

DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 19. August 1938

Heft 35

Alle Rechte vorbehalten.

Bau der Reichsstraßenüberführung in Freising bei München.

Von Dipl.-Ing. Rudolf Albrecht, Regierungsbaumeister.

I. Allgemeines.

Der seit Jahren zunehmende Zug- und Straßenverkehr forderte dringend, als neuzzeitliche Aufgabe der Linienführung die Beseitigung der schienengleichen Stadteinfahrt 250 m südwestlich des Bahnhofs Freising, und zwar einmal zur Erhöhung der Sicherheit, um für alle Zukunft die bekannten und großen Gefahren eines Bahnüberganges aus der Welt zu schaffen, und dann zur Beschleunigung des Verkehrs, um dem an dieser Stelle besonders lebhaften Kraftverkehr kein Hindernis durch eine geschlossene Schranke entgegenzustellen.

Änderungen in der Gleishöhenlage hätten in keinem Vergleich zur technischen Lösung der Aufgabe gestanden.

Am besten darf demnach der Plan einer Überführung hier am Platze sein, da es alle Fragen technischer und wirtschaftlicher Art am günstigsten löst. Eine Vorverlegung des Bauwerks aus ästhetischen Gründen in Richtung München hätte im Gegensatz zur Erleichterung des örtlichen Verkehrs gestanden.

Beachtlich und Wert des Erfahrungsaustausches ist diese Brücke insofern, als sie — die zweite ihrer Art in Deutschland — in einer Krümmung von nur 150 m Halbmesser liegt und die Bahn in einem sehr spitzen Winkel von $36^\circ 24' 11''$ kreuzt (Abb. 1 u. 2, Lage- und Höhenplan des Bauwerks).

II. Bauliche Durchbildung.

Die Brücke, eine geschweißte Blechträgerbrücke, überspannt freitragend in einer mittleren Weite von 43 m den viergleisigen Bahnkörper ohne Zwischenpfeiler.

Die Querschnitte der Hauptträger sind, unter Verwendung von Stegblech und Nasenprofilen, mit durchlaufenden Gurtplatten

360·38 gleichmäßig gekrümmt ausgebildet und dem Momentenverlauf durch eine zweite Lage Deckflacheisen 320·32 angepaßt (Abb. 3). Der Abstand ist 9,40 m. Ihre Stützweiten betragen 38,513 m für den kürzeren äußeren Hauptträger und 42,434 m für den inneren bei einer Stegblechhöhe von je 2,64 m und einer Stegblechdicke von je 14 mm. Um letztere nicht zu groß werden zu lassen, wurde zwischen Druckgurt und Nulllinie eine Längsversteifung angebracht (Abb. 3). Die Stegbleche selbst sind alle

$\frac{4,9027}{3}$ m durch aufgeschweißte senkrechte Steifen 100·10 gegen Ausknicken oder Falten gesichert und an den Anschlußpunkten der Querträger zusätzlich durch Flacheisen 180·18 verstärkt. Da ferner nur ein

Windverband eingebaut ist, haben die Querträger nicht nur die Kräfte aus den Eigengewichts- und Verkehrslasten aufzunehmen, sondern sie sind gleichzeitig die Regel eines Halbrahmens, der die nicht am Windverband liegenden Gurtungen auszusteiern und die dort angreifenden Windkräfte aufzunehmen hat. Deshalb sind die Querträger durch Eckbleche steif mit den Stegblechaussteifungen der Hauptträger verbunden (s. auch unter Vb).

Mit Rücksicht auf Herstellung, Bearbeitung, Transport und Aufstellung wurden die Träger in drei Teilen mit je einem Werkstattstoß bahnsiebt angefertigt.

Der Höhenunterschied von 270 mm zwischen dem äußeren und dem inneren Hauptträger zur Erzielung des durch die Kurvenlage notwendigen Quergefälles von 4‰ wurde mittels bewehrter Auflagerquader hergestellt (Abb. 4 u. 5).

Das Fahrbahngerippe besteht aus Querträgern IP95 und vier Längsträgern I42 $\frac{1}{2}$, die an erstere stumpf herangeführt und mit Stegwinkeln angeschlossen wurden. Außerdem findet durch Zwischenquerträger I24 eine Unterteilung statt.

Die Anschlüsse (Abb. 6) sind sämtlich biegefest, wie üblich, ausgeführt. Abweichungen von den Regelanschlüssen, durch die waagerechte Krümmung bedingt, wurden in die Brückenendfelder gelegt. Diese

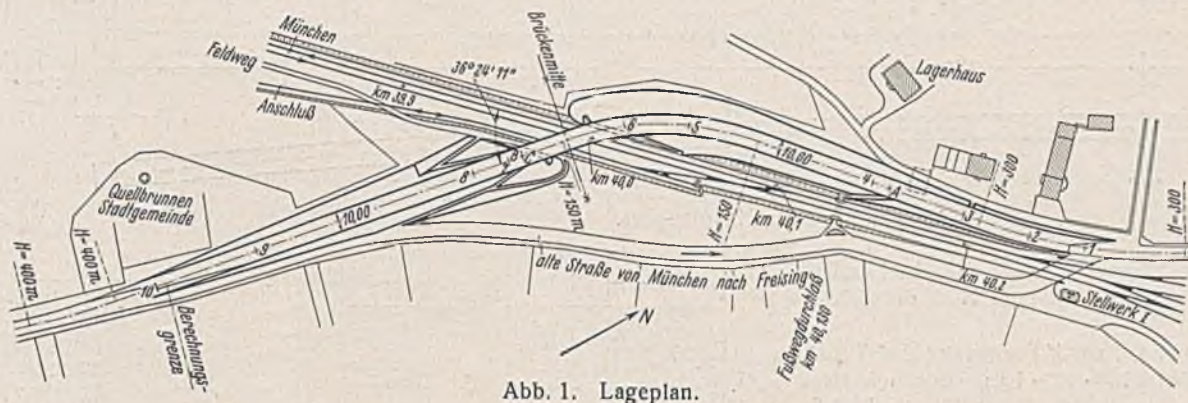


Abb. 1. Lageplan.

Verschiedene Lösungen wurden zur Bildung eines endgültigen Urteils über Zweckmäßigkeit und Ausführbarkeit in Betracht gezogen. Den Ausschlag gaben dann technische, und zwar eisenbahn- sowie bautechnische Vorteile und nicht zuletzt wirtschaftliche Erwägungen unter Berücksichtigung der landwirtschaftlichen Verhältnisse. Der Haupteinwand gegen eine Unterführung der Straße war u. a. in den ungünstigen Grundwasserverhältnissen, verursacht durch die Lage zwischen zwei Wasserläufen, der Isar und der Moosach, und durch die anstehenden wasserführenden Kiesschichten zu finden. Durch Anlegen von Schürfruben wurde der Untergrund genau erkundet und in einer Tiefe von 3 m unter Schwellenoberkante bereits 0,15 m Wasserstand wahrgenommen.

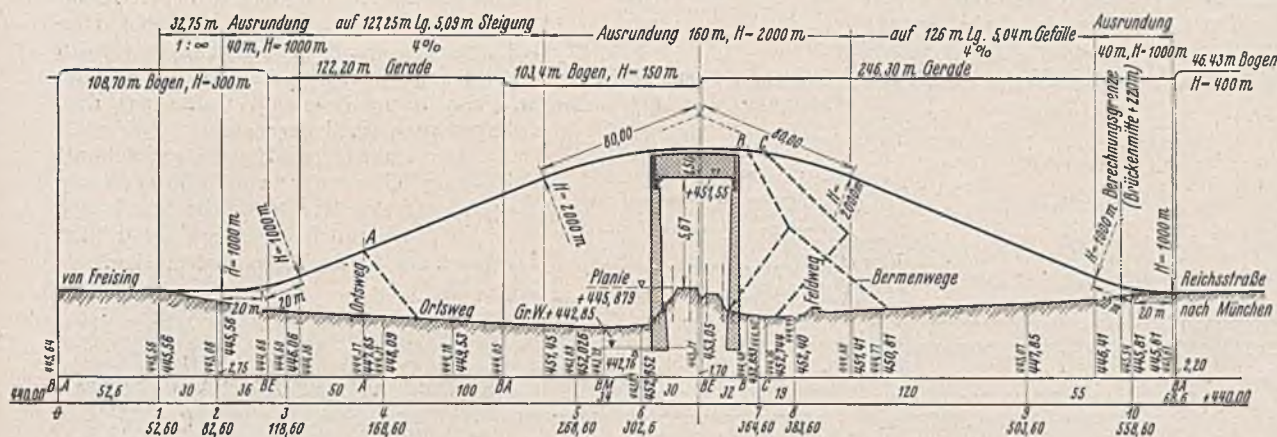


Abb. 2. Höhenplan.

Abgesehen von den Mehrarbeiten, die eine Sicherung des Kiesbodens gegen Auswaschen und seitliches Ausweichen verlangt hätten, wäre die Bewältigung des von allen Seiten eindringenden Grundwassers außerdem eine undankbare Sisyphusarbeit gewesen. Ein anderer Weg, dem Grundwasser auszuweichen, mit der Absenkung also weniger tief zu gehen, würde eine Gleishebung von mindestens 3 m verlangt haben. Die Folge wäre gewesen, die gesamten Gleisanlagen des Bahnhofs Freising einschließlich der Bahnsteige und der Ladehalle entsprechend zu heben, da gemäß der Eisenbahn-, Bau- und Betriebsordnung § 7, Ziff. 7, das Neigungsverhältnis von Bahnhofsgleisen — Ranglergleise ausgenommen — nicht mehr als 2,5‰ oder 1:400 betragen darf. Die Mehrkosten für diese

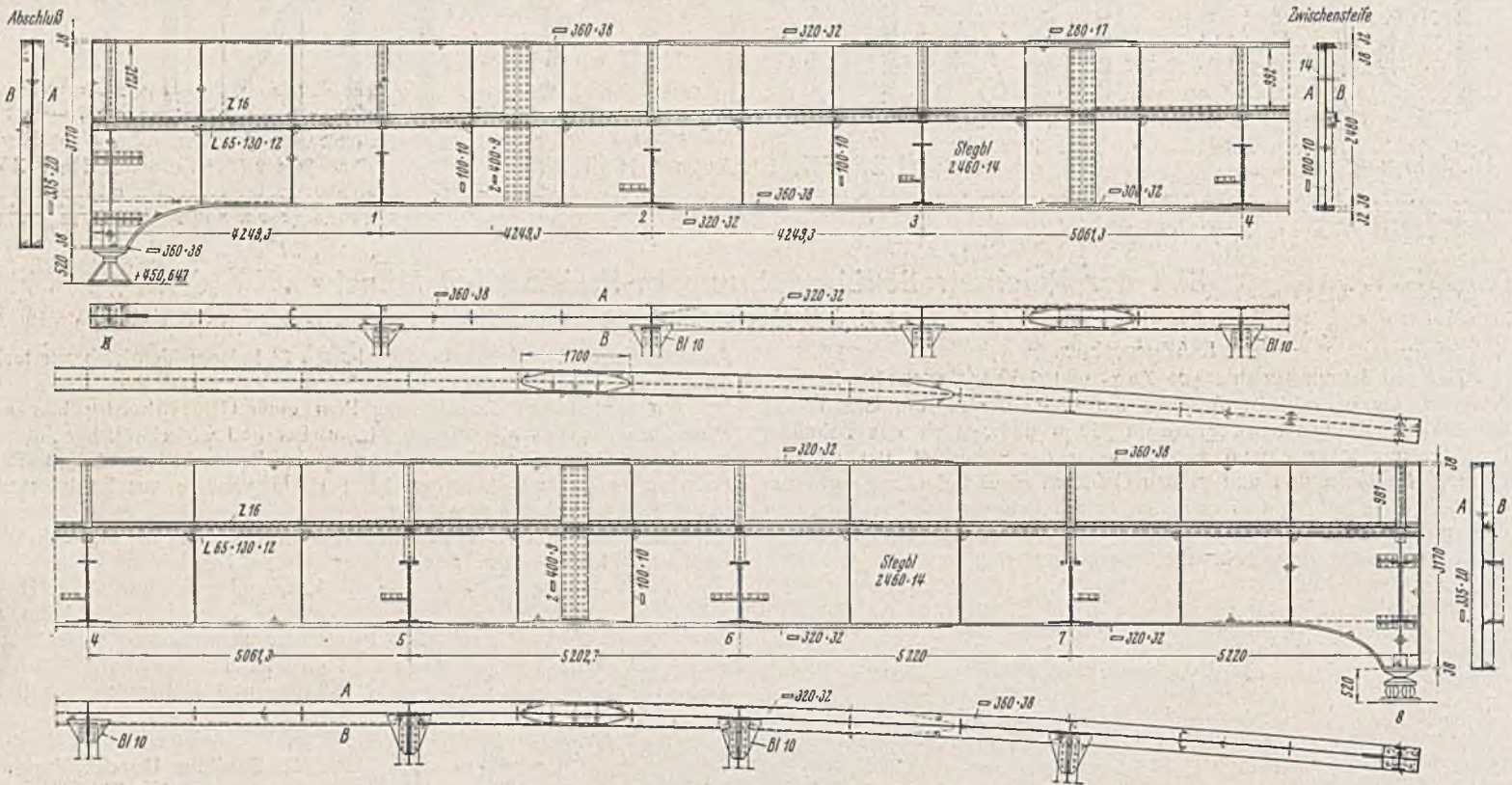


Abb. 3. Äußerer Hauptträger.

Maßnahme führte zu schiefen Endquerträgern, die außerdem im Hinblick auf die Montage so zu bemessen waren, daß mit ihrer Hilfe die Brücke hydraulisch gehoben werden konnte.

Der Querschnitt des Windverbandes, ein K-Fachwerk (Abb. 7 u. 8), wird aus zwei gleichschenkligen Winkeln 100 · 100 · 10 gebildet und liegt im unteren Drittel der Querträger.

Die gesamte Straßenbreite von 10 m auf den Zufahrtrampen erleidet im Bereich des Überbaues aus konstruktiven Gründen eine Einengung auf 9 m; davon entfallen 7,15 m auf die Verkehrsbahn, 1,50 m auf den einseitigen Fußsteig und 0,35 m auf den Schrammbord (s. Querschnitt, Abb. 9).

Die Dicke der Fahrbahnplatte, einer Eisenbetondecke, beträgt 18 cm bei einer Breite von 7,15 m und ist bei einer größten Beanspruchung des Betons von 65 kg/cm² über den Stützen mit Rundstählen von 14 mm Durchm. kreuzweise bewehrt. Schwierig dabei war, daß durch Anordnung von Vouten das Abgleichen entsprechend dem Quergefälle und die lotrechte Ausrundung mit einem Halbmesser von 2000 m erhalten wurde. Die Fahrbahnplatte wurde durchlaufend der ganzen Breite nach hergestellt und erhielt über jedem dritten Querträger eine Dehnungsfuge (als Preßfuge gemäß AIB ausgebildet). Die Abdichtung geschah mittels Jutebahnen und wird geschützt durch eine 5 cm dicke Betonschicht mit Drahtgewebeeinlage.

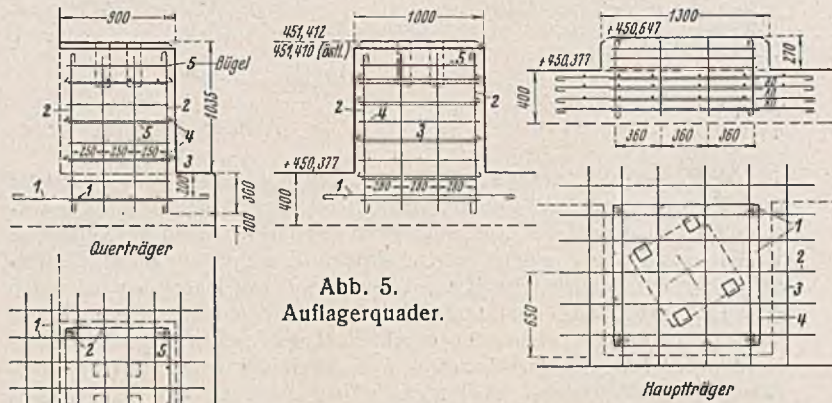


Abb. 5. Auflagerquader.

Für die Fahrbahnabdeckung wurde Kleinsteinspalt gewährt, das neben langer Lebensdauer bei zwar etwas höheren Herstellungskosten geringe Aufwendungen für den Unterhalt beansprucht und die notwendige Grifflichkeit in Anbetracht der Steigung von 4% aufweist. Das Material, Granit, wurde aus dem Bayerischen Wald bezogen.

Der am äußeren Hauptträger entlanglaufende Gehsteig von 1,50 m Breite erhielt auf eine 10 cm dicke Betonunterlage mit 8 ϕ 10 mm Eiseneinlage für 1 lfdm einen 2 cm dicken Teermakadambelag.

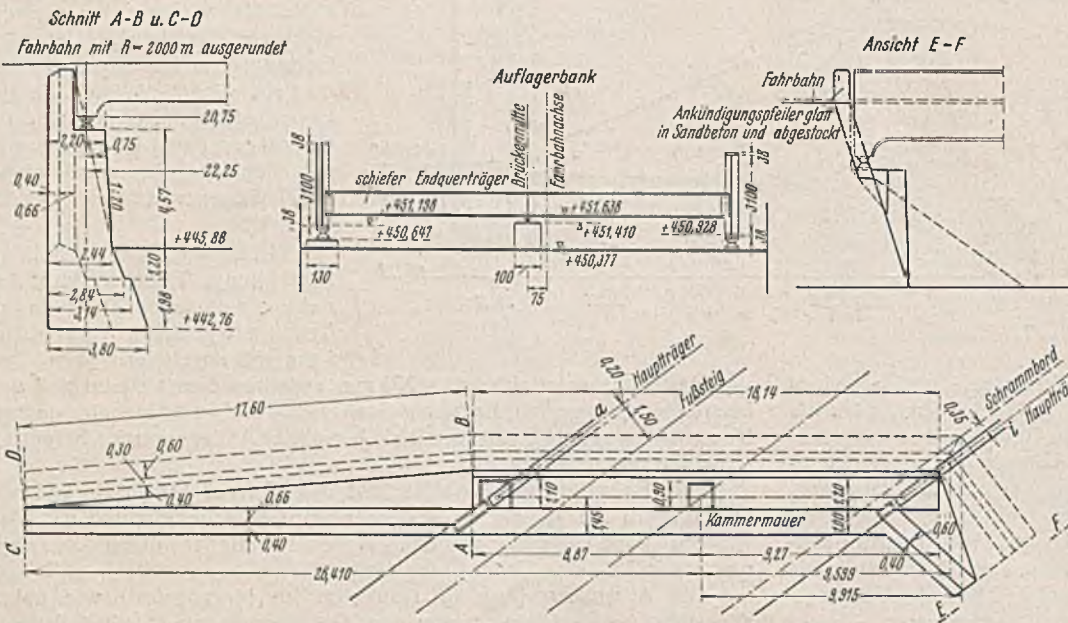


Abb. 4. Südöstliches Widerlager mit Auflagerbank.



Abb. 6. Anschluß Fahrbahn-längsträger—Querträger.



Abb. 7. Der Windverband.

Die Absenkungsvorrichtung ist noch eingebracht.

Die Oberflächenentwässerung geschieht mit Gefälle zum Schrammbord hin; hier wird das Tagwasser in einer Längsmulde gesammelt und nach beiden Seiten über die Böschungen in die Entwässerungsgräben des Bahnkörpers geleitet.

III. Auflagerung.

Die Brücke hat zwei feste Lager und zwei Rollenlager sowie Lager zur Unterstützung der beiden schiefen Endquerträger (Abb. 10). Der Höhenunterschied bis zur Auflagerbank wird durch einen Aufbau von 1,035 m Höhe beseitigt.

Die festen Lager sind als Punktkipplager durchgebildet, so daß die Auflagerdrücke auch bei Durchbiegung der Hauptträger stets annähernd mittig angreifen und einseitige Kantenpressungen vermieden werden. An den festen Lagern erhielt der Bund der oberen Lagerplatte gegenüber dem Zapfen des Lagerstuhls ein Spiel von 3 mm, damit sich die Längenänderungen des Endquerträgers infolge Temperaturwechsels auswirken können.

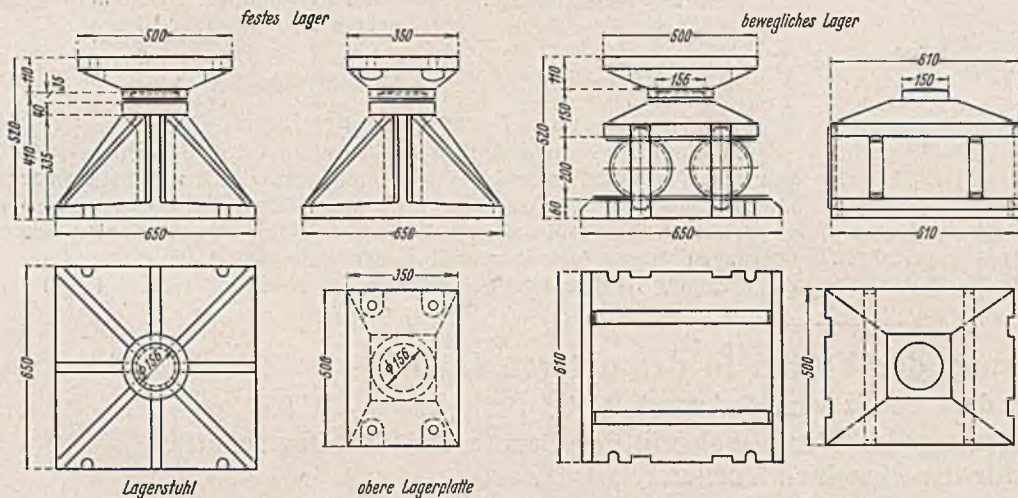


Abb. 10. Lager für die Hauptträger.

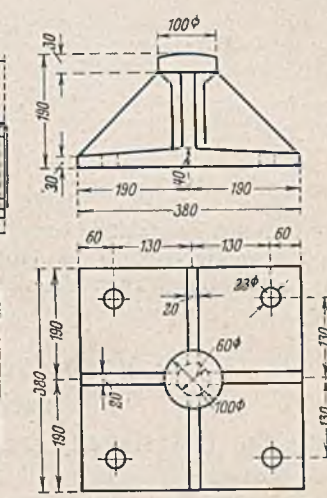


Abb. 10a. Lager für Querträger.

das Sickerwasser und leitet es einem Ablaufrohr zu. Auf der Seite der festen Auflager wird die Fahrbahnplatte durchgeföhrt und durch ein Schleppblech nach Abb. 12 gestützt.

V. Einzelheiten der statischen Berechnung.

Die Belastungsannahmen bzw. Bemessungen ergingen nach DIN 1072 für Brückeklasse I mit 24-t-Dampfwalze, 12-t-Lastkraftwagen und 0,5 t/m² Menschengedränge unter Berücksichtigung

der Stoßzahlen jeweils nach DIN 1073. Als ständige Last (Fahrbahnplatte und Fahrbahnabdeckung ohne Trägerelengewicht) wurde 0,870 t/m² ermittelt.

a) Zur Berechnung der Fahrbahnplatte.

System: Durchlaufende Platte eines dreireihigen Systems mit kreuzweiser Bewegung.

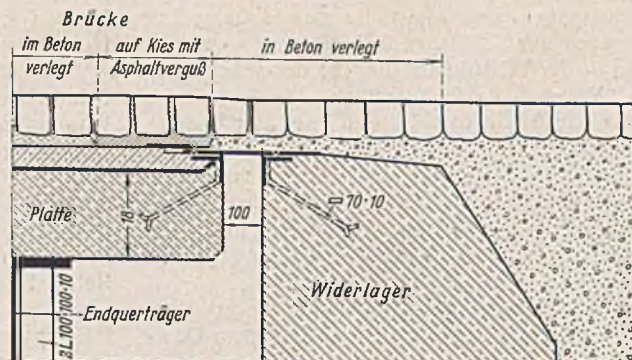


Abb. 12. Übergang am festen Auflager.

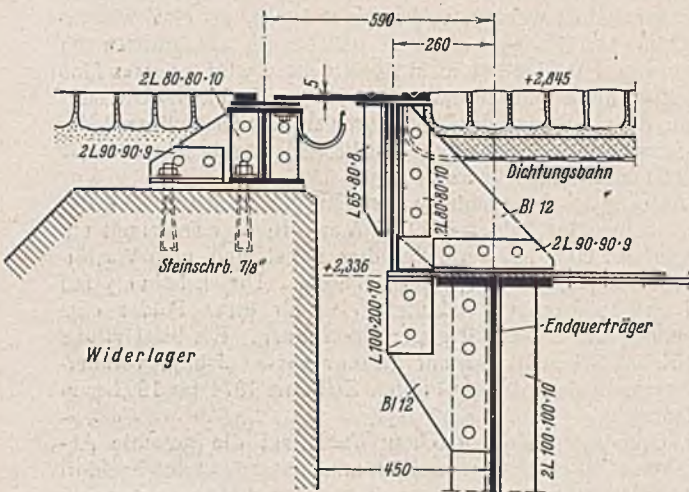


Abb. 11. Übergang am beweglichen Auflager.

