

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 18. Dezember 1936

Heft 55

Die Kanalüberführungen in der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen i. W.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Stecher, Fürstenwalde (Spree), und Regierungsbaurat Dr.-Ing. Schumacher, Magdeburg.

Alle Rechte vorbehalten.

(Schluß aus Jahrgang 1934, Heft 49.)

F. Die Notverschlüsse.

1. Allgemeines.

Die Notverschlüsse haben einen doppelten Zweck zu erfüllen:

1. sollen sie vor Inbetriebnahme der 2. Fahrt einen vorläufigen Abschluß der Kanalüberführungen ermöglichen, damit deren Wasserdichtigkeit geprüft werden kann;

2. sollen sie nach Inbetriebnahme der 2. Fahrt bei Instandsetzungen oder Beseitigung von Schiffahrtshindernissen den Abschluß der Kanalüberführungen ermöglichen, ohne daß die ganze 2. Fahrt trockengelegt zu werden braucht.

Zu 1. Die Wasserdichtigkeit der eisernen Tröge der Kanalüberführungen ist von großer Bedeutung, um Zerstörungen durch Rost zu vermeiden. Auf eine sorgfältige Herstellung der Vernietung wurde daher von vornherein besonders geachtet; sie wurde durch peinlichste Überwachung während der Herstellung der Bauwerkteile im Werk und während des Aufstellens der Überbauten sichergestellt. Außerdem wurden sämtliche Niete, die mit dem Wasser in Berührung kommen, wasserdicht verstemmt und alle Fugen im Innern der Tröge durch Kehlschweißung¹⁾ gedichtet.

Besonders schwierige Stellen sind für die Wasserdichtigkeit die Übergangsstellen vom Trog zum Widerlager, die mit Kupferwellen überbrückt sind²⁾. Auf deren unbedingte Wasserdichtigkeit mußte der allergrößte Wert gelegt werden, weil hier wegen der verschiedenen Werkstoffe bei Undichtigkeiten die Gefahr einer Zerstörung durch elektrochemische Wirkung besteht.

Zwar ist vorgesehen, das Innere der Tröge durch eine Bitumenschicht oder ähnliches wasserdicht zu verkleiden³⁾. Diese Schicht dient aber in erster Linie dazu, chemische und auch mechanische Angriffe von der Troghaut fernzuhalten. Die Troghaut selbst muß auch ohne die schützende Schicht wasserdicht sein.

Diese Wasserdichtigkeit mußte vor Inbetriebnahme der 2. Fahrt und vor Aufbringen der Bitumenschicht nachgeprüft werden, weil ein etwaiges späteres Nachdichten der Tröge sehr schwierig und kostspielig gewesen wäre und eine längere Betriebsunterbrechung zur Folge gehabt hätte.

Hierzu war es nötig, eine Verschlussvorrichtung zu ersinnen, die sich verhältnismäßig leicht aufstellen läßt und dem Wasserdruck einer Trogfüllung von rd. 4,50 m Wassertiefe standzuhalten vermag.

Zu 2. Wenn an den Kanalüberführungen Instandsetzungsarbeiten auszuführen oder wenn größere Schiffahrtshindernisse in den Trögen zu beseitigen sein werden, dann ist es nicht zweckmäßig, etwa die ganze 2. Fahrt oder doch größere Teile davon trockenulegen. Denn dabei würde viel Wasser verlorengehen, das in der Haupthaltung des Dortmund-Ems-Kanals schwer zu beschaffen ist, und außerdem würde die Gefahr entstehen, daß beim Ablassen des Wassers die Uferbefestigung und die Dichtung rutschen und den Bestand der hohen Kanaldämme gefährden könnten. Es ist daher notwendig, die Bauwerke für sich trockenlegen zu können.

2. Bauart.

Bei dem Entwurf der Notverschlüsse wurde von vornherein angestrebt, bewegliche Teile, die dauernd unter Wasser liegen, wie umlegbare Böcke und ähnliches, grundsätzlich zu vermeiden. Derartige Teile werden erfahrungsgemäß durch den Schiffsverkehr, z. B. schleppende Anker, leicht beschädigt.

