

# DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 19. Oktober 1934

Heft 45

Alle Rechte vorbehalten.

## Zur statischen Berechnung der Gewichtstaumauern.

Von Dr.-Ing. Karl v. Terzaghi, o. ö. Prof. an der Technischen Hochschule Wien.

In einer früheren Abhandlung des Verfassers<sup>1)</sup> wurde die Spannungsverteilung in betonierten Staumauern auf Grund des Trapezgesetzes behandelt. Die nachfolgenden Ausführungen enthalten eine Erörterung der Gesichtspunkte für die Wahl der Randbedingungen für die Einzeichnung des Strömungsbildes in den Mauerquerschnitt, die Beschreibung eines genaueren, auf der Theorie von Lévy fußenden Verfahrens für die Spannungsermittlung und eine Betrachtung über die Wirkung des „Unterdruckes“.

### Randbedingungen für das Potentialnetz.

Die Einzeichnung des Potentialnetzes (Strömungsbild) erfordert bei gegebenem Mauerquerschnitt und bei bekannter Durchlässigkeit des Betons auch die Kenntnis der Durchlässigkeit des Untergrundes. Bei der Beurteilung der letzteren sind wir auf eine Schätzung auf Grund vorhergegangener Erfahrungen angewiesen. Da das Wasserführungsvermögen der Spaltensysteme natürlicher Gesteinschichten erfahrungsgemäß bis zu einer Tiefe von 20 bis 30 m unterhalb der Oberfläche wesentlich höher ist als in größeren Tiefen<sup>2)</sup>, scheidet der Tunnelbau als Quelle einschlägiger Angaben aus. Wir sind auf die Ausdeutung von Beobachtungen angewiesen, die innerhalb der obersten Schichten natürlicher Gesteinskörper angestellt werden. Da wir nur selten Gelegenheit haben, die Durchlässigkeit von Gesteinskörpern aus dem Wasserzudrang nach offenen Gruben zu beurteilen, betreffen die meisten zu unserer Verfügung stehenden Beobachtungen das Schluckvermögen der Gesteine bei Druckwasser- Versuchen an Bohrlöchern und ihr Aufnahmevermögen für Zementmilch bei Einspritzarbeiten.

Aus den Ergebnissen von zahlreichen Druckwasserversuchen an Bohrlöchern im Untergrunde eines geschütteten Dammes mit Kernmauer im Staate Pennsylvania zog der Verfasser den Schluß, daß der  $k$ -Wert der dort anstehenden Gesteinschichten (schwach gestörte Sandstein- und Mergelschichten der Kohlenformation) eine Größenordnung von 0,01 cm/sek hatte. Bei Einspritzarbeiten in schwach verbogenen, jedoch von Verwerfungen durchsetzten Sandstein- und Mergelschichten tertiären Alters in Algerien schwankte der Zementverbrauch zwischen 100 und 400 kg Portlandzement je lfdm der Bohrlöcher. Diese Zementmenge verteilte sich im Mittel auf 30 m<sup>3</sup> Gestein. Die engsten, eben noch einspritzfähigen Spalten haben eine Weite von etwa 0,1 mm. Da man durch Beobachtung in künstlichen Aufschlüssen die mittlere Entfernung der Gesteinspalten feststellen konnte, waren wir in der Lage, einen Begriff von der Durchlässigkeit des Gesteinskörpers zu bekommen. Sie lag, je nach der Beschaffenheit der Schichten, im allgemeinen zwischen den Grenzen von  $1 \cdot 10^{-4}$  und  $100 \cdot 10^{-4}$  cm/sek. Zu ähnlichen Werten dürfte man wohl bei den meisten einspritzfähigen bzw. einspritzbedürftigen Gesteinen kommen. Nun liegt die Durchlässigkeitsziffer eines guten Gußbetons ungefähr zwischen den Grenzen  $0,002 \cdot 10^{-7}$  und  $1,0 \cdot 10^{-7}$  cm/sek. Aus dem Vergleich der beiden Gruppen von Werten ergibt sich bereits eine Erkenntnis von großer praktischer Wichtigkeit: Der  $k$ -Wert eines guten Betons ist verschwindend klein im Vergleich zum  $k$ -Werte eines einspritzfähigen Gesteins.

Nun müssen wir in allen Fällen der Grundbaupraxis bei fehlenden genaueren Angaben betreffend die Beschaffenheit des Untergrundes stets die ungünstigste Annahme treffen, die unter den gegebenen geologischen Verhältnissen eben noch in Betracht kommt. Vergleichen wir den kleinsten der oben angeführten  $k$ -Werte einspritzfähiger Gesteine mit dem größten  $k$ -Werte des Betons, so finden wir, daß der erstere immer noch tausendmal größer ist als der letztere. Macht man in einem Gestein, dessen  $k$ -Wert zehnmal größer ist als der kleinste  $k$ -Wert des Betons, ein Bohrloch mit einer Tiefe von 10 m, füllt es mit Wasser und setzt das Wasser unter einen Druck von 10 at, so betrüge der Wasserverlust bloß 1 bis 2 l/Tag. Ein derart günstiges Versuchsergebnis dürfte wohl zu den seltenen Ausnahmen gehören. Infolgedessen müssen wir auch bei scheinbar dichten, nicht einspritzbaren Gesteinen mit der Möglichkeit rechnen, daß ihr  $k$ -Wert jenen des Betons weit übertrifft.

Durch die vorstehenden Angaben, verbunden mit den Ergebnissen der Erörterung der Fälle I bis VIII in der in Fußnote<sup>1)</sup> genannten Ab-

handlung, sind die ungünstigsten Annahmen, die bei der statischen Untersuchung von Staumauern in Betracht kommen, eindeutig festgelegt. Da wir in den meisten Fällen der Praxis infolge Mangels an Gegenbeweisen annehmen müssen, daß die Durchlässigkeit des Gesteins wesentlich größer ist als jene des Betons, ist es überflüssig, das Strömungsbild für den Untergrund zu entwerfen, und es genügt eine den gegebenen geologischen Verhältnissen angepaßte Annahme betreffend die Verteilung des hydrostatischen Druckes über den Basisschnitt der Mauer. Bezeichnen

$H$  die größte Stauhöhe (Unterschied zwischen der Stauspiegelkote und der Kote des Unterwasserspiegels) und

$H_w$  bzw.  $H_t$  die hydrostatische Druckhöhe im Porenwasser am wasserseitigen bzw. am talseitigen Mauerfuß,

so empfehlen sich auf Grund der vorangegangenen Überlegungen sowie der Angaben in Bautechn. 1934, Heft 29, folgende Annahmen:

a) Hartes Gestein (Granit, fester Kalk usw.), Einspritzungen unter dem wasserseitigen Mauerfuß:

$$H_w = \frac{2}{3} \cdot H, \quad H_t = 0.$$

b) Hartes, nicht einspritzbares Gestein (ungenügende Klüftung) oder weiches, einspritzbares Gestein (Schiefer, Mergel usw.) mit Einspritzungen unter dem wasserseitigen Mauerfuß:

$$H_w = H, \quad H_t = 0.$$

c) Weiches, nicht einspritzbares Gestein:

$$H_w = H, \quad H_t = \frac{H}{2}.$$

In den Fällen a) und c) rundet man gemäß Abb. 1 die Drucklinie durch einen steilen Bogen ab.

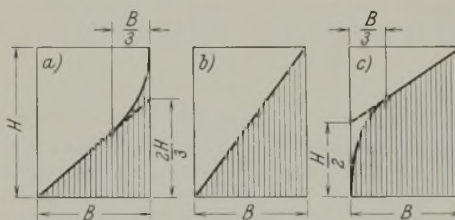


Abb. 1.

Da wir zumeist annehmen müssen, daß der  $k$ -Wert des Betons klein ist im Vergleich mit jenem des Gesteins, so könnte die Meinung entstehen, daß auch das Strömungsbild für den Mauerquerschnitt überflüssig sei. Ein Blick auf Abb. 5 (b) und (c) in Bautechn. 1934, Heft 29, genügt jedoch, um zu erkennen, daß dies nicht der Fall ist. Diese Abbildungen zeigen, daß der Spannungszustand der Mauer auch bei relativ geringer Durchlässigkeit des Betons in hohem Maße von den im Untergrunde herrschenden hydrostatischen Druckverhältnissen abhängt.

### Spannungsverteilung im Mauerkörper.

In Bautechn. 1934, Heft 29, wurde gezeigt, wie man die Beanspruchung einer Staumauer auf Grund der Trapezregel ermitteln kann, sofern das Strömungsbild gegeben ist. Da dieses Verfahren bloß die Verteilung der

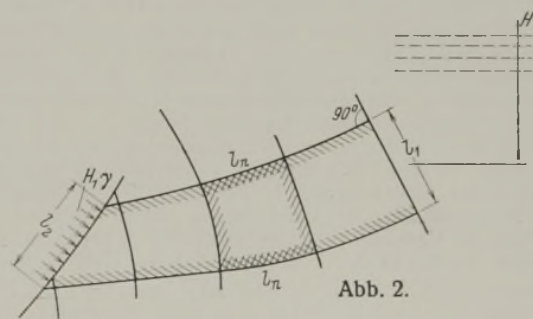


Abb. 2.

Normalspannungen über Schnittflächen liefert, empfiehlt sich bei größeren Bauwerken die Spannungsermittlung mit Hilfe der Formeln von Lévy. Um diese Formeln anwenden zu können, muß man zunächst die Kräfte ermitteln, die auf den Mauerkörper wirken.

Abb. 2 stellt einen Mauerquerschnitt dar, der von zwei Stromlinien begrenzt und durch Potentiallinien in angenähert quadratische Felder zerlegt wird. Die Größe der vom strömenden Sickerwasser auf die Festsubstanz

<sup>1)</sup> Bautechn. 1934, Heft 29, S. 379.

<sup>2)</sup> Redlich, Terzaghi und Kampe, Ingenieurgeologie, Berlin 1929, S. 513.



des durchströmten Mauerkörpers ausgeübten Kräfte wurde vom Verfasser berechnet<sup>3)</sup>. Bezeichnen

- $\mu$  das Porenvolumen des Betons,
- $n_w$  die wirksame Flächenporosität,
- $\gamma$  das Einheitsgewicht des Wassers,
- $\gamma_1$  das Einheitsgewicht des trockenen Betons,
- $\gamma_a = \gamma_1 - (1 - \mu)\gamma$  das Einheitsgewicht des Betons, vermindert um den vollen hydrostatischen Auftrieb, den er in ruhendem Wasser erfährt, und
- $i$  das hydraulische Druckhöhengefälle, mit dem das Sickerwasser ein Raumelement des Betons durchströmt,

so wirken auf die Festsubstanz der Raumeinheit des durchströmten Betons das Eigengewicht  $\gamma_1$  der Trockensubstanz, die lotrechte Komponente  $\gamma(n_w - \mu)$  des hydrostatischen Auftriebes und, in der Richtung der Stromlinien, ein Strömungsdruck von der Größe  $i\gamma n_w$  (Resultierende aus der Reibungskraft und der schrägen Komponente des Auftriebes). Die algebraische Summe der beiden lotrechten Volumkräfte gibt

$$(1) \quad \gamma_1 - \gamma(n_w - \mu) = \gamma_a + (1 - n_w)\gamma.$$

Führt man in die aufgezählten Formeln den abgeleiteten Näherungswert  $n_w \approx 1^4)$  ein, so erhält man für die beiden Komponenten der auf die Festsubstanz der Raumeinheit des durchströmten Betons wirkenden Volumkraft die Werte

$$(2) \quad \begin{cases} \gamma_a = \text{Eigengewicht abzüglich des vollen, in ruhendem Wasser wirkenden hydrostatischen Auftriebes, und} \\ i\gamma = \text{Strömungsdruck (Resultierende aus der Reibungskraft und der schrägen Auftriebskomponente).} \end{cases}$$

Wenn das Wasser an der Luftseite der Stau mauer austritt, ohne durch die Verdunstung eine Zugbeanspruchung zu erfahren, so stellen die Volumkräfte  $\gamma_a$  und  $i\gamma$  bei einem Baustoff mit der wirksamen Flächenporosität  $n_w \approx 1$  die einzigen Kräfte dar, die auf die Festsubstanz wirken<sup>5)</sup>.  $\gamma_a$  hat in jedem Punkte des Strömungsbereiches die gleiche Größe und Richtung, während  $i\gamma$  der Größe und Richtung nach veränderlich ist. Bezeichnet  $\Delta H$  den für den ganzen Strömungsbereich konstanten Druckhöhenunterschied, der zwei benachbarten Potentiallinien entspricht, und  $l_n$  die veränderliche Seitenlänge der Netzfelder, so gilt

$$i = \frac{\Delta H}{l_n}.$$

Infolgedessen genügt ein Blick auf das Strömungsbild, um eine klare Vorstellung vom Grade der Veränderlichkeit des Strömungsdruckes  $i\gamma$  zu bekommen. Der auf die Raumeinheit bezogene Strömungsdruck steht nämlich an jeder Stelle im umgekehrten Verhältnis zur Seitenlänge des zugehörigen Netzfeldes, und seine Richtung ist durch die Tangente an die zugehörige Stromlinie gegeben.

Die in Bautechn. 1934, Heft 29, veröffentlichten Strömungsbilder zeigen, daß die Schwankungen in der Richtung und Größe der veränderlichen

<sup>3)</sup> Z. d. Oe IAV 1934, Heft 1. Auseinandersetzung mit Fillunger s. ebenda, Heft 5/6 u. 7/8. — Die Vorgeschichte der Berechnung des Strömungsdruckes ist wie folgt: Das Verdienst, als erster, im Jahre 1913, die Auftriebs- und Reibungskräfte berechnet zu haben, die auf einen durchströmten, porösen Körper wirken, gebührt P. Fillunger (Der Auftrieb in Talsperren. Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1913, Heft 31 bis 34). Bei der Verteilung dieser Kräfte über den Mauerquerschnitt ging er von einer Schar von Druckniveaulinien (Linien gleichen hydrostatischen Druckes) aus, die er nach dem Gefühl in den Mauerquerschnitt einzeichnete. Im Jahre 1922, anlässlich einer Untersuchung betreffend die Sicherheit von Stauwerkfundamenten gegen Grundbruch, leitete der Verfasser, ohne die Fillungerschen Arbeiten zu kennen, die einschlägigen Formeln für den Sonderfall ( $n_w = 1$ ) ab und bestimmte die Verteilung des Strömungsdruckes über den durchströmten Raum mit Hilfe des Potentialnetzes (Terzaghi, Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung. Forchheimer-Festnummer der „Wasserkraft“, München 1922). 1923 erschien eine Abhandlung von G. Fantoli (Sul Problema delle Gallerie. Annali Consiglio Superiore Acque 5. 1923, Heft 2) und 1928 ein Buch von O. Hoffmann (Permeazioni d'acqua e loro effetti nei muri di ritenuta. Milano 1928) über die Beanspruchung betonierter Stau mauern durch das Sickerwasser. In beiden Arbeiten fußen die Untersuchungen ebenfalls auf der Einzeichnung eines Potentialnetzes. Die Gründe, warum der Verfasser sein eigenes Verfahren dem älteren Fillungerschen vorzieht, wurden in der Z. d. Oe. IAV 1934, Heft 1, dargelegt.

<sup>4)</sup> Bautechn. 1934, Heft 29; Z. d. Oe IAV 1934, Heft 1/2, 5/6 u. 7/8.