Für die beweglichen Lager, Walzenlager (Abb. 10), wurde zwischen dem eingedrehten Bund in den Rollen und der unteren Lagerplatte nur das für die Bearbeitung notwendige Spiel von 1 mm vorgesehen. Bewegungen infolge von Wärmeschwankungen werden wie vor durch ein Spiel von 3 mm ermöglicht (s. auch unter V. unter statischer Berechnung).

IV. Übergänge zum Widerlager.

Bei Temperaturänderungen nach DIN 1072 $\pm 35^\circ$ treten Bewegungen von $\pm 35 \cdot 0,000012 \cdot 42,434 = \pm 0,0178$ m auf, die in der Fahrbahn am beweglichen Auflager durch ein oberliegendes Schleppblech nach Abb. 11 ermöglicht werden. Eine Rinne sammelt

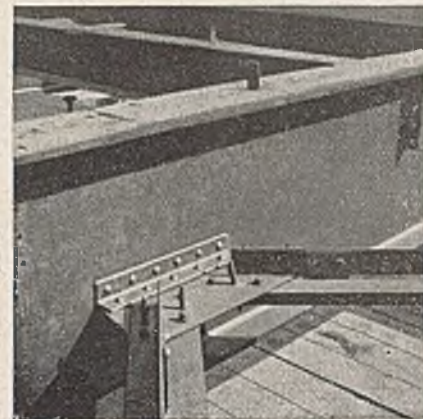


Abb. 8. Anschluß der Windverbandstäbe an die Querträger.

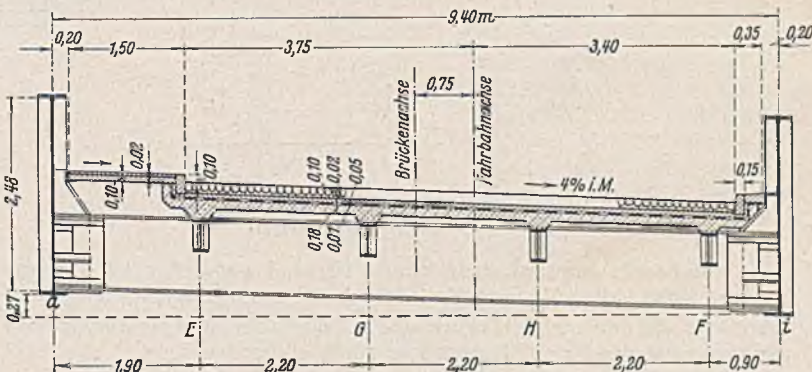


Abb. 9. Querschnitt.

Die Berechnung geschah nach dem Berechnungsverfahren von Dr. Marcus bzw. mit Hilfe der Tabellen von Löser. Größte Betonspannung über den Stützen, nach „Deutsche Best. 1932“, § 29, Tafel IV unter c, $\sigma_b \text{ zul} = 65 \text{ kg/cm}^2$. Eisen- spannung (gewöhnliche Rundeisenbewehrung) $\sigma_e \text{ zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

b) Zur Berechnung der gekrümmten Hauptträger.

Die teilweise in stetiger Krümmung liegenden beiden Hauptträgerwände wurden für die Berechnung mit genügender Genauigkeit durch einen von Querträger zu Querträger geradlinig verlaufenden Polygonzug ersetzt. Beim steil gekrümmten Träger entstehen durch die Richtungsänderung der Trägerachse, gleichmäßig über die ganze Trägerlänge verteilt, Kräfte, die normal zur jeweiligen Lage der Trägerachse wirken. Die Kräfte werden ihrer Größe nach nur in einzelnen Punkten, den Knickpunkten (Anschluß der Querträger), zusammengefaßt (Abb. 13).

Es ist
$$T_m = \frac{M_m}{h} (\cos \varphi_m^l + \cos \varphi_m^r),$$

$$T_n = \frac{M_n}{h} (\cos \varphi_n^l + \cos \varphi_n^r).$$

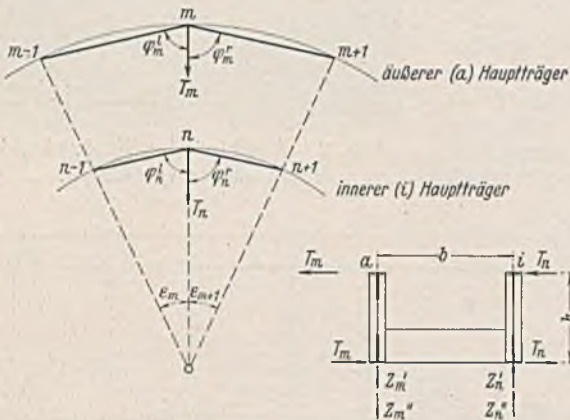


Abb. 13. Zur Berechnung der Hauptträger.

Da, wie bereits erwähnt, kein oberer Verband vorhanden ist, der die waagerechten Kräfte T_m und T_n in die Auflager überträgt, wirken sie als Momente auf den als Halbrahmen ausgebildeten Querschnitt und erzeugen die wieder auf Hauptträgerwände wirkenden Zusatzkräfte

$$Z_m = Z_m' + Z_m'' \text{ und } Z_n = Z_n' + Z_n'';$$

es wird dann

$$Z_m' = -Z_n' = T_m \cdot \frac{h}{b} = M_m \cdot \frac{\cos \varphi_m^l + \cos \varphi_m^r}{b} = M_m \xi_m,$$

$$Z_m'' = -Z_n'' = T_n \cdot \frac{h}{b} = M_n \cdot \frac{\cos \varphi_n^l + \cos \varphi_n^r}{b} = M_n \xi_n$$

und damit

$$Z_m = -Z_n = M_m \xi_m + M_n \xi_n.$$

Diese als lotrechte Lasten wirkenden Zusatzkräfte vergrößern die Momente im äußeren Hauptträger und verkleinern sie im inneren Hauptträger. Man kann nun aus den neuen Momenten verbesserte Werte für die

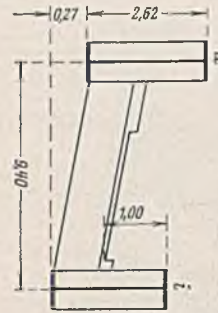


Abb. 14. Zur Berechnung des Windverbandes.

Zusatzkräfte errechnen und wird die Rechnung so lange wiederholen, bis die Änderung der Momente kleiner bleibt als sie der erforderlichen Genauigkeit der Rechnung entspricht.

Die Momente und Querkräfte wurden nun nach dem vorhin beschriebenen Annäherungswege

1. für ständige Last,
2. für gleichmäßig verteilte Verkehrslast und
3. für die Überlasten von Walze und Wagen

ermittelt.

Um den Einfluß des schiefen Anschlusses an den beiden Brückenenden richtig zu erfassen, wurden für 1. und 2. die Knotenlasten an den Querträgeranschlußpunkten errechnet.

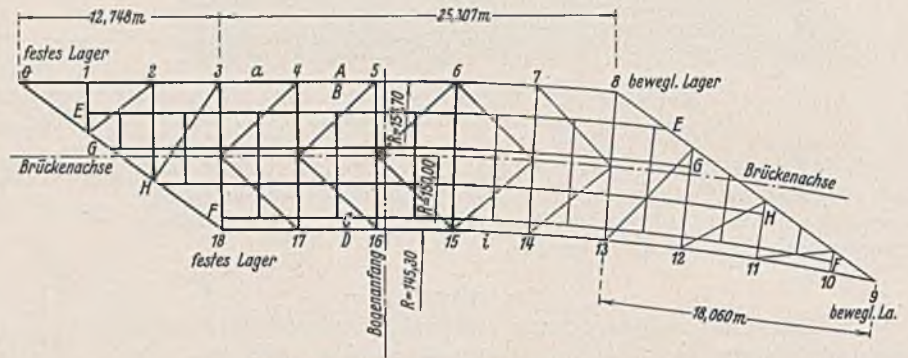


Abb. 15. Trägerübersicht.

c) Zur Berechnung des Windverbandes (Abb. 14).

Da die Auflager in den Punkten 0, 8, 9 und 18 imstande sind, quer zur Brückenachse gerichtete Kräfte aufzunehmen, konnte der Windverband entsprechend DIN 1073 § 13 für die Berechnung der Diagonalstabkräfte als aus drei einfachen Balken (0—3, 3—8, 8—9) bestehend angenommen werden. Die Krümmung der Hauptträger wurde wiederum vernachlässigt (Abb. 15):

- Windangriffsflächen: vom äußeren Hauptträger 2620 mm
 vom inneren Hauptträger 270 mm
 $h = 2890 \text{ mm}$
 Verkehrsband $h_v = 1,0 \text{ m}$.

d) Zur Berechnung der Lager.

Da die waagerechten Auflagerdrücke sowohl von den Brems- wie von den Windkräften sehr klein sind und umgekehrt der Auflagerdruck für ständige Last allein rd. 95 t beträgt, so können die obengenannten waagerechten Auflagerdrücke mit Sicherheit allein durch die Reibung übertragen werden (vgl. Konstruktion der Walzenlager). Maßgebend für die Rechnung ist demnach lediglich $\max A = 95 \text{ t}$. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder

nach dem Gesetz vom 4. August 1904.

II. Hydraulische Unterlagen, Ermittlung der Wassermengen, der Gefälle und der Querschnitte für die einzelnen Vorfluter.*)

Von Regierungs- und Baurat Gramberg in Berlin und Regierungsbaurat Keil in Münster i. W.

1. Allgemeines.

Der Grundgedanke der Regulierung der unteren Oder war eine Teilung der Aufgaben der an den beiden Talseiten fließenden Wasserläufe: Der östliche Wasserlauf, bestehend (nach der jetzigen Bezeichnung) aus „Oder“ („Stromoder“) bis hinunter nach Klütz und der „Großen Reglitz“ von Klütz abwärts bis zum Dammschen See, soll die aus dem Oberlauf kommenden Wassermengen und Sinkstoffe dem Dammschen See zuführen, daneben aber auch der Schifffahrt, insbesondere — wegen der Ausnutzung der Strömung — der Talschifffahrt dienen; der westliche Wasserlauf, bestehend aus der „Wasserstraße Hohensaaten—Friedrichsthal“, der anschließenden „Westoder“ von Friedrichsthal bis zu ihrer Einmündung in die Oder bei Güstow und der „Oder“ unterhalb Güstow, ist als ein Teil des Großschiffahrtsweges Berlin—Stettin für den Verkehr von 600-t-Schiffen ausgebaut worden, soll gleichzeitig aber auch eine ausreichende Entwässerung des Oderbruchs und der bereits früher vorhanden gewesen oder erst im Laufe der Regulierungsarbeiten angelegten Polder zwischen Hohensaaten und Stettin vermitteln.

Durch die Sommerdeiche zwischen dem östlichen und dem westlichen Wasserlauf soll das Wasser des östlichen Laufes in geschlossenem Quer-

schnitt auch zur Zeit solcher Wasserstände, bei denen früher eine Ausuferung eintrat, zusammengehalten werden, und zwar so lange, als eine Wasserführung der Oder von 1600 m³/sek und gleichzeitig ein Aufstau im Dammschen See von + 0,70 m NN nicht überschritten wird. Dieses Maß von 1600 m³/sek ist als Abführungsmenge derjenigen Sommerhochwasser ermittelt worden, die vor Beginn der Regulierung an dem ehemaligen (beim Neubau der Schwedter Straßenbrücke beseitigten) Pegel Schwedt die Höhe von + 2,50 m NN nicht überschritten.

Für die Anlage der bis dahin vorhanden gewesenen Deiche des Griewener und Schwedter Polders (Polder A und B) war seinerzeit ein Wasserstand von + 2,00 m NN am Schwedter Pegel und eine Wasserführung von 1200 m³/sek maßgebend gewesen. Die Erhöhung auf + 2,50 m NN und 1600 m³/sek bedeutete also für diese Polder eine erhebliche Erhöhung der Sicherheit gegen Überflutung. Ein Wasserstand über 2,50 m NN bei Schwedt war nur in sehr nassen Jahren vorübergehend aufgetreten, in dem dreißigjährigen Zeitraum 1874 bis 1903 zum Beispiel nur fünfmal.

Wäre der Grundsatz, dem östlichen Wasserlauf die gesamte Abführungsmenge von 1600 m³/sek zuzuweisen, uneingeschränkt durchgeführt worden, so hätten sich für den untersten Teil des östlichen Laufes sehr große Durchflußquerschnitte und dadurch unverhältnismäßig hohe Bau-

*) Fortsetzung aus Heft 23/24, S. 285.

kosten ergeben. Es werden deshalb durch das dicht unterhalb Fiddichow gelegene „Wehr Marienhof“ von den 1600 m³/sek 650 m³/sek in die dort abzweigende Westoder abgeleitet, die, abgesehen von ihrem obersten Teil (dem größtenteils künstlich angelegten „Durchstich Marienhof—Gutmundsee“), genügend breit und tief war, um außer den ihr von der Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal zugeführten Wassermengen auch diese 650 m³/sek aufzunehmen. Es bietet sich damit zugleich die Möglichkeit, dem unteren Teile des westlichen Wasserlaufs in Zeiten, in denen ihm nur geringe Wassermengen aus dem Oderbruch durch die Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal zugeführt werden, Frischwasser aus dem östlichen Lauf zuzuleiten, was für die Fischerel des westlichen Laufes und die an ihm gelegenen Ortschaften für notwendig zu erachten ist.

2. Ermittlung der Wassermengen und Wasserstandlinien.

a) Für den östlichen Wasserlauf.

Im östlichen Wasserlauf ist die EHW-Spiegellinie dadurch festgelegt, daß sie am unteren Ende, der Mündung der Großen Reglitz in den Dammschen See, von der vorausgesetzten Stauhöhe von +0,50 m NN ausgeht, am oberen Ende, bei Hohensaathen, in den Wasserspiegel von +5,21 m NN (= +5,07 m am Außenpegel der Schleuse Hohensaathen—Finow) ausläuft; dieser Wasserstand entspricht nach den damaligen Feststellungen der Wasserführung von 1600 m³/sek (vgl. den Längenschnitt Abb. 3a).

Außer für EHW sind noch Wasserspiegellinien berechnet worden für Sommer-Mittelwasser (So.MW): Eine Wasserführung der Oder von 395 m³/sek, die nach vorgenommenen Messungen dem So.MW-Stande am Hohensaathener Pegel der Jahre 1890 bis 1899 (+3,01 m NN = +2,87 m a. P.) entspricht, trifft mit einem Wasserstande von 0,10 m NN im Dammschen See (d. i. So.MW der Abflußjahre 1874 bis 1898) zusammen; von den 395 m³/sek werden 20 m³/sek (nach späterer Festsetzung mindestens 45 m³/sek, s. weiter unten) über das Marienhof Wehr zur Auffrischung in die Westoder abgeleitet; mittleres Niedrigwasser (MNW): Eine Wasserführung der Oder von 202 m³/sek, entsprechend dem aus dem Jahrzehnt 1890 bis 1899 berechneten MNW-Stande am Hohensaathener Pegel (+2,08 m NN = +1,94 m a. P.), trifft mit dem mittleren Niedrigwasserstande im Dammschen See = -0,35 m NN zusammen. (Nach erst später getroffener Regelung werden mindestens 45 m³/sek bei Marienhof zur Auffrischung der Westoder abgeleitet.)

Hinsichtlich des zu erwartenden höchsten Hochwassers (HHW) ist bei Aufstellung der Entwürfe für die Regulierung der unteren Oder damit gerechnet worden, daß ein ähnliches Hochwasser wie das vom 6. April 1888 bzw. vom 20. März 1891 (letzteres erreichte oberhalb Niederkränig höhere Stände als das von 1888) auch für die Zukunft nicht ausgeschlossen ist (vgl. den Längenschnitt des östlichen Wasserlaufs, Abb. 3a). Bei Anlage der Sommerdeiche im Gebiete der unteren Oder und ihrer Bauwerke ist darauf Rücksicht genommen worden, daß dieselbe Wassermenge, die die Oder bei den genannten Hochwassern geführt hat, soweit sie nicht vom Stromschlauch aufgenommen werden kann, über die Kronen und durch die Ein- und Auslaßbauwerke der Sommerdeiche ohne Wasserstandserhöhung abfließen kann.

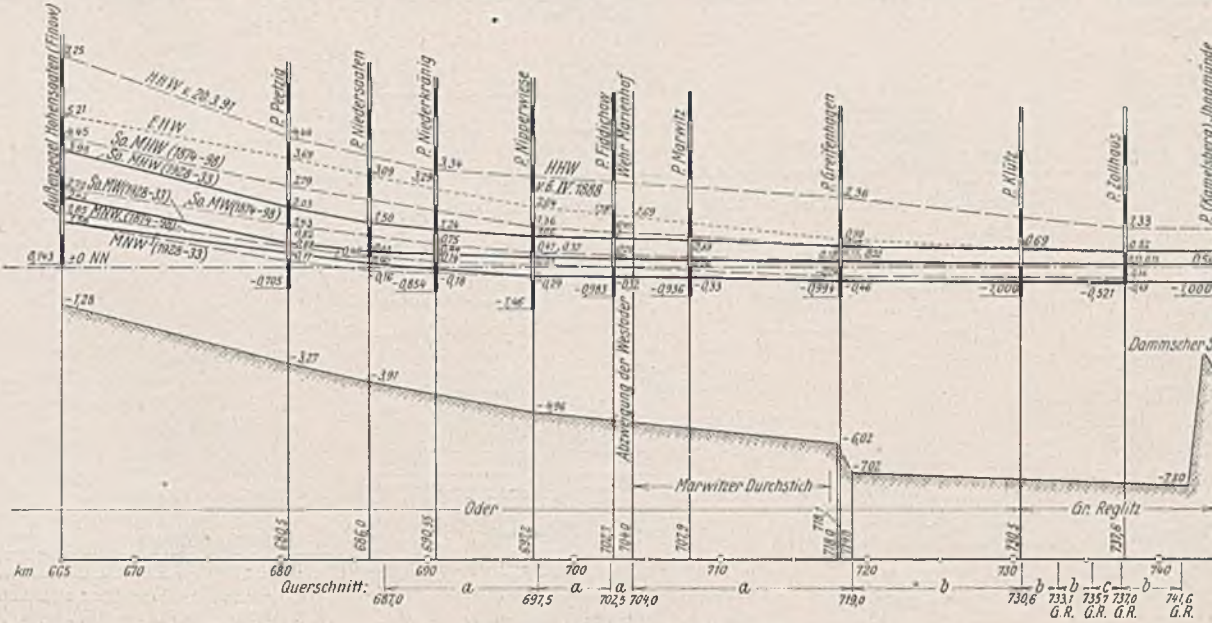


Abb. 3a. Östlicher Wasserlauf.

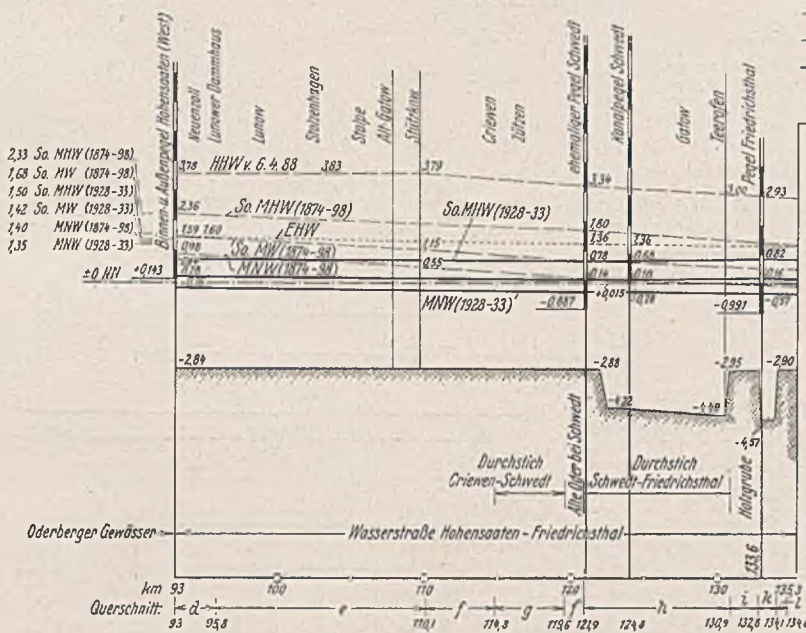
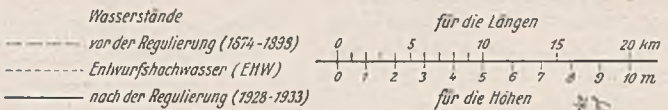
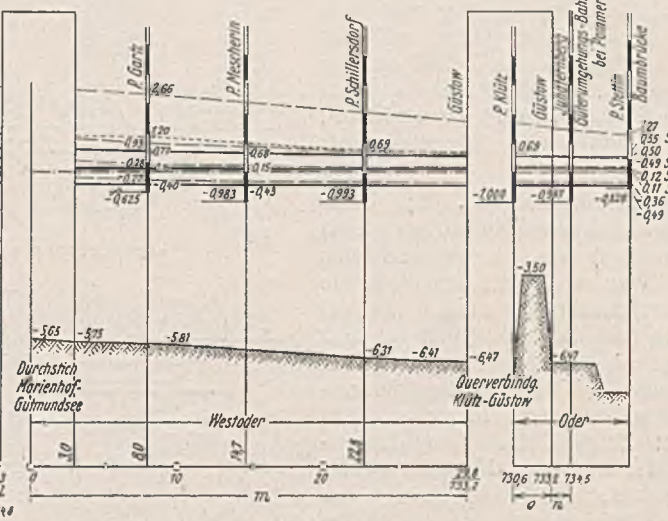


Abb. 3b. Westlicher Wasserlauf. — Abb. 3a u. b. Längenschnitte.



Als „Entwurfshochwasser“ (EHW) ist in den Entwürfen für die Regulierung der unteren Oder eine Wasserführung der Oder von 1600 m³/sek, die mit einem durch Wind veranlaßten Aufstau von +0,50 m NN im Dammschen See zusammenfällt, und von der 650 m³/sek bei Marienhof in die Westoder übergeleitet werden, bezeichnet worden. Dieses Entwurfshochwasser ist in erster Linie nach Festsetzung geeigneter Gefälleverhältnisse für die Bestimmung der Wasserlaufquerschnitte maßgebend gewesen. Die Möglichkeit, daß die Wassermenge von 1600 m³/sek mit einem Aufstau von +0,70 m NN zusammenfällt, ist in der Weise berücksichtigt, daß die Deiche entsprechend erhöht sind. Dieses Verfahren erschien zulässig, da ein Aufstau von +0,50 m NN im Dammschen See fast alljährlich ganz oder annähernd eintritt, während größere Stauhöhen, besonders aber ihr Zusammentreffen mit einem Oderhochwasser, zu den Ausnahmen gehören.

Als „Entwurfshochwasser“ (EHW) ist in den Entwürfen für die Regulierung der unteren Oder eine Wasserführung der Oder von 1600 m³/sek, die mit einem durch Wind veranlaßten Aufstau von +0,50 m NN im Dammschen See zusammenfällt, und von der 650 m³/sek bei Marienhof in die Westoder übergeleitet werden, bezeichnet worden. Dieses Entwurfshochwasser ist in erster Linie nach Festsetzung geeigneter Gefälleverhältnisse für die Bestimmung der Wasserlaufquerschnitte maßgebend gewesen. Die Möglichkeit, daß die Wassermenge von 1600 m³/sek mit einem Aufstau von +0,70 m NN zusammenfällt, ist in der Weise berücksichtigt, daß die Deiche entsprechend erhöht sind. Dieses Verfahren erschien zulässig, da ein Aufstau von +0,50 m NN im Dammschen See fast alljährlich ganz oder annähernd eintritt, während größere Stauhöhen, besonders aber ihr Zusammentreffen mit einem Oderhochwasser, zu den Ausnahmen gehören.

Als „Entwurfshochwasser“ (EHW) ist in den Entwürfen für die Regulierung der unteren Oder eine Wasserführung der Oder von 1600 m³/sek, die mit einem durch Wind veranlaßten Aufstau von +0,50 m NN im Dammschen See zusammenfällt, und von der 650 m³/sek bei Marienhof in die Westoder übergeleitet werden, bezeichnet worden. Dieses Entwurfshochwasser ist in erster Linie nach Festsetzung geeigneter Gefälleverhältnisse für die Bestimmung der Wasserlaufquerschnitte maßgebend gewesen. Die Möglichkeit, daß die Wassermenge von 1600 m³/sek mit einem Aufstau von +0,70 m NN zusammenfällt, ist in der Weise berücksichtigt, daß die Deiche entsprechend erhöht sind. Dieses Verfahren erschien zulässig, da ein Aufstau von +0,50 m NN im Dammschen See fast alljährlich ganz oder annähernd eintritt, während größere Stauhöhen, besonders aber ihr Zusammentreffen mit einem Oderhochwasser, zu den Ausnahmen gehören.

