als Dezernent zur RBD Münster (Westf.); — die Reichsbahnrate Knipper, Vorstand des Neubauamts Halle (Saale) 1, als Vorstand zum Betriebsamt Seesen, Scherer, Vorstand des Betriebsamts Kempten (Allgäu), als Vorstand zum Betriebsamt Augsburg 2, Arnold, bisher bei der RBD Altona, als Dezernent zur RBD Königsberg (Pr.), Spröggel, bisher bei der RBD Münster (Westf.), zur RBD Altona, sowie der Baumeister Jacobs, bisher bei der RBD Münster (Westf.), zum Betriebsamt Prenzlau.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Paulsen, Vorstand des Betriebsamts Berlin 11, die Stellung des Vorstands des Betriebsamts Berlin 4, Weig, Vorstand des Betriebsamts Augsburg 2, die Stellung des Vorstands des Betriebsamts Augsburg 1.

In den dauernden Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Lodemann, Vorstand des Betriebsamts Burgsteinfurt.

Gestorben: der Direktor bei der Reichsbahn Bathmann in Erfurt und die Reichsbahnrate Mann, Vorstand des Betriebsamts Seesen, und Rempp, Vorstand des Betriebsamts Magdeburg 3.

Preußen. Der Wasserbaudirektor Frentzen ist von der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam an die Wasserbaudirektion in Königsberg (Pr.) und der Wasserbaudirektor Dr.-Ing. Schmidt von der Wasserbaudirektion in Königsberg (Pr.) an die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam versetzt worden.

Der Regierungsbaurat (W.) Hillebrand ist vom Wasserbauamte in Driesen als Regierungs- und Baurat an die Oderstrombauverwaltung in Breslau, der Regierungsbaurat (W.) Lahrs vom Wasserbauamte in Tilsit an das Wasserbauamt in Driesen als Vorstand, der Regierungsbaurat (W.) Franz Albrecht von Fürstenberg a. d. O. an das Wasserbauamt in Tilsit als Vorstand, der Regierungsbaumeister (W.) Zündorf vom Wasserbauamte in Kiel an das Wasserbauamt in Husum versetzt worden.

Der Regierungsbaurat (W.) Hirsch in Wittenberge ist dem Wasserbauamte daselbst überwiesen worden.

Der Regierungs- und Baurat (W.) Landsberger bei der Oberstrombauverwaltung in Breslau ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt worden.

INHALT: Bodendruckversuche mit einer pneumatischen Meßdose beim Bau des Schiffshebewerks Niederfinow. — Die Tragfähigkeit der Pfähle. — Neue Gesichtspunkte für allgemeine Anordnung und Ausrüstung der Häfen an Binnenwasserstraßen. — Die Fertigstellung der Donaubrücke („Pancevobrücke“) bei Belgrad. — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Ausführung von Schweißnähten an Stahlbauten. — Zerlegbare, leichte Ladebänder für Stollenbauten. — Neufassung der Schiedsgerichtsordnung und Gebührenordnung des Deutschen Betonvereins E. V. — Patentschau. — Personalnachrichten.