Wegen der großen lichten Weite der abzuschließenden Öffnung (bis rd. 35 m) wurde folgende Bauart als zweckmäßigste und wirtschaftlichste gewählt (Abb. 1):

Der Verschluss besteht aus einer Dammbalkenwand, die durch senkrechte Stützpfeiler in mehrere Felder unterteilt wird. Die Stützpfeiler haben als Auflager am unteren Ende eine waagerechte Schwelle, die in das Widerlager der Kanalüberführung einbetoniert und mit deren Eisenbewehrung fest verbunden ist. Das obere Ende der Stützpfeiler stützt sich gegen einen wegnehbaren, waagerechten Fachwerkträger.

Die beiden äußersten seitlichen Stützpfeiler sind in das aufgehende Mauerwerk des Widerlagers einbetoniert.

Bei der Festlegung der Abmessungen der Verschlussvorrichtung war zu beachten, daß die Kanalüberführungen verschiedene Lichtweiten besitzen⁴⁾. Der Verschluss mußte gleichwohl zur Verwendung bei allen Kanalüberführungen geeignet sein.

Die Lichtweiten betragen bei den Kanalüberführungen:

- Klauke und Olfen-Selm 35,70 m,
- Lippe und Stever 30,70 m⁵⁾.

Die Oberkante der Widerlagerschwelle liegt bei den Kanalüberführungen:

- Klauke, Olfen-Selm und Stever auf NN + 53,25 m,
- Lippe auf NN + 53,00 m⁶⁾.

Der höchste zu berücksichtigende Wasserstand errechnet sich wie folgt

- Angespannter Wasserspiegel NN + 56,50 m,
- Absinken durch Bergbau 1,00 "
- Aufstau durch Wind, Wellen, Speisung 0,30 "

Höchster Wasserstand NN + 57,80 m.

Durch Vergleichsrechnungen wurde der günstigste Abstand für die Stützpfeiler der Dammbalkenwand zu etwa 2,50 m ermittelt. Damit ergab sich für die Kanalüberführungen Lippe und Stever eine Teilung in zwölf Felder, von denen acht eine Stützweite von 2587 mm, zwei eine solche von 2502 mm und zwei eine solche von 2500 mm erhielten. Für die Kanalüberführungen Klauke und Olfen-Selm wurde die um 5 m größere Lichtweite durch Hinzufügen zweier weiterer Felder von je 2500 mm Länge in der Mitte der Wand erreicht (Abb. 1). Diese Aufteilung ergab somit annähernd gleiche Felder und annähernd gleich schwere Einzelteile des Fachwerkträgers (näheres s. 3, c, S. 796).

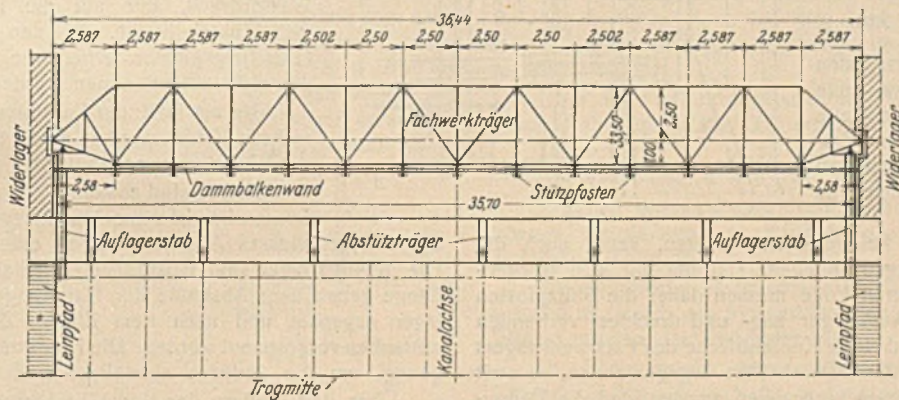
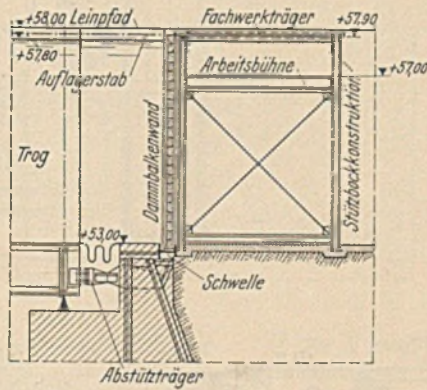


Abb. 1.

¹⁾ Bautechn. 1934, Heft 49, S. 644.
²⁾ Bautechn. 1934, Heft 49, S. 644 u. 645.
³⁾ Bautechn. 1934, Heft 49, S. 646.