<sup>5)</sup> Um dies zu erkennen, führen wir einen Bruchschnitt parallel zur rechten (wasserseitigen) Endfläche des Mauerabschnitts Abb. 2 und in sehr geringem Abstände von ihr. Vernachlässigen wir die Größen zweiter Kleinheitsordnung, so verbleiben folgende, auf das scheibenförmige Mauer element wirkenden Kräfte: von rechts der volle Wasserdruck und von links der in den Poren des Bruchschnittes wirkende Wasserdruck. Da sich die Scheibe im Gleichgewicht befindet und die Flächenporosität des Bruchschnittes  $\approx 1$  ist, so muß auch die Beanspruchung der Festsubstanz durch den auf die Wasserseite der Mauer wirkenden Wasserdruck für die Flächeneinheit des Bruchschnittes nahezu gleich Null sein.

Komponente  $i\gamma$  der Volumkraft in vielen Fällen verhältnismäßig gering sind. Bei konstanter und überall gleich gerichteter Volumkraft kann man die wahre Spannungsverteilung im Mauerkörper nach entsprechender Vereinfachung des Mauerquerschnitts mit Hilfe der von Lévy und Fillunger abgeleiteten Formeln berechnen<sup>6)</sup>. Infolgedessen kann man bei wenig veränderlicher Größe und Richtung an Stelle der wahren veränderlichen Volumkraft eine mittlere, der Größe und Richtung nach konstante  $\gamma_r$  einführen, die zugehörige Spannungsverteilung nach dem strengen Verfahren ermitteln (Berechnung der „Grundspannungen“) und die Wirkung des Unterschiedes zwischen Annahme und Wirklichkeit näherungsweise berücksichtigen (Berechnung der „Zusatzspannungen“).

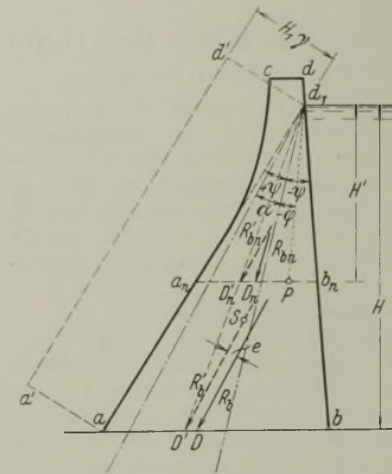


Abb. 3.

Die zur Durchführung der Untersuchung nötige Vereinfachung besteht im Ersatz des wahren Mauerquerschnitts durch das Grunddreieck  $a d_1 b$  (Abb. 3) mit dem Flächeninhalt  $F$ . Der Mauerkörper, dessen Querschnitt durch  $a d_1 b$  dargestellt wird, sei als „Grundkörper“ bezeichnet.

Die Wahl der mittleren (äquivalenten) Volumkraft  $\gamma_r$  ergibt sich aus folgenden Überlegungen: Führen wir durch die Mauer einen Schnitt, so müssen die an den Schnittflächen durch die Festsubstanz wirkenden Spannungen mit den oberhalb des Schnittes auf die Festsubstanz wirkenden, durch Gl. (2) bestimmten Kräften im Gleichgewicht stehen. In Bautechn. 1934, Heft 29 [Kräfteplan Abb. 3 (b)], wurde ein Verfahren beschrieben, um die mit  $R_{bn}$  bezeichnete Resultierende dieser Spannungen auf kurzem Wege zu ermitteln. Bestimmt man diese Resultierende für den Basisschnitt  $a b$ , Abb. 3, (Kraft  $R_b$ ) und dividiert sie durch den Rauminhalt des Grundkörpers ( $F$  je Längeneinheit in der Längsrichtung der Mauer), so bekommt man eine mittlere, parallel zu  $R_b$  wirkende Volumkraft

$$(3) \quad \gamma_r = \frac{R_b}{F},$$

die eine Resultierende von gleicher Größe und Richtung liefert wie die wahre, veränderliche. Die Beanspruchung des keilförmigen Grundkörpers durch die Volumkraft  $\gamma_r$  ist durch die Formeln von Lévy oder Fillunger gegeben. Der Unterschied zwischen den theoretischen und den wahren, im Basisschnitt  $a b$  wirkenden Spannungen besteht nur darin, daß die Resultierende  $R_b$  der ersteren im Punkte  $D$  (Abb. 3) angreift, während die der letzteren  $R'_b$  durch den Schwerpunkt  $S$  des Grunddreiecks hindurchgeht und die Basis im Punkt  $D'$  schneidet. Wegen  $R_b = R'_b$  unterscheidet sich die wirkliche Beanspruchung der Fundamentsohle von der theoretischen bloß durch das Drehmoment  $R_b e$  (Abb. 3), dessen Wirkung auf die Spannungsverteilung auf Grund der Trapezregel angenähert ermittelt wird.

Für eine beliebige Fuge  $a_n b_n$  liegt der Angriffspunkt  $D'_n$  der Resultierenden der auf den Mauerabschnitt  $a_n b_n c d$  wirkenden mittleren Volumkraft  $\gamma_r$  auf der Geraden  $d_1 D'$ , und ihre Größe ist

$$R'_{bn} = R_b \cdot \frac{H'^2}{H^2}.$$

Die wirkliche Resultierende ist durch  $R_{bn}$  (Abb. 3) gegeben. Die Zusatzkraft, die wir zu  $R'_{bn}$  hinzufügen müssen, um  $R_{bn}$  zu bekommen, besteht aus einer Normalkraft und einer Scherkraft. Hierzu gesellt sich noch ein Drehmoment. Für die zugehörigen Zusatzspannungen nehmen wir eine trapezförmige (Normalspannungen) bzw. eine dreieckförmige (Scherspannungen) Spannungsverteilung an.

Infolge des großen Einflusses der möglichen Unterschiede zwischen den grundlegenden Annahmen und der Wirklichkeit dürfte eine genauere Behandlung des Spannungszustandes der Mauer nur selten in Betracht kommen. Im übrigen lassen sich auch die von Tölke<sup>7)</sup> angegebenen Untersuchungsweisen ohne Schwierigkeit unseren Versuchsergebnissen betreffend die wirksame Flächenporosität des Betons anpassen.

Es verbleibt nur noch die Spannungsermittlung unter Berücksichtigung des Kapillardruckes. Bei ausgiebiger Verdunstung an der Luftseite der Stau mauer tritt, wie in Bautechn. 1934, Heft 29, gezeigt wurde, im Porenwasser eine Zugspannung auf. Führt man im Mauerabschnitt (Abb. 2) einen Bruchschnitt parallel zur linken Endfläche (Verdunstungsoberfläche) und in sehr geringer Entfernung von ihr, so wirken auf die so entstandene

<sup>6)</sup> K. Kammüller, Die Theorie der Gewichtstau mauern. Berlin 1929.

<sup>7)</sup> J. Tölke, Der Einfluß der Durchströmung von Betonmauern auf die Stabilität. Ingenieur-Archiv, II. Bd., 1931.



sehr dünne Scheibe bei Vernachlässigung der Größen zweiter Kleinheitsordnung folgende Kräfte: auf die linke Außenfläche die Kraft Null, in den Poren des Bruchschnitts die im Porenwasser herrschende Zugspannung und eine vorläufig noch unbekannte Spannung in den Schnittflächen durch die Festsubstanz. Da sich die Scheibe im Gleichgewicht befindet und die Flächenporosität des Bruchschnittes  $\approx 1$  ist, muß in der Festsubstanz je Flächeneinheit des Bruchschnittes eine Druckspannung herrschen, die der Zugspannung des Wassers gleichkommt. Diese Druckspannung wird durch die in der Verdunstungsfläche an den Seitenwänden der Poren angreifende Oberflächenspannung des Wassers erzeugt, die eine senkrecht zur Verdunstungsfläche wirkende Qberflächenkraft darstellt.

Bezeichnet  $H_1$  die kapillare Steighöhe des Wassers im Beton, so ist der Höchstwert für die im Wasser auftretende Zugspannung durch das Produkt  $H_1 \gamma$  gegeben. Dieser Höchstwert kann an allen Stellen der Berührungsfläche zwischen Luft und Wasser erreicht werden, ausgenommen in der nächsten Nachbarschaft des luftseitigen Mauerfußes und des freien Stauspiegels<sup>8)</sup>. Infolgedessen kann man den Kapillardruck mit hinreichender Genauigkeit als eine gleichmäßig verteilte Oberflächenkraft mit der Größe  $H_1 \gamma$  auffassen, die senkrecht auf die Luftseite  $a d_1$  des Grundkörpers  $a d_1 b$  in Abb. 2 wirkt. Da für den Spannungszustand, der im Grundkörper durch eine solche Belastung hervorgerufen wird, ebenfalls strenge, von Fillunger abgeleitete Formeln vorliegen, genügt eine einfache Rechnung, um auch den Einfluß des Kapillardrucks auf die Beanspruchung des Mauerkörpers einwandfrei und ohne nennenswerten Zeitaufwand zu berechnen. Diese Formeln beziehen sich auf ein Polarkoordinatensystem mit dem Pol  $d_1$  (Abb. 3). Infolgedessen empfiehlt es sich bei der statischen Untersuchung einer durch Kapillardruck beanspruchten Staumauer, die Spannungen, die durch die Volumkraft  $\gamma_r$ , Formel (3), hervorgerufen werden, ebenfalls mit Bezug auf ein solches System auszudrücken. Bezeichnen

$\sigma_r$  die Normalspannung im Punkte  $P$  in der Richtung des Strahles  $P d_1$   
 $= r$  (Abb. 3),

$\sigma_t$  die Normalspannung im Punkte  $P$  senkrecht zu  $P d_1$  und

$\tau_1$  die zugeordnete Schubspannung,

so erhält man unter Benutzung der Fillungerschen Formeln<sup>9)</sup> für die im Punkte  $P$  des Querschnitts herrschenden Spannungen folgende Werte:

$$(4) \begin{cases} \sigma_r = r \gamma_r [(a_1 + n_1) \cos \varphi + (b_1 + m_1) \sin \varphi - c_1 \cdot \cos 3 \varphi - \\ \quad - d_1 \cdot \sin 3 \varphi] + H_1 \gamma (a + 2 b \varphi - c \cdot \sin 2 \varphi) \\ \sigma_t = r \gamma_r [(3 a_1 + n_1) \cos \varphi + (3 b_1 + m_1) \sin \varphi + c_1 \cdot \cos 3 \varphi + \\ \quad + d_1 \cdot \sin 3 \varphi] + H_1 \gamma (a + 2 b \varphi + c \cdot \sin 2 \varphi) \\ \tau = r \gamma_r (a_1 \cdot \sin \varphi - b_1 \cdot \cos \varphi + c_1 \cdot \sin 3 \varphi - d_1 \cdot \cos 3 \varphi) - \\ \quad - H_1 \gamma (b + c \cdot \cos 2 \varphi), \end{cases}$$

worin  $m_1 = \sin \alpha$   $n_1 = \cos \alpha$   
 $m_2 = \sin \psi$   $n_2 = \cos \psi$   $m_3 = \sin 2 \psi$   $n_3 = \cos 2 \psi$   
 $a_1 = \frac{n_1 (4 m_2^2 - 3)}{8 n_3^2}$   $b_1 = \frac{m_1 (4 n_2^2 - 3)}{8 m_2^2}$   
 $c_1 = \frac{n_1}{8 n_2^2}$   $d_1 = \frac{-m_1}{8 m_2^2}$   
 $a = \frac{1}{2}$   $b = \frac{n_3}{2(m_3 - 2 \psi n_3)}$  und  $c = \frac{1}{2(m_3 - 2 \psi n_3)}$ .

Setzt man in diesen Gleichungen  $H_1 \gamma = 0$ , so erhält man die Formeln für die Spannungen in einer Staumauer, die lediglich durch das Eigengewicht, den Auftrieb und den Strömungsdruck beansprucht wird. Aus Gl. (4) lassen sich die Hauptspannungen für den Punkt  $P$ , sowie die in Punkt  $P$  in der Schnittfläche  $a_n b_n$  herrschenden Materialspannungen in der bekannten Weise ermitteln.

Die oben mitgeteilten Gleichungen nehmen bekanntlich keine Rücksicht auf die Randbedingungen, die an der Sohle des Bauwerks herrschen. Die Berücksichtigung dieser Randbedingungen erfordert in erster Linie die Kenntnis des Quotienten aus dem Elastizitätsmodul des Betons und dem des Gesteins. Hinsichtlich des letzteren können wir bisher nur vermuten, daß er im allgemeinen wesentlich kleiner ist als der Wert, den man mit Hilfe von Druckversuchen an rissfreien Gesteinsproben erhält. Eine genauere Kenntnis der Elastizität natürlicher, geklüfteter Gesteinskörper ist erst dann zu erwarten, wenn man neuerbaute Talsperren mit genauen Meßvorrichtungen ausrüstet, die eine Messung sämtlicher Bewegungskomponenten des Mauerkörpers gestatten<sup>10)</sup>.

Die theoretische Berücksichtigung des Einflusses der Nachgiebigkeit der Unterlage einer Staumauer auf die Spannungsverteilung hat wenig Aussicht auf Erfolg, weil man die Mauer weder als vollkommen starr, noch als vollkommen nachgiebig betrachten kann. Infolge dieses Umstandes stößt man bei der Berechnung der Formänderungen des Unter-

grundes mit Hilfe der Theorie von Boussinesq für Schnittflächen senkrecht zur Dammachse auf sehr große Schwierigkeiten. Am gangbarsten erscheint heute noch der Weg der photoelastischen Spannungsuntersuchung<sup>11)</sup>.

Zu den bisher behandelten Spannungen treten bei nachgiebigem Untergrund Torsions- und Biegebungsbeanspruchungen hinzu, deren Größe nur auf dem Wege einer rohen Schätzung beurteilt werden kann. Sie können unter ungünstigen Verhältnissen (ungleichmäßige Nachgiebigkeit des Untergrundes) derart ausgiebig sein, daß sie unregelmäßige Rissebildung im Mauerwerk bewirken<sup>12)</sup>. Auf diesen Umstand sind u. a. die ungünstigen Erfahrungen zurückzuführen, die man in einigen Fällen beim Bau von Gewichtstaumauern im westlichen Nordafrika gemacht hat (weiche Sandsteine, Kalke und Mergel der Tertiärformation).

Die wichtigsten, heute noch ungelösten Aufgaben, betreffend die Beanspruchung der Staumauern, sind demnach die folgenden:

Schaffung von Anhaltspunkten für die Beurteilung des Elastizitätsmoduls des Untergrundes der Talsperren, der Spannungsverhältnisse in der Nachbarschaft der Gründungsfuge bei gegebenem Wert des Elastizitätsmoduls des Untergrundes, sowie für die Beurteilung der Beanspruchung des Sperrkörpers durch Torsion und Biegung.

In manchen Gegenden liegt auch die Notwendigkeit vor, die Beanspruchung der Staumauer bei gefülltem Stauweiher durch Erdbebenwirkung zu bestimmen. Ein solcher Fall wurde durch H. M. Westergaard behandelt<sup>13)</sup>. Nach den Ergebnissen seiner Berechnungen tritt bei Erdbeben zum einfachen Wasserdruck ein senkrecht zur Wasserseite wirkender Zusatzdruck, dessen Größe angenähert in geradem Verhältnis zur Quadratwurzel aus der Tiefe unter dem Stauspiegel steht.

#### Auftrieb im Untergrund der Mauer.

Infolge der großen Flächenporosität des Betons verlieren Betrachtungen über die Möglichkeit des Vorhandenseins einer besonders porösen Schicht an der Grundfläche des Mauerkörpers jede praktische Bedeutung, sofern die Anwesenheit dieser Schicht keine ausgiebige Veränderung des Strömungsbildes bewirkt. Es verbleibt lediglich die Notwendigkeit einer Erörterung der Wirkung des hydrostatischen Druckes in den Spalten des Gesteins unterhalb der Bauwerksohle („Unterdruck“).