Abb. 4. Übersicht über die

b) Für den westlichen Wasserlauf.
Für den westlichen Wasserlauf sind folgende Wasserstandlinien berechnet worden (vgl. den Längenschnitt Abb. 3b):

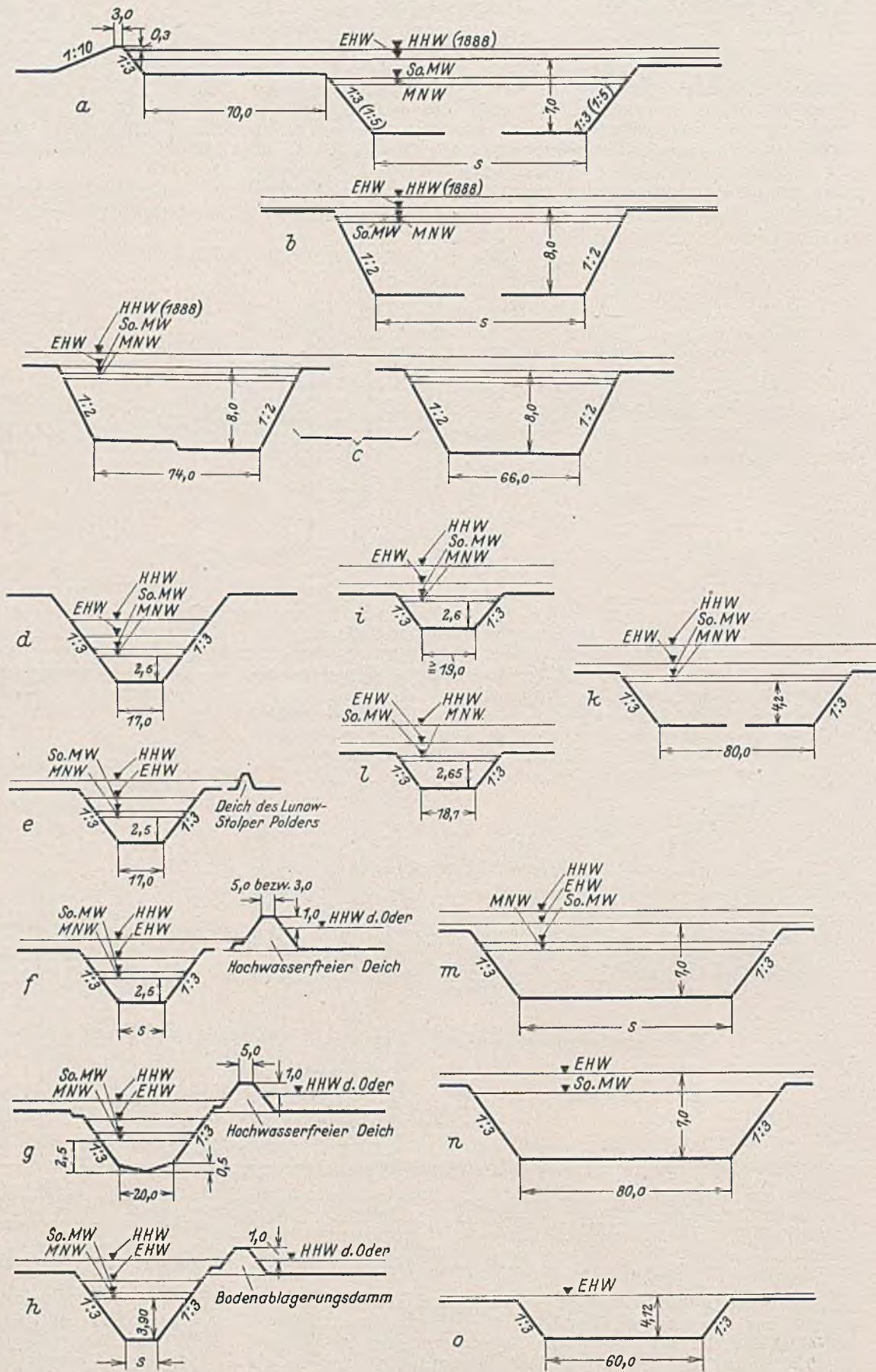
Höchstes Hochwasser (HHW): Die Berechnung geht von dem Wasserstande von 3,00 m NN aus, der bei dem Hochwasser vom 6. April 1888 an dem Punkte vorhanden war, an dem jetzt der hochwasserfreie Deich endigt, an dem also jetzt bei den höchsten Wasserständen Ausspiegelung zwischen der Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal und der Oder stattfindet (km 131,1 des Großschiffahrtweges Berlin—Stettin). An Zuflüßmengen sind berücksichtigt: der größte zu erwartende Zufluß von Niederschlagswasser aus dem Oderbruch, vermehrt um das aus dem Hohenzollernkanal durch die Niederfinower Schleusentreppe und aus der Oder durch die Finow Schleuse Hohensaathen zugeführte Schleusungswasser; ein der Höchstleistung des Stolper Schöpfwerkes entsprechender Zufluß aus dem Lunow-Stolper Polder, und der höchste zu erwartende Zufluß aus der (3,5 km unterhalb Schwedt in die Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal mündenden) Weise, berechnet unter der Annahme, daß ihr 917 km² großes Einzugsgebiet eine Abflußspende von 35 l/sek von jedem km² liefert.

Entwurfshochwasser (EHW): Unter Annahme eines Wasserstandes von + 0,50 m NN bei Stettin (also desselben Wasserstandes, der bei EHW des östlichen Wasserlaufes im Dammschen See angenommen wird) wird berücksichtigt: ein einem mittleren Hochwasser entsprechender Zufluß aus dem Oderbruch, zu dem Schleusungswasser in derselben Menge wie bei HHW tritt; ein der vollen Leistungsfähigkeit der Schöpfwerke bei Stolpe und Schwedt entsprechender Zufluß aus dem Lunow-Stolper und dem Criewener Polder; ein einem mittleren Hochwasser entsprechender Zufluß aus der Weise, berechnet unter Annahme einer Abflußspende von 15 l/sek von 1 km²; 650 m³/sek Zufluß aus der Stromoder über das Marienhofer Wehr.

Sommer-Mittelwasser (So.MW). Unter der Annahme, daß in Stettin (ebenso wie im Dammschen See) ein Wasserstand von + 0,10 m NN vorhanden ist, sind folgende Zuflüsse berücksichtigt: mittlere Abflußmengen aus dem Oderbruch und aus dem Welsegebiet (je 4 l/sek von jedem km² des 2451 bzw. 917 km² großen Einzugsgebiets; dazu Schleusungswasser aus dem Oderbruch); Zuflüsse aus dem Lunow-Stolper Polder und dem Criewener Polder sind als unbedeutend vernachlässigt. — Unterhalb Friedrichsthal sind die Querschnitte so groß, daß die durch die Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal zugeführte Wassermenge zusammen mit dem aus der Stromoder über das Wehr Marienhof übergeleiteten Auffrischungswasser (20 bzw. 45 m³/sek) kein merkliches Gefälle zu erzeugen vermag.

Mittleres Niedrigwasser (MNW): Es wird ein Wasserstand von - 0,35 m NN bei Stettin und Zufluß lediglich von Schleusungswasser aus dem Oderbruch und von 1,2 l/sek je km² aus der Weise angenommen. — Unterhalb Friedrichsthal tritt kein merkliches Gefälle mehr auf.

Die Wasserführungen, die sich unter diesen Annahmen für die einzelnen Strecken des westlichen Wasserlaufes ergaben, sind aus der nebenstehenden Zusammenstellung zu ersehen. Die Zuflüsse unterhalb der Welsemündung sind so gering, daß sie in jedem Falle vernachlässigt werden konnten.



3. Wasserauffrischung im westlichen Wasserlauf.

In den der Bauausführung vorangegangenen Entwürfen und Berechnungen war angenommen worden, daß durch eine Einlaßschleuse, die nahe dem oberen Ende der Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal, und zwar erst am Lunower Damnhaus (km 95,8), später bei Neuenzoll (km 93,3) vorgesehen war, bis zu 20 m³/sek Wasser aus der Oder in die Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal übergeleitet werden sollten, um das Wasser der letzteren in den Zeiten geringer Wasserzuführung aus dem Oderbruch und den übrigen Poldern aufzufrischen. Später aber ist man von diesem Vorhaben abgekommen. Genauere Untersuchungen hatten nämlich er-

Querschnittausbildung.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Wasserlaufstrecke		Maßgebender Soll-quer-schnitt	Sohlenbreite <i>s</i> m	Tiefe bei EHW <i>t</i> m	Böschungs-neigung	Abfluß-quer-schnitt bei EHW rd. m ²	Bemerkungen
	Wasserstraße	oberer bzw. unterer Endpunkt km Ortschaft od. dgl.						
Östlicher Wasserlauf.								
1	Oder	687,0 Niedersaathen	<i>a</i>	140,0	7,0	1:3	1190	Übergang auf anderen Querschnitt auf folgenden Strecken: km 702,0 bis 702,5 " 704,0 " 705,0 " 718,0 " 719,0.
2	desgl.	697,7 Nipperwiese	<i>a</i>	145,0	7,0	1:3	1450	
3	desgl.	702,5 Fiddichow	<i>a</i>	150,0	7,0	1:5	1360	
4	desgl. (Marwitzer Durchstich)	704,0 Marienhof	<i>a</i>	102,0	7,0	1:3	940	
5	Oder	719,0 Greifenhagen	<i>b</i>	109,0	8,0	1:2	1080	
6	Große Reglitz	730,6 Klütz	<i>b</i>	109,0	8,0	1:2	1000	
7	desgl.	733,1 G. R. Podejuch	<i>b</i>	140,0	8,0	1:2	1250	
8	desgl. (Stromteilung)	735,7 G. R. Finkenwalde	<i>c</i>	74,0 + 66,0	8,0	1:2	1320	
9	desgl.	737,0 G. R. oberhalb Zollkrug	<i>b</i>	140,0	8,0	1:2	1250	
		741,6 G. R. Mündung in den Dammschen See						
Westlicher Wasserlauf.								
10	Großschiffahrtweg Berlin—Stettin (Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal)	93,0 Hohensaathen	<i>d</i>	17,0	rd 2,5	1:3	134	Zu lfd. Nr. 14: Sohle von der Mitte mit 1:20 ansteigend. Zu lfd. Nr. 20: Der Durchstich dient hauptsächlich der Schifffahrt, der Abfluß findet auch durch das alte Flußbett statt.
11	desgl. (desgl.)	95,8 Lunower Dammbau	<i>e</i>	17,0	rd. 2,5	1:3	132	
12	desgl. (desgl.)	110,1 Stützkow	<i>f</i>	17,0	rd. 2,5	1:3	129	
13	desgl. (desgl. Alte Oder)	112,7 oberhalb Criewen	<i>f</i>	27,0	rd. 2,5	1:3	172	
14	desgl. (desgl. Durchstich Criewen—Schwedt)	114,8 unterhalb Criewen	<i>g</i>	20,0	rd. 2,5 in der Mitte	1:3	123	
15	desgl. (desgl. Alte Oder)	119,6 Schwedt (Schöpfwerk)	<i>f</i>	≧ 50,0	rd. 2,5	1:3	700	
16	desgl. (desgl. Durchstich Schwedt—Friedrichsthal)	121,9 unterhalb Schwedt	<i>h</i>	12,0	3,9	1:3	162	
17	desgl. (desgl.)	124,2 Welsemündung	<i>h</i>	13,2	3,9	1:3	172	
18	desgl. (desgl. Holzgrube)	130,9 oberhalb Friedrichsthal	<i>i</i>	< 19,0	2,6	1:3	330	
19	desgl. (desgl. Welse)	132,8 Friedrichsthal	<i>k</i>	80,0	4,2	1:3	365	
20	desgl. (desgl. Durchstich)	134,1 unterhalb Friedrichsthal	<i>l</i>	18,7	2,65	1:3	—	
		134,8 desgl.						
21	Westoder	22,8 Schillersdorf	<i>m</i>	90,0	7,0	1:3	—	Zu lfd. Nr. 23: Hierzu kommt noch der Querschnitt der Kurow-Güstower Fahrt.
22	desgl.	27,8 Kurow	<i>m</i>	104,0	7,0	1:3	—	
23	desgl.	29,8 Güstow	<i>m</i>	82,0	7,0	1:3	—	
24	Oder	733,2 Jungfernberg	<i>n</i>	80,0	8,0	1:3	—	
		734,5						
Querverbindungen.								
25	Westoder (Durchstich Marienhof—Gutmundsee)	0 Marienhof	<i>m</i>	80,0	7,0	1:3	710	
26	Oder	2,3 Friedrichsthal	<i>o</i>	60,0	4,12	1:3	300	
		730,6 Klütz						
		733,2 Güstow						

Zuflüsse der Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal und der anschließenden Westoder.

km	aus	Zufluß (in m ³ /sck)							
		bei HHW		bei EHW		bei So.MW		bei MNW	
		ein-zeln	zu-sam-men	ein-zeln	zu-sam-men	ein-zeln	zu-sam-men	ein-zeln	zu-sam-men
39,0	dem Oderbruch:								
	Niederschlagswasser .	60,0		36,4		9,8		0	
	Schleusungswasser .	1,7	61,7	1,7	38,1	1,7	11,5	1,7	1,7
107,9	dem Lunow - Stolper Polder	8,1	69,8	8,1	46,2	0	11,5	0	1,7
119,4	dem Criewener Polder	0	69,8	13,5	59,7	0	11,5	0	1,7
124,4	dem Welsegebiet . .	32,1	101,9	13,8	73,5	3,7	15,2	1,1	2,8
135,4	der Oder über das Wehr Marienhof:								
	a) nach den hydraulischen Untersuchungen von 1908	650	752	650	724	20	35	0	2,8
	b) nach der „Wasserordnung“ vom 14. Juli 1931	650	752	650	724	≧ 45	≧ 60	≧ 45	≧ 48

geben, daß die Entnahme der in Betracht kommenden Wassermengen aus der Oder für die Schifffahrt auf dem Strome schwere Nachteile zur Folge haben würde, zu deren Ausgleich umfangreiche und kostspielige bauliche Maßnahmen erforderlich geworden wären. Auch eine Störung der Schifffahrt auf der Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal durch die bei der Einleitung entstehende Querströmung hätte sich kaum vermeiden lassen. Andererseits waren aber erhebliche Nachteile für die Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal beim Wegfall des Zuschußwassers kaum noch zu erwarten, seitdem die Abwässer der Stadt Schwedt nicht mehr wie früher in die Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal, sondern durch eine unter dieser Wasserstraße gedükerte Rohrleitung unmittelbar der Oder bei Niederkränig zugeführt werden.

Für den unteren Teil des westlichen Wasserlaufs (Westoder und Oder) ist ein Ausgleich für den Wegfall der Lunower Einlaßschleuse geschaffen worden durch vermehrte Überleitung von Wasser aus der Oder über das Marienhofer Wehr; während in den hydraulischen Untersuchungen von 1907 und 1908 bei So.MW eine Überleitung von 20 m³/sek, bei MNW aber überhaupt keine Überleitung vorgesehen war, soll nach der jetzt gültigen Vorschrift (Wasserordnung vom 14. Juli 1931, § 11) die der Westoder über das Marienhofer Wehr zugeführte Wassermenge bei einer Wasserführung der Oder bis zu etwa 520 m³/sek mindestens 45 m³/sek betragen, bei weiter zunehmendem Zufluß aber allmählich so gesteigert werden, daß bei einer Gesamtwasserführung der Oder von 1600 m³/sek etwa 650 m³/sek zur Westoder abfließen und 950 m³/sek in der Oder verbleiben. — Auf die Wasserstände hat diese Erhöhung der Überleitungsmenge keinen wesentlichen Einfluß.

4. Berechnungsverfahren.

Bei allen hydraulischen Untersuchungen ist zur Bestimmung des Abflußwertes c der allgemeinen Abflußformel $Q = F c \sqrt{R J}$ die Ganguliet-Kuttersche Formel

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

benutzt worden; der Rauheitsbeiwert n ist für den Stromschlauch zu 0,025, für die Vorländer zu 0,035 gewählt worden. — Das in die Formel einzusetzende Gefälle J erreicht streckenweise außerordentlich kleine Werte; in der Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal geht es bis auf 0,1 mm/km hinab. Zweifellos werden bei solch kleinen Werten die Ergebnisse der Rechnung ziemlich unzuverlässig.

5. Ausbildung der Abfluß- und Deichquerschnitte.

Für die Ausbildung der Querschnitte auf den Strecken, auf denen nicht von Natur bereits eine ausreichende Breite und Tiefe vorhanden war, war außer dem erforderlichen Abführungsvermögen die Rücksicht auf einen für die Nutzung des angrenzenden Geländes vorteilhaften Grundwasserstand und die Rücksicht auf die Schifffahrt maßgebend. Jedoch erforderte schon die Rücksicht auf das Abführungsvermögen auf den meisten Strecken die Wahl von Querschnitten, die für die Schifffahrt mehr als ausreichend sind. Abb. 4 gibt eine Übersicht über die Querschnitte der künstlich hergestellten oder erweiterten Strecken.

Für den östlichen Wasserlauf (Oder und Große Reglitz) wurden 8 m Wassertiefe unter EHW und zweifache Unterwasserböschungen unterhalb, 7 m Wassertiefe und dreifache Böschungen oberhalb Greifenhagen als Regel festgesetzt. Die Sohlenbreite wächst von 140 m bei Böschungen von 1:3 bei Niedersaathen bis auf 150 m (bei Böschungen 1:5) bei Marlenhof an, im Marwitzer Durchstich ist sie, entsprechend der verringerten Hochwasserführung, auf 102 m eingeschränkt, weiter unterhalb wächst sie wieder bis auf 140 m in der Großen Reglitz an. — Die Breite der Vorländer einschließlich der Deiche und polderseitigen Schutzstreifen beträgt in der Regel 70 m. Die Krone der Sommerdeiche liegt 30 cm über EHW. Die oberhalb Greifenhagen streckenweise vorgenommene Abgrabung der Vorländer setzt 30 cm über So.MW an und steigt mit 1:250 an.

Im oberen Teil des westlichen Wasserlaufs, der Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal, liegt oberhalb Schwedt die normale Sohle mit Rücksicht auf die Schifffahrt rd. 2,50 m unter MNW. (Ursprünglich war dieses Maß auf 2,55 m festgesetzt. Da aber erst nach der Fertigstellung dieser Strecke der Wegfall der Lunower Einlaßschleuse sowie eine erhebliche Erweiterung des Querschnitts des Durchstichs Schwedt—Friedrichsthal [s. u.] beschlossen worden ist, haben alle Wasserstände gegenüber der ersten Berechnung eine Absenkung erfahren.) Die Sohlenbreite beträgt hier auf den künstlich hergestellten oder erweiterten Strecken 17 bis 20 m mit entsprechender Erweiterung in den Krümmungen, die Böschungsneigung 1:3. Auf den zum Ausbau benutzten natürlichen Flußstrecken, namentlich im alten Oderbett bei Schwedt, ist meist eine weit größere Breite vorhanden, jedoch mußte die Sohle zum Teil durch Ausbaggerung vertieft werden.

Der erst einige Jahre später ausgeführte Durchstich Schwedt—Friedrichsthal hat einen weit größeren Querschnitt als die oberhalb Schwedt gelegene Strecke der Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal, und zwar rd. 4 m Tiefe unter MNW bei 12 m Sohlenbreite oberhalb, 13,2 m Sohlenbreite unterhalb der Welsemündung erhalten. Es sollte dadurch auf alle Fälle und zu jeder Zeit den Gebieten, die auf die Entwässerung nach dem westlichen Wasserlauf angewiesen sind, ausreichende Vorflut gesichert werden.

In der obersten Strecke der Westoder, dem „Durchstich Marlenhof—Gutmundsee“, beträgt die Tiefe 7,10 m unter EHW, die Sohlenbreite 80 m, die Böschungsneigung 1:3. Die Westoder unterhalb Friedrichsthal hatte im allgemeinen bereits ausreichende Querschnitte, es sind im wesentlichen nur einige Begradigungen künstlich vorgenommen worden. Doch sind auch auf dieser Strecke sogenannte Sollquerschnitte festgesetzt, die nach etwa eingetretener Versandung wieder hergestellt werden müssen. Die Tiefe dieser Sollquerschnitte beträgt bis Güstow (Einmündung in die Oder) 7 m unter EHW, von dort an 8 m, die Sohlenbreite bis Schillersdorf 90 m, von Schillersdorf bis Curow 104 m, von Curow bis Jungfernberg rd. 80 m, wozu hier noch ein Nebenarm, die „Curow-Güstower Fahrt“, tritt. Die Böschungsneigung ist überall 1:3.

Die Oderstrecke Klütz—Güstow ist nur als Querverbindung für die Schifffahrt ausgebaut. Die entsprechenden Maße betragen daher nur: Tiefe 4,12 m, Sohlenbreite 60 m, Böschungsneigung 1:3.

Das HHW war sowohl auf dem westlichen wie auch auf dem östlichen Wasserlauf für die Höhenlage der sie kreuzenden Brücken maßgebend; die Brücken haben bei diesem Wasserstande noch eine lichte Durchfahrthöhe von rd. 4 m.

Die Krone des hochwasserfreien Deiches von Stützkow bis unterhalb der Schleuse Schwedt liegt im allgemeinen 1 m über dem mit HHW der Stromoder zusammenfallenden höchsten Wasserstand der Sommerpolder, die dieser Deich auf ihrer Westseite begrenzt. Die Kronenbreite beträgt oberhalb des Schwedter Schöpfwerks 5 m, unterhalb 3 m, die Böschungsneigung beiderseits 1:3. Dieselbe Höhe war auch für den Bodenablagerungsdamm maßgebend, der von unterhalb der Schleuse Schwedt bis in die Gegend von Friedrichsthal (Welsensee) die Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal begleitet und dort den hochwasserfreien Deich ersetzt. Hochwasserfreier Deich und Bodenablagerungsdamm haben in 1,0 bis 1,4 m Höhe über EHW eine streckenweise als Leinpfad benutzbare Berme von 3 m Breite. — Nur auf einer rd. 3 km langen Strecke gegenüber von Schwedt ist die Krone des hochwasserfreien Deiches bis auf 0,3 m über HHW der Stromoder gesenkt unter Abflachung der westlichen Böschung auf 1:6 und Einschaltung längerer Übergangsrampen. Durch diese auf Veranlassung der Verwaltung des damaligen Kgl. Hauses durchgeführte Tieferlegung der Deichkrone sollte erreicht werden, daß der Ausblick von der Stadt Schwedt, namentlich von dem der Krone gehörigen Schwedter Schloß und Schloßpark her, auf die Oderniederung möglichst wenig beeinträchtigt wird.

Gegenüberstellung der Wasserstände vor und nach der Regulierung sowie der erreichten und berechneten Absenkungen.

	EHW	So.MHW	So.MW	MNW	
Östlicher Wasserlauf	Nipperwiese	204	—	—	—
	Vor der Regulierung (1874 bis 1898)	—	136	47	1
	Nach der Regulierung (1928 bis 1933)	—	106	32	—29
	Tatsächliche Absenkung	—	30	15	30
	Berechnete Absenkung	—	—	25	28
Östlicher Wasserlauf	Greifenhagen	98	—	—	—
	Vor der Regulierung (1874 bis 1898)	—	72	22	—29
	Nach der Regulierung (1928 bis 1933)	—	76	18	—46
	Tatsächliche Absenkung	—	—4	4	17
	Berechnete Absenkung	—	—	9	3
Oderberger Gewässer	Hohensaathen-Finow Binnenpegel	—	—	—	—
	Vor der Regulierung (1874 bis 1898)	—	233	168	140
	Nach der Regulierung (1928 bis 1933)	—	150	142	135
	Tatsächliche Absenkung	—	83	26	5
	Berechnete Absenkung	—	—	—	—
Westlicher Wasserlauf	Hohensaathen-West	160	—	—	—
	Vor der Regulierung (1874 bis 1898) ¹⁾	—	236	159	98
	Nach der Regulierung (1928 bis 1933) ²⁾	—	84	28	—16
	Tatsächliche Absenkung	—	152	131	114
	Berechnete Absenkung	—	—	140	133
Westlicher Wasserlauf	Schwedt	136	—	—	—
	Vor der Regulierung (1874 bis 1898) ³⁾	—	180	78	14
	Nach der Regulierung (1928 bis 1933) ⁴⁾	—	74	19	—27
	Tatsächliche Absenkung	—	106	59	41
	Berechnete Absenkung	—	—	67	49
Westlicher Wasserlauf	Gartz	120	—	—	—
	Vor der Regulierung (1874 bis 1898)	—	93	28	—27
	Nach der Regulierung (1928 bis 1933)	—	77	16	40
	Tatsächliche Absenkung	—	16	12	—13
	Berechnete Absenkung	—	—	18	8

Die Wasserstände sind in cm über NN, die Absenkungen in cm angegeben.

1) Am Außenpegel des ehemaligen Wehrs.
2) Am Außenpegel der Schleuse.
3) Am ehemaligen Pegel an der Schwedter Brücke.
4) Am Kanalpegel der Schleuse Schwedt unter Hinzurechnung des Gefälles von der Brücke bis zur Schleuse.

6. Hydraulische Erfolge der Oderregulierung.

Welche Erwartungen hinsichtlich Veränderungen der Wasserstände in die beabsichtigten Regulierungsmaßnahmen seinerzeit gesetzt worden sind, kommt in der Denkschrift zum Ausdruck, die die Regierung dem dem Hause der Abgeordneten unter dem 9. April 1904 vorgelegten Gesetzentwurf beigegeben hat. Es ist dort ungefähr folgendes ausgeführt.