Die Ergebnisse der nach dem elektrischen Potentialverfahren ausgeführten Beobachtungen zeigen, daß spaltenfreie Gesteinschichten in der Natur zu seltenen Ausnahmen gehören. Der elektrische Leitwiderstand von Gesteinschichten liegt nämlich erfahrungsgemäß zwischen  $0,3 \cdot 10^6$  und  $1,0 \cdot 10^6$  Ohm/cm<sup>2</sup>, während rissfreie Proben aus diesen Schichten einen Widerstand von der Größenordnung  $10^6$  bis  $10^{14}$  Ohm/cm<sup>2</sup> aufweisen<sup>14)</sup>. Außerdem zeigen die auf Messungsergebnissen fußenden Unterdruckdiagramme Abb. 6 u. 7 in Bautechn. 1934, Heft 29, daß die Gesteinspalten im allgemeinen viel regelmäßiger über den Gesteinskörper verteilt sind, als man vermuten würde. Da die Gesteinsfugen mit dem Staubecken in freier Verbindung stehen, bilden sie den Sitz von hydrostatischen Druckkräften.

Dieser Unterdruck verdient nur in den Fällen eine ernste Beachtung, in denen der Staudamm auf waagrecht geschichteten Gesteinen aufricht, so daß eine Gleitung nach einer waagerechten, unterhalb der Bauwerksohle gelegenen Gesteinsfuge möglich ist. Eine solche Fuge kann entweder eine Tonschmitze enthalten oder tonfrei sein. Für den Ton hat der Verfasser bereits vor mehreren Jahren<sup>15)</sup> im Versuchsweg gezeigt, daß seine Flächenporosität nur um wenige Prozente kleiner sein kann als die Einheit. Infolgedessen sind die Auftriebskräfte in einer Tonschmitze

<sup>11)</sup> Um die auf das Modell wirkende Massenkraft derart zu vergrößern, daß man trotz des kleinen Maßstabes hinreichend große Spannungen bekommt, machte der Verfasser im Jahre 1928 dem Mass. Inst. of Techn. in Cambridge, Mass., folgenden Vorschlag: Man montiert das Modell und den zum Photographieren der Interferenzbilder dienenden Apparat am äußeren Ende eines waagerechten, um eine lotrechte Achse sich drehenden Balkens und steigert die Umdrehungsgeschwindigkeit so lange, bis die Fliehkraft registrierbare Spannungsbilder erzeugt. Diese Anregung wurde bisher noch nicht verwirklicht. Wohl aber hat man seither an der Columbia-Universität das angedeutete Zentrifugalverfahren mit Erfolg dazu benutzt, die Beanspruchung des Daches und der Aussteifungen in unterirdischen Hohlräumen im Versuchswege zu studieren; s. P. B. Bucky, The use of models for the study of Mining Problems. A. J. M. E., Techn. Paper 425. — Ders., Effect of approximately vertical cracks on the behaviour of horizontally lying Roof Strata. Am. Inst. Min. Met. Eng., February, 1933.

<sup>12)</sup> Redlich, Terzaghi und Kampe, Ingenieurgeologie. Berlin 1929, S. 529.

<sup>13)</sup> H. M. Westergaard, Waterpressure on dams during Earthquakes. Memorandum to the Chief Designing Engineer, Hoover Dam, 1930.

<sup>14)</sup> K. Sundberg, Principles of the Swedish Geo-Electrical Methods. Ergänzungshefte für angew. Geophysik, Bd. 1, S. 298 bis 361. 1931.

<sup>15)</sup> Terzaghi, Tragfähigkeit der Flachgründungen. Vorbericht des ersten Kongresses der internat. Vereinigung für Brücken- und Hochbau, Paris 1932.

<sup>8)</sup> Vgl. Bautechn. 1934, Heft 29, Abb. 4.

<sup>9)</sup> P. Fillunger, Drei wichtige ebene Spannungszustände des keilförmigen Körpers. Zeitschr. f. Math. u. Physik, S. 275 bis 285. Leipzig 1912.

<sup>10)</sup> Berichte zur Frage 1b am ersten Talsperren-Kongreß in Stockholm 1933 (Commission internationale des Grands Barrages de la Conférence mondiale de l'Énergie).



trotz der geringen Sickergeschwindigkeit beinahe ebenso wirksam wie in einer dünnen Zwischenlage aus kohäsionslosem Sand. Die gegenteilige, von der überwiegenden Mehrzahl der Ingenieure vertretene Ansicht fußt auf der Beobachtung, daß bei Kellersohlen, Docksohlen u. dgl., die von Tonschichten unterlagert werden, der hydrostatische Auftrieb erfahrungsgemäß nicht zur Wirkung kommt. Nachfolgende Betrachtung zeigt jedoch, daß diese Tatsache mit den Ergebnissen unserer Versuche betreffend die wirksame Flächenporosität des Tones nicht im Widerspruch steht. Abb. 4

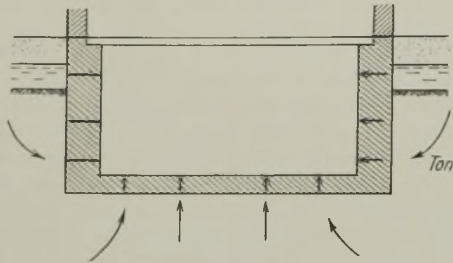


Abb. 4.

stellt einen Schnitt durch einen betonierten Keller ohne Dichtungshaut dar, dessen Sohle unterhalb des Grundwasserspiegels auf einer Tonschicht ruht. Um die Kellersohle heben zu können, muß das Wasser aus der Sandschicht durch den Ton nach dem Sohlenbereich strömen. Nun liegt die Durchlässigkeitsziffer eines dichten, einwandfrei hergestellten Betons etwa zwischen den Grenzen 0,005 bis 2,5 cm/Jahr und die eines steifplastischen Tones zwischen 0,005 bis 5 cm/Jahr. Die Durchlässigkeit der beiden Stoffe liegt demnach im gleichen Bereich<sup>16)</sup>. In einem improvisierten Feuchtraum haben wir die Beobachtung gemacht, daß die Verdunstungsgeschwindigkeit trotz aller Vorsichtsmaßnahmen etwa 9 cm/Jahr betrug. Das ist eine Geschwindigkeit, die die Strömungsgeschwindigkeit, die sich unter den in Abb. 4 dargestellten hydrostatischen Verhältnissen im Ton und im Beton einstellt, weit übertrifft. Infolgedessen stellt sich im Untergrunde der Sohle ein andauernder Strömungszustand aus dem Sand durch den Ton nach der Verdunstungsfläche im Keller ein. Bei diesem Strömungsvorgang wird der größte Teil der hydrostatischen Druckhöhe durch die Reibungswiderstände am Sickerweg aufgezehrt, so daß der Kellerboden trotz der großen Flächenporosität von Ton und Beton fast gar keine Beanspruchung durch Auftrieb erfährt. Da die Verdunstungsgeschwindigkeit nach vorstehendem auch in einem Keller bei guter Beschaffenheit des Betons die Sickergeschwindigkeit übertrifft, zieht sich die Verdunstungsfläche in das Innere des Betons zurück<sup>17)</sup>, und das Innere des Kellers erscheint trotz der stetigen Zuströmung von Sickerwasser vollkommen trocken.

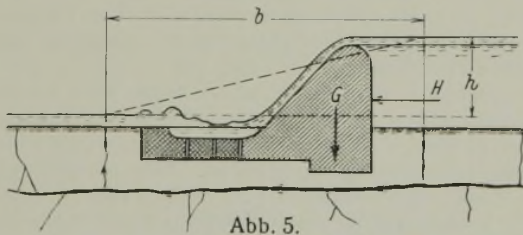


Abb. 5.

Wenn hingegen derselbe Ton mit  $n_w \approx 1$  eine waagerechte Schichtfuge im Untergrunde des Stauwerks Abb. 5 ausfüllt, so erfährt das vollkommen undurchlässig gedachte Hangende dieser Fuge einen Unterdruck, dessen Größe durch das Produkt  $\frac{1}{2} h b \gamma$  gegeben ist. Bedeuten

- $G$  das Gewicht des Bauwerks,
- $G_1$  das Gewicht der hangenden Gesteinschicht und der Wassermassen, die sich im Bereich  $b$ , Abb. 5, oberhalb der Fuge befinden,
- $c$  die Kohäsion des Tones und
- $\varphi$  den zugehörigen Winkel der inneren Reibung,

so ist der Widerstand gegen das Gleiten des Bauwerks auf der Tonschicht nicht, wie meist angenommen,  $c + (G + G_1) \cdot \operatorname{tg} \varphi$ , sondern bloß

$$(5) \quad H = c + (G + G_1 - \frac{1}{2} \gamma h b) \cdot \operatorname{tg} \varphi.$$

Schließlich können noch Umstände eintreten, die eine vorübergehende Herabminderung des Winkelwertes  $\varphi$  bewirken.

<sup>16)</sup> Die Durchlässigkeit eines durch Schüttung unter Wasser hergestellten Betons, wie er bei der Herstellung von Docksohlen häufig verwendet wird, ist sogar größer als die eines dichtgelagerten, tonhaltigen Feinsandes.

<sup>17)</sup> Terzaghi, Auftrieb und Kapillardruck in betonierten Talsperren. Ww. 1933, Heft 31.

Bei den meisten durch die aufgezählten Einflüsse verursachten Dammbrüchen (Austin Texas, Austin Pa. usw.) wird die genauere Nachprüfung der Auftriebs- und Reibungsverhältnisse für den Augenblick der Gleitung dadurch verhindert, daß wir den passiven Widerstand der stromabwärts vom Bauwerk, oberhalb der Gleitfläche gelegenen Gesteinschichten nicht kennen. Um so wertvoller sind die Angaben über den Bruch des Ohiodammes Nr. 26, bei dem die Gleitfläche in sehr geringer Tiefe unter der Gesteinsoberfläche verlief. Abb. 6 zeigt einen Querschnitt durch dieses

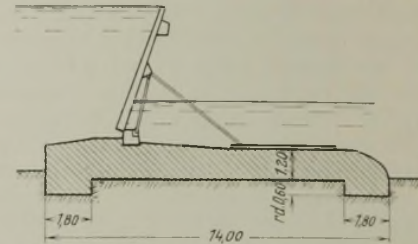


Abb. 6.

Bauwerk. Es bestand aus einer massiven Betonplatte mit einer Breite von 14 m und einer mittleren Dicke von 1,4 m, die als Unterlage für ein Chanoine-Klappenwehr diente<sup>18)</sup>. Die Platte ruhte auf waagrecht geschichteten Mergeln, die zwar oberflächlich erweicht waren, jedoch bereits in einer Tiefe von etwa 0,5 m in festes Gestein übergingen. Die erweichte Oberschicht wurde abgegraben. Außerdem griff die Platte an den Rändern zahnartig in die festen Mergelschichten ein. Bei einer Stauhöhe von 3,2 m kam der mittlere Teil der 180 m langen Wehrkonstruktion ins Gleiten, und die Bruchstücke der Gründungsplatte bewegten sich auf einer waagerechten, unterhalb der Herdmauersohle befindlichen Gleitfläche bis auf eine größte Entfernung von etwa 48 m von der Ausgangstellung. Eine Überschlagrechnung liefert folgendes Ergebnis:

$$H = 5,1 \text{ t/m (waagerechte Komponente des Wasserdrucks im Augenblick der Gleitung),}$$

$$G_1 = 47 \text{ t/m,}$$

$$G_2 = 15 \text{ t/m (Gewicht des oberhalb der Gleitfläche, im Bereich der Plattensohle befindlichen Wassers und Gesteins),}$$

$$\frac{1}{2} \gamma h b = 22 \text{ t/m (der volle, auf Grund der Annahme einer ganz undurchlässigen Plattensohle berechnete Unterdruck.)}$$

Setzt man diese Werte in Gl. (5) ein, so erhält man bei Vernachlässigung des Kohäsionswertes  $c$ :

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{5,1}{45,0} = 0,13.$$

Nun ist uns bisher noch kein Ton bekanntgeworden, der nach völliger Angleichung seines Wassergehaltes an die Auflast eine derart niedrige Reibungsziffer aufweist. Infolgedessen war im Falle des Ohiodammes nicht bloß der Unterdruck wirksam, sondern es muß außerdem eine vorübergehende Herabminderung des normalen Reibungswertes eingetreten sein.

Bei waagerechten, jedoch tonfreien Gesteinspalten liegen die Verhältnisse insofern günstiger, als der Wert des Reibungswinkels von Gestein auf Gestein im Gegensatz zu jenem für den Ton einen hohen und außerdem eindeutig bestimmten Wert hat ( $\varphi \geq 34^\circ$ ). Trotzdem kommen auch solche Gesteinsfugen zuweilen als gefährlichste Gleitflächen in Betracht. Bei unbelastetem Hangenden sind sie in der Nachbarschaft der Gesteinsoberfläche zumeist sichtbar offen. Wenn man dann die hangende Schicht durch ein Stauwerk belastet, so genügt, infolge der bekannten gewaltigen Härte mikroskopischer Gesteinsteilchen, ein unsichtbarer Beschlag von Gesteinsmehl, um ein sattes Schließen der Fuge zu verhindern. Es liegt kein Grund zu der Annahme vor, daß die wirksame Flächenporosität eines solchen Gesteinsmehlbeschlages kleiner sei als die eines steifen Tones oder eines abgebandenen Zementsteins. Außerdem wissen wir, daß das Wasser sogar in Spalten mit einer Weite von weniger als 0,001 mm allen Gesetzen der Hydraulik gehorcht<sup>19)</sup>. Infolgedessen muß man auch bei waagrecht geschichtetem Gestein mit tonfreien Spalten mit vollem Unterdruck rechnen.

Der „Unterdruck“ in den Spalten eines unregelmäßig geklüfteten Gesteins ist fast ausnahmslos eine praktisch belanglose Erscheinung. Um so nachdrücklicher muß jedoch vor den Gefahren gewarnt werden, die mit der Gründung von Stauwerken auf waagrecht geschichteten Gesteinen verbunden sind.

<sup>18)</sup> Failure of Dam No. 26, Ohio River. Eng. News 1912, II, S. 366.

<sup>19)</sup> Vgl. Terzaghi, Erdbaumechanik, Wien 1925.



# Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hitler-Brücke.<sup>1)</sup>

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Fr. Dischinger, ord. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

(Schluß aus Heft 41.)

## 5. Die Senkkastengründungen der Pfeiler und Widerlager.

Wie schon auf S. 133 u. 134 besprochen, wurden im Herbst 1931 vor Auftragerteilung von der Arge nochmals eine große Reihe von Bohrungen und z. T. auch Kernbohrungen mehrere Meter tief in den Felsen geführt. Dabei wurde an allen Stellen gesunder fester Fels vorgefunden, so daß sich keine Bedenken hinsichtlich der Aufnahme der gewaltigen Schübe — der Schub des rechten und des mittleren Bogens beträgt rd. 1000 t je m Gewölbekbreite — ergaben. Die Festigkeit des Felsens nahm von der rechten nach der linken Moselseite hin zu, dafür war aber beim linken Widerlager die Schichtung wesentlich ungünstiger als beim rechten, denn infolge einer Verwerfung war hier die Schichtung fast senkrecht.

Bei dem rechten Widerlager und den Zwischenpfeilern wurden auf Grund dieser Bohrungen annähernd die gleichen Gründungstiefen wie von der Verwaltung festgestellt, bei dem linken Widerlager dagegen mußte die Fundamentsohle wesentlich tiefer angenommen werden, so daß auch hier eine Preßluftgründung notwendig wurde.

Die Ausschachtungsarbeiten in den Senkkästen haben später diese Ergebnisse der Bohrungen durchaus bestätigt, und es konnten die auf Grund der Bohrungen in den statischen Berechnungen festgelegten Gründungstiefen beibehalten werden. Sie betragen für die einzelnen Bauteile:

Linkes Widerlager	Linker Pfeiler	Rechter Pfeiler	Rechtes Widerlager
+ 52,50 m	+ 48,75 m	+ 50,60 m	+ 49,60 m

Bei den Zwischenpfeilern wären keine Schwierigkeiten entstanden, wenn man bei der Gründung mit dem Senkkasten hätte höher bleiben oder tiefer gehen müssen, wohl dagegen bei den Widerlagern mit ihren weit vorkragenden Hälsen, bei denen zugleich die Mittelkraft sämtlicher Kräfte schräg gerichtet ist. Bei einer Abweichung von der in der statischen Berechnung festgelegten Gründungstiefe hätte sich eine ungünstige Lage der Mittelkraft in bezug auf die Fundamentmitte ergeben. Entweder hätte sie zu weit vorn oder zu weit hinten gelegen, und damit wären zu hohe Druckspannungen auf der einen Seite und auf der anderen Zugspannungen entstanden. Aus diesen Gründen war es notwendig, die genaue Gründungstiefe schon vor Aufstellung der statischen Berechnung durch Bohrungen festzulegen.

Die statische Berechnung, besonders die der Widerlager mit ihren langen Hälsen, wurde sehr genau, und zwar in allen wesentlichen Fugen mit Hilfe der Kernpunktmomente für alle Belastungsfälle bei HHW und NNW und bei verschiedenen Annahmen für Erddruck und Erdauflast durchgeführt. Auch bei den ungünstigsten Belastungsfällen ergab sich nur eine geringe Überschreitung der zugelassenen Bodenpressungen; Zugspannungen treten in keinem Falle auf, auch bei Berücksichtigung des Auftriebes, der jedoch nur in geringem Maße wirksam sein kann, da beim Ausbetonieren der Arbeitskammer alle sich zeigenden Fugen gut geschlossen wurden.

Bei Berechnung der Pfeiler und Widerlager sowie ihrer Fundamentsohlen war zu berücksichtigen, daß die waagerechten Schnitte infolge der schrägen Brücke Parallelogramme ergeben. Bei einem Parallelogramm ist das auf die beiden schrägen Symmetrieachsen bezogene Zentrifugalmoment gleich Null. Wenn deshalb die Kraftlinie mit einer dieser Achsen zusammenfällt, muß die Nulllinie in Richtung der dazu konjugierten Achse, d. h. in Richtung der anderen Schrägachse fallen. Da aber bekanntlich das Trägheitsmoment des Parallelogramms, bezogen auf diese schräge Nulllinie, gerade so groß ist wie das eines Rechtecks mit gleicher Grundfläche, ergibt sich gemäß Abb. 48 das Trägheitsmoment zu

$$J = \frac{bh^3}{12}$$

$$W = \frac{bh^2}{6}$$

und die Berechnung auf Biegung geschieht dann in gleicher Weise wie bei einem Rechteckquerschnitt.

### a) Die Widerlager.

Für das Widerlager auf der Koblenzer Seite (Abb. 49) ergab sich auf Grund der statischen Berechnung eine Breite des Fundaments von 15,6 m und eine Länge von 15,10 m und damit eine Grundfläche des Senkkastens von 235 m<sup>2</sup>. Die größte Pressung ergab sich zu 15,3 kg/cm<sup>2</sup>, die kleinste Kantenpressung beträgt unter Berücksichtigung des vollen Auftriebes noch

<sup>1)</sup> Die anlässlich der Einweihung der Brücke herausgegebene Festschrift ist ein erweiterter Sonderdruck aus der „Bautechnik“.

2,15 kg/cm<sup>2</sup>. Bei der Berechnung wurde auch der Bauzustand nach Ausrüsten der oberstromigen Bogen untersucht; es ergab sich, daß selbst bei diesem exzentrisch wirkenden Gewölbeschub in der Fundamentsohle nur ganz geringe Torsionsspannungen auftreten. Diese betragen 1,42 kg/cm<sup>2</sup>.

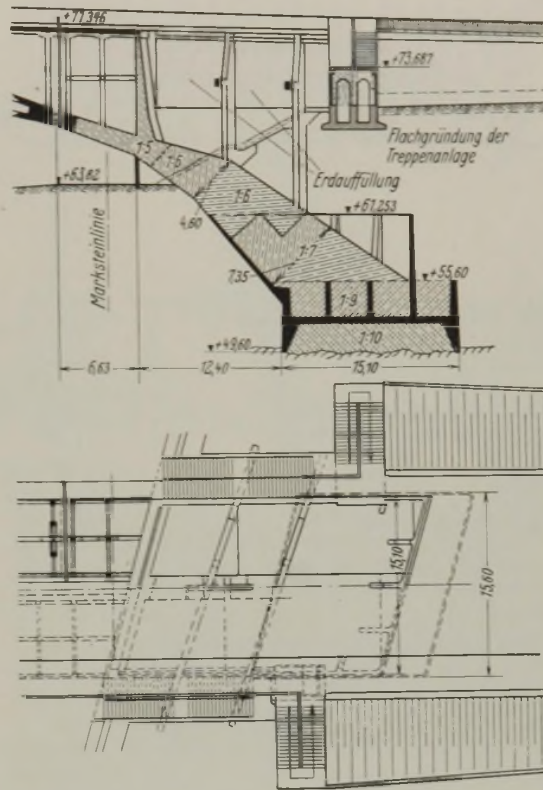


Abb. 49. Die konstruktive Durchbildung des rechten Widerlagers.

Bei dem linken Widerlager, das einen wesentlich geringeren Schub aufzunehmen hat, konnte man bei derselben Breite des Fundaments mit einer Länge von nur 11,80 m auskommen; die gesamte Grundfläche des Senkkastens ergibt sich demnach zu 184 m<sup>2</sup>. Bei diesem Widerlager ist die Torsionsspannung in ungünstigen Bauzustände noch wesentlich geringer als beim rechten Widerlager.

Der ungünstigste Winkel der Mittelkraft ergab sich beim rechten Widerlager bei HHW zu  $\text{tg } \alpha = 0,50$  und der günstigste bei NNW zu  $\text{tg } \alpha = 0,397$ . Bei dem linken Widerlager betragen die entsprechenden Werte  $\text{tg } \alpha = 0,553$  bzw. 0,447. Um eine einwandfreie Übertragung des Gewölbeschubes zu gewährleisten, wurde der Beton der Arbeitskammer mit dem Felsen durch treppenförmige Abstufungen fest verzahnt.

Die Höhe des Senkkastens des rechten Widerlagers wurde mit 6,0 und die des linken mit 5,5 m angenommen. Die Höhe der Arbeitskammer betrug jeweils 2,50 m. Die Decke der Arbeitskammer wird beim rechten Senkkasten durch zwei Gruppen von je drei sich kreuzenden Rippen getragen, wodurch die Decke in 16 kleine rhombische Felder eingeteilt wird (Abb. 50). Die zwischen diese Rippen gespannten Decken sind kreuzweise bewehrt. Bei dem linken Senkkasten waren wegen der geringeren Tiefe des Fundaments von nur 11,80 m nur zwei Querrippen erforderlich.

Abb. 51 zeigt die Konstruktion des Senkkastens des rechten Widerlagers und zugleich auch seine Einrüstung. Teilweise schon in einer Höhe von 2,75 m über der Sohle schneidet in einer Schräglinie der Widerlagerhals in den Senkkasten ein. Eine Betonierung dieser auskragenden Hälse während des Absenkens war ganz unmöglich; er mußte also schon zugleich mit den Senkkasten selbst hergestellt werden. Um ein zu großes Übergewicht des Senkkastens nach der auskragenden Seite zu vermeiden, konnte vorerst der Hals nicht in seiner vollen Stärke hergestellt werden, sondern es konnten nur die Seitenwände und die untere Schale zugleich mit dem Senkkasten betoniert werden. Da der Boden, auf dem der Senkkasten hergestellt wurde, sehr schlecht war, hatte man Bedenken, den weit auskragenden Hals unmittelbar senkrecht abzustützen, weil man dadurch Risse zwischen Senkkasten und Hals befürchtete. Infolgedessen war man gezwungen, für den Hals eine

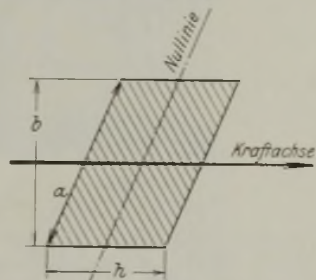


Abb. 48. Die Nulllinie des auf Biegung beanspruchten rhombischen Pfeilerquerschnitts.

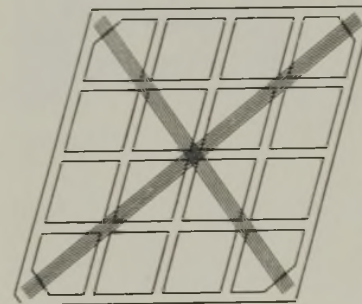


Abb. 50. Die Bewehrung des Senkkastens gegenüber Verdrehungsmomenten.



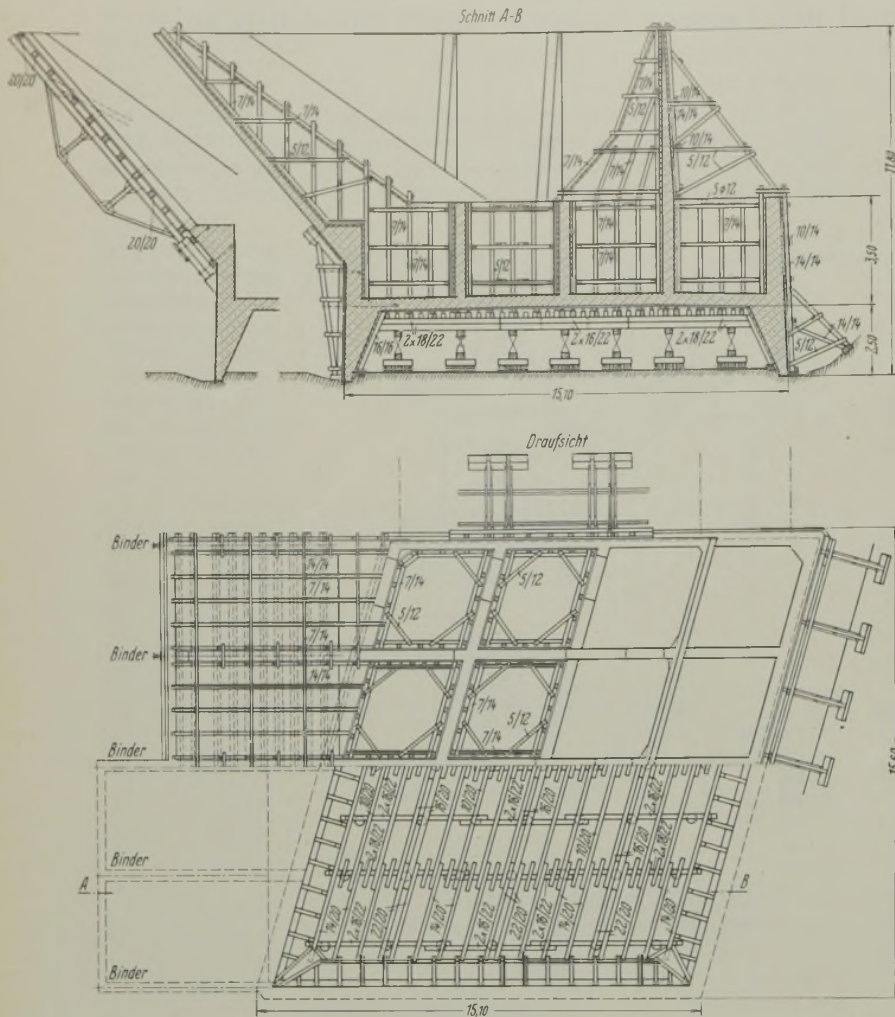


Abb. 51. Der Senkkasten des rechten Widerlagers und seine Einrüstung.

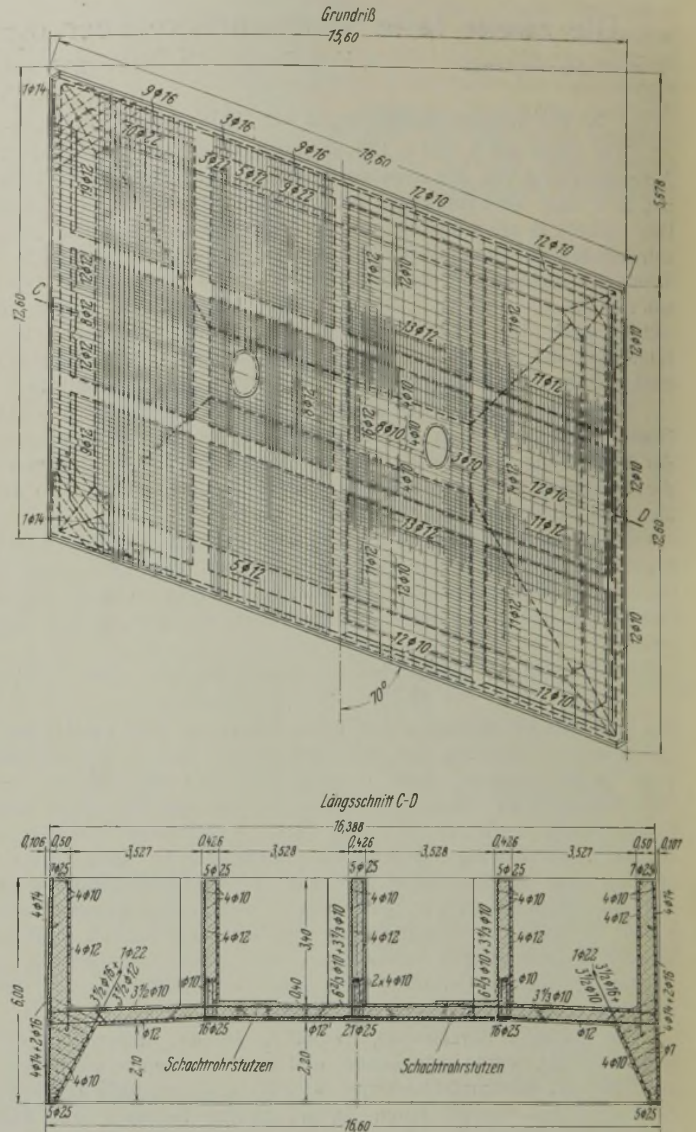


Abb. 53. Der Senkkasten des linken Strompfeilers und seine Bewehrung (Decke, Querrippen und äußere Längswand).