Vor Eintritt einer Ausuferung erfahren Sommerhochwässer mit erheblicher Wasserführung im östlichen Wasserlauf gegen früher im allgemeinen eine geringe Hebung infolge Einschließung der sich bisher über das ganze Wiesental verbreitenden Wassermengen in den durch Deiche begrenzten Stromschlauch.

Gleichzeitig ist aber nach der Regulierung im westlichen Wasserlauf durchgehend ein wesentlich niedrigerer Wasserstand vorhanden als im östlichen, so daß, trotz Hebung des Wasserstandes in letzterem, eine erhebliche Verbesserung der Vorflut für die gesamte Niederung, insbesondere für das Oderbruch eintritt.

Nach Eintritt der Ausuferung und weiterer Vermehrung des Zuflusses aus dem Oberlauf breiten sich die Wassermassen über das ganze Mündungstal aus und erreichen im westlichen und östlichen Wasserlauf demnach nahezu gleichen Stand. Doch werden derartige Hochwässer infolge der vergrößerten Abflußquerschnitte des eigentlichen Stromschlauches gegen früher etwas gesenkt.

Für das Oderbruch ist durch Verlängerung des hochwasserfreien Deiches der Rückstau punkt bis Friedrichsthal verschoben und damit eine sehr wesentliche Vorflutverbesserung gewonnen (Abb. 3b).

Die Herstellung breiter und tiefer Stromschläuche veranlaßt eine Senkung der Mittel- und Niedrigwasserstände, die, an der Mündung beginnend, stromaufwärts allmählich zunimmt, um dann weiter oberhalb wieder zu verschwinden. In der unteren Strecke beider Wasserläufe kommt wesentlich der Wasserstand des Dammschen Sees zur Geltung. Die Senkung der Sommermittel- und Niedrigwasserstände beträgt hier höchsten 20 cm und ist daher für die niedrig gelegenen Wiesen von günstiger Wirkung. Die im westlichen Wasserlauf sich bis an das Hohensaathener Wehr erstreckende Senkung der mittleren und niedrigen Wasserstände gestattet dort eine kräftigere Abwässerung als bisher.

Soll nun festgestellt werden, wie weit diese nach der Denkschrift der Regierung beabsichtigten Erfolge tatsächlich erreicht sind, so muß zunächst berücksichtigt werden, daß erst im Jahre 1925 die letzte Lücke, die in dem den östlichen und den westlichen Wasserlauf voneinander trennenden hochwasserfreien Deich noch vorhanden war, geschlossen worden und damit der Hochwasser-Ausspiegelungspunkt der beiden Wasserläufe bis nach Friedrichsthal hinunter verlegt worden ist. Der seitdem verfllossene, nur elf volle Abflußjahre umfassende Zeitraum, in dem übrigens auch noch an verschiedenen Stellen Restarbeiten in den Flußbetten, an den Deichen usw. auszuführen waren, ist noch zu kurz, um ein endgültiges Urteil darüber zu gestatten, ob die erhofften Erfolge in vollem Maße eingetreten sind. Es kommt hinzu, daß von den elf Jahren 1926 bis 1936 zwei hintereinander folgende Jahre, nämlich 1926

und 1927, ganz außergewöhnlich niederschlags- und abflußreich waren. Sie bleiben deshalb für einen Vergleich mit den vor der Regulierung vorhanden gewesenen Wasserständen zweckmäßig ganz außer Betracht, weil ihre Berücksichtigung ein ungünstiges, den tatsächlichen Erfolgen keineswegs entsprechendes Bild geben würde. Andererseits enthalten aber die elf Jahre 1926 bis 1936 einen Zeitraum anhaltender außergewöhnlicher Abflußarmut, nämlich die letzten drei Jahre 1934, 1935 und 1936. Diese drei Jahre sollen deshalb gleichfalls für den Vergleich nicht berücksichtigt werden, obwohl sich ihr Einfluß, da ja die Wasserstände im unteren Odergebiet gerade bei geringer Wasserführung der Oder vorwiegend von den Wasserständen im Stettiner Haff abhängen, bei der Durchschnittsbildung weit weniger bemerkbar machen würde als der Einfluß der abflußreichen Jahre 1926 und 1927. Es verbleiben somit als geeignet für den Vergleich nur die sechs Abflußjahre 1928 bis 1933.

In den Längenschnitten Abb. 3a u. b sind die Spiegellinien für einige Hauptwasserstände sowohl für den Zustand vor der Regulierung (Abflußjahre 1874 bis 1898) wie auch für den Zustand nach der Regulierung (Abflußjahre 1928 bis 1933) dargestellt. Außer den für die landwirtschaftlichen Belange, namentlich für die Entwässerungsmöglichkeiten der Polder, besonders wichtigen Wasserständen: Mittleres Sommerhochwasser (So.MHW), Sommer-Mittelwasser (So.MW) und Mittel-Niedrigwasser (MNW) sind auch die Spiegellinien für das Entwurfs-Hochwasser (EHW) nach den Ergebnissen der hydraulischen Untersuchungen von 1908 dargestellt; ferner sind auch die Scheitelstände des Hochwassers vom 6. April 1888 (unterhalb Niederkranig) bzw. vom 20. März 1891 (oberhalb Niederkranig) eingetragen, die, wie bereits oben erwähnt, auch für die Zukunft noch als maßgebend angesehen werden sollen.

In der vorstehenden Übersicht (S. 452) sind sodann für einige Pegelstellen des östlichen und westlichen Wasserlaufs wie auch für den Binnenpegel der Schleuse Hohensaathen-Finow (in die „Oderberger Gewässer“, an denen dieser Pegel liegt, mündet die Entwässerung des gesamten Oderbruchs ein, er läßt deshalb die für das Oderbruch erreichten Vorteile besonders deutlich erkennen) dieselben Hauptwasserstände (mit Ausnahme des HHW), deren Spiegellinie in den Längenschnitten (Abb. 3a u. b) dargestellt sind, in Zahlen einander gegenübergestellt. Es sind ferner auch die tatsächlich erreichten Absenkungen der Wasserstände, wie auch die Absenkungen, die in den seinerzeit den Sonderentwürfen zugrunde gelegten hydraulischen Untersuchungen berechnet worden sind, angegeben. Daß fast überall eine wesentliche Absenkung der Wasserstände eingetreten ist, ist nicht zu verkennen; das Maß der nach den hydraulischen Untersuchungen erwarteten Absenkungen ist aber anscheinend allgemein bei mittleren Wasserständen, in der Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal auch bei den niedrigsten Wasserständen nicht ganz erreicht. Dagegen scheinen im östlichen Wasserlauf und dem unteren Teil des westlichen Wasserlaufs sich die niedrigen Wasserstände mehr als erwartet gesenkt zu haben. Ein endgültiges Urteil darüber, inwieweit die erwünschten Erfolge tatsächlich erreicht sind, wird jedoch erst später, wenn seit Beendigung der Regulierungsarbeiten eine ausreichend lange Beobachtungsreihe vorliegt, möglich sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Beobachtungen über Niederschlag und Abfluß an Eifelfläßen.

Von Professor H. Proetel, Aachen.

Über Wassernutzungen im Flußgebiete der Rur in der Nordelfel sind nach dem Weltkriege mehrere Verleihungsverfahren verhandelt worden; dabei sind eingehende Untersuchungen über die Abflußverhältnisse durchgeführt worden, die bemerkenswerte Aufschlüsse über den Zusammenhang zwischen den Niederschlägen in den Einzugsgebieten verschiedener Flußstrecken und den entsprechenden Abflußmengen im Gebirgslande ergeben haben.

In Abb. 1 ist der Lageplan des in Frage kommenden Flußgebietes der Rur dargestellt. Diese entspringt an der Boirange, der höchsten Erhebung des Hohen Venn. Ihr bedeutendster Nebenfluß im Gebirgslande ist die Urft, bekannt durch die noch von Intze erbaute Urftalsperre. Letztere liegt rd. 4 km oberhalb der Einmündung der Urft in die Rur. Der größte Teil des Urftwassers wird zur Energieerzeugung benutzt. Diese Wassermenge wird aus dem Staubecken der Urftalsperre durch eine Triebwasserleitung entnommen und der Rur erst oberhalb des Ortes Heimbach bei dem dort befindlichen Kraftwerk zugeführt; das 4 km lange Urftbett unterhalb der Sperre, das jetzt von der neuen Talsperre Schwammenauel überstaut wird, lag also bis zur Inbetriebnahme der letzteren gewöhnlich trocken, nur in den seltenen Fällen, wenn die Urftsperrre überläuft, nimmt ein Teil des Hochwassers noch den Lauf durch das natürliche Flußbett. Im Rurtal ist 2 km oberhalb des genannten Kraftwerks Heimbach nun die erwähnte Talsperre Schwammenauel fertiggestellt und in Betrieb genommen worden. Außerdem besteht bei Heimbach ein seit Dezember 1935 fertiger Ausgleichweiher. Von da ab fließt die Rur noch rd. 24 km weit in starken Windungen durch das

Eifelgebirge, dann tritt sie bei Kreuzau in das Flachland von Düren ein. Kurz vor dem Austritt aus dem Gebirge befindet sich bei Obermaubach ein zweiter Ausgleichweiher, der im Mai 1934 in Betrieb genommen worden ist. Oberhalb dieses Ausgleichweihers nimmt die Rur bei dem Ort Zerkall die als Fluß zwar nicht sehr bedeutende, aber wasserwirtschaftlich wichtige Kall auf. Aus dem Oberlauf der Kall wird nämlich ein großer Teil des Bachwassers vom Wasserwerk des Landkreises Aachen für Wasserversorgungszwecke abgeleitet. Dazu waren ursprünglich oberhalb des Zusammenflusses zwischen Kall und Keltzerbach in beiden Bächen Fassungen hergestellt worden, von denen ein 6,24 km langer Stollen bis zu der im Flußgebiete der Inde liegenden Dreilägerbachsperre führt. Diese Anlagen sind in den Jahren 1924 bis 1926 ausgeführt worden. Von 1934 bis 1935 ist dann dicht unterhalb der benannten Fassungen die Kallsperre errichtet worden; dadurch sind die alten Fassungen überstaut, und die Ableitung des Kallwassers zur Dreilägerbachsperre geschieht jetzt aus dem Staubecken dieser Sperre.

Die Beobachtungen über den Abfluß, die den nachfolgenden Ausführungen zugrunde liegen, sind vor Errichtung der Talsperren bei Schwammenauel und an der Kall und der Ausgleichweiher bei Heimbach und Obermaubach, jedoch nach Ausführung der Urftalsperre und, soweit sie die Kall betreffen, auch nach Ausführung der Kallfassungen und des Kallstollens angestellt worden. Dazu dienten folgende Meßstellen: An der Urft bei Malsbenden (oberhalb der Urftalsperre); an der Rur bei Schwammenauel (oberhalb des Kraftwerks Heimbach) und bei Zerkall; an der Kall oberhalb der Kallfassungen und bei der Papierfabrik Zerkall

Für die Beobachtung der Niederschläge bestehen zahlreiche Regenmeßstationen, von denen die wichtigsten in dem Lageplan, Abb. 1, eingetragen sind.

Die Pegel bei Schwammenauel, Malsbenden und oberhalb der Kallfassungen haben den natürlichen Abfluß angezeigt, der Pegel bei Schwammenauel den Abfluß der Rur im allgemeinen ohne das Urftwasser, da nur im Falle des Überlaufes der Urftalsperre noch Urftwasser hinzugekommen ist, dessen Menge an der Überfallstelle besonders gemessen wurde. Der Rurpegel bei Zerkall wurde durch ungleichmäßige Wasserabgabe aus der Urftalsperre infolge des Spitzenbetriebs des Kraftwerkes Heimbach beeinflusst, er zeigte dadurch täglich wellenförmige Anschwellungen an. Der Pegel an der Papierfabrik Zerkall, der jetzt nicht mehr betrieben wird, war durch die Wasserentnahme des Wasserwerkes des Landkreises Aachen beeinflusst. Soweit jedoch die Mengen des Kraftwassers beim Werk Heimbach und die Entnahmemengen des Wasserwerkes aus der Kall bekannt sind, kann die natürliche Wasserführung der Rur

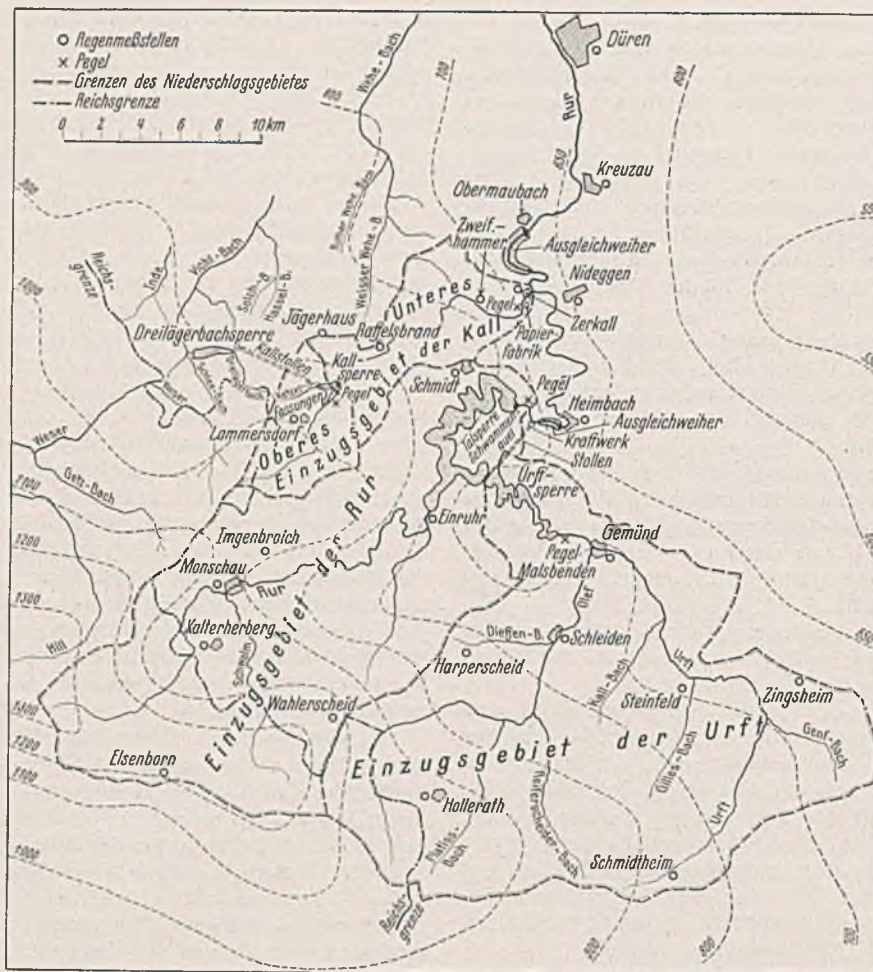


Abb. 1. Lageplan des Flußgebietes der Rur in der Nordifel.

am Pegel Zerkall und der Kall am Pegel bei der Papierfabrik für bestimmte Zeitabschnitte rechnerisch ermittelt werden.

Die Niederschlagsgebiete, die zu den einzelnen Meßstellen gehören, sind in Abb. 1 kenntlich gemacht, ferner sind die gemittelten Niederschläge durch Eintragung der Linien gleicher Regenhöhen (Isohyeten) dargestellt. Man erkennt, daß die Regenergiebigkeit ziemlich stark wechselt. An der Quelle der Rur beträgt die mittlere Regenhöhe über 1300 mm im Jahre; sie nimmt dann nach Nordosten zu ziemlich gleichmäßig ab, beträgt bei Morschau noch 1000 mm, bei Zerkall nur noch 700 mm und bei Düren 650 mm. Ursache dieser Erscheinung ist die Höhengestaltung des Geländes; die feuchten Westwinde geben beim Ansteigen im Venngebirge einen erheblichen Teil ihres Wassergehalts ab, weiter ostwärts liegt dann das Gelände im Regenschatten. Unter diesen Umständen hat die Rur, wie man aus der Karte erkennt, bis zum Zusammenfluß mit der Urft ein regenreicheres Einzugsgebiet als die Urft. An der Kall beträgt die Regenhöhe im Einzugsgebiet oberhalb der Fassungen des Wasserwerkes 1000 bis

1100 mm, unterhalb der Fassungen bis Zerkall nimmt sie dagegen bis auf 700 mm ab.

Die Menge der Niederschläge, die natürlich in den einzelnen Jahren erheblich schwankt, läßt sich ziemlich sicher feststellen, vorausgesetzt, daß die Angaben der Regenmesser richtig sind. Schwieriger ist dagegen die Ermittlung der Abflusssmengen. An allen benannten Meßstellen waren selbstschreibende Pegel vorhanden, die den Wasserstand ziemlich genau aufzeichneten. Jedoch sind die Beziehungen zwischen Wasserstand und Wassermenge, die für jeden Pegel durch eine Wassermengenkurve

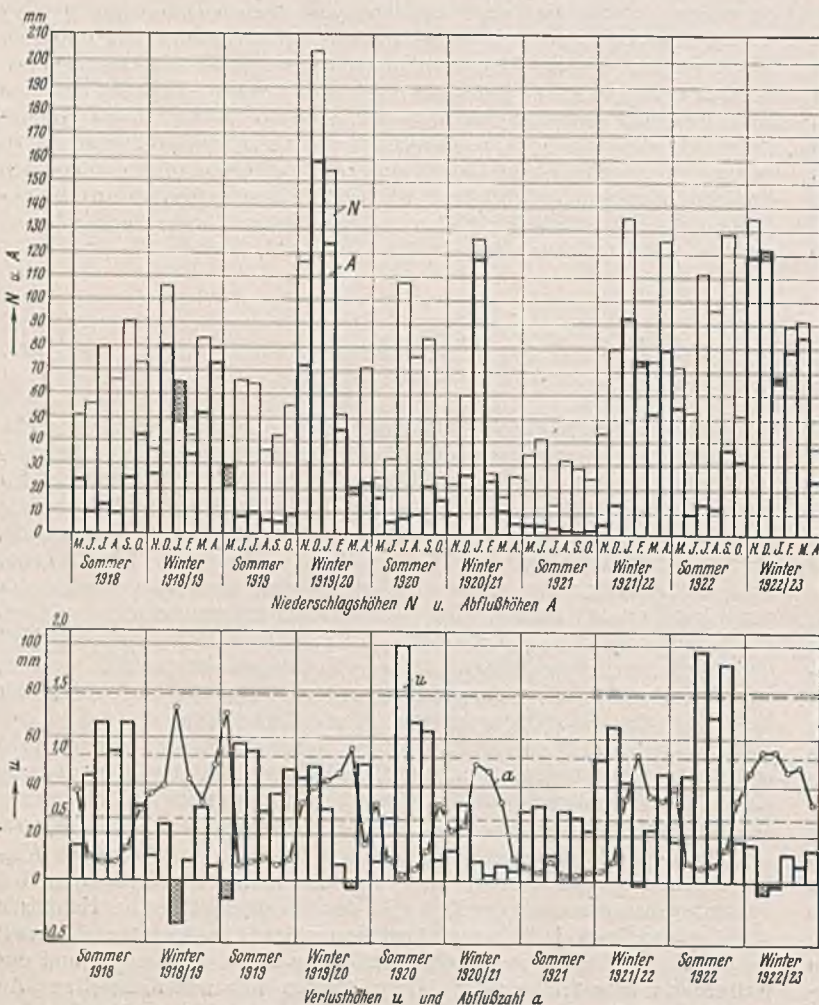


Abb. 2. Monatliche Niederschlagshöhen, Abflußhöhen, Verlusthöhen und Abflußzahlen der Urft.

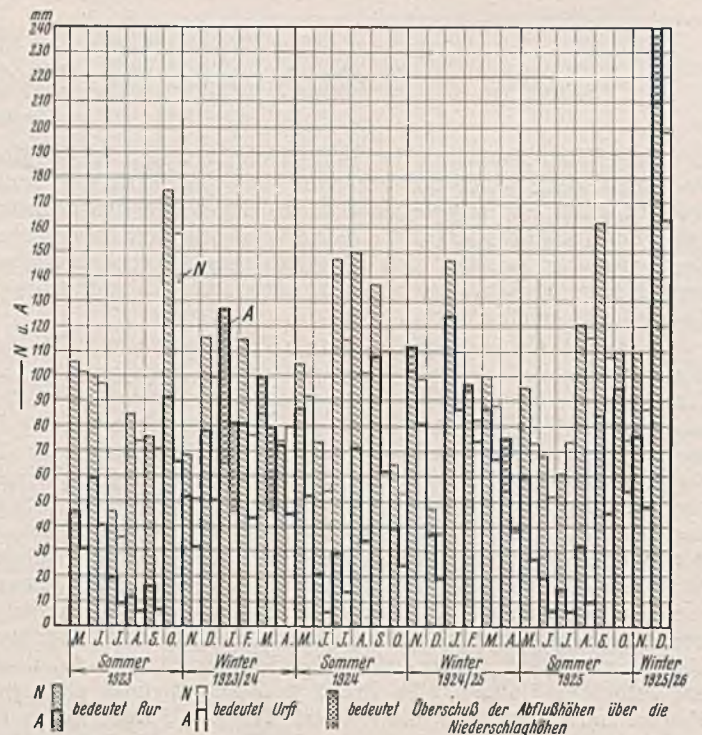


Abb. 3. Gleichzeitige monatliche Niederschlags- und Abflußhöhen an Urft und Rur.

(Schlüsselkurve) angegeben werden, weniger sicher, weil sie nur durch Eichung genau ermittelt werden können, die aber für die höheren Wasserstände auf Schwierigkeiten stößt. Diese sind nicht nur durch Ausuferung und durch die erschwerte Messung bei großer Wassertiefe und hoher Fließgeschwindigkeit bedingt, sondern auch durch die Seltenheit und kurze Dauer der höchsten Wasserstände. Daher sind für die benannten Pegel, ebenso wie auch bei vielen Pegelstationen an anderen Flüssen, wohl für die mittleren und niedrigen, nicht aber für die höheren und höchsten Wasserstände ausreichende Messungen ausgeführt worden. Bei der Auswertung der Pegelangaben müssen daher bei den größten Wassermengen gewisse Unsicherheiten erwartet werden.

Zur Ermittlung der Wasserführung der Urft, Rur und Kall liegen mehrere Bearbeitungen vor, diese sind nicht ganz zu den gleichen Ergebnissen gekommen. Die Ursache liegt außer in der abweichenden Auswertung der Pegelangaben auch noch darin, daß verschiedene Jahresreihen der Beobachtung von Niederschlag und Abfluß benutzt worden sind. Die nachstehenden Mengenangaben sind aus den Ergebnissen der Regenmessungen, unter Berücksichtigung der Verschiedenheiten in den Teilgebieten, und aus den Pegelangaben für die bezeichneten Zeitabschnitte hergeleitet; auch bei kritischer Beurteilung der Richtigkeit kann man daraus die Beziehungen zwischen Niederschlag und Abfluß in ihren Grundzügen erkennen. Von besonderem Interesse dürften Angaben über die Änderung dieser Beziehungen in verschiedenen Jahren und Jahreszeiten sein.

In Abb. 2 sind für das Urftgebiet bis zur Urfttalsperre (Größe des Einzugsgebietes 382,26 km²) die Niederschlags- und Abflußverhältnisse in den Jahren 1917 bis 1923 dargestellt. Dieser Zeitabschnitt wurde gewählt, weil er die Jahre 1921/22 mit der größten bisher bekannten Trockenheit und auch die nassen Jahre 1919/20 umfaßt. Es sind die Monatsmittel der Niederschlagshöhen N , ermittelt aus den Angaben der Regenmeßstationen im Urftgebiet nebst Oefelebiet, und der Abflußhöhen A , ermittelt aus den Messungen an der Pegelstation Malsbenden, dargestellt; außerdem sind noch, um die jahreszeitlichen Schwankungen deutlich zu machen, die Unterschiede $N - A = U$ (Verlusthöhen) und die Verhältnisse $\frac{N}{A} = a$ (Abflußzahlen) aufgetragen. Man erkennt, daß die Werte U und a sehr stark wechseln. In den vegetationsreichen Sommermonaten Mai bis Oktober sind die monatlichen Verlusthöhen U bis 100 mm gestiegen, dagegen in den vegetationsarmen Wintermonaten November bis April bis zu -19 mm gesunken; die Abflußzahlen a erreichten im Winter einen Höchstwert von 1,39 und fielen im Sommer bis auf 0,06 ab.

Bei dieser Darstellung der Messungsergebnisse fällt auf, daß in dem fünfjährigen Zeitraum in 5 Wintermonaten und 1 Sommermonat der Abfluß größer war als der Niederschlag. Von manchen wird dies für nicht möglich gehalten und die Meinung vertreten, daß die Messungen fehlerhaft sein müßten. Eine Klärung der auffälligen Erscheinung, die auch in andern Zeitabschnitten hervortritt, kann durch den Vergleich der Messungen im Urftgebiete mit Messungen in den anderen Flußgebieten herbeigeführt werden. Von dem Pegel bei Schwammenauel liegen jedoch

erst seit Mai 1923 und von dem Pegel an den Kalfassungen seit Herbst 1925 Beobachtungsergebnisse vor.

In Abb. 3 sind die Niederschlags- und Abflußhöhen nach gleichzeitigen und voneinander unabhängigen Messungen an Urft und Rur in der Zeit vom Mai 1923 bis Dezember 1925 nebeneinander gestellt. Man erkennt, daß in beiden Flußgebieten Überschüsse des monatlichen Abflusses über den Niederschlag vorgekommen sind, allerdings an der Rur öfter als an der Urft. Im Januar und März 1924 waren die Überschüsse an beiden Flüssen erheblich, im November 1924, April 1925 und Dezember 1925 ist nur an der Rur ein größerer Überschuß verzeichnet. Wenn man annehmen wollte, daß die Schlüsselkurve des Pegels Schwammenauel, wie vermutet wird, zu große Werte liefert und demgemäß den Abfluß in der Rur kleiner in Rechnung stellen würde, so könnte man die Erscheinung des überwiegenden Abflusses in den beiden Flußgebieten etwas besser, aber nicht vollständig in Übereinstimmung bringen, denn die Abweichungen sind zum Teil auch durch unterschiedliche Niederschläge und abweichende Bodenverhältnisse bedingt. Im März 1924 ist der Überschuß des Abflusses an der Urft sogar größer gewesen als an der Rur. Verschwinden könnte die Erscheinung nur dann, wenn auch die Messungen an der Urft fehlerhaft wären. Daß jedoch beide Pegel auch die größten Überschüsse im Januar und März 1924 übereinstimmend falsch angegeben haben sollten, ist schlecht denkbar. Die Messungen an der oberen Kall, über die noch nachstehend berichtet wird, haben ergeben, daß durchschnittlich fast zweimal im Jahre dort das Monatsmittel des Abflusses dasjenige des Niederschlages übertrifft. Hiernach kann nicht bezweifelt werden, daß tatsächlich in Wintermonaten öfter ein Abflußüberschuß eintritt. Dieser Vorgang ist wahrscheinlich durch die Grundwasserspeisung im Einzugsgebiete der Flüsse zu erklären. Wie aus Abb. 2 u. 3 hervorgeht, ist die Abflußhöhe mit Ausnahme des Mai 1919 nur in Wintermonaten größer gewesen als die Niederschlagshöhe, also zu einer Zeit, wo bei geringer Vegetation, feuchtem Boden und kalter Luft wenig Verdunstung und viel Versickerung stattgefunden hat. In den meisten, jedoch nicht in allen Fällen war der Überschuß des Abflusses geringer als die Verlusthöhe des vorangegangenen Monats. Ferner zeigt sich, daß die Abflußüberschüsse gewöhnlich bei mittleren Niederschlags- und Abflußhöhen vorgekommen sind; nur im Dezember 1925 hat an der Rur auch bei sehr großem Niederschlag und Abfluß der letztere überwogen.

Ein eindeutiges Gesetz, nach dem der Abflußüberschuß zustande kommt, läßt sich also nicht sicher erkennen. Man kann sich jedoch vorstellen, daß in der einem Abflußüberschuß vorangegangenen Zeit ein erheblicher Teil des Niederschlags versickert ist und das Grundwasser stark angereichert hat, so daß die Wasserführung der Flüsse noch längere Zeit durch gesteigerte Grundwasserspeisung vermehrt worden ist. Begünstigt wird dieser Speisungsvorgang durch die Bodenverhältnisse; zum Einzugsgebiete der Rur, Urft und Kall gehören nämlich ausgedehnte moorige Vennflächen, die sehr wohl größere Wassermengen aufnehmen und allmählich wieder abgeben können. Daß außerdem im Winter bei Schneelage eine Verschiebung des Abflusses bis zum Eintritt von Tauwetter stattfinden kann, ist ebenfalls erklärlich.

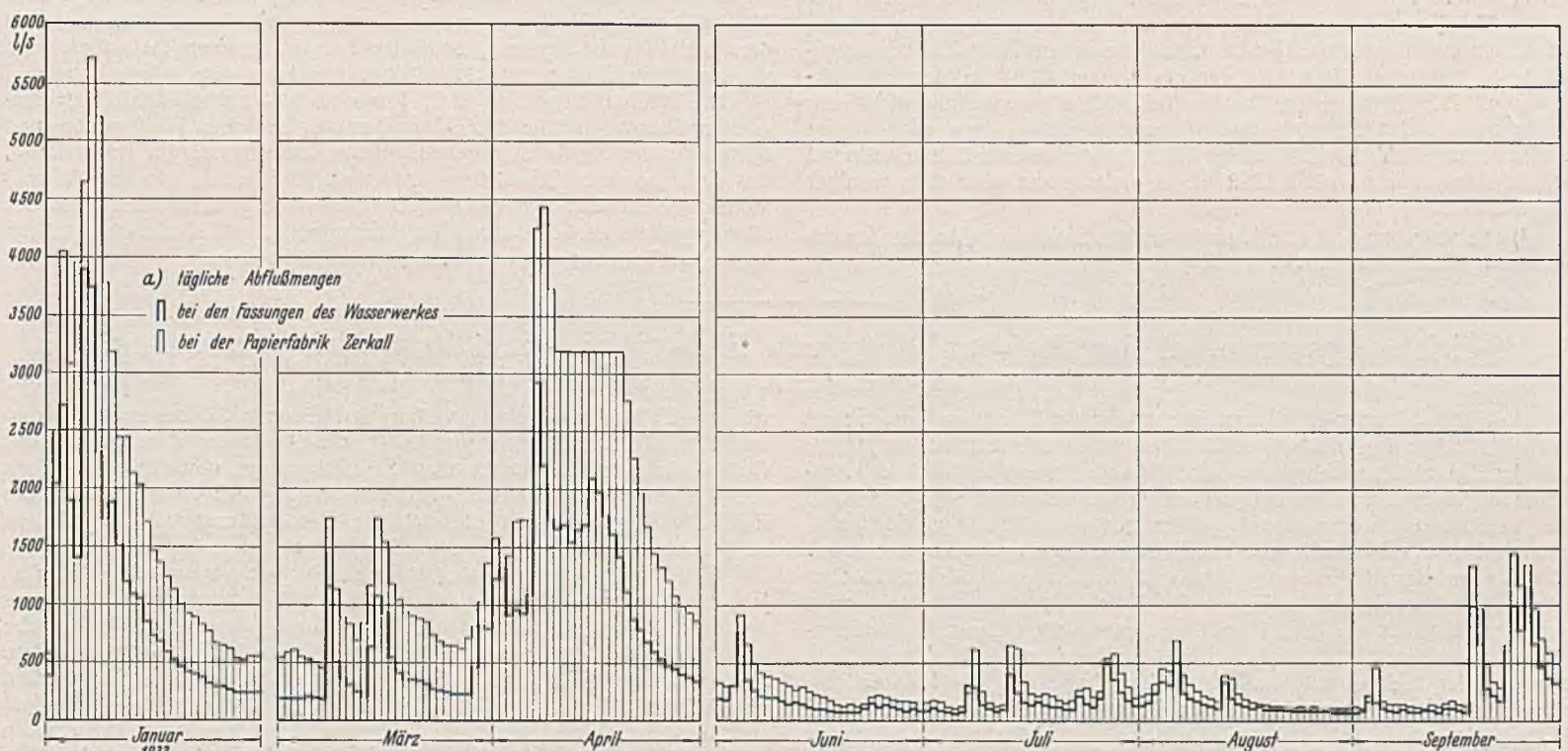


Abb. 4. Tägliche Abflußmengen im Kallgebiet.

Die Abflußmessungen an der Kall sind vom Wasserwerk des Landkreises Aachen ausgeführt worden. Ihre Ergebnisse können als ziemlich sicher gelten, da das Wasserwerk an den Meßstellen Überfallwehre eingebaut hat, deren Schlüsselkurven sich verhältnismäßig genau ermitteln ließen. Es waren zwei Meßstellen vorhanden, nämlich am Oberlauf vor den Fassungen des Wasserwerks und am Unterlauf bei der Papierfabrik Zerkall; aus den Messungsergebnissen lassen sich Vergleiche mit den Messungen der Urft und Rur ziehen, außerdem ergeben sich bemerkenswerte Feststellungen über die Abflußbeiträge der beiden Teile des Einzugsgebiets oberhalb und unterhalb der Fassungen bis zur Papierfabrik Zerkall. Von der oberen Meßstelle liegen seit dem Jahre 1925 bis zu der durch die Erbauung der Kallsperre erforderlich gewordenen Verlegung des Pegels fast ununterbrochene Aufzeichnungen vor; von der unteren Meßstelle sind dagegen nur solche für die Jahre 1928 bis 1932 vorhanden; auch diese sind öfter durch Störungen der Pegelanlage unterbrochen worden. Der untere Pegel ist seit 1933 außer Betrieb. Am vollständigsten sind gleichzeitige Angaben beider Pegel vom 1. Dezember 1931 bis zum 31. Oktober 1932.

Das Einzugsgebiet der Kall bis zu den Fassungen des Wasserwerkes ist 28,6 km² groß, die mittlere jährliche Regenmenge dieses Gebiets beträgt rd. 1000 mm; das Einzugsgebiet zwischen den Fassungen und der Papierfabrik Zerkall hat 47 km² Flächeninhalt und nur 850 mm mittlere jährliche Regenhöhe. Während der Zufluß zu den Fassungen den natürlichen Verhältnissen entspricht, ist der Zufluß bei Zerkall um die vom Wasserwerk abgeleiteten Wassermengen vermindert. Man kann jedoch den natürlichen Abfluß bei Zerkall genügend genau als Summe der dort gemessenen und der an den Fassungen abgeleiteten Wassermengen annehmen, ferner ergibt der Unterschied der natürlichen Abflußmengen an der unteren und oberen Meßstelle den Beitrag des Einzugsgebiets zwischen den beiden Meßstellen.

Aus den Beobachtungen an der oberen Meßstelle ergibt sich, daß in den 7 Jahren von 1926 bis 1932 in nicht weniger als 13 Wintermonaten, durchschnittlich also in fast 2 Monaten jedes Jahres, der Abfluß größer war als der Niederschlag¹⁾; die Richtigkeit der entsprechenden Beobachtungen an Urft und Rur wird dadurch bestätigt.

Zwecks Vergleichs der Niederschlags- und Abflußverhältnisse im oberen und unteren Teil des Niederschlagsgebiets der Kall sind in Abb. 4 die natürlichen täglichen Abflußmengen an den beiden Meßstellen für 7 Monate des Jahres 1932, die nasse und trockene Perioden enthalten, dargestellt. Außerdem sind in Abb. 5 für die Zeit vom 1. Dezember 1931 bis zum 30. Oktober 1932 die Monatsmittel des Niederschlages und Abflusses in den beiden Teilen des Niederschlagsgebiets veranschaulicht, und zwar in Abb. 5a die Niederschlags- und Abflußhöhen, in Abb. 5b die Verlusthöhen und Abflußzahlen und in Abb. 5c die monatlichen Abflußmengen und ihr Anteil in Prozenten am Abfluß bei der Papierfabrik. Bei den Monatsmitteln zeigt sich, daß im oberen Teilgebiet auch im Januar 1932 die Abflußhöhe größer war als die Niederschlagshöhe. Im übrigen erkennt man, daß die Abflußbeiträge der beiden Teile des Einzugsgebiets sich mit der Jahreszeit stark ändern. Besonders auffällig ist der Umstand, daß das untere Teilgebiet verhältnismäßig viel weniger liefert als das obere, vor allem in den Sommermonaten. Die Beiträge der beiden Teilgebiete entsprechen nicht den Produkten aus Flächengröße und Niederschlagshöhe, denn nach diesen müßte der untere Teil im Mittel das 1,32fache des oberen liefern, während er tatsächlich nur im März 1932 etwas mehr, sonst aber stets weniger

¹⁾ Die Angaben sind vom Wasserwerk des Landkreises Aachen freundlichst zur Verfügung gestellt worden.

erbracht hat, wie man aus Abb. 5c erkennt. Im August 1932 war der Monatsbeitrag des unteren Teilgebiets am geringsten; an 8 Tagen des 11 monatigen Zeitabschnitts von Dezember 1931 bis Oktober 1932 war der natürliche Abfluß in Zerkall sogar kleiner als der Abfluß an den Fassungen, d. h. der Beitrag des unteren Teilgebiets war an diesen Tagen negativ, also sind Verluste eingetreten.

Die geringen Beiträge des unteren Teilgebiets sind durch die physikalische Bodenbeschaffenheit bedingt. Im Sommer ist die Pflanzendecke im unteren Kalltale stärker als im oberen. Bevor ein Abfluß zustande kommt, muß erst die Pflanzendecke völlig durchnäßt sein. Dies geschieht im oberen Teilgebiete, wo sie schwächer ist und gleichzeitig die Niederschläge nicht unwesentlich stärker sind, viel eher als im unteren

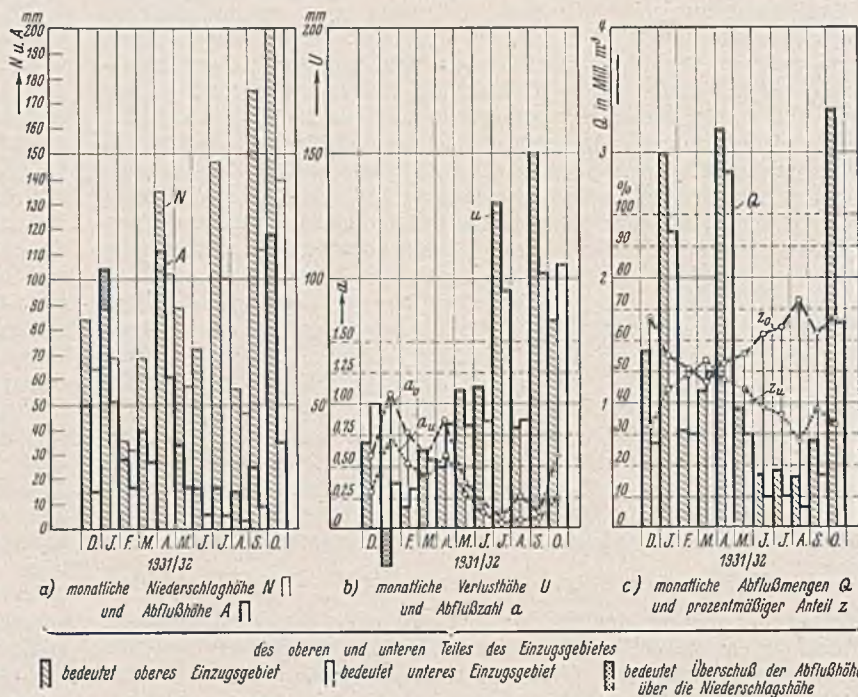


Abb. 5. Monatliche Niederschlagshöhen, Abflußhöhen, Verlusthöhen, Abflußzahlen und Abflußmengen im Kallgebiet.

Teilgebiete. Im letzteren ist der Regen, der im Sommer zum großen Teil in zahlreichen kurzen Schauern fällt, oft schon vorüber, bevor die Erdoberfläche ganz durchnäßt ist; bis der nächste Schauer eintritt, ist die Pflanzendecke wieder getrocknet. Dadurch kommen die Sommer-niederschläge im unteren Kalltale größtenteils weder zum Abfluß noch zur Versickerung, sondern hauptsächlich zur Verdunstung. Im Winter ist dagegen in beiden Teilgebieten der Pflanzenwuchs gering und die Erdoberfläche meist feucht, so daß der größte Teil der Niederschläge zum Abfluß kommt. Die Grundwasserspeisung ist im oberen Teilgebiete, zu dem auch Vennflächen gehören, stärker als im unteren Teilgebiete, das viele schmale Wiesen- und Feldflächen und bewaldete Hänge enthält.

Die Beobachtungen an Urft, Rur und Kall haben wichtige zahlenmäßige Unterlagen über den Zusammenhang zwischen Niederschlag und Abfluß in der Nordeifel ergeben. Bemerkenswert ist die Feststellung, daß unter gewissen Umständen der Monatsabfluß größer sein kann als der Monatsniederschlag, und daß die Abflußbeiträge verschiedener Teile des Einzugsgebiets von den durch die Flächengrößen und Niederschlagshöhen bedingten Verhältnissen erheblich abweichen können.

Erfahrungswerte bei der Preisermittlung von Fluß-, Wehr- und Kraftwerksbauarbeiten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.-Baumeister A. Schäfer, Stuttgart.

Aus überstielgerter Konkurrenzfurcht wird im Schrifttum kein Gebiet der praktischen Ingenieurwissenschaft so stiefmütterlich behandelt wie das der Kalkulationserfahrungen. Kein Wunder, wenn anlässlich der Ausschreibung umfangreicher und schwieriger Arbeiten für den Wasserbau die Angebote erfahrener Bauunternehmungen um oft mehr als 50% auseinanderliegen. Wodurch entstehen die großen Angebotsunterschiede? Etwa dadurch, weil die geringsbietende Firma die Arbeiter zu Höchstleistungen anspornen und mehr aus den Maschinen herauszuholen vermag und schließlich an der Arbeit nicht verdienen will, während die Höchstbietende sich um den Differenzbetrag bereichern möchte? Gewiß nicht, sondern hier fehlt es an dem öffentlichen Austausch von Kalkulationserfahrungen. Wenn z. B. bei 200 000 m³ Aushub, die eine Firma 1,10 RM/m³ fordert, die andere jedoch 1,80 RM/m³, so liegt bei der Preisermittlung dieser Position der gleiche Irrtum vor wie eben bei groben Konstruktionsfehlern, die aber irgendwie bekannt, bekämpft und ausgemerzt werden,

während Kalkulationsirrtümer verborgen bleiben und daher immer wiederkehren. Wie verschieden sind z. B. die Ansichten über Maschinen-, Geräte- und Arbeitereinsatz und Schichtleistung, obwohl es für jede Arbeit nur eine wirtschaftliche Schichtleistung geben kann, die aber die Erfahrung bestimmt und die bei der Beschreibung von Bauarbeiten im Schrifttum bekanntgegeben werden sollte.

Weil wir die Ausschreibung als einen Wettbewerb um den geringsten, jedoch angemessenen Preis betrachten, dessen Festsetzung in der Erwägung des Bauherrn liegt, steht seiner Entscheidung immer das moralische Anrecht der Geringstbietenden auf den Zuschlag der Arbeit gegenüber. Nur die bessere Erkenntnis und Erfahrung des Prüfenden über Schwächen und Mängel der Einzelpreise eines Angebots wird in diesem Kampfe aufklärend, schlichtend und entscheidend wirken, denn keine Vorschriften und Aufsicht können das Bauwerk vor den Folgen eines ungenügenden Preises schützen. Diese verantwortungsvolle Arbeit des Bauherrn zu

unterstützen, dem kalkulierenden Unternehmer einen Fingerzeig zu geben, aber auch dem Konstrukteur den Weg zum zweckmäßigen und billigen Bauen zu weisen, soll die Aufgabe dieser Zeilen sein. Vorausgesetzt sei, daß der in den folgenden Tabellen angegebene Lohnstundengleichwert, wenn nichts anderes erwähnt ist, nicht nur den Aufwand an tatsächlichen Arbeitsstunden, sondern stets auch den Geld- und Zeitaufwand für die Baustelleneinrichtung, das Vorhalten und Instandhalten der Maschinen und Geräte usw. umfaßt. Soll der Angebotspreis für eine Arbeit ermittelt werden, so sind die angegebenen Lohnstunden nicht nur mit dem tatsächlichen Arbeitslohn, der, wie jeweils angegeben, aus Fach- und Tiefbauarbeiterlöhnen gemittelt wird, sondern auch noch mit dem Faktor aus sämtlichen Unternehmerkosten, Steuern und Gewinn zu multiplizieren, der z. Z. 1,45 RM für Beton- und sonstige schwierige Arbeiten, dagegen 1,40 RM für Arbeiten, bei der vorwiegend Tiefbauarbeiter beschäftigt werden, beträgt, wenn, wie hier vorausgesetzt, Kosten und Gewinn aus der Baustofflieferung wegfallen.

Baufeldumschließung.

Ihre Höhe ist mindestens 50 cm über den Stand der im Laufe der letzten Jahre eingetretenen gewöhnlichen Hochwässer zu legen. Zu berücksichtigen ist ferner, daß stählerne Spundwände einem 5 bis 6 m hohen Wasserdruck im freien Fluß nur dann standhalten, wenn sie mindestens 1,5 m tief in den verwitterten Fels bzw. 2,5 m tief in die Kiesschichten der Flußsohle gerammt werden können, wozu aber ein mindestens 2 t schwerer Rammhammer und widerstandsfähige Spundbohlen (z. B. Larssen-Profil III) erforderlich sind. Erfahrungsgemäß ist jedoch die Eindringungstiefe und die Wasserdichtheit einer in die Flußsohle gerammten Spundwand recht verschieden; daher wird, um Unfälle zu vermeiden, im allgemeinen eine starke Abspriegung und unter Umständen eine Verspannung und Abdichtung der Spundwand durch einen besonderen 3 m breiten Fangdamm (Sicherheitsdamm) nach Abb. 1 und 1a notwendig werden. Mit Rücksicht auf die Baukosten wird man stets bestrebt sein, möglichst wenig Baufelder zu wählen; namentlich bei felsiger Flußsohle, wo Wassergeschwindigkeiten über 4 m/sek unbedenklich sind, werden im allgemeinen nur zwei Baufelder angeordnet (Abb. 2). Der Fluß wird daher zeitweilig bis zur Hälfte verbaut sein. Der Aufstau kann auf einfache Weise folgendermaßen berechnet werden¹⁾.

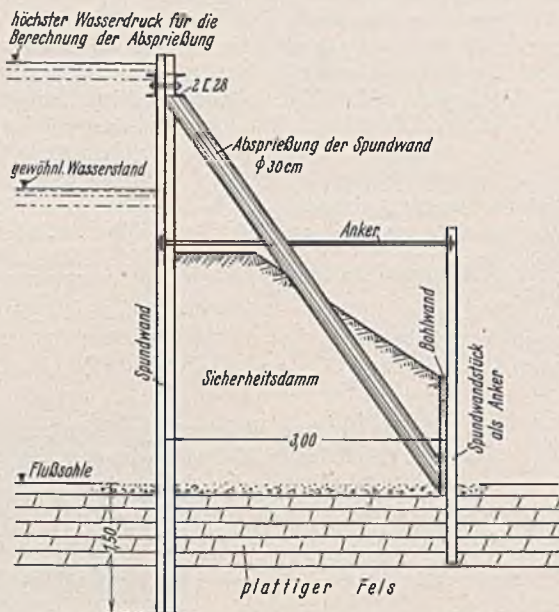


Abb. 1.

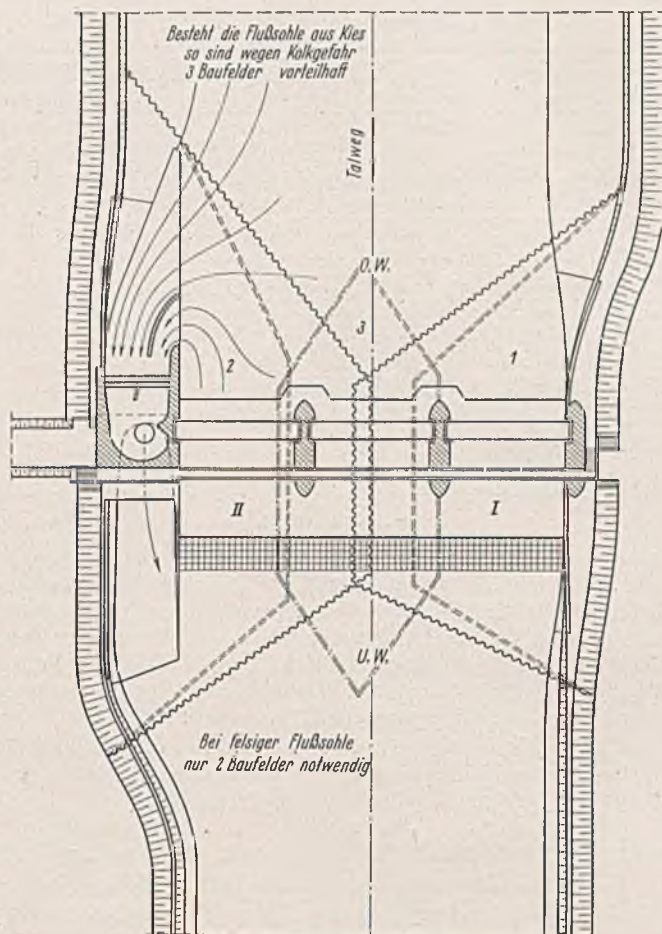


Abb. 2.

Mittlere Hochwassermenge in den letzten Jahren . . . = 900 m³/sek
Durchflußgeschwindigkeit in freiem Fluß

$$\text{bei } F = 440 \text{ m}^2 \quad v_u = \frac{900}{440} = 2,05 \text{ m/sek}$$

Durchflußgeschwindigkeit im verbauten Fluß

$$\text{bei } F = 240 \text{ m}^2 \quad v_o = \frac{900}{240} = 3,75 \text{ m/sek}$$

$$\text{Aufstau} = \frac{\left(\frac{v_o^2}{0,80} - v_u\right)^2}{2g} = \frac{\left(\frac{3,75^2}{0,80} - 2,05\right)^2}{2 \cdot 9,8} = \frac{(4,7 - 2,05)^2}{19,6} = 0,36 \text{ m.}$$

Um diesen Betrag müssen die Spundwände im OW höher sein als im UW.