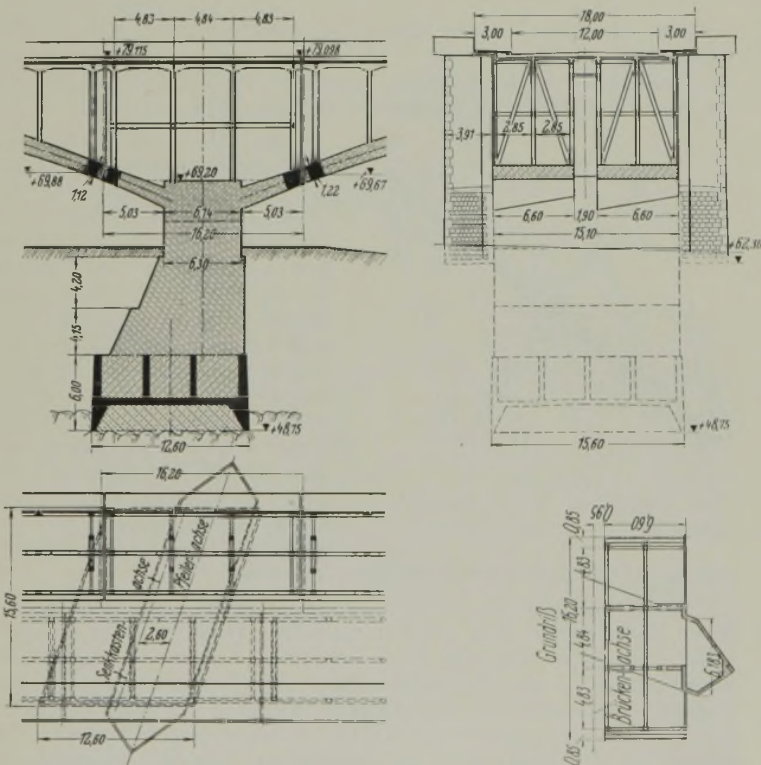


Abb. 52. Die konstruktive Durchbildung des linken Strompfeilers.

besondere Stützkonstruktion zu schaffen, die die Lasten der Auskragung auf den Senkkasten zu übertragen hatte. Sie bestand aus einem rd. 9 m langen eisernen Sprengwerk, das sich auf besondere Konsolen am Fuße der Auskragung abstützte, die später jedoch wieder abgestemmt wurden. Oben wurde das Sprengwerk mit Flacheisen im Senkkasten verankert.

Die Außenwände des Senkkastens wurden ebenso wie die auskragenden Wände in einer Höhe von 11,50 m hergestellt. Dieses Maß entsprach der voraussichtlichen Absenkung des Senkkastens, so daß eine Erhöhung der Außenwände während der Absenkung nicht mehr notwendig war. Die rückwärtige Wand wurde jedoch nicht auf der hinteren Rippe



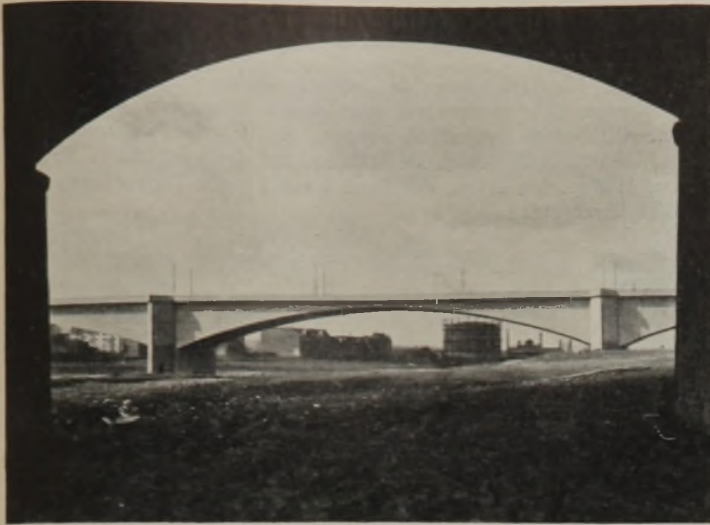


Abb. 54. Der Mittelbogen und die beiden Strompfeiler. Durchblick durch die Eisenbahnbrücke.

des Senkkastens, sondern erst auf der zweitletzten hochbetoniert; damit sollte erreicht werden, daß durch Belastung des freibleibenden Teiles des Senkkastens mit Hinterfüllungsboden dem Gewichte des ausragenden Halses das Gleichgewicht gehalten werden konnte. Zur Aufnahme der Verdrehungsspannungen, die in dem Senkkasten bei ungleichmäßigem Aufsitzen der Schneide, besonders auf Felsblöcken, entstehen können, wurde diagonal über dem Senkkasten je ein Bündel von 6  $\phi$  25 mm verlegt (Abb. 50), das durch Spannschlösser in Vorspannung gesetzt und dann in einen Betonbalken einbetoniert wurde. Die Konstruktion des Senkkastens für das linke Widerlager entsprach vollständig der des rechten. Infolge der geringeren Absenkungstiefe konnte jedoch die Auskrägung zur Herstellung des Halses wesentlich geringer gehalten werden.



Abb. 55. Untersicht des rechten Bogens.

Die Betonmischungen, mit denen die Widerlagerhäse hergestellt wurden, richteten sich nach den auftretenden Spannungen. In der obersten Zone wurde eine Mischung 1:5 angewandt; mit der Abnahme der Beanspruchungen wurde über dem Senkkasten die Mischung bis auf 1:8 verringert. Der Beton über der Arbeitskammerdecke wurde in M.-V. 1:9 und der Stampfbeton der Arbeitskammer in einer Mischung 1:10 hergestellt. Für die Senkkasten selbst wurde eine Mischung 1:4 gewählt.

b) Die Pfeiler.

Auch bei den Zwischenpfeilern erhielten die Senkkasten eine rhombische Form, um eine klare Kräftewirkung zu erzielen. Die Senkkasten beider Pfeiler haben eine Grundrißfläche von  $16,60 \times 12,60$  m. Obwohl der linke Pfeiler einen wesentlichen Teil des Gewölbeschubes zu übernehmen hat, während beim rechten Pfeiler die Schübe annähernd ausgeglichen sind, erforderte er keine größere Grundfläche. Der Schub wird

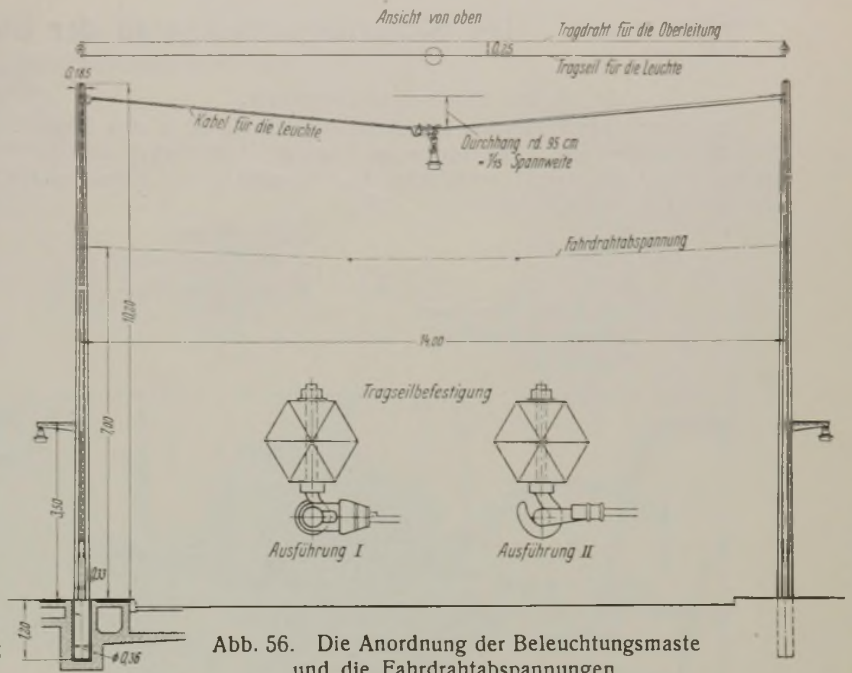


Abb. 56. Die Anordnung der Beleuchtungsmaste und die Fahrdrahtabspannungen.

nur durch eine Neigung der Pfeilerachse aufgenommen; die Höhe der Senkkasten beträgt ebenso wie beim rechten Widerlager je 6 m. Mit Rücksicht auf die schwankenden Pressungen aus Verkehrslast wurde die Breite des Senkkastens möglichst groß, die Länge so kurz wie möglich gewählt. Deshalb wurden die Pfeilervorköpfe über den Senkkasten ausgekragt und um an Gewicht zu sparen hohl ausgebildet (Abb. 52).

Abb. 53 zeigt die Bewehrung des Senkkastens des linken Pfeilers. Die Bewehrung der übrigen Senkkasten ist ganz gleichartig, so daß sich eine besondere Darstellung erübrigt.

Der Pfeilerbeton unterhalb der auf Seite 291 besprochenen durchgehenden Eisenbetondecke ist in M.-V. 1:8 hergestellt. Die Mischungen des Betons über der Senkkastendecke und in der Arbeitskammer sind die gleichen wie bei den Senkkasten der Widerlager. Bis zur Höhe + 68 m sind die Pfeilervorköpfe mit Rücksicht auf den Eingang durchgehend mit Basaltlava verblendet. Oberhalb dieser Höhenkote ist nur ein Kantenschutz aus Basaltlava vorgesehen. Die Vorköpfe über der Höhe 68 sind zur Verminderung der Gewichte hohl ausgebildet.

Auftraggeber war die Stadt Koblenz. An dem Zustandekommen des Bauwerkes hat sich der seinerzeitige Beigeordnete Rogg große Verdienste erworben. Von ihm stammen die allgemeine Planung und die Festlegung des ganzen Fernstraßenzuges.

Die Brückenbauabteilung stand unter Leitung von Direktor bei der Reichsbahn Oberregierungsbaurat M. Woltmann in Koblenz. Er wurde unterstützt von Stadtbaumeister Regierungsbaumeister a. D. Bliemel in bautechnischen und Stadtsekretär Dörner in verwaltungstechnischen Angelegenheiten.

Das Bauwerk wurde erstellt von der Arbeitsgemeinschaft Moselbrücke, bestehend aus den Firmen Philipp Holzmann AG, Heinrich Butzer, Dyckerhoff & Widmann AG und Grün & Bilfinger AG. Mit der Federführung war die Philipp Holzmann AG in Frankfurt a. Main beauftragt. Die Bearbeitung der Konstruktionseinzelheiten war in der Hauptsache wie folgt verteilt:

- Gründung und Rampenbauwerke: Philipp Holzmann AG,
- Sonderaufgaben und Gestaltungsfragen: Heinrich Butzer,
- Gewölbe mit Aufbauten: Dyckerhoff & Widmann AG,
- Lehrgerüste und Ausrüstungsvorgang: Grün & Bilfinger AG und Dyckerhoff & Widmann AG.

Die von der Dyckerhoff & Widmann AG durchgeführten Entwurfsarbeiten wurden geleitet vom Verfasser.

Zur künstlerischen Mitarbeit bei der Ausführung waren von der Arbeitsgemeinschaft zugezogen die Architekten Fritz Fuß, Köln, und Huch & Grefges, Koblenz, denen besonders die architektonische Bearbeitung von Einzelheiten oblag.

Die landespolizeiliche Prüfung wurde von der Regierung in Koblenz durchgeführt; sie lag in den Händen von Regierungs- u. Baurat Schirmer. Zum besonderen Sachverständigen wurde in Anbetracht des ungewöhnlichen Bauwerks Prof. Dr.-Ing. chr. Gehler ernannt; er war betraut mit der Prüfung der statischen Berechnungen und Zeichnungen.



Alle Rechte vorbehalten.

## Die Sicherungsarbeiten an der Ufermauer im Emdener Außenhafen.

Von Regierungsbaumeister a. D. E. Breucker, Emden.

### A. Die bestehende Ufermauer.

Die bestehende Ufermauer im Emdener Außenhafen ist in den Jahren 1900/01 erbaut worden. Die allgemeine Lage des Außenhafens und der Ufermauer ist aus Abb. 1 ersichtlich. Die Hauptmaße des Hafens und der Ufermauer sind folgende:

MHW . . . . .	NN + 1,30 m
MNW . . . . .	— 1,71 "
NNW . . . . .	— 3,49 "
Oberkante Ufermauer . . . . .	+ 3,90 "
Oberkante Pfahlrost . . . . .	— 0,10 "
Hafensohle . . . . .	— 10,20 "

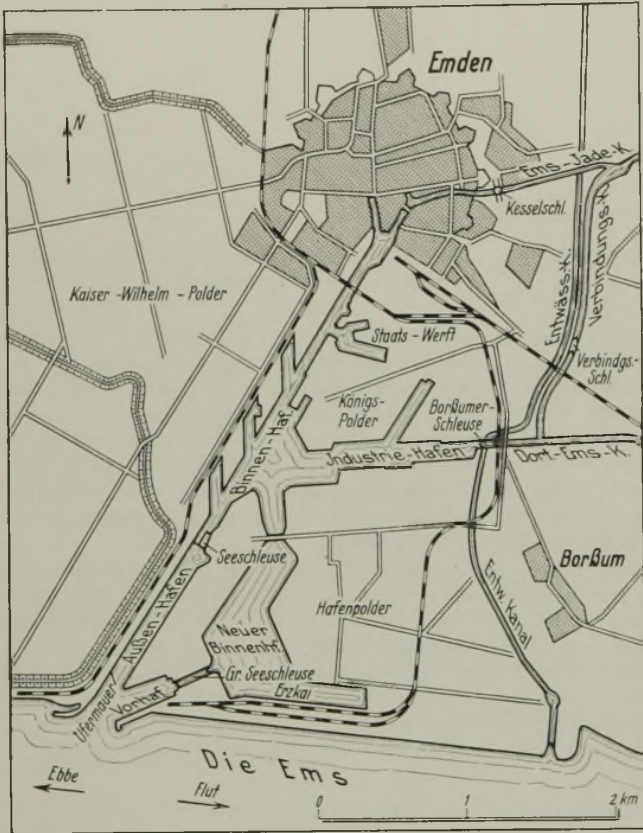


Abb. 1. Lageplan.

Die Untergrundverhältnisse auf der Strecke der Ufermauer sind folgende (Abb. 2): Auf der südlichen Hälfte der Strecke ist abgelagerter Schlick durchgehend bis etwa zur Tiefe NN — 11,70 vorhanden. Darunter wird tragfähiger Sand in ziemlicher Mächtigkeit angetroffen. Der Untergrund auf der nördlichen Hälfte zeigt ein ungleichmäßiges Bild. Dies ist offenbar durch einen auf dieser Strecke ehemals vorhandenen Priel

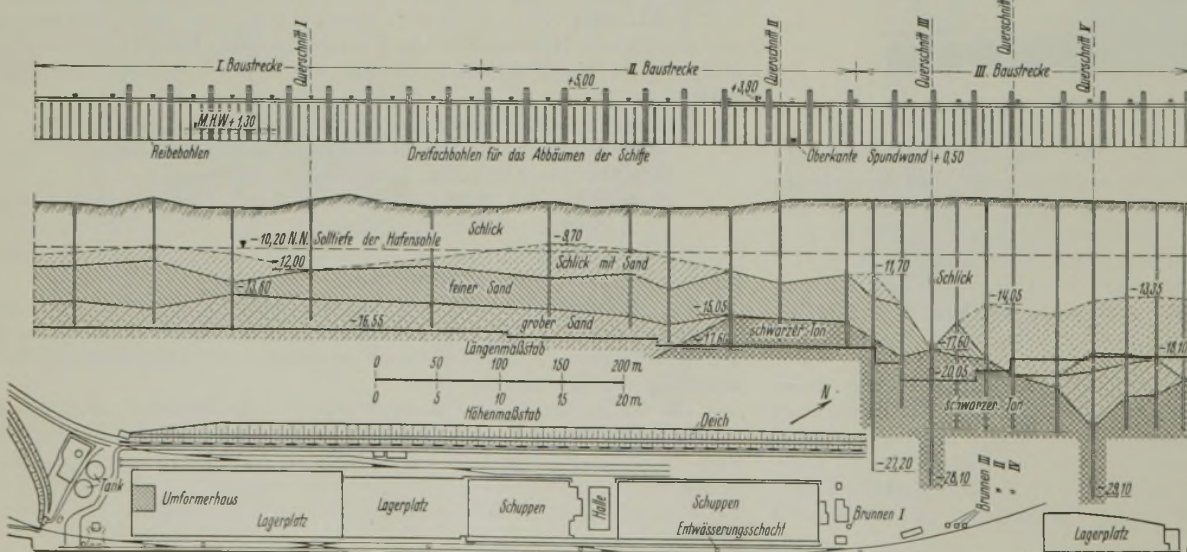


Abb. 2. Übersicht. Geologischer Längsschnitt vor der Mauer.

hervorgerufen. Hier ist infolge der früheren Auswaschungen tragfähiger Sand überhaupt nicht vorhanden oder durch Bohrungen bis in große Tiefen jedenfalls nicht festgestellt worden. Südlich der Prielstrecke steht schwarzer Urton ziemlich hoch an, während auf der nördlichsten Strecke, auch wohl infolge des Priels, der Sand bis auf große Tiefen herab stark mit Schlick durchsetzt ist.

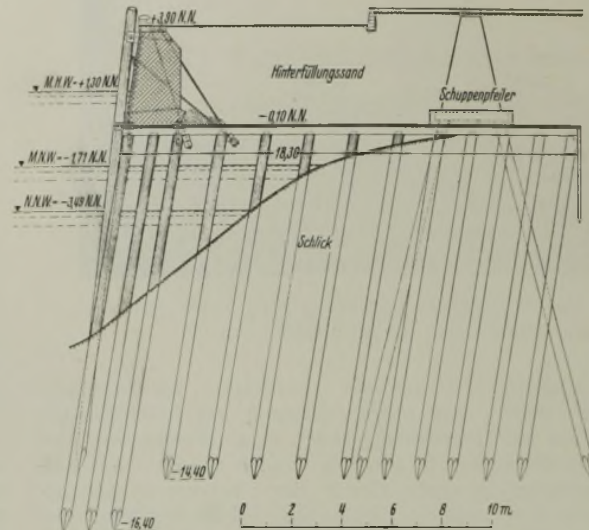


Abb. 3. Normalquerschnitt der Ufermauer vor der Verstärkung.

von rd. 100 m, an der Stelle des ehemaligen Priels, wurde die Pfahlkonstruktion schon während des Baues gegenüber dem obigen Normalprofil durch zwei Böcke je Pfahlreihe verstärkt, da während der Rammarbeiten das gesamte Pfahlsystem an dieser Stelle um etwa 1 m vorgegangen ist.

Die Ufermauer hat sich während der Zeit ihres Bestehens sowohl statisch wie auch betrieblich durchaus bewährt.

### B. Der Anlaß zur Sicherung der Ufermauer.

Anfang 1918 wurde anlässlich der Auswechslung beschädigter Pfähle der ersten Pfahlreihe festgestellt, daß diese vom Bohrwurm (*Teredo navalis*) stark angegriffen waren. Schon vor dem Kriege war zwar der Bohrwurm in einzelnen ausgezogenen Daibepfählen des Außenhafens in geringem Maße bemerkt worden. Dies hatte jedoch zu Bedenken keinen Anlaß gegeben. Als dagegen auf Grund der ersten Feststellung durch Taucher und anhand besonders hierfür gezogener Pfähle weitere Untersuchungen der Pfähle vorgenommen wurden, stellte sich heraus, daß auf der ganzen Länge der Ufermauer ein großer Prozentsatz der Pfähle der ersten Reihe vom Bohrwurm befallen war. Spätere Untersuchungen zeigten, daß der Holzschädling sogar, soweit beobachtet werden konnte, bis in die zweite und dritte Pfahlreihe vorgedrungen war. Die zerstörten Pfähle (ursprünglicher Durchmesser 35 cm) waren teilweise um 10 cm ihres Durchmessers geschwächt.

### C. Die verschiedenen Entwürfe zur Sicherung der Ufermauer.

Solange nur die erste Pfahlreihe der Ufermauer vom Bohrwurm befallen war, konnte man sich mit der einfachen Maßnahme begnügen, die jeweils zerstörten Pfähle zu entfernen und durch neue zu ersetzen. Sobald sich jedoch die Zerstörungen auch auf die weiter zurückliegenden, unter dem Pfahlrost befindlichen Pfähle ausdehnten, mußten andere Maßnahmen getroffen werden, um eine Gefährdung des gesamten Bauwerks zu verhüten, abgesehen davon, daß das dauernde Auswechseln der

Entsprechend den Bodenverhältnissen ist die Ufermauer auf hohem Pfahlrost gegründet worden. Die Pfahlkonstruktion der Ufermauer besteht im Normalquerschnitt nur aus Druckpfählen, die unter 6:1 geneigt sind; sie ist durch eine hintere kurze Holzspundwand abgeschlossen, während sie nach der Wasserseite zu offen, d. h. ohne Abschlußspundwand ist (Abb. 3). Auf einer Ufermauerstrecke



Pfähle nur als behelfsmäßig, technisch und wirtschaftlich nicht befriedigend anzusehen war.

Bei den verschiedenen Entwürfen zur Sicherung der Ufermauer ging man nicht von dem rein statischen Gesichtspunkte aus, die Tragglieder des Gesamtbauwerks zu verstärken; der Grundgedanke war vielmehr, der Ursache der Zerstörung, d. h. also hier dem Bohrwurm, die weitere Wirkungsmöglichkeit zu entziehen.

Der Bohrwurm tritt bekanntlich nur in salzhaltigem frischem Wasser auf, wobei er bezüglich des Salzgehaltes sehr anpassungsfähig ist. Er befällt vor allem nur Hölzer, die im freien, bewegten Wasser stehen, und zwar in der Höhe vom MNW bis zur Sohle. Diese Lebensbedingungen können dem Bohrwurm in rein technischer Weise abgeschnitten werden, indem man die Pfähle vom zuströmenden Wasser abschließt und sie mit Boden umgibt.

Außer dieser technischen Sicherungsmaßnahme wurden auch noch Maßnahmen chemischer und biologischer Art erwogen, um, wenn möglich, die Kosten der Sicherungsarbeiten geringer zu halten. Es stellte sich jedoch heraus, daß derartige Maßnahmen praktisch undurchführbar oder ohne dauernden Erfolg sein würden.

Die durchgearbeiteten Entwürfe für die Sicherung der Ufermauer sahen daher durchweg einen vorderen dichten Abschluß des Pfahlsystems durch eine eiserne oder Eisenbetonspundwand und Umhüllung der Pfähle mit Schlick oder Sand vor. Die Spundwand sollte, teils an den Pfählen selbst, teils an den Querholmen des Pfahlrostes verankert werden. Gegen eine Eisenbetonspundwand, die von Unternehmenseite vorgeschlagen wurde, sprach nach Ansicht des Wasserbauamtes vor allem die Empfindlichkeit gegen Schiffstöße und dann auch die Gefahr einer nicht genügenden Dichtigkeit. So wurde schließlich vom Wasserbauamt der folgende endgültige Entwurf ausgearbeitet, der dann zur Ausführung gelangte.

#### D. Der ausgeführte Entwurf.

##### I. Grundsätzliche Anordnung und bauliche Einzelheiten.

Der ausgeführte Entwurf sieht als vorderen Abschluß eine Spundwandschürze aus Spundwandisen Bauart Larssen Profil Vd vor, deren Oberkante etwa mit Unterkante des bestehenden Ufermauerwerks abschließt. Besondere, vor der Mauer vorstehende Reibepfähle sind nicht angeordnet. Als Ersatz der Reibepfähle wurden vielmehr in Abständen von rd. 8 m Einzelbohlen der Spundwand bis etwa Ufermaueroberkante hochgezogen und in der Höhenlage des bestehenden Mauerwerks mit Eisenbeton hinterfüllt. Außer diesen Reibbohlen wurden noch in Abständen von rd. 30 m je drei Spundbohlen bis 1,10 m Höhe über Maueroberkante hochgezogen, die als sogenannte Abbäumvorrichtungen dienen, d. h. zum Abbäumen der Seeschiffe gegen die Ufermauer, um Beschädigungen der zwischen Seeschiff und Ufermauer liegenden Kanalkähne zu verhüten (Abb. 4).

Gegen die Mauer ist die Spundwand nach oben durch einen Eisenbetonholm abgedichtet. Der zwischen den Pfählen bisher freie Raum wurde aus den oben angeführten Gründen nach Beendigung der Bauarbeiten mit Sand ausgefüllt, der mittels besonders eingebrachter Spülrohre (s. Abb. 4) durch einen Spüler eingespült wurde.

Die Verankerung der Spundwandschürze geschah durch Rundeisenanker, die durch das bestehende Mauerwerk geführt und durch eine durchgehende waagerechte, auf dem Bohlenbelag des Pfahlrostes liegende Eisen-

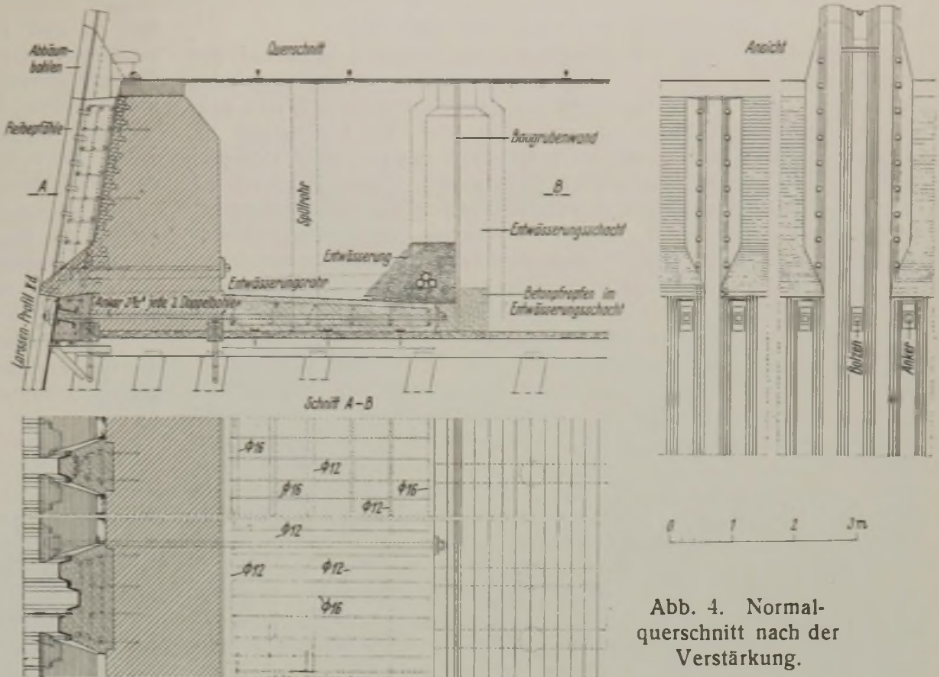


Abb. 4. Normalquerschnitt nach der Verstärkung.

betonplatte gehalten werden. Die Ankerkraft, die von der Eisenbetonplatte aufgenommen wird, wird — außer durch die Reibung — durch die Flanschen von  $\square 12$ , die in Abständen von etwa 1 m auf den Querholmen des Pfahlrostes aufgeschraubt wurden, auf die Querholme und von hier auf die Pfähle und den Untergrund übertragen.

Die Entwässerung des Hintergeländes, die früher durch besondere Schächte unmittelbar durch den Bodenbelag geschah, wird jetzt durch Steinzeugrohre von denselben Schächten aus durch die bestehende Ufermauer geführt. Das Ufermauerwerk selbst wird entwässert durch Dränrohre, die in Grauwackesplitt eingebettet, am Ende der Eisenbetonankerplatte verlegt und in die Entwässerungsschächte geführt sind.

Die vordere Abdichtung der Spundwand war ursprünglich nur mittels des Eisenbetonholms vorgesehen. Da sich jedoch zeigte, daß dieser scharfe Absatz für kleinere Fahrzeuge bei fallendem Wasser die Gefahr des Aufsetzens mit sich brachte, wurde der ursprünglich nur vorgesehene Betonholm mit Klinkern in der Form aufgemauert, daß sich ein glatter Übergang von der bestehenden Mauer auf die Spundwand ergibt (s. Abb. 4).

##### II. Statische Untersuchung.

##### a) Berechnungsgrundlagen, Belastungsannahmen, Bodenbeiwerte.

Aus wirtschaftlichen Gründen wurde der gesamten Untersuchung nicht ein Ufermauerquerschnitt, der hinsichtlich des Untergrundes den ungünstigsten darstellt, zugrunde gelegt, sondern es wurden entsprechend dem ungleichmäßigen Verlauf der Bodenschichten im ganzen fünf Querschnitte untersucht (s. Abb. 2).

Die Untersuchung erstreckte sich einmal auf die Standsicherheit des neu entstandenen Gesamtbauwerks, sodann auf die Bemessung der neuen Einzelglieder (Spundwand, Verankerung usw.). — Sämtlichen Berechnungen wurde als ungünstigster Belastungsfall ein Außenwasserstand = NNW = NN — 3,49 m zugrunde gelegt. Bei der Feststellung der Belastungsgrößen aus Wasserdruck und Erddruck sind die beiden Fälle: Belastung des Gesamtbauwerks und Belastung der Spundwand zu unterscheiden.

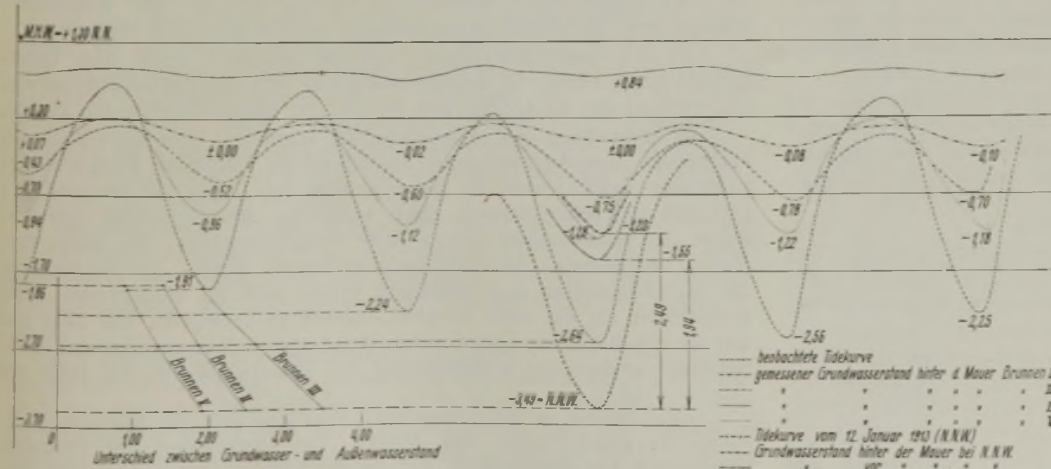


Abb. 5. Tidekurven und Kurven der Wasserstände in den Meßbrunnen (Grundwasserdrücke).

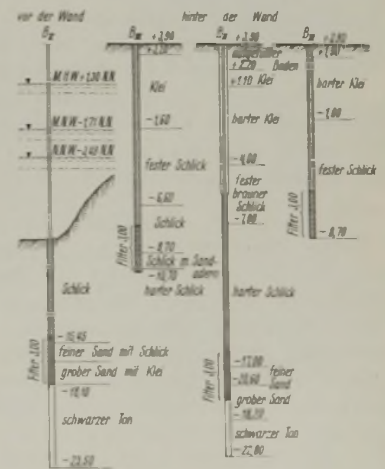


Abb. 5a.