Bei einem Facharbeiterlohn von 0,85 RM/Std. und einem Kohlenpreis von 0,032 RM/kg erhalten wir nach dem in folgender Zusammenstellung angegebenen Lohn- und Betriebsstoffgleichwert den Erfahrungspreis für das Einrammen von

$$1 \text{ m}^2 \text{ Spundwand} = 1,45 (6 \cdot 0,85) + 45 \text{ kg} \cdot 0,032 = 8,85 \text{ RM.}$$

Dieser Preis bezieht sich auf das Einrammen im freien Fluß nach Abb. 3; er enthält die Kosten für die Abspriegung und das Anbringen einer Zange nach Abb. 1.

¹⁾ Wkr. u. Ww. 1937, Heft 15/16.



Abb. 1 a.

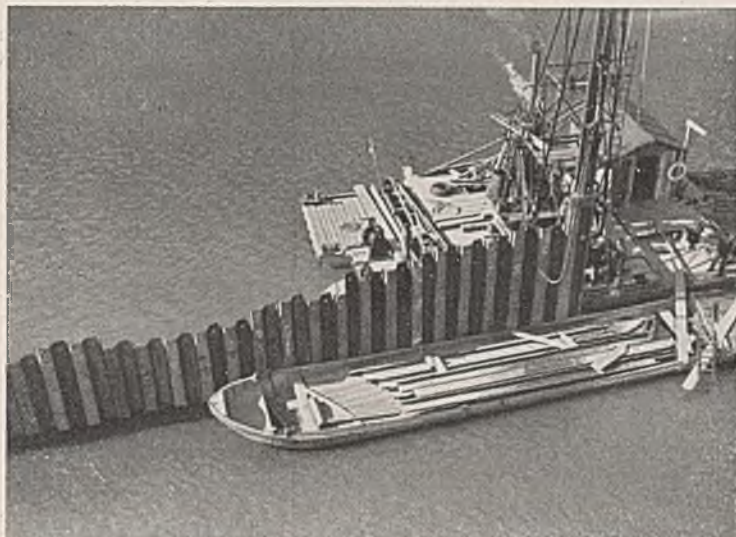


Abb. 3.

Zusammenstellung I.

Pos.Nr.	Bezeichnung der Arbeit	Lohnstundengleichwert in Preisermittlung: = 1,45 x Facharbeiterstunden	Betriebsstoffgleichwert in Kohle ausgedrückt (Kohlepreis auf d. Baustelle)	Massenangabe und Schichtleistung
1	Einrammen von eisernen Spundwänden (Larssen Profil II u III) 6-8 m lang	6,5 - 5,5 je m ² mit etwa notwendiger Abspreiung und Anbringen der Zange aus Z.L.Z.B.	40 - 50 kg je m ² 1 Dampftramme m zL Bär (auf 2 Pantons montiert)	2000 - 4000 m ² 40 m ² /Schicht
2	Ausziehen von Pos. 1	18 je lfdm Wand	100 je lfdm 1 Demag Pflanzzieher	400 lfdm
3	Zusätzliche Aussteifung der Spundwand	25 je m ² Holz		
4	Abtrennen über Wasser	4 je lfdm Wand	100 kg	
5	Abtrennen unter Wasser	30 je lfdm Wand	600 kg	200 lfdm
	Sicherheitsdamm hinter der Spundwand	Preisermittlung: 1,45 x Facharbeiterstunden		
1	Aufstellen der Bohlwand	2,2 je m ²	0,02 m ³ Holz + 0,30 RM f. Eisenpfähle	
2	Entfernen "	1,5 je m ²		
3	Einbauen von Erdmasse	1,5 je m ³	12 kg Kohle je m ³	
4	Entfernen "	2 je m ³	12 kg " " "	

Wasserhaltung.

Es ist einleuchtend, daß der Wasserandrang hinter Spundwänden im Flußwasser, namentlich wenn sie auf der Rückseite nicht durch einen Fangdamm zusätzlich gedichtet sind, bedeutend größer ist als in Baugruben im Lande, die im Grundwasser stehen. Erfahrungsgemäß können bei einem Facharbeiterlohn von 0,85 RM/Stid. und einem Preise von 0,10 RM/kWh für eine fünfmonatige Wasserhaltung folgende Gesamtkosten je 1 lfdm Baugrubenumfang angenommen werden:

- Landseiten im Grundwasser = 40 RM/lfdm
- Flußseiten hinter Erdkernen mit 3 m Kronenbreite = 60
- Flußseiten hinter Spundwänden mit Fangdamm (3 m breit) = 100
- Flußseiten hinter Spundwänden ohne Fangdamm . = 150

Danach kostet voraussichtlich die sechsmonatige Wasserhaltung einer Baugrube, die 220 lfdm Landseite und 240 m Wasserseite aufweist:

$$\frac{6}{5} (220 \cdot 40 + 240 \cdot 100) = 39\,500 \text{ RM.}$$

aus Versuchsergebnissen festgelegten Kornzusammensetzung des Betons abhängig, zu deren stets gleichmäßiger Zusammensetzung zunächst eine scharfe Trennung der Zuschlagstoffe in Feinsand, Grobsand, Feinkies und Grobkies notwendig ist. Werden daher die Zuschlagstoffe aus dem Baugrubenaushub gewonnen, wie dies bei Betonmengen von mehr als 10 000 m³ stets vorteilhaft sein wird, so ist eine umfangreiche Aufbereitungsanlage, umfassend Vorsortieranlage, Grob- und Feinbrecher, Sandmühle oder Sandrückgewinnungsanlage, Wasch- und Sortiermaschine, mehrere Silos, samt den notwendigen Förderbändern und Elevatoren, erforderlich. Die Anschaffungskosten der gesamten Maschinen- und Förderanlage belaufen sich bei mehr als 100 m³ Schichtleistung für das aufbereitete Material auf mindestens 50 000 RM, die Materialkosten der Fundamente und Gerüste für Maschinen und Silos auf mindestens 6000 RM. Ferner ist für den Auf- und Abbau der Gesamtanlage mit etwa 14 000 Arbeitsstunden (Facharbeiter und Hilfsarbeiter je hälftig) zu rechnen, während der Jahresaufwand für die Instandhaltung dieser Anlage etwa 3000 Facharbeiterstunden erfordert. Mit 28 % ist das Vorhalten der Anlage (15 % Abschreibung + 5 % Zins + 8 % für Ersatzteile) in Rechnung zu stellen. Demnach ergibt sich bei einer Benutzungsdauer der Anlage von 12 Monaten folgender Aufwand:

- Beifuhr und Abfuhr = 60 t je 30 RM = 1 800 RM
- Aufbau und Abbau = 1,45 (14 000 · $\frac{0,65 + 0,85}{2}$) = 15 200
- Vorhalten = 50 000 · 28 % = 14 000
- Materialkosten = 6000/2 (teilweise Wiederverwendung) = 3 000
- Instandhaltung = 1,45 (3000 · 0,85) = 3 700

Jahreskosten der Anlage = 37 700 RM.

Für das Brechen, Waschen und Sieben nach Korngrößen des Aushubmaterials einschließlich Entnahme im bestimmten Mischungsverhältnis und Beifuhr zur Mischanlage ist ein Aufwand von 1,6 Lohnstunden ($\frac{2}{3}$ Tiefbauarbeiter, $\frac{1}{3}$ Facharbeiter) und ein Betriebsstoffgleichwert von 16 kg Kohle erforderlich, so daß im allgemeinen das Aufbereiten von 1 m³ Zuschlagstoffen = 1,4 (1,6 · $\frac{2 \cdot 0,65 + 0,85}{3}$) + 16 · 0,032 = 2,1 RM + Anlagekosten kostet. Falls genügend Lagerraum für das aufbereitete Material vorhanden ist, wird man bestrebt sein, die Benutzungsdauer der Anlage kurz zu halten.

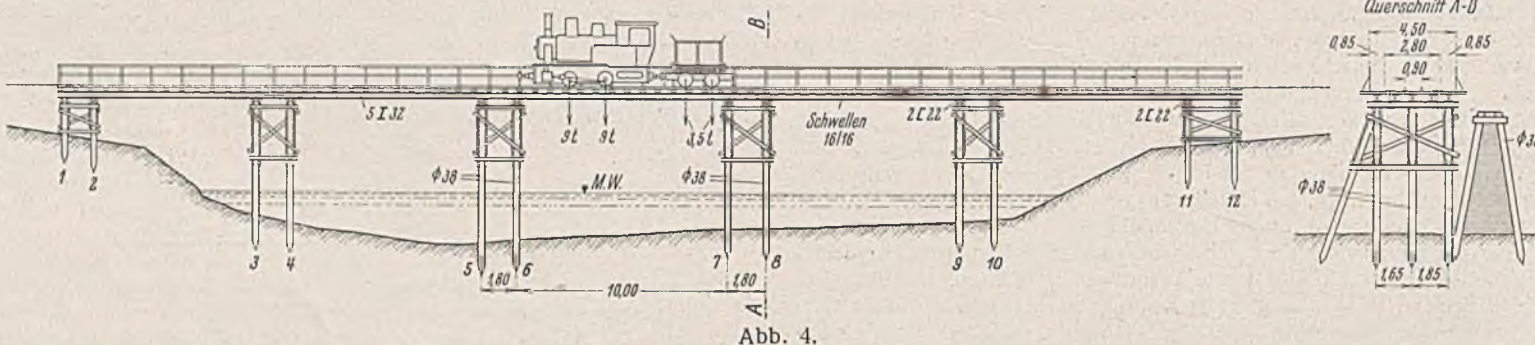


Abb. 4.

Die Entschädigung für das Auspumpen und Wiederherstellen einer bei Hochwasser vollgelaufenen Baugrube kann mit 0,30 RM je m² überschwemmter Fläche in Rechnung gesetzt werden. Obwohl die voraussichtlichen Kostenangaben über die Wasserhaltung recht unsicher sind, wird bei Angeboten oftmals die Angabe einer Pauschsumme für die Wasserhaltung verlangt, weil während der Bauzeit der notwendige Pumpeneinsatz und die Betriebsstunden sehr unsicher geprüft werden können. Durch die Pauschbezahlung wird der Unternehmer gezwungen, Maßnahmen zu ergreifen, die die Kosten der Wasserhaltung herabdrücken, denn rasch bauen heißt billig bauen. Nach unserer Zusammenstellung kommt beim Einsatz einer 150er Pumpe die Betriebsstunde auf:

$$1,45 (1,3 \cdot 0,85) + 15 \cdot 0,10 + \frac{300 \text{ RM Einsatz}}{\text{Benutzungsdauer}} = 3,10 + \text{Zuschlag für Einsatz und Abbau der Pumpenanlage.}$$

Zusammenstellung II.

Bezeichnung der Arbeit	Lohnstundengleichwert in Preisermittlung: 1,45 x Facharbeiterstunden	Betriebsstoffgleichwert in KWh ausgedrückt	Kosten für Einsatz und Abbau
Einsatz, Betrieb (Vorhalten und Unterhalten) einer Pumpe φ 100 mm	1,2 je Betriebsstunde	10 KWh	200 RM
" φ 150 mm	1,3 " "	15 " "	300 "
" φ 200 mm	1,4 " "	20 " "	400 "
" φ 250 mm	1,5 " "	28 " "	500 "
" φ 300 mm	1,6 " "	35 " "	600 "

Aufbereitung der Zuschlagstoffe.

Nach der heutigen Erkenntnis ist die Wasserdichtheit und damit die Lebensdauer eines Betonbauwerks wesentlich von einer möglichst dichten,

Förderbrücken.

Zur Auflagerung der aus I-Trägern bestehenden Hauptträger dieser Brücken werden mehrere in die Flußsohle gerammten Pfähle zu Pfahljochen verbunden, die stromauf zweckmäßig einen Kolk-, Geschwemmseil- und Eisschutz erhalten. Anlässlich ihrer Lagebestimmung ist stets zu untersuchen, ob sich die Brücke nicht in unmittelbarer Nähe der Wehrbaustelle erstellen läßt. Die auf Abb. 4 dargestellte Förderbrücke mit 4,5 m Nutzbreite und 10 m Jochentfernung erfordert, auf 1 m Brückenspannweite umgerechnet, bei einem Holzpreis von 50 RM/m³ und 0,85 RM Facharbeiterlohn folgenden Baustoffaufwand und Erstellungskosten:

$$\begin{aligned} \text{Holz} &= 1,4 \text{ m}^3/\text{lfdm}, 80 \text{ RM je m}^3 = 112 \text{ RM} \\ \text{Eisen} &= 0,60 \text{ t/lfdm}, 100 \text{ RM je t} = 60 \text{ RM (ohne Schienen)} \\ &\text{zus. 172 RM/lfdm Brücke,} \end{aligned}$$

wobei bei Holz eine zweifache und beim Eisen eine dreifache Verwendungsmöglichkeit vorausgesetzt ist.

Erd- und Felsarbeiten.

Zunächst unterscheidet man zwischen Trockenaushub entlang dem Flußlauf und zählt hierzu den Aushub hinter stehengebliebenen Erdkernen bei Wasserhaltung und oft der Einfachheit bei der Abrechnung halber auch die Entfernung dieser natürlichen Fangdämme mittels Greifbagger (Abb. 5a) und Baugrubenaushub, der aus ganz und teilweise umschlossener Baugrube mittels Aufzüge oder Greifer gefördert wird. Da jedoch bei den an Land angeschlossenen Baugruben der größte Teil des Aushubes durch Zugmaschinen und Rollwagen auf Rampen gefördert werden kann, bezeichnet man hier oft nur den unter der Flußsohle liegenden Aushub als Baugrubenaushub. Es ist zu beachten, daß eine sich weit hinziehende und oft unterbrochene Uferverbreiterung mit Entfernen stehengebliebener Erdkerne wesentlich höhere Kosten verursacht,

als z. B. der landseitige Aushub eines Kraftwerks. Entsprechend einem Stundenlohn von 0,85 RM für Facharbeiter und 0,65 RM für Tiefbauarbeiter kostet nach unserer Tabelle der einfache Aushub

$$= 1,4 \left(0,95 \cdot \frac{2 \cdot 0,65 + 0,85}{3} \right) + 6 \cdot 0,034 + 0,20 = 1,35 \text{ RM/m}^3$$

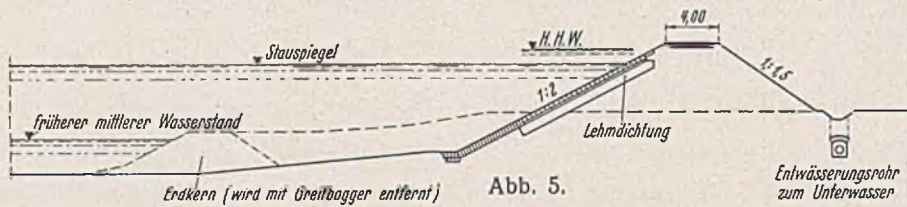


Abb. 5.

dagegen der schwierige Aushub (mit Entfernen von Erdkernen)

$$= 1,4(1,3 \cdot 0,72) + 14 \cdot 0,034 + 0,40 = 2,18 \text{ RM/m}^3$$

wozu noch bei Wasserhaltung ein Zuschlag von 0,10 bis 0,15 RM/m³ kommt.

Eine sehr verschiedene Preisfestsetzung bei gleichen Bedingungen erfährt in der Praxis der Fußbaushub, der durch Naßbagger gehoben, in Schuten durch Schleppdampfer befördert und durch Elevator oder Greifer in Förderwagen umgeladen wird. Nach unserer Tabelle ergibt sich der Preis für eine Sohlenvertiefung bei etwa 3 km Förderweite zu

$$1,4(2,0 \cdot 0,72) + 20 \cdot 0,034 + 0,30 = 3,0 \text{ RM/m}^3$$



Abb. 6.

Trotz Aufschlüsse durch Probegruben und Bohrungen gestaltet sich die Preisermittlung für Felsarbeiten schwierig und unsicher. Die Verdingung trägt dieser Sachlage dadurch Rechnung, daß zwischen Aushub und Ausbrechen des Felsens unterschieden wird. Was durch Pickel, Haue und Preßluftgeräte gelöst werden kann, ist Aushub, Ausbrechen dagegen, wenn das Lösen durch Keile, Stemmeisen, Bohren und Sprengen geschehen muß. Wie Abb. 6 zeigt, sind Felsbänke fast immer von plattigen, verwitterten Gesteinschichten überlagert, deren Aushub mit einfachen Mitteln möglich ist, während die tiefer liegenden, über 20 cm hohen Gesteinsbänke am vorteilhaftesten durch Sprengschüsse gelöst werden. Aushubpreis wird durch Lagerung und Härte bestimmt. Daher ergeben sich nach unserer Tabelle für Aushub und Lösen von Felsen wesentliche Preisunterschiede: Aushub von verwittertem, plattigem Felsen (Hartboden)

$$1,4(3,0 \cdot 0,72) + 15 \cdot 0,034 + 0,40 = 3,90 \text{ RM/m}^3$$

Lösen von harten Kalksteinen

$$1,4(6,0 \cdot 0,72) + 22 \cdot 0,034 + 0,9 \cdot 2,0 + 0,70 = 9,10 \text{ RM/m}^3$$

Die Abrechnungsgrenze zwischen Aushub und Lösen kann nur an Ort und Stelle festgelegt werden.

Uferschutz.

Durch Aushub für die Flußverbreiterung oder durch Anschüttung und Auffüllung neu hergestellte Ufer, wie auch die durch Anstauung bis zum neuen, höheren Wasserstand benetzten Ufer müssen gegen Strömungs-

angriffe wirksam geschützt werden. Hierbei ist zu beachten, daß die Wasserrandzone durch Wellen, Frost und Eisgang besonders stark angegriffen wird und daher entlang diesem Streifen ein verstärkter Uferschutz vorteilhaft ist. Aus dem Zustande Jahrhunderte alter, heute oft noch gut erhaltener Flußufer aus wasser- und frostbeständigen Natursteinen darf geschlossen werden, daß in der Wasserstandzone ein 30 cm hoher handgestellter Steinsatz mit Fugenausguß an Haltbarkeit einer 35 cm dicken Uferschutzplatte aus Stampfbeton 1:10 mit 5 cm dicker Feinbetonabdeckung gleichkommt (Abb. 7), wobei der Steinsatz wesentlich billiger wird, wenn die harten, wasserfesten Flußbausteine (wozu sich z. B. dichte, harte Kalksteine von 30 bis 40 kg Stückgewicht sehr gut eignen), nicht aus allzugroßer Entfernung bezogen werden müssen. Nach unserer Tabelle erhalten wir auf der seitherigen Lohnbasis einschließlich Materialbeschaffung folgenden Kostenvergleich (s. unter Zusammenstellung III und unter Abb. 7):

Zusammenstellung III.

Pos.Nr.	Bezeichnung der Arbeit	Lohnstundengleichwert in Std/m ³ Preisbildung: (1 Facharb. + 2 Tiefbauarbeiterlohn)	Betriebsstoffgleichwert in Kohle ausgedrückt kg/m ³	Geräteabschreibung und Zins RM/m ³	Geräteinsatz	Schichtleistung und Massenangabe
1	Trockenaushub Wasserhaltung wird besonders berechnet	einfach u. über M.W. 0,85 " jedoch bis auf Flußsohle 1,0 erschwert " " " 1,20 " u. große Förderweite 1,30	6 8 10 12 - 14	0,20 0,30 0,35 0,40	Einsatz eines Greifbaggers	Ein bis zwei 2 m ³ Raupenbagger 4-6 Lokom. 160 PS 60 bis 100 Muldenkipper 5 bis 8 km Gleis über 10 km Gleis
2	Trockenaushub im Handschacht	wie oben 1,4 1,6 1,8 2,2	3 4 5 7	0,10 0,11 0,12 0,15	wie Pos. 1 jedoch ohne Bagger	300 - 400 m ³ 100 000 - 300 000 m ³
3	Baugrubenaushub aus umschlossener Grube oder Aushub unter der Flußsohle	einfach und teilweise mit Bagger 2,0 einfach jedoch nur Handschacht 2,5 erschwert im Handschacht 3,0	8 10 12	0,20 0,30 0,35	wie Pos. 1 mit Baugrubenaufzüge oder 1-2 Krane	100 - 200 m ³ 10 000 - 20 000 m ³
4	Aushub von verwittertem, plattigem Felsen	hartes Mergel 3,0 Sandstein- u. Kalkfelsen 3-4	15 18	0,40 0,45	wie Pos. 3 mit Preßluftanlage u. 10-15 Bohrhämmer	100 - 150 m ³ 10 000 - 20 000 m ³
5	Ausbrechen von lagerhaftem Felsen	Sandsteinbänke 4-6 Kalksteinbänke 6-7	20 + 0,5 kg Sprengstoff 22 + 0,8 kg "	0,50 0,70	m. 15-20 Bohrhämmer	50 - 100 m ³ 10 000 - 20 000 m ³
6	Flußbaushub unter Wasser	einfach 1,6 schwierig 2,0 " u. große Förderweite 2,2	15 20 25	0,25 0,30 0,40	1 Schwimmbagger 150 Ltr. 1 Elevator 3 Schuten 80t 1 Schlepper 50 PS	200 - 300 m ³ 20 000 - 100 000 m ³
7	Felsausbruch unter Wasser	100 m ³	14		im Lohn enthalten	1 Felsmeißel 1 Polypgreifer
8	Rasen- und Humusabhub 20 cm dick	0,3 Std (einschl. Fördern u. seit. Lagern)				
9	Humusabdeckung 20 cm dick	0,35 Std (einschl. Befuhr)				
10	Aussondern von Flußbausteinen	1,2 Std. u. 1,8 Std. mit Aufbereiten				
11	Aussondern von Kies	0,5 Std.				
12	Einbringen einer Lehmichtung.	1,6 Std.				

Steinsatz, 30 cm dick, mit Fugenausguß:

Lohnvergleichwert für Herstellungskosten

$$1,4 \left(2,2 \cdot \frac{2 \cdot 0,65 + 0,85}{3} \right) \dots \dots \dots = 2,20 \text{ RM/m}^2$$

Fugenausgußmaterial 35 kg Zement je 0,04 RM . . . = 1,40 "

0,12 m³ Sand je 10,0 RM . . . = 1,20 "

Steinbeschaffung 0,3 m³ Steine je 6,8 RM . . . = 2,05 "

Gesamtkosten: 6,85 RM/m².

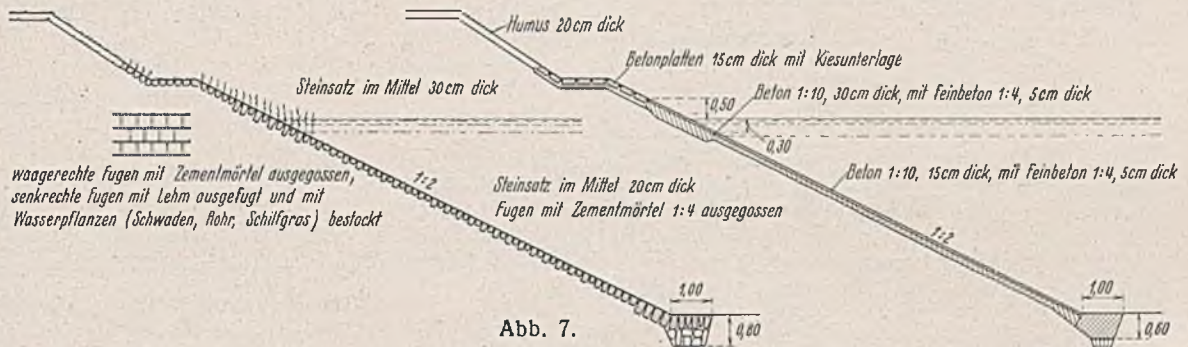


Abb. 7.

Betonplatte aus Stampfbeton 1:10 mit 5 cm dicker Feinbetonschicht zusammen 35 cm dick:

Herstellungskosten 1,4 (3,6 · 0,72) = 3,60 RM/m²

Zement 68 kg × 0,04 = 2,72 "

Kies- und Sandbeschaffung 0,35 · 1,3 · 9,0 = 4,10 "

Gesamtkosten: 10,42 RM/m².

Es gibt nichts Schöneres als ein mit Busch- und Wasserpflanzen umsäumtes Ufer, daher müssen wir in Zukunft unter allen Umständen einer Verödung unserer naturschönen Flußufer entgegenarbeiten. Aus diesem Grunde ist es stets zu überlegen, ob nicht einem mit lehmhaltiger Erde ausgestampftem und mit Wasserpflanzen bestocktem Steinsatz der Vorzug vor glatten, betonierten oder asphaltierten Ufern zu geben ist. Namentlich entlang gerader Flußstrecken und an Stellen, wo kein Uferangriff zu befürchten ist, wird erfahrungsgemäß 30 bis 40 cm dicker Steinwurf als Uferschutz ausreichen.

Betonierungsarbeiten.

Festigkeitsabnahme des Betons auf der Baustelle gegenüber dem Versuchsergebnis über seine bestmögliche Zusammensetzung bedeutet stets eine Verringerung der Lebensdauer des Bauwerks im aggressiven Grund- und Flußwasser. Daher müssen an die gleichmäßige Kornzusammensetzung von Sand und Kies sowie an eine zuverlässige Zement- und Wasserzugabe die größten Anforderungen gestellt werden.

Zusammenstellung IV.

Pos.Nr.	Bezeichnung der Arbeit <i>Bemerkung: Die Baustoffe stehen in unmittelbarer Nähe der Verwendungsstelle in Haufen oder in Schiffen zur Verfügung</i>	Lohngleichwert: <i>1,4 (1 Facharbeiter + 2 Hilfsarbeiter)</i> in unmittelbarer Nähe der Verwendungsstelle zur Verfügung
1	Herstellen eines Steinwurfs (im Mittel 40cm dick)	2 je m ² über Wasser 4 je m ² unter "
2	Herstellen eines Steinsatzes 30 cm dick	1,8 je m ² 2,2 m Fugenausguß od. ausstopfen
3	Herstellen eines steinfußes steinsatzartig in trockener Baugrube	4,5 je m ²
4	Herstellen eines Steinpflasters 7,5 cm dick, einschl. einer 15cm dick. Kiesunterlage und auf dieser zykenartig versetzt. Fugen m. Zementmörtel 1:4 ausgießen	4,2 je m ²
5	wie Pos. 4 jedoch auf mindestens 10cm dick. Betonunterlage	6 je m ²
6	Herstellen eines Betonfußes ungefähr 0,5 m ³ je lfdm	13 je m ³
7	Herstellen einer Betonabdeckung aus Beton 1:10 u 5cm Feinbeton 1:4 zus. 20cm dick zus. 35cm dick	2,6 je m ² 3,6 je m ²
8	Herstellen einer 15cm dicken Uferabdeckung mit Betonplatten 40/40/15cm einschl. Beiführ u. Ausgießen mit Zementmörtel	4,5 je m ² 5,0 mit Kiesunterlage
9	Herstellen von Steinwalzen φ 70 φ 60 φ 50 Leitpfähle φ 10-15cm einrammen	3,0 je lfdm 3,5 4,0 2 das Stück
10	Herstellen von Steinmatten zwischen 2 Lagen Drahtgeflecht 20cm dick 20cm dick unter Wasser	1,6 2,6 (vom Schiff aus verlegt)

zwischen der eigentlichen Betonierungszeit und der Zeit für Rüstungs- und Schalungsarbeiten, Verlegen der Bewehrung usw., wodurch wir in der Lage sind, z. B. bei einer Schichtleistung von 220 m³ Beton sofort die Durchschnittsleistung anzugeben:

Betonierung des Kraftwerks = 1:3,5, demnach $\frac{220}{4,5} = 48 \text{ m}^3$ Schichtleistung

Betonierung der Wehrpfeiler = 1:4, demnach $\frac{220}{5} = 44 \text{ m}^3$ "

Betonierung der Ufermauern = 1:2, demnach $\frac{220}{3} = 73 \text{ m}^3$ "

Betonierung der Wehrschwelle = 1:1, demnach $\frac{220}{2} = 110 \text{ m}^3$ "

Nach unserem Beispiel in Bautechn. 1938, Heft 6, S. 70, waren für den Kraftwerk tiefbau 5200 m³ und für die Ufermauern 3200 m³ Beton erforderlich, daher beträgt die gesamte Bauzeit:

Kraftwerk = $\frac{5200}{48} = 108$ Tage
Ufermauern = $\frac{3200}{73} = 44$ Tage
zusammen = $\frac{152}{24} = 6,4$ Monate

bei einschichtigem Baubetrieb. Die oben angegebenen Durchschnittsleistungen lassen sich aus Raummangel für die Unterbringung einer höheren Arbeiterzahl nicht wesentlich erhöhen, doch ist zu einer Verstärkung der Gesamtleistung ein zweiter Turmdrehkran von großem Vorteil (Abb. 8).



Abb. 9.

Die Voraussetzung hierzu ist eine selbsttätige und jederzeit regelbare Dosierung der Zuschlagstoffe während der Betonierung. Unzählige Versuche haben erwiesen, daß die Konsistenz eines wasserdichten Betons bei jeder Zusammensetzung plastisch bis zähbreiig sein muß, so daß er nur dann die Bewehrung satt umhüllt und die Schalungen dicht ausfüllt, wenn er mit glatten Rührern fleißig gestochert und bewegt wird, daher erhielt er den Namen „Rührbeton“¹⁾.

Durch die Verwendung dieser praktischen Aufzüge gestaltet sich auch die Betonierung und Schalung der hohen Wehrpfeiler recht einfach (Abb. 9), während für die Betonierung der ausgedehnten Sohlenplatten und Wehrschwelle ein fahrbarer Gießturm sich am leistungsfähigsten erweist; bei den hohen Pfeilern ist allerdings eine beträchtliche Masthöhe erforderlich (Abb. 10). — Durch Versuche wurde festgestellt, daß der Schalungsdruck des frischen Rührbetons gleich dem zweifachen Wasserdruck ist, der erfahrungs-

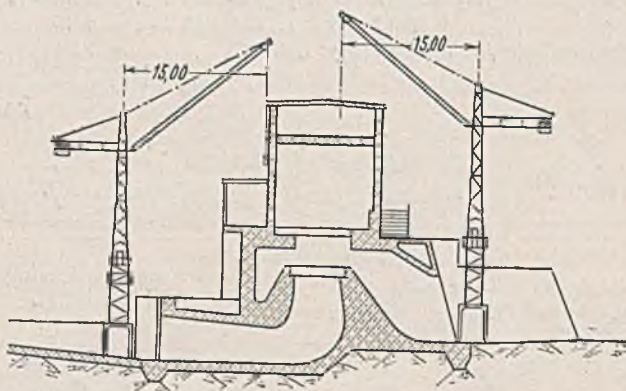


Abb. 8.

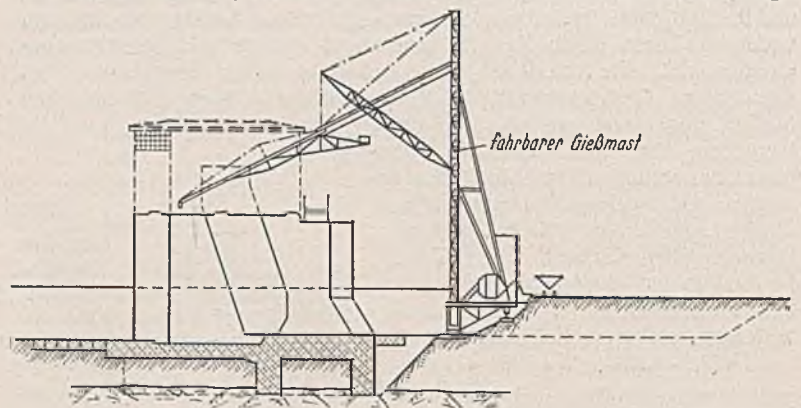


Abb. 10.

Auch bei den Betonierungsarbeiten ergeben sich gewisse Erfahrungszahlen über die Abhängigkeit des Zeitaufwandes der verschiedenen Arbeiten voneinander. Für die Angabe der durchschnittlichen Schichtleistung einer Arbeit im Baubetriebsplan gelten folgende Verhältniszahlen

¹⁾ Über Kornzusammensetzung und Mischungsverhältnisse s. die Aufsätze des Verfassers im „Bautenschutz“ 1937, Heft 7 u. 11.

gemäß nach achtstündiger ununterbrochener Betonierung proportional der Zeit auf einen über die ganze Steighöhe summierten Schalungsdruck gleich dem 1,2fachen Wasserdruck abfällt. Würde demnach z. B. nach sechsstündiger Betonierung eine Höhe von h m erreicht, so beträgt der gemittelte wirksame Schalungsdruck $= \frac{h^2}{2} \left[1,2 + \frac{8-6}{10} \right] = \frac{h^2 \cdot 1,4}{2}$ bzw. die Grundlinie des Belastungsdreiecks $= 1,4 h$. Mit diesem Flächendruck

Zusammenstellung V.

Pos.Nr.	Bezeichnung der Arbeit	Lohnvergleichwert $\frac{1}{2} \left(\frac{1 \text{ Facharbeiter} + 1 \text{ Tiefbauarbeiter}}{2} \right)$ Stunden je m ³ Beton	Holzvergleichwert m ³ /m ³ Beton	Massen m ³
1	Beton 1:7 für die Fundamente der Wehrpfeiler	8-7,0	0,01	1200-2000 m ³
2	Aufgehender Beton 1:7 der Wehrpfeiler	10-9	0,035 ohne Schalgerüst 0,025 mit " "	3000-5000
3	Aufgehender Beton 1:5 für die Nischentrennwände	12	0,04	200 m ³
4	Eisenbeton 1:5 für die Walzenauflager	18	0,045	120
5	Eisenbeton 1:5 für Träger und Decken	28	0,12	30
6	Beton 1:5 für die Treppenhauswände (25 cm dick)	30	0,16	25
7	Beton 1:7 der Wehrschwelle	8,5-7,5	0,012	3000-6000
8	Beton 1:5 für die Absturzwelle	11	0,033	200
9	Schutzbeton 1:4 30 cm dick gegen den Untergrund	1,2 Zuschlag zu Pos. 7		2000 m ²
10	Vorsatzbeton 1:4 20 cm dick auf der Wehrschwelle	1,3 Zuschlag zu Pos. 7		
11	Eisenbeton 1:4 der Energievernichter	20	0,06	80
12	Beton 1:10 der Abdeckplatten vor den Pfeilern	7,0	0,01	150
13	Beton 1:10 der Sohlenschutzplatten oberhalb und unterhalb der Wehrschwelle	8,5	0,02	1000
14	Vorsatzbeton 1:4 10 cm dick auf den Sohlplatten	1 Zuschlag zu Pos. 13		

Zusammenstellung VI.

Pos.Nr.	Bezeichnung der Arbeit	Lohnvergleichwert $\frac{1}{2} \left(\frac{1 \text{ Facharbeiter} + 1 \text{ Tiefbauarbeiter}}{2} \right)$ Stunden je m ³ Beton	Holzvergleichwert m ³ /je m ² Beton	Massen- angabe m ³
1	Beton 1:7 für die Wände des Saugschlauchs und der Einlaufspirale	13-12	0,08	3000-4000 m ³
2	Beton 1:5 für die Sohlenplatte und dünnen Seitenwände des Saugschlauchs	14	0,08	500 m ³
3	Beton 1:5 der Saugschlauchdecke und des Turbinenauflagerungsrings	17	0,08	500 m ³
4	Eisenbeton 1:5 der Maschinenhausplatte und der anschließenden Hebernase	16,5	0,08	450
5	Beton 1:8 als Füllbeton im Bereich d. Aussparungen	8	0,03	120
6	Eisenbeton 1:4 der Wasserleitwände im Saugschlauch	32	0,18	50
7	Beton 1:5 d. senkrechten Wasserleitwände am Einlauf	26	0,08	100
8	Eisenbeton 1:5 der Decken u. Träger des Rechenpodiums	28	0,12	150
9	Beton 1:5 der 40-50cm dicken Umfassungswände des Hochbaues	22	0,10	100
10	Eisenbeton 1:5 der Decken und Träger (Kranbahn) des Hochbaues	30	0,15	80
11	Rundeisen Biegen und Verlegen	80 je 1t (Facharbeiterstunden)		60t
12	Glastisch 1:2 2cm dick auf dem Boden der Spirale	2,0		
13	Torkret 1:3 2cm dick an den Decken u. Wänden der Spirale	3,5		
14	Fundamentbeton 1:9 der Ufermauern	8-7	0,012	500-1000
15	Aufgehender Beton 1:9 der Ufermauern	9-8	0,03	1000-2000
16	Beton 1:9 d. Sohlenschutzplatte im U.W. 40-50cm dick	7,0	0,01	400

wird unter Berücksichtigung, daß die Durchbiegung bei Schalbrettern 3 mm und bei Rüstholzern 5 mm nicht überschreiten soll, die Schalung in einfacher Weise nach statisch bestimmten Systemen berechnet. Obwohl man nach Fertigstellung des Unterbaues Stelgschalungen verwenden wird, ist der Holzbedarf bei Rührbeton wesentlich höher als bei Stampfbeton. Eine glatte Wandfläche schalen und rüsten erfordert je m² Fläche einschließlich 10% Zuschlag für Verschnitt einen Holzaufwand von 0,07 m³, der sich mit dem Bedarf für Anker, Aussteifungen und Betoniergerüste auf

einen Holzgleichwert von 0,09 m³ erhöht, während sich beim unteren Teil des Bauwerks, für die sehr umfangreichen Absprüßungen, ein weiterer Holzaufwand von 0,08 m³ je m² Schallfläche ergibt. Um die Wände der Wehrpfeiler auf einfache Weise schalen und genau senkrecht betonieren zu können, verwendet man mit Vorteil im Fundament verankerte stählerne Schalgerüste, die nach ihrer Einbetonierung auch statische Zwecke erfüllen. In diesem Falle fällt die Absprüßung weg, und wir erhalten einschließlich des Aufwandes für stählerne Zuganker bei den 4,5 m dicken Wehrpfeilern, unter Voraussetzung zweimaliger Verwendung der Schalung, einen Holzgleichwert von

$$\frac{0,09}{2 \cdot 4,5/2} = 0,02 \text{ m}^3 \text{ je m}^3$$

Beton, der sich unter Berücksichtigung der Nischen- und Vorkopfschalungen auf 0,025 m³ erhöht. Betrachten wir auf Abb. 11 den sehr hohen Holzverbrauch für die Schalung der Stützmauer am Einlauf des Kraftwerks, so mag es nicht verwunderlich erscheinen, wenn der Holzgleichwert dieser

Mauer den des Wehrpfeilers mit Schalgerüst übertrifft.

Bekanntlich ist für den Oberteil der Schalung und Rüstung von schweren Betongewölben bei Brücken ein Holzbedarf von etwa 7%, bezogen auf den umbauten Raum, erforderlich. Dieser Bedarf steigert sich bei der Schalung des Saugschlauchs und der Einlaufspirale auf 8,5% je m³ des Rauminhalts, wie dies nach Abb. 12 erklärlich ist, hierzu kommt noch ein Verbrauch von 30 kg Eisen je m³, Holz für Klammern, Schrauben, Binddraht und Stifte. Für diese Schalungen besteht im allgemeinen nur eine einmalige Verwendungsmöglichkeit, auch ist die Ausschalung recht schwierig, daher ergibt sich für den Beton 1:7 des Kraftwerks ein hoher Holzgleichwert von 0,08 m³ je m³ Beton. Bei einem Gleichwert von 60 Facharbeiterstunden für das Herstellen, Auf- und Abbauen je m³ der Schalung und Rüstung des Saugschlauchs und der Einlaufspirale ergibt sich der heutige Preis je m³ Rüstholz zu:

Lohnvergleichwert	= 1,45 (60 · 0,085) =	74 RM/m ³
Holzkosten bei 30% Wiederverwendungswert	= 0,70 · 50 =	35
Eisenbedarf	= 30 kg je 0,30 =	9
		<u>zusammen = 118 RM/m³.</u>

Bei Verwendung der folgenden Tabelle, bei der der Gleichwert für Lohnstunden, wie eingangs vorausgesetzt, auch die Abgeltung für das Vorhalten der Maschinen, den Lohnaufwand für Schalarbeiten usw. enthält, gestaltet sich die Preisermittlung für Betonarbeiten sehr einfach, wie folgendes Beispiel zeigt:

Preis des Betons 1:7 des Kraftwerkunterbaues.

Lohnstundengleichwert	= 1,45 $\left(13 \cdot \frac{0,65 + 0,85}{2} \right)$	= 14,20 RM
Holzgleichwert	= 0,08 · 50	= 4,00 "
Zementkosten	= 225 kg je 0,04	= 9,00 "
Sand	= 0,45 m ³ je 10,0	= 4,50 "
Kies	= 0,90 m ³ je 8,0	= 7,20 "

38,90 RM.

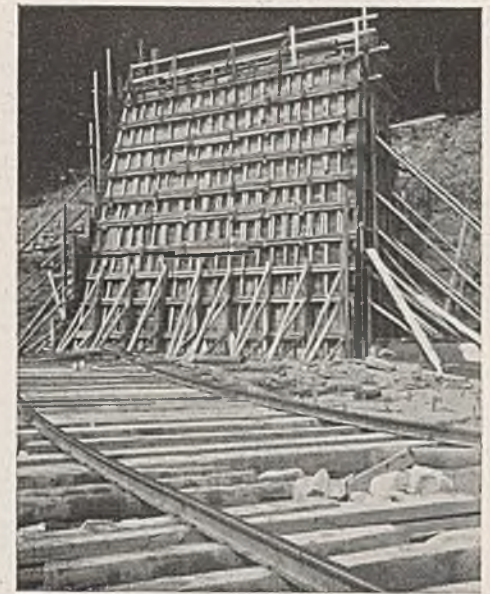


Abb. 11.

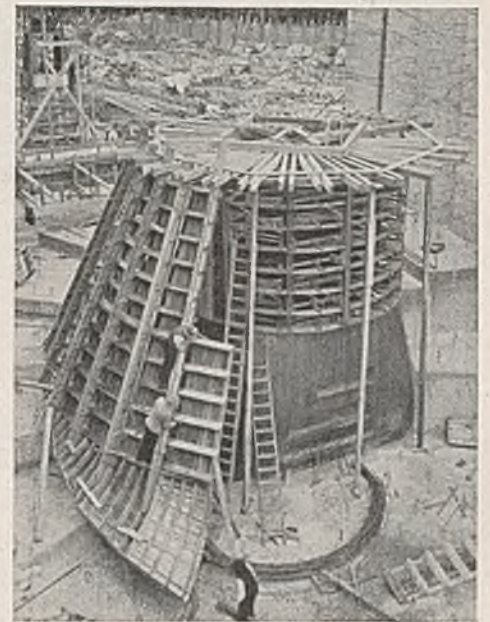


Abb. 12.

Vermischtes.

Maschine zum selbsttätigen Herstellen und Verlegen von Dränröhren. Um an Arbeitskräften zu sparen und die Dränarbeiten zu beschleunigen, hat das Landwirtschaftliche Institut an der Universität Leipzig eine Maschine („Rohrflug“) entwickelt, die das Herstellen und Verlegen von Dränröhren selbsttätig ausführt. Die von der Allgemeinen Transport-Anlagen-G.m.b.H. (ATG) gebaute Maschine leistet mit 1000 m fertig verlegten Betonröhren an einem Tage dasselbe wie 40 Arbeiter, die fertig bezogene Röhren im Handbetrieb in den Boden bringen.

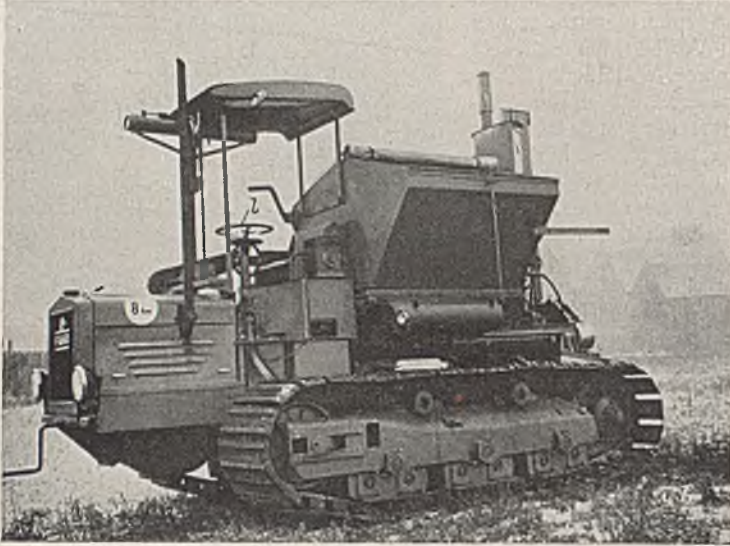
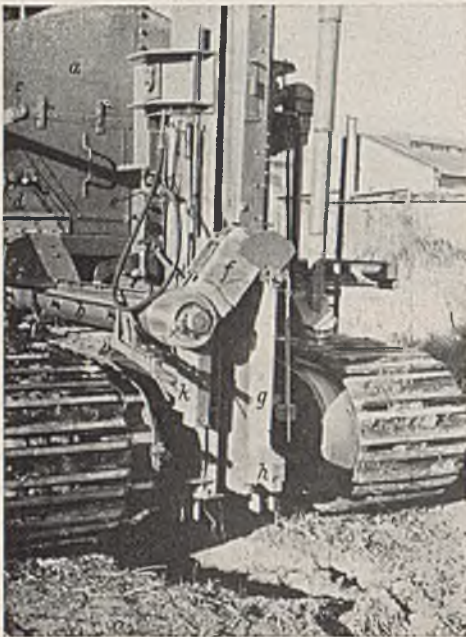


Abb. 1. Ansicht eines Rohrfluges zum selbsttätigen Herstellen und Verlegen von Dränröhren.

Leistung 1000 m/Tag fertig verlegte, poröse Betonröhren. *l* Handrad zum Einschalten des Hubwerkes für das Schwert zum Aufschneiden des Bodens. (Bauart ATG.)



a Rohstoffbehälter, *b* Förder- und Mischschnecke, *c* Hebel zum Abstellen der Betonmischanlage, *d* Handrad zum Einstellen des Zementzufusses, *e* Wasserzufuhr, *f* Schüttrinne (hochgezogen), *g* Betonschacht (hochgezogen), *h* Rohrformeinrichtung, *k* Handhebel zum Einschalten der Hubvorrichtung für das Schwert, das den Boden aufschneidet.

Abb. 2. Rückansicht des Rohrfluges mit der angehobenen Einrichtung zum Verlegen der Betonröhren.

gebauten Sand-, Zement- und Wasserbehälter, deren Füllungen zum Verlegen von 200 m Rohr ausreichen. Aus den Behältern gelangen die Stoffe in eine Förder- und Mischschnecke (Abb. 2), die den Beton mischt. Der Hebel für die Betonmischanlage setzt gleichzeitig die Sand-, Zement- und Wasserförderung still. Die Sandförderung wird auf eine Menge von etwa 14 l/min, die auf 26 Uml. der Mischschnecke 10 l entspricht, eingestellt. Die beizugebende Zementmenge im Verhältnis 1:5 bis 1:8 regelt man nur einmal durch einen durch ein Handrad bewegten Schleber. Ebenfalls ist die Wasserzufuhr durch ein Ventil leicht zu verändern. Sind alle Bestandteile auf ein bestimmtes Mischungsverhältnis eingestellt, so genügt bei der Bedienung der Mischeinrichtung das Verstellen eines einzigen Hebels. Vor allen Behältern befinden sich Siebe, damit keine Fremdkörper in die Behälter gelangen und die Mischeinrichtung beschädigen können.

Auf einem Raupenschlepper (Abb. 1) ist eine Betonmischmaschine aufgebaut und an der Rückseite eine Röhrenform- und -verlegeeinrichtung angesetzt. Der Dieselmotor des besonders gebauten Raupenschleppers leistet 40/42 PS und erteilt der Maschine beim Rohrlegen eine Arbeitsgeschwindigkeit von 0,24 km/h. Für Sonderaufgaben läßt sich im zweiten Gang eine Fahrgeschwindigkeit von 1,47 km/h und zum Fahren auf Landstraßen im dritten Gang eine Geschwindigkeit von 4 km/h einschalten. Im Rückwärtsgang fährt die Maschine mit 2,17 km/h Geschwindigkeit. Der Bodendruck unter den 0,6 m breiten Raupen beträgt 0,5 kg/cm².

Zur Begrenzung eines kleinsten Wendekreishalbmessers von 3 m ist ein Doppelausgleichsgetriebe eingebaut. Die Lenkung geschieht durch Drehen eines Handrades.

Zu der Betonmischanlage gehören die oben auf dem Fahrgestell auf-

Das fertige Betongemisch gelangt über eine Schüttrinne in einen Schacht, der es unter die Erdoberfläche nach der Rohrformeinrichtung bringt. Die Rohrformeinrichtung ist an einem Schwert befestigt (Abb. 3), das beim Fahren des Gerätes den Graben für die Röhren zieht. Die Arbeitstiefe des Schwertes und damit des Betonschachtes ist bis 75 cm Tiefe verstellbar. Die Rohrformeinrichtung besteht aus einem Grabkörper („Maulwurfkörper“) und einer Formschnecke.