## I. Belastung des Gesamtbauwerks.

α) Wasserdruck. Bei der Bemessung des Wasserdruckes auf das Gesamtbauwerk ist zunächst die allgemeine Schichtung des Untergrundes zu berücksichtigen. Aus dem geologischen Längsschnitt (Abb. 2) und dem Ufermauerquerschnitt (Abb. 3) ist ersichtlich, daß der Untergrund im allgemeinen folgende Bodenschichten, von Gelände aus gerechnet, aufweist: Hinterfüllungssand, Schlick und Klei, Diluvialsand, Urton. Entsprechend diesen einzelnen Bodenarten mit deren verschiedener Wasserdurchlässigkeit bzw. Wasseraufnahmefähigkeit haben wir es mit vier verschiedenen Grundwasserdrücken zu tun. Die Grundwasserdrücke in den verschiedenen Schichten sind für das bestehende Bauwerkssystem mit Hilfe selbstschreibender Pegel, deren Filter jeweils bis in die betreffende Bodenschicht reichen, gemessen worden. Da während der beobachteten Zeit derart niedrige Außenwasserstände, wie sie der Berechnung zugrunde zu legen waren, nicht auftraten, wurden die wahrscheinlichen Grundwasserstände (in den einzelnen Schichten) für den niedrigsten Außenwasserstand mit Hilfe von Kurven anhand der beobachteten Werte schätzungsweise ermittelt. Abb. 5 zeigt einen Ausschnitt aus den Aufzeichnungen der selbstschreibenden Pegel mit den für den niedrigsten Außenwasserstand gezeichneten Kurven. Hiernach zeigt sich, daß in der oberen Schlickschicht sich ein Wasserstand einstellt, der fast auf gleicher Höhe bleibt, also von der Tidebewegung fast unbeeinflusst bleibt. Auch der Wasserstand in der mittleren bis unteren Schlickschicht geht bei fallender Tendenz der Tidekurven kaum unter ein Niedrigstmaß ( $NN \pm 0$ ) herab. In der unteren Sandschicht zeigt sich ein Unterschied in den Wasserständen hinter und vor der Mauer von etwa 0,55 m.

Für das neue Bauwerkssystem mit Spundwandschürze und Sandhinterfüllung mußten die fraglichen Grundwasserstände in den einzelnen Schichten geschätzt werden.

In der oberen Schlickschicht wird infolge der vorgerammten Spundwand eine Änderung des Wasserstandes nicht eintreten. Für die Festlegung der Grundwasserstände in der unteren Schlick- und der darunterliegenden Sandschicht bei den einzelnen untersuchten Profilen war einmal die geologische Gestaltung des Untergrundes senkrecht und parallel zur Mauerflucht maßgebend, d. h. Stärke, Höhenlage und Verlauf der Sandschicht, sodann die Frage, ob die Spundwand nur bis in die Sandschicht hineinragt oder durch Rammung bis in den Ton den Grundwasserstrom mehr oder weniger abschnürt.

Um die tatsächlichen Wasserstandsverhältnisse nach der Rammung der eisernen Spundwand festzustellen, ist vorgesehen, die Grundwasserbeobachtungen nach der Fertigstellung der Sicherungsarbeiten fortzuführen.

β) Erddruck. Außer dem Wasserdruck kommt als waagerechte Belastung des Gesamtbauwerks (abgesehen vom Pollerzug) nur noch der Erddruck in Betracht, der sich aus dem Gewicht des etwa abgleitenden Gesamtkörpers (Erde, Pfahlrost, Mauerwerk) ergibt.

Um möglichst genaue Unterlagen für die Erddruckrechnung zu haben, wurden Bodenproben von der preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin untersucht und die erforderlichen Bodenbeiwerte bestimmt. Bei der Ermittlung der Erddruckgrößen wurde, entsprechend den Ausführungen in Krey, Erddruck, Erdwiderstand, der volle Auftrieb in Rechnung gesetzt und der Wasserdruck gesondert für sich ermittelt.

## 2. Belastung der Spundwand.

α) Wasserdruck. Hinter der eisernen Spundwand kann sich der Wasserstand, da die Wand als dicht angesehen wird, nur bis Unterkante Entwässerungsröhre, das sich auf rd.  $NN + 0,46$  befindet, einstellen; von hier bis Unterkante Hinterfüllungssand oder ungünstig gerechnet bis Oberkante fester Klei wird ein geradlinig sich fortpflanzender Überdruck gegenüber dem Außenwasser auftreten. Für die Festlegung des Grundwasserstandes im Klei und des Wasserdruckes unterhalb der Sohle gelten dieselben Überlegungen wie oben, d. h. für die Kleischicht ist die Wasserrückhaltefähigkeit gegenüber den Tidebewegungen je nach der Schichtdicke zu berücksichtigen, bei der unteren Sandschicht deren Höhenlage, Dicke und etwaige Verbindung mit dem Außenwasser zu beachten.

β) Erddruck. Bezüglich des Erddruckes, der unmittelbar auf die Spundwand wirkt, wird angenommen, daß sich infolge der dicht stehenden Pfahlreihen keine normale Gleitfläche bildet, sondern eine „erzwungene“, die etwa vom Spundwandfuß bis zum Kopf der ersten Pfahlreihe geht.

## b) Gang der Berechnung.

Der Gang der Berechnung jedes einzelnen Profils war der, daß zunächst die Standsicherheit des Gesamtbauwerks, d. h. Pfahlsystem mit Mauerwerk und deren Hinterfüllung und vorgerammter Spundwand mit Sandhinterfüllung untersucht wurde. Die Untersuchung erstreckte sich einmal auf das Abgleiten des Gesamtsystems auf kreisförmiger Gleitfläche (vgl. Krey, Erddruck, Erdwiderstand). Da das dort angegebene Verfahren nur für gleichmäßigen, einheitlichen Boden durchgeführt ist, mußten, um die im vorliegenden Falle auftretenden verschiedenen Bodenarten und den Wasserüberdruck zu berücksichtigen, einige Änderungen und Ergänzungen der Gleichungen vorgenommen werden, deren Einzelheiten

hier zu weit führen würden. Als Schlußergebnis der einzelnen Untersuchungen wurde jedesmal der Sicherheitsgrad gegen Abgleiten des Gesamtbauwerks als Verhältnis der Summe der größtmöglichen Schubkraftmomente zur Summe der Last- und Wasserdruckmomente ermittelt.

Eine weitere Standsicherheitsuntersuchung für das Gesamtbauwerk wurde unter Zugrundelegung geradlinig gebrochener Gleitflächen nach dem Verfahren von Coulomb durchgeführt<sup>1)</sup>.

Vergleichsrechnungen bezüglich der Änderung der Standsicherheit infolge der Spundwandrammung und Hinterfüllung haben ergeben, daß für den ungünstigsten Querschnitt und die ungünstigste Gleitfuge die Hinterfüllung der eisernen Spundwand eine Herabsetzung der Sicherheit um rd. 3 bis 5% zur Folge hat.

Nach Feststellung der Standsicherheit des Gesamtbauwerks wurden die erforderlichen Abmessungen der Einzelteile, Spundwand, Rundeisenanker, Betonplatte usw. ermittelt.

## c) Bemessung der Spundwand und der Einzelteile.

Nach den vorstehenden Ausführungen ist die Spundwand und ihre Rammtiefe zu bemessen auf Grund der Beanspruchung durch den auf die Spundwand unmittelbar wirkenden Wasserdruck und einen Erddruck, der durch eine „erzwungene“ Gleitfläche von Spundwandunterkante bis Oberkante erste Pfahlreihe hervorgerufen wird. Es ist diejenige Gleitfläche zugrunde zu legen, die den größten Erddruck erzeugt.

Die erforderliche Rammtiefe der Spundwand wurde ermittelt nach dem Verfahren, das in Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, Bd. II, S. 77 ff., Berlin 1930, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, für eine im Boden eingespannte Wand erläutert ist.

Als Spundwandprofil wurde das System Larssen, und zwar Profil V d verwendet. Dies ist ein Sonderprofil mit nur geringen Abweichungen gegenüber dem gewöhnlichen Profil Larssen V; es besitzt eine Festigkeit von 54/64 kg/mm<sup>2</sup>, eine Streckgrenze von 3600 kg/cm<sup>2</sup> und ein Widerstandsmoment von 2830 cm<sup>3</sup> je lfdm Wand.

Bei der Ermittlung der Biegungsspannungen der Spundwand wurde das volle Widerstandsmoment der durchlaufenden Wand in Rechnung gestellt.

Auf dem nördlichen Teil der Baustrecke, auf rd. 275 m, genügte das obengenannte Profil infolge der ungünstigen Untergrundverhältnisse den auftretenden Beanspruchungen nicht mehr. Es wurde daher zur Erhöhung des Widerstandsmoments eine Verstärkung des Profils V d durch aufgeschweißte Lamellen vorgesehen. Die Lamellen wurden, 200 · 10 mm im Querschnitt, auf der Innenwand jeder Bohle aufgeschweißt; ihre Länge ergab sich aus dem Momentenverlauf. Die Wahl eines größeren Spundwand-Normalprofils, Larssen Profil VI oder Union-Kastenprofil, wäre unwirtschaftlicher gewesen, da die Einheitsgewichte dieser Profile größer als das des gewählten Verstärkungsprofils sind.

Das Spundwandmaterial wurde, bei einer als zulässig angesehenen Beanspruchung von 2400 kg/cm<sup>2</sup>, im Höchstfalle bis zu rd. 2365 kg/cm<sup>2</sup> ausgenutzt. Im Mittel lagen die vorhandenen Spannungen auf 2300 bis 2340 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Rundeisenanker wurden nach den gewöhnlichen Verfahren bemessen.

Die Eisenbetonankerplatte wurde als durchlaufender Balken mit gleichen Stützweiten (= Ankerentfernung) und einer Streckenbelastung gleich der Ankerkraft je lfdm in der üblichen Weise berechnet.

Die Berechnung der übrigen Einzelteile, Ankerplatten, Unterlegscheiben, □ 12, Bolzenverbindungen wurde gleichfalls nach den gewöhnlichen Verfahren durchgeführt.

## III. Bauarbeiten.

Aus finanziellen Gründen ist die gesamte Bauzeit auf drei Baujahre mit etwa gleich langen Baustrecken verteilt worden. Die Bauarbeiten wurden nach öffentlicher Ausschreibung im Frühjahr 1931 begonnen.

Der allgemeine Bauvorgang und Baufortschritt wurde dem Unternehmer durch einen von der Bauverwaltung aufgestellten Arbeitsplan vorgeschrieben, der im großen und ganzen gut eingehalten werden konnte.

Der Bauvorgang war im allgemeinen folgender: Nach Entfernung der Reibepfähle und Auswechslung der zu schräg stehenden Rostpfähle der vordersten Reihe wurde die Spundwandschürze unter der Neigung 6:1 gerammt und durch zwei □-Eisen verholmt. Als Hilfsmittel zum Einfädeln der Spundbohlen diente eine Schwimmramme, die sonst zum Ziehen und Rammen der Holzpfähle verwendet wurde. Die Verwendung der Schwimmramme zum Einfädeln erwies sich im vorliegenden Falle vorteilhafter als ein sonst übliches besonderes Turmgerät, und zwar einmal wirtschaftlich auf Grund ihrer vielseitigeren Verwendung und dann technisch infolge der Schrägstellung der Spundwand, die mit Hilfe der

<sup>1)</sup> Vgl. hierzu in der Denkschrift über den Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven den Artikel „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung von Kajemauern auf hohem Pfahlrost“ von Prof. Dr.-Ing. Agatz; s. auch Bautechn. 1930, Heft 12, S. 187 ff.





Abb. 6a.



Abb. 6b.



Abb. 6c.

Abb. 6a bis c. Vorsetzen und Einfädeln der Spundbohlen.

Schwimmmatte schneller und einwandfreier erreicht wurde. Die Spundbohlen wurden ohne Zwischenlagerung an Land unmittelbar aus dem Kanalkahn entnommen und vorgesetzt. Den Vorgang des Vorsetzens und Einfädelns zeigen Abb. 6a bis c. Die Spundbohlen wurden teils als Einzel-, teils als Doppel- und Dreifachbohlen gerammt. Sie wurden geführt mittels zweier Zangen 30/30 cm, die durch Galgen an den vordersten Pfählen des Pfahlrostes befestigt wurden. Die Rammung geschah fachweise, und zwar wurden gewöhnlich in der einen Tide die Bohlen vorgestellt, nur die erste, mittelste und letzte Bohle der rd. 12 m langen Führung bis auf Sollhöhe gerammt und vorübergehend mit der Führung verbolzt; in der nächsten Tide wurden dann sämtliche übrigen Bohlen heruntergerammt.

Im Anschluß an die Rammung der Spundwand wurde die Baugrube für die Verankerungsplatte hinter der Ufermauer ausgehoben und die Löcher für die Rundeisenanker durch das bestehende Mauerwerk gebohrt. Die Bohrungen wurden mit Hilfe von Druckluft mittels einer Stoßbohrmaschine ausgeführt, die auf dem Bohlenbelag des Pfahlrostes aufgestellt wurde. Es wurde also von hinten nach vorn durch die Ufermauer gebohrt. Dies hatte einerseits die Schwierigkeit, die durch die Rammung jeweils festgelegte Verankerungsbohle in Höhe und waagerechter Lage durch die Mauer hindurch genau zu treffen, andererseits aber auch den Vorteil, daß ein wasserseitiges Gerüst entbehrt werden konnte. Die anfänglichen Schwierigkeiten wurden durch äußerst genaues Einrichten und Nivellieren sehr bald überwunden.

Nach dem Einbringen der Rundeisenanker wurde die Eisenbetonverankerungsplatte betoniert. Entsprechend dem Querschnitt der Platte und der Dauer einer Tide konnte jeweils in einer Tide ein Block von rd. 30 m Länge betoniert werden. Ein Block enthielt rd. 50 m<sup>3</sup> Beton, in einer mittleren Tide konnte rd. 5 Stunden betoniert werden. Da die Platte in jeder Tide überflutet wurde, war ursprünglich vorgesehen worden, die Platte unmittelbar nach dem Betonieren mit Segeltuch abzudecken, um sie vor Verschlammung zu schützen. Diese Maßnahme stellte sich jedoch als überflüssig heraus. Durch Prüfung von Probewürfeln, die während des Betonierens entnommen und während mehrerer Tiden neben der Platte aufgestellt, also denselben Einflüssen wie die Platte selbst ausgesetzt wurden, wurde nachgewiesen, daß diese Würfel keinen Unterschied in der Festigkeit zeigten gegenüber Würfeln, die nach der Entnahme an Land gesetzt und nach den allgemeinen amtlichen Vorschriften bezüglich der Lagerung behandelt wurden.

Die Betonierung geschah mittels einer 500-l-Mischmaschine, die über der Baugrube verfahren wurde. Es stellte sich heraus, daß eine Mischzeit von rd. einer Minute für jede Mischung, und zwar ohne vorherige Trockenmischung für die einwandfreie Beschaffenheit des Gutes genügte.

Als Zement wurde Hochofenzement verwendet, und zwar war eine Menge von rd. 350 kg auf 1 m<sup>3</sup> festen Beton vorgeschrieben. Der Zuschlagstoff war gemischtkörniger Rheinkies bis zu 30 mm Korngröße mit einem Hohlraumgehalt bis zu 23% der trockenen Masse. Der Beton wurde als Weichbeton verarbeitet mit einem Wasserzusatz von im Mittel 10 Raumprozent des Trockengemisches bei einem Feuchtigkeitsgehalt des Kiesel von rd. 4 bis 5%.