Am Anfang eines zu verlegenden Rohrstranges ist entweder ein Graben oder eine kleine Grube von Hand auszuhöhlen, in die das Schwert bis in die gewünschte Tiefe abgesenkt wird. Das Absenken (oder Anheben) geschieht durch eine Hubvorrichtung durch eine Zapfwelle vom Antriebmotor aus. Zum Einrücken dient ein Handhebel (Abb. 2), dessen Bewegungssinn dem des Schwertes entspricht. Im Betonschacht bewegt sich ein Stampfer, der etwaige Hohlräume vor dem Eintritt des Betons in die Rohrformeinrichtung verdichtet. Die konische Formschnecke erzeugt fortlaufend ein poröses Rohr von 30/60 mm Durchm. Gegen Beschädigungen durch Steine oder andere Hindernisse im Boden sind das Schwert und die Rohrformeinrichtung durch einen Scherbolzen gesichert. Das Schwert ist am Raupenschlepper durch ein Gelenk befestigt, das durch den Scherbolzen unbeweglich ist. Steigt der Bodenwiderstand am Schwert über 5 t, so bricht der Scherbolzen, und das Schwert mit der Rohrformeinrichtung gibt nach.

Damit die Rohrstränge im Boden gerade verlegt werden, visiert der Schlepperführer während des Arbeitens des Rohrfluges einen am Strangende aufgestellten Nivellierstab durch ein am Führerstand befindliches Visier an. Sollen in ebenem Gelände die Röhre im Gefälle verlegt werden, so wird das am Führerstand angebrachte Visier eingestellt. Entsprechend dieser Einstellung bedient der Schlepperführer ein Handrad (Abb. 1) neben seinem Sitz, das mit der Hubeinrichtung für das Schwert gekuppelt ist und den Rohrstrang parallel zur Ziellinie des auf die Nivellierstange gerichteten Visiers einstellt.

Das Gerät verlegt die Dränröhren gewöhnlich in einer Tiefe von nicht mehr als 60 cm. Diese nach den üblichen Ansichten sehr flache Lage der Dränröhren bietet bedeutende Vorteile gegenüber einer tiefen Dränung. Bisher war man mit Rücksicht auf die Kosten gezwungen, die Dränröhren tief zu verlegen, da ein tiefer Dränstrang eine breitere Fläche entwässert als ein flacher Strang und dadurch weniger Dränstränge gebraucht wurden. Außerdem wird ein flacher Strang nicht erheblich billiger als ein tiefer. Zu tiefen Dränsträngen kann überschüssiges Wasser nur langsam gelangen, während dicht und flach liegende Stränge einen Wasserüberschuß schnell aufnehmen und abführen, so daß der Boden nach Niederschlägen rasch abtrocknet. Da das Verlegen von Dränröhren mit der Maschine erheblich billiger ist als im Handbetrieb, kann man ohne Rücksicht auf die Kosten zu flachen Dränungen übergehen.

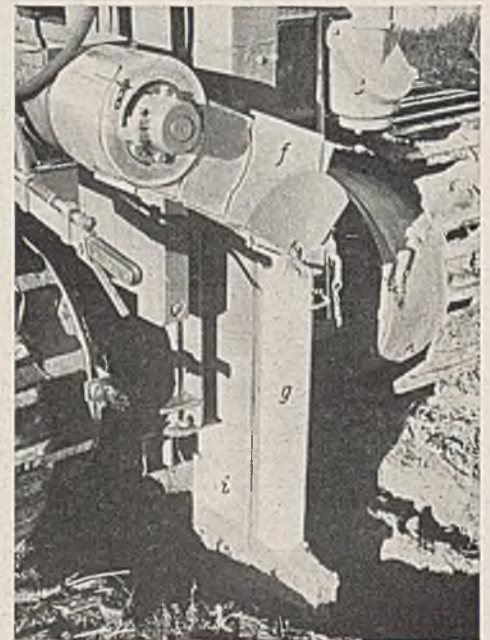
Mit dem Rohrflug kann man nur in standfesten Böden und in Höhen, die über dem Grundwasserspiegel liegen, arbeiten, aber nicht in steinigem Gelände. Außerdem soll das Gelände möglichst gleichmäßig geneigt sein.

Größere Unebenheiten (Mulden, Gräben, Rücken) müssen vorher eingeebnet werden.

Die durch die Maschine verlegten porösen Betonröhren läßt man 8 bis 14 Tage abbinden, ehe die Dränung in Betrieb genommen wird.

Der Rohrflug arbeitet störungsfrei, wenn die Zuführungsrinne, der Betonschacht, die Formschnecke und der Stampfer im Betonschacht immer sauber gehalten werden. Vor allem dürfen sich in Arbeitspausen keine Betonreste ansetzen, die dann erhärten.

Fr. Riedig.



f Betonschüttrinne (abgesenkt), *g* Betonschacht, *l* Schwert zum Aufschneiden des Bodens.

Abb. 3. Ansicht der teilweise in den Boden abgesenkten Rohrformeinrichtung.

Brückenbauten in Oregon. „La Technique des Travaux“, 1938, Maiheft, bringt auf S. 59 u.f. einen Bericht über die im Zuge der neuen Küstenstraße von Oregon errichteten fünf großen Straßenbrücken. Die Küste, an der sich die neue Straße entlangzieht, verläuft etwa gerade annähernd in nordsüdlicher Richtung von der nördlichen Grenze am Staate Astoria zur Südgrenze von Oregon gegenüber Kalifornien. Die kürzlich fertiggestellte Straße umfaßt einen Teil des Bauprogramms der „Commission des Grandes Routes de l'Oregon“. Sie hat eine Länge von 6400 km und erhält Anschluß an das Straßennetz von Alaska nach dem Süden von Amerika, das für die Zukunft unter Zugrundelegung einer Verkehrsgeschwindigkeit von 150 km/h geplant ist. Die Bauarbeiten geschahen

In drei Abschnitten entsprechend den gewährten Krediten, von denen der dritte Abschnitt mit einer Bau Summe von 5 602 000 Dollar die der Vollendung entgegengenehenden fünf großen Brückenbauten umfaßt. Grundsatz ist bei allen Brücken, in der Hauptöffnung die freie Schifffahrt landeinwärts zu gewähren. Die Fahrbahnen liegen daher in erheblicher Höhe über dem Wasserspiegel. Die Lage der Brücken ist aus Abb. 1 zu ersehen.

Die nördlichste der Brücken führt über die Yaquina-Bucht. Sie hat eine Gesamtlänge von 980 m und eine Hauptöffnung von 180 m; im wesentlichen ist sie mit Ausnahme der äußersten Seitenrampen eine Stahlbrücke. Die weiter südlich gelegene Brücke über die Alsea-Bucht ist eine reine Eisenbetonkonstruktion von 910 m Gesamtlänge. Etwa 56 km südwärts folgt die Brücke über den Stuslaw-Fluß. Auch diese ist, bis auf den mittleren als Klappbrücke ausgebildeten Teil über der Schifffahrtsrinne, bei einer Gesamtlänge von 495 m in Eisenbeton ausgeführt. 34 km südwärts liegt die Brücke über den Umpqua-Fluß. Diese zeichnet sich durch einen mittleren, in Stahl als Drehbrücke ausgeführten Teil von 130 m Länge aus. Die Gesamtlänge ist 665 m. Weitere 32 km südwärts in der Nähe der Stadt North Bend folgt die Brücke über die Coos-Bucht mit einer Gesamtlänge von 1602 m, einer Mittelöffnung von 228 m und zwei Seitenöffnungen von je 137 m. Diese Brücke ist besonders wegen der 45 m über HHW gelegenen Fahrbahn das interessanteste unter den fünf Bauwerken. Ihre Ansicht ist in Abb. 2 wiedergegeben. Die beiden Seitenöffnungen von je 137 m und die Mittelöffnung werden von einem durchlaufenden Träger aus Stahl überspannt, dessen Montage unabhängig von den anschließenden Betonbogen durchgeführt wurde. Nördlich von dem durchlaufenden Träger stehen, mit Spannweiten von 46 bis 80 m, sieben Betonbogen. Die Uferrampe von 148 m besteht aus Beton-Balkenkonstruktion. Auf der Südseite des



Abb. 1.

Stahlträgers schließen sich an diesen sechs Bogen in Betonkonstruktion von 51 bis 80 m Spannweite an. Die Uferrampe hat hier eine Länge von 70 m. Die Gründungen der Pfeiler bestehen, ebenso wie bei den anderen Brücken, aus Holzpfeilern, und zwar stützen sich die Hauptpfeiler mit einer Grundrißfläche von 13×27 m, je auf 608 Tragpfähle. Wegen Aufrechterhaltung des erforderlichen Profils für die durchfließenden Wassermengen, ergab sich eine besondere Schwierigkeit bei der Ausführung des Bauwerks. Man begann mit dem Aufbau des südlichen Teiles der Brücken. Dann folgte der Aufbau des nördlichen Teiles, der in Abb. 3 dargestellt ist. Als dritter Bauabschnitt folgte der Zusammenschluß der Mittelöffnung des Stahlträgers durch Auskragen der inzwischen montierten Träger über den seitlichen Nebenöffnungen nach der Brückenmitte hin. Die Kosten dieser Brücke belaufen sich auf 2 094 162 Dollar. Der Beton wurde von beiden Ufern aus zugeführt. Wegen der an einzelnen Teilen der Konstruktion recht dicht liegenden Bewehrungen war sorgfältige Einrüttelung des Betons erforderlich, wobei zwei Typen von Einrüttelvorrichtungen, und zwar durch Druckluft und elektrisch angetriebene, verwendet wurden. Zur Beschleunigung der Betonarbeiten wurden die Schalungsformen am Ufer hergestellt und kurz vor Ausführung aufgestellt.

Zuschriften an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Über die Messung der Kräfte in einer Baugruben-Aussteifung.

In diesem in Bautechn. 1938, Heft 1, S. 11, veröffentlichten Aufsatz versucht Herr Regierungsbaurat Niebuhr, die von mir in Bautechn. 1937, Heft 1, S. 16ff., mitgeteilten Ergebnisse der Steifendruckmessungen in einer Untergrundbahnbaugrube der SBU aus dem Coulombschen Erddruckdreieck unter Berücksichtigung des Bauvorgangs abzuleiten. Da auch von anderer Seite¹⁾ die aus den Versuchen von mir gezogene Schlußfolgerung, daß der die Steifendrucke verursachende Erddruck nicht dreieckförmig verteilt sei, als unzutreffend hingestellt wird, sei es mir gestattet, noch einmal kurz meine Schlußfolgerung zu begründen.

Die Berechnungsart des Herrn Regierungsbaurat N. entspricht keineswegs der von ihm selbst aufgestellten Forderung 1, wenn er annimmt, daß die Kräfte in den oberen Steifen sich bei weiterem Ausschachten nicht ändern. Die Belastung eines neuen Feldes muß beim Durchlaufträger ja stets die vorhergehenden Auflagerkräfte in den Steifen beeinflussen, und zwar um so mehr, je näher diese dem neu hinzukommenden Felde liegen. Bei Berücksichtigung der Kontinuität und des Bauvorgangs werden z. B. die Steifenkräfte der Gruppe 4 bis 6 von oben nach unten:

$$S_1 = 1,35 \text{ t} \quad S_2 = 12,5 \text{ t} \quad S_3 = 19,4 \text{ t} \quad S_4 = 9,2 \text{ t}$$

Die Übereinstimmung mit den gemessenen Werten ist durch die ziemlich umständliche Rechnung nicht besser geworden. Daß die gemessenen Steifendrucke dem Erddruckdreieck, das der N.schen Berechnung zugrunde liegt, gar nicht entsprechen können, erkennt man sofort, wenn man die in den Rammschälern hervorgerufenen Momente unter dem Einfluß der gemessenen Steifenkräfte und der Belastung durch das Erddruckdreieck errechnet. Diese Momente würden schon in Höhe dritter Steifenlage Spannungen in den Rammschälern IP 26 zur Folge haben, die weit über der Streckgrenze des Stahls liegen und nach dem unteren Ende des Trägers hin weiter anwachsen würden. Das Auftreten solcher Momente ist jedoch nicht möglich, da die starken Verbiegungen des Trägers, die sie begleiten würden, sofort eine günstigere Verteilung der Steifendrucke bewirken würden. Um zu erträglichen Spannungen zu kommen, die allerdings auch schon die Streckgrenze erreichen, müßte man die Basis des Druckdreiecks um 30% vergrößern, also einen größeren wirkenden Erddruck annehmen. Man erhielte dann in Höhe der dritten Steifenlage ein Moment von $-23,5 \text{ tm}$ und in Höhe der Baugrubensohle ein solches von $+25,6 \text{ tm}$. Zugleich würde jedoch der vom unteren Ende des Trägers auf den Boden zu übertragende Auflagerdruck auf $30,9 \text{ t}$ anwachsen. Eine solche Kraft kann aber — insbesondere nicht in Verbindung mit dem angegebenen Moment von $25,6 \text{ tm}$ — vom Boden nicht aufgenommen werden. Daraus folgt also, daß die Meßergebnisse auf keine Weise mit einer dreieckigen Erddruckverteilung in Einklang zu bringen sind.

Es muß zugegeben werden, daß durch das von Herrn Regierungsbaurat N. erwähnte Ankeilen der Steifen beim Einbau Kräfte in die Steifen hineingebracht werden, noch bevor der Erddruck voll zur Wirkung



Abb. 2.



Abb. 3.

¹⁾ Loos, Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchung. Berlin 1937.

kommt, wenn auch bezweifelt werden muß, ob die Kräfte die von Herrn N. angenommenen Werte erreichen können. Für die Wirkung der durch das Ankeilen erzeugten Kräfte gibt es nun zwei Möglichkeiten: Entweder es werden durch sie nur die Steifendrucke in ihrer Größe verändert entsprechend der Änderung der Auflagerdrücke eines Durchlaufträgers bei Stützenverschiebung, oder es wird durch das Ankeilen örtlich der Erddruck über den Wert des aktiven Erddrucks hinaus vergrößert. Während für den ersten Fall die oben angestellten Betrachtungen uneingeschränkt gelten, wird im zweiten Falle infolge der örtlichen Störungen die Erddruckfigur kein Dreieck mehr sein können. Muß aber in diesem Falle eine vom Dreieck abweichende Verteilung des Erddrucks zugegeben werden, dann ist nicht einzusehen, warum nicht auch andere Ursachen, wie z. B. das verschiedenartige Nachgeben der Wand, die Form der Erddruckfläche sollten beeinflussen können. Welche Ursachen im Falle der Baugrubenaussteifung für die Verteilung der Erddruckkräfte maßgebend sind, soll hier nicht untersucht werden. Daß aber das Ankeilen der Steifen allein nicht für die gefundene Verteilung der Steifenkräfte verantwortlich zu machen ist, zeigen u. a. die Messungen des Herrn Dr. Preß²⁾ über den Erddruck gegen eine Bohlwand, bei denen eine ähnliche Verteilung der Erddruckkräfte wie die in meinem Aufsätze angedeutete, festgestellt wurde, obwohl dabei die Wand erst nach ihrer Fertigstellung mit Erde hinterfüllt wurde, ein Ankeilen also gar nicht erforderlich war. Es sei hier auch auf die neuen theoretischen Untersuchungen hingewiesen³⁾, in denen die möglichen Formen der Druckverteilung und die Bedingungen, unter denen sie auftreten, eingehend behandelt werden. Die von Herrn Baurat Dr. Loos (s. Fußnote 1) angeführten Versuche, die eine der klassischen Erddrucktheorie entsprechende dreieckige Druckverteilung lieferten, können nicht als Beweis gegen die neuen Erkenntnisse angesehen werden, da sie mit einer um den unteren Fußpunkt drehbaren Wand ausgeführt wurden, also einen Fall beschreiben, für den auch die neueren theoretischen Untersuchungen die hydrostatische Druckverteilung liefern.

Auch der von Dr. Loos vertretenen Auffassung, daß die Kenntnis der Druckverteilung für den Praktiker bedeutungslos sei, da ohnehin sämtliche Steifen einer Baugrube gleich stark ausgebildet würden, vermag ich mich nicht anzuschließen. Praktisch wird es ja niemals möglich sein, durchweg gleich starke Steifen zu erhalten. Von den angelieferten verschiedenen starken Steifen wird aber jeder verantwortungsbewußte Bauleiter die stärksten Steifen an den Stellen größter Beanspruchung einbauen wollen, damit an allen Stellen das Höchstmaß an Sicherheit vorhanden ist. Dazu ist aber naturgemäß die Kenntnis der Steifendruckverteilung unerläßliche Voraussetzung. Dr.-Ing. Spilker.

Erwiderung.

In seiner Zuschrift führt Herr Dr. Spilker aus, daß die Belastung eines neuen Feldes beim Durchlaufträger die vorhergehenden Auflagerkräfte beeinflussen muß. Dies ist richtig, solange es sich um unverschiebbare Auflager und unveränderliche Belastungen handelt. Im vorliegenden Falle der Baugrubenaussteifung kann die Kontinuität des Durchlaufträgers aus folgendem Grunde aber nicht wirksam werden. Die Steife erhält, wie bereits ausgeführt, ihre größte Belastung unmittelbar vor Einbau der nächstfolgenden, sie erleidet unter dieser Belastung eine entsprechende Formänderung. Eine Entlastung infolge Belastung des folgenden Feldes im Zuge des weiteren Aushubs würde eine Dehnung der Stütze und damit ein Verschieben der Wand gegen die Erdhinterfüllung bedingen, hieran wird aber die Wand durch den passiven Erddruck gehindert, d. h. die Last, die die Steife im Augenblick des Einbaues der nächstfolgenden trägt, wird sich im weiteren Verlauf der Bauausführung nicht mehr wesentlich ändern.

Herr Dr. Spilker führt weiter aus, daß die gemessenen Steifenkräfte dem angenommenen Erddruckdreieck nicht entsprechen können, da dieses zu große Momente liefert. Hierzu ist zu bemerken, daß das angenommene Erddruckdreieck nicht identisch ist mit der tatsächlichen Belastungsfigur. Es ist also nicht angängig, die gemessenen Steifenkräfte mit dem angenommenen Erddruckdreieck zu kombinieren. Das Ankeilen der Steifen, das, wie am angegebenen Ort ausgeführt, besonders in der obersten Steifenlage vermutlich zusätzliche Kräfte hervorgerufen hat, muß sich selbstverständlich auf die Belastungsfigur auswirken. Die von Dr. Spilker angegebene Möglichkeit einer Veränderung der Steifendrucke in ihrer Größe durch das Ankeilen, entsprechend der Änderung der Auflagerdrücke eines Durchlaufträgers bei Stützenverschiebung, kommt für die oberste Steifenlage nicht in Frage, da die übrigen Steifen zur Zeit des Einbaues der Steifenlager I ja noch nicht vorhanden waren. Durch das Ankeilen muß demnach der Erddruck örtlich über den Wert des aktiven Erddrucks hinaus durch wirksam werdenden passiven Erddruck vergrößert sein. Die tatsächliche Belastungsfigur hat dann etwa nebenstehende Form. Unter Berücksichtigung dieser Belastungen errechnen sich die Momente in Feldmitte 2 bis 3 zu etwa 16 tm und in Feldmitte 3

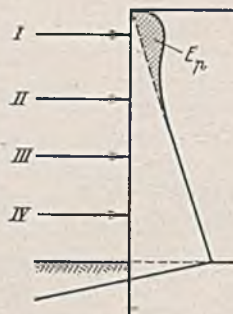


Abb. 1.

²⁾ Preß, Druckverteilung hinter ausgesteiften Bohlwänden und Steifenkräfte. Bauing. 1937, Heft 47/48.

³⁾ A. Casagrande, Neue Ergebnisse der Untergrundforschung. Schriftenreihe 3 der Straße. — Ohde, Zur Theorie des Erddrucks unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. Bautechn. 1938, Heft 10/11.

bis 4 zu etwa 21 tm. Bei Rammträgern IP 26 ergeben sich damit Spannungen von etwa 1400 kg/cm² bzw. 1900 kg/cm², Spannungen, die noch genügend unterhalb der Streckgrenze liegen.

Die von Herrn Dr. Spilker erwähnten Messungen des Herrn Dr. Preß sind an einer verhältnismäßig niedrigen Bohlwand ausgeführt, während im oberen Teile der Wand eine dreieckförmige Belastung durchaus erkennbar ist, sind im unteren Teil die Drücke sehr gering. Vermutlich hat sich der Boden hier in irgendeiner Form verspannt. Die gemessenen Steifendrucke sind wahrscheinlich durch die Versuchsanordnung beeinflusst. Ohne Kenntnis des Verfüllungsvorgangs im einzelnen ist eine Deutung nicht möglich.

Daß eine vom Dreieck abweichende Verteilung der tatsächlichen Belastungsfiguren möglich ist, ergibt sich bereits aus vorstehendem. Auch soll nicht bestritten werden, daß das Nachgeben der Wand und sonstige Einflüsse, soweit sie die Ausbildung des der klassischen Erddrucktheorie zugrunde liegenden Gleitkeiles beeinträchtigen oder sogar passiven Erddruck hervorrufen, die Form der Erddruckfläche verändern können. Im vorliegenden Falle scheint jedoch eine annähernde Dreieckdruckverteilung, abgesehen von dem Bereich der obersten Steifenlage (passiver Erddruck), erwiesen.

Für die Berechnung der Steifenkräfte einer Baugrubenaussteifung wird die in Bautechn. 1938, Heft 1, S. 11 angegebene Berechnungsweise empfohlen; sie kommt den wirklichen Verhältnissen jedenfalls näher als die bisher übliche. Besonders hingewiesen sei in diesem Zusammenhange noch darauf, daß die sich hierbei ergebenden Momente nicht unerheblich größer werden. Eine entsprechende Bemessung der Rammträger erscheint mit Rücksicht auf die möglichen Beanspruchungen erforderlich.

Niebuhr.

Zweite Zuschrift.

In meiner ersten Zuschrift hatte ich nachgewiesen, daß die Meßergebnisse sich mit keiner dreieckförmigen Druckverteilung, gleichgültig, wie groß die Grundlinie des Druckdreiecks angenommen würde, in Einklang bringen lassen. Ob die Abweichungen von der Dreieckform, die ja auch von Herrn Regierungsbaurat Niebuhr zugegeben werden, nun auf das Ankeilen der Steifen zurückzuführen sind, oder ob sie der natürlichen Druckverteilung bei einer derartigen Baugrube entsprechen, läßt sich an Hand der vorliegenden Messungen allein nicht entscheiden, da durch sie die Druckverteilung selbst ja nicht unmittelbar erfaßt wird. Abgesehen von den theoretischen Untersuchungen, auf die von mir bereits hingewiesen wurde, werden nur weitere Messungen an ausgesteiften Baugruben zur Klärung der Frage beitragen können. Es ist zu wünschen, daß bei künftigen Bauten auch von anderer Seite Untersuchungen an Baugrubenaussteifungen ausgeführt werden, bei denen auch der etwaigen Änderung der Steifenkräfte beim Einbau weiterer Steifen Aufmerksamkeit geschenkt werden müßte.

Erst wenn die Ergebnisse weiterer sorgfältiger Messungen vorliegen, wird sich meines Erachtens das von Herrn Regierungsbaurat Niebuhr empfohlene Rechenverfahren beurteilen lassen. Die Forderung, das Verfahren und die sich daraus ergebenden großen Biegemomente bei den Rammträgern zu berücksichtigen, erscheint bei der heutigen Eisenknappheit nur dann berechtigt, wenn zwingende Gründe dafür vorliegen. Es ist mir aber kein Fall bekannt, daß sich die in der üblichen Weise berechneten Rammträger als zu schwach für die Beanspruchung durch Erddruck erwiesen hätten. Die dem Verfahren zugrunde liegende Annahme, daß sich die Steifenkraft nach Einbau der nächst tieferen Steife nicht mehr ändert, müßte erst durch Versuche belegt werden. Bei Messungen, die vor kurzem an einer etwa 6 m tiefen Baugrube von der Siemens-Bauunion vorgenommen wurden, erwies sich die Kraft in der oberen Steife nach Einbau der zweiten Steife beim weiteren Aushub wesentlich größer als unmittelbar vor dem Einbau der zweiten Steife. Dieses Ergebnis würde also die von mir vertretene Annahme über die Druckverteilung bestätigen. Ich möchte es jedoch nicht verallgemeinern, da die Messungen an einer verhältnismäßig kleinen Baugrube vorgenommen wurden. Dr. Spilker.

Zweite Erwiderung.

Herrn Dr. Spilker pflichte ich darin bei, daß nur weitere sorgfältige Messungen, wobei insbesondere auch Spannungsmessungen an den Rammträgern vorgenommen werden sollten, eine bessere Kenntnis von den tatsächlichen Druckverhältnissen geben können. Zur Zeit werden an einer Reihe von verankerten Spundwänden am Adolf-Hitler-Kanal Spannungsmessungen durchgeführt. Über die Ergebnisse wird zu gegebener Zeit berichtet werden.

Die Berücksichtigung der aus dem angegebenen Rechenverfahren sich ergebenden größeren Biegemomente geschieht zugunsten der Sicherheit. Gleichzeitig werden Verbiegungen, wie sie Verfasser in einem Falle mit unangenehmen Folgeerscheinungen erlebt hat, vermieden. Niebuhr.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

INHALT: Bau der Reichsstraßenüberführung in Freising bei München. — Die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder. II. — Beobachtungen über Niederschlag und Abfluß an Eifelplätzen. — Erfahrungswerte bei der Praelermittlung von Fluß-, Wehr- und Kraftwerksbauarbeiten. — Vermischtes: Maschinen zum selbsttätigen Herstellen und Verlegen von Dränröhren. — Brückenbauten in Oregon. — Zuschriften an die Schriftleitung.

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