Nach der Erhärtung des Betons, gewöhnlich in der der Betonierung folgenden Tide, wurde die raue Betonoberfläche zweimal mit einem Dichtungsmittel gestrichen.

Nach dem Einbringen der Drainage, die aus drei nebeneinanderliegenden 10 cm weiten Tonrohren in Grauwackesplitt von 1 bis 2 cm Korngröße eingebettet bestand, wurde die Baugrube wieder verfüllt und das Gleis verlegt.

In einem weiteren Arbeitsgang folgte das Betonieren des Spundwandholms zur Abdichtung des Raumes zwischen Spundwand und bestehender Mauer und gleichzeitig das Betonieren der Reibe- und Abbäumbohlen. Zum Schluß wurde der Eisenbetonholm der Spundwand, wie oben erwähnt aus Gründen der Verkehrssicherheit, mit Klinkern aufgemauert.

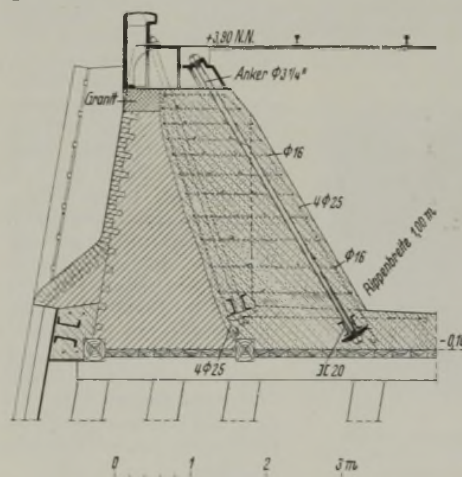


Abb. 7. Verankerung der neuen Poller.

Neben diesen Hauptarbeiten zur eigentlichen Sicherung der Ufermauer wurden noch einige Verbesserungen in der Ausrüstung der Mauer vorgesehen, darunter der Einbau von vier neuen Pollern. Die bestehenden Poller sind, wie Abb. 3 zeigt, mittels dreier Anker an den Holmen des Pfahlrostes unmittelbar verankert. Bei den neuen Pollern, die in der Form und Lage den alten nachgebildet sind, liegen die Rundeisenanker in einer Eisenbetonrippe, die in die Verankerungsplatte einbindet und so den Poller-

zug auf eine größere Mauerbreite überträgt (Abb. 7).

Nach Fertigstellung sämtlicher Bauarbeiten durch den Unternehmer wurde zunächst für die I. Baustrecke der Raum zwischen den Pfählen unterhalb des Bohlenbelags des Pfahlrostes mit Emssand vollgefüllt, um, wie eingangs erwähnt, das freiströmende Emswasser von den Pfählen abzuhalten und dadurch dem Bohrwurm die Lebensmöglichkeit zu entziehen. Das Hinterfüllen der Spundwand geschah mit einem Spüler der Bauverwaltung durch die im Abstände von rd. 30 bis 35 m voneinander eingebauten Spülrohre. Es wurde festgestellt, daß sich das Spülgut infolge des reichlichen Wasserzusatzes sehr gut ausbreitete und den Raum bis fast zur Unterkante des Pfahlrostholmes füllte. Es wurde in jeder Tide gespült von dem Zeitpunkte an, wo die Ebbe die Unterkante des Pfahlrostes erreichte über NW, bis wiederum die Flut denselben Punkt erreichte.

Die letzte (III.) Baustrecke der gesamten Ufermauer wurde im Sommer 1933 im Rahmen der Arbeitbeschaffungsmaßnahmen der Reichsregierung ausgeführt. Die restliche Hinterspülung der Spundwand mit



Emssand (auf der II. und III. Baustrecke) wurde von einem Unternehmer durchgeführt.

Bei der Hinterspülung der Reststrecke mußte besonderer Bedacht genommen werden auf den ungehinderten Abfluß des Spülwassers. Dieser Arbeitsvorgang spielte sich etwa folgendermaßen ab: Es wurde die gesamte Spundwand einschließlich der nördlichen Flügelwand gerammt. (Um einen dichten Abschluß zu erreichen, wurde die eiserne Spundwand ebenso wie an der südlichen Flügelwand bis in die bestehende Holzspundwand hineingerammt). Während der Hinterspülung war der letzte Abschnitt der Spundwand noch nicht verankert und der Betonholm (zwischen Spundwand und bestehender Mauer) noch nicht ausgeführt.

Um nun die unverankerte Spundwand, besonders am Nordflügel, wo das Spülwasser in den Hafen abfloß, möglichst wenig zu beanspruchen, wurden mehrere Einzelspundbohlen auf rd. 2 m von Oberkante (bis auf etwa MHW-Höhe) abgeschnitten und herausgezogen, wodurch der Überdruck des Spülwasserstroms wesentlich herabgesetzt wurde. Die Spundwand selbst konnte inzwischen durch die  $\square$ -Eisen verholmt werden, da nur die Außenbohlen, wie erwähnt, abgeschnitten wurden. Mit steigender Sandhinterfüllung wurden dann die Bohlenabschnitte, in zwei 1-m-Stücke geteilt, wieder eingesetzt. Zur besseren Dichtung der Schnittstellen der Bohlenabschnitte wurden diese an ihrem unteren Ende mit einer innenliegenden Decklasche versehen.

## Vermischtes.

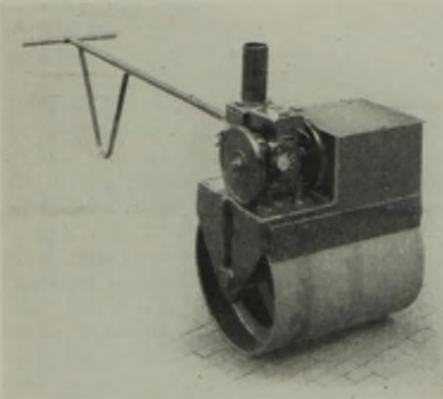
**Geheimrat Robert Otzen †.** Am 3. Oktober 1934 verschied in Hannover nach kurzer, schwerer Krankheit der Präsident des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem, Honorarprofessor an der Fakultät für Bauwesen an der Technischen Hochschule Berlin, Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Robert Otzen.

Geboren am 9. Mai 1872 zu Berlin-Lichterfelde, studierte er an der Technischen Hochschule Berlin. Nach Ablegung seiner zweiten Staatsprüfung im Bauingenieurfach (1900) wurde er 1905 Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspektor. Neben seiner Tätigkeit bei der Staatsbahn war er Assistent an der Technischen Hochschule Hannover, habilitierte sich 1907 und wurde 1908 ordentlicher Professor für das Lehrgebiet Eisenbau und Statik. Von 1913 bis 1915 war Otzen Rektor der Technischen Hochschule Hannover. Vom August 1914 bis Ende 1918 nahm er, zuletzt als Rittmeister, am Kriege teil. Nach dem Kriege übernahm er neben seiner Lehrtätigkeit auch das Bauingenieur-Laboratorium und 1927 die neu eingerichtete Straßenbauforschungsstelle; 1931 wurde er Präsident des Staatlichen Materialprüfungsamtes in Berlin-Dahlem. Otzen war einer der Gründer der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau („Stufa“), die schon seit 1924 den Gedanken des Autostraßenbaues verfolgt. Auch bei der Hafraba war er lange Jahre hindurch Vorsitzender. Von der „Stufa“ wurde er bei der Umgestaltung im Jahre 1933 zum ersten Vorsitzenden berufen.

Die wissenschaftliche Tätigkeit Otzens war sehr fruchtbar. Diese und seine Lehrtätigkeit haben ihn zu großem Ansehen in Fachkreisen gebracht. Seine Lehrbücher zeichnen sich durch besondere Klarheit aus.

Otzen war ein Mann von vornehmer, edler Gesinnung, allen seinen Mitarbeitern ein treuer Freund, Berater und Helfer, frei von jeder Engerzigkeit. Er war ein echter Deutscher und guter Patriot, der an der Wiedererstarkung seines Vaterlandes regen Anteil genommen hat. Mit ihm ist ein guter Mensch und ein großer Ingenieur dahingegangen.

**Leichte Einrad-Motorwalze.** Für leichteste Walzarbeiten, z.B. zum Festlegen von Radfahrwegen, ist eine neue Einrad-Walze (der Straßenbaumaschinen-Ges. Urkraft, Gera) mit nur 0,6 t Dienstgewicht entstanden (s. Abb.), die von einem 3-PS-Deutz-Vergasermotor (1600 Uml./min) angetrieben und durch eine Deichsel von Hand gelenkt wird. Das Drehmoment des Motors wird über ein Zahnradgetriebe mit einem Vor- und Rückwärtsgang und einen Kettentrieb auf die Walze übertragen. Eine Füllung des Treibstoffbehälters reicht für zwei Betriebsstunden. R.—



Breite der Walze 700 mm, Walzendurchm. 700 mm, Gesamtbreite der Gerätes 865 mm, Walz- u. Beförderungsgeschwindigkeit 2 km/h, befahrbare Steigung bis 15%.

**Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes.** Gelegentlich seiner diesjährigen Hauptversammlung und seines 30-jährigen Bestehens veranstaltet der Deutsche Stahlbau-Verband am 25. und 26. Oktober 1934 in der Aula der Technischen Hochschule Berlin eine wissenschaftliche Tagung.

Donnerstag, 25. Oktober, Vorträge ab 16 Uhr: Direktor Dr. Oelert, Berlin: „Wirtschaftspolitische Fragen der deutschen Stahlbauindustrie“; Dr. Reichert, Berlin: „Eisenwirtschaft im Außenhandel“; Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart: „Autobahnen und Stahlbrückenbau“; Direktor Dr.-Ing. ehr. Erlinghagen, Rheinhausen: „Der deutsche Stahlbau bei der Erbauung der Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Kleinen Belt“.

Freitag, 26. Oktober, Vorträge ab 9 Uhr: Prof. Dr.-Ing. Schleicher, Hannover: „Stabilitätsprobleme vollwandiger Stahltragwerke. Übersicht und Ausblick“; Prof. Dr.-Ing. Kuntze, Berlin-Dahlem: „Neuzeitliche Festigkeitsfragen“; Reichsbahnrat Rostock, Berlin: „Das Verhalten stählerne Eisenbahnbrücken unter ruhenden und bewegten Verkehrslasten und die Verfahren zur Messung von Durchbiegungen und Dehnungen“; Dr.-Ing. Klöppel, Berlin: „Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes“.

Ausflug nach Niederfinow und Besichtigung des Schiffshebewerkes. 13 Uhr: Abfahrt der Omnibusse (Technische Hochschule, Haupteingang); 15 Uhr: Ankunft in Niederfinow und Besichtigung des Schiffshebewerkes; 18<sup>30</sup> Uhr: Rückfahrt der Omnibusse nach Berlin, Ankunft Potsdamer Platz 20<sup>30</sup> Uhr.

## Personalmeldungen.

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: a) bei der Hauptverwaltung zum Reichsbahndirektor und Mitglied der Hauptverwaltung: der Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Adalbert Baumann; zum Reichsbahnoberrat: der Reichsbahnrat Henkel; — b) bei der Betriebsverwaltung zum Präsidenten der RBD in Stuttgart: der Vizepräsident Honold daselbst; zum Direktor bei der Reichsbahn: der Reichsbahnoberrat Karl Bauer in Ludwigshafen (Rhein); zum Reichsbahnoberrat; der Reichsbahnoberrat i. R. Lauböck in München; die Reichsbahnräte Oskar Heyne, Vorstand des Betriebsamts Cottbus 2, Gengelbach, Vorstand des Betriebsamts Oberlahnstein, Elias, Dezerent des RZB in Berlin, Karl Koch, Vorstand des Neubauamts Rügendamm in Stralsund, Angres, Vorstand des Betriebsamts Düsseldorf, Dr.-Ing. Halank, Dezerent der RBD Dresden, Dr.-Ing. Kollmar, Vorstand des Betriebsamts Berlin 1, Eugen Ernst, Dezerent der Obersten Bauleitung für den Bau von Kraftfahrbahnen in Frankfurt (Main), Dr.-Ing. Steinhagen, Dezerent der RBD Altona, Günther Lüttich, Dezerent der RBD Berlin, Leiner, Dezerent der RBD Ludwigshafen (Rhein), Finner, Vorstand des Betriebsamts Landau (Pfalz), Dr.-Ing. Fey, Dezerent der RBD München, Heckel, Vorstand des Betriebsamts Dresden 2, Spröggel, Dezerent der RBD Dresden, Gruner, Vorstand des Betriebsamts Ulm, Eugen Kern, Dezerent der Obersten Bauleitung für den Bau von Kraftfahrbahnen in Stuttgart, Kölmel, Vorstand des Betriebsamts Offenburg, Rochlitz, Vorstand des Betriebsamts Basel, Witzel, Vorstand des Betriebsamts Oldenburg 1, und Dr.-Ing. Frohne, Dezerent der RBD Dresden; zum Reichsbahnrat: Reichsbahnbaumeister Johannes Krämer, beim Neubauamt Berlin 1 und die technischen Reichsbahnoberinspektoren Edwin Schulz, Vorstand des Betriebsamts Mühlhof (Oberbay.), Keidel, beim Betriebsamt Stettin; zum Reichsbahnratmann: die Reichsbahnoberinspektoren Kliese in Berlin, Decker und Stollberg in Essen, Georg Michel in Dortmund, Viktor Voß in Hanau, Westhoff in Bebra, Franz Happe in Halle (Saale), Wilhelm Grewe in Hannover, Kämmerling in Köln, Seddig in Königsberg (Pr.), Elkmann in Hagen (Westf.), Sosna und Stöckel in Dresden, Lenz in Gaschwitz, Eugen Wemmer in Stuttgart-Bad Cannstatt, Rometsch und Hans Zirn in Stuttgart, Möst in Heilbronn, Karl Moritz, Eppinger, Grosholz und Georg Fries in Karlsruhe, Hofheinz in Schwetzingen, Friedrich Vogt in Basel, Spanhake in Oldenburg, Christoph Müller in Erfurt, Tietzsch in Eisenach, Sandrock in Kassel, Kaffarnik in Oppeln, Piehl und Krienke in Frankfurt (Oder), Friedberger in München-Laim, Max Peter in Breslau; die technischen Reichsbahnoberinspektoren Demuth in Görlitz, Freischlad in Duisburg, Wilhelm Haupt, Pfau und Wilhelm Rübesamen in Essen, Karl Kothe in Frankfurt (Main), Oskar Schmidt in Stralsund, Albert Bertram in Wuppertal-Eiberfeld, Wilhelm Müller in Augsburg, Zanner in München, Reithmann in Regensburg, Konstantin Gall und Karl Stoll in Stuttgart, Graser in Kornwestheim, Wilhelm Kaiser in Oldenburg; die Reichsbahninspektoren Pfahl in Essen und Kiessner in Ludwigshafen (Rhein).

Gestorben: die Reichsbahnräte Joachim Busch, Vorstand des Betriebsamts Köln, und Franz Behrens, Vorstand des Betriebsamts Hameln.

**Preußen.** Der Regierungs- und Baurat (W) Wellmann ist von Arnsberg i. W. nach Stolp an die Dienststelle „Der Kulturbaubeamte“, der Regierungsbaumeister (W) Schubel vom Wasserbauamte in Lauenburg a. E. nach Büsum an die Forschungsstelle für die Untersuchung der hydrologischen, geologischen und biologischen Verhältnisse des Wattenmeeres versetzt worden.

**INHALT:** Zur statischen Berechnung der Gewichtstauern. — Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hitler-Brücke. (Schluß). — Die Sicherungsarbeiten an der Ufermauer im Emdener Außenhafen. — Vermischtes: Geheimrat Robert Otzen †. — Leichte Einrad-Motorwalze. — Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.