⁴⁾ Bautechn. 1934, Heft 9, S. 100 u. 101.
⁵⁾ Bautechn. 1934, Heft 49, S. 643, Abb. 22.
⁶⁾ Bautechn. 1934, Heft 9, S. 101, Abb. 4 bis 7.

3. Einzelausbildung.

a) Dammbalken. Die Dammbalken haben quadratischen Querschnitt von 15 cm Seitenlänge und bestehen aus getränktem Kiefernholz. Sie dichten mit Nut und Feder gegeneinander. Ein Beschlagen der Balken mit Dichtungsfilz oder ähnliches war dabei entbehrlich. Er hat zudem den Nachteil, daß er beim Einbringen der Dammbalken häufig beschädigt und dadurch unwirksam wird.

Um das Einbringen der Dammbalken zu erleichtern, sind sie um 2 cm kürzer, als der Lichtabstand der Stege der Stützpfosten voneinander beträgt. Die Dicke der Dammbalken ist aus gleichem Grunde um rd. 10 cm geringer als der Lichtraum zwischen den Flanschen der Stützpfosten.

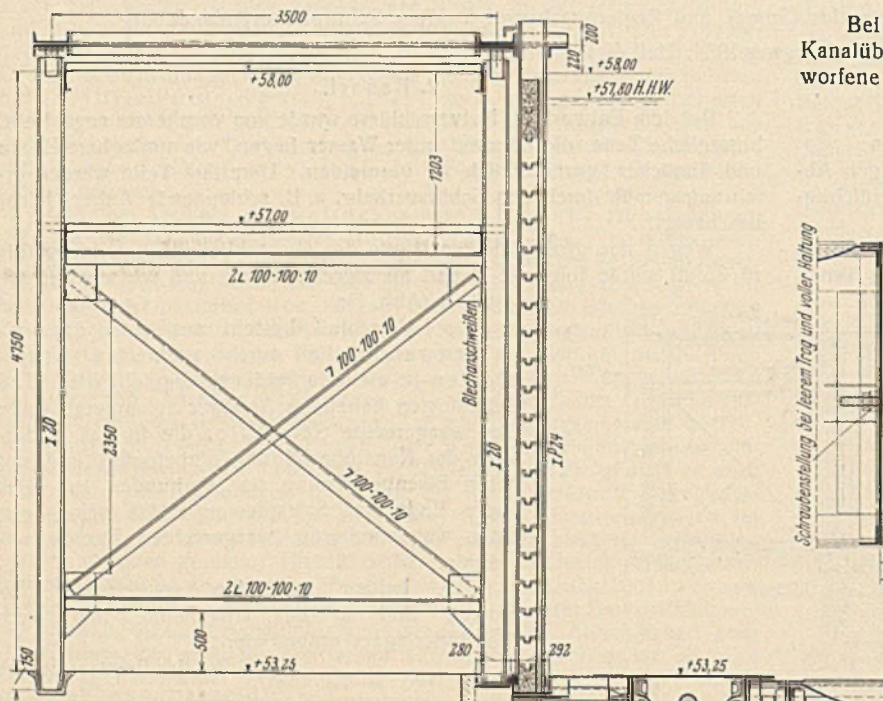


Abb. 2.

b) Stützpfosten. Die Stützpfosten (IP 24) werden an ihrem unteren Ende durch die Flanschen der Eisenschwelle (L —, Abb. 2) gestützt. Seitliche Verschiebungen werden durch Flacheisen verhindert, die auf die Eisenschwelle genietet sind.

Der Verschluß muß nach beiden Seiten kehren, damit auch die zwischen zwei Kanalüberführungen gelegene Haltung für sich trockengelegt werden kann. Am oberen Ende müssen daher die Stützpfosten mit dem sie stützenden Fachwerkträger zug- und druckfest verbunden sein. Dies ist dadurch erreicht, daß die Knotenbleche des Fachwerkträgers dort, wo sich die Stützpfosten der Dammbalken dagegenlehnen, so weit über den Gurt des Fachwerkträgers vorgezogen wurden, daß die Dammbalken hindurchgesteckt werden können. Näheres ist aus Abb. 3 zu ersehen.

c) Fachwerkträger. Der Fachwerkträger ist ein Parallelträger von 3,50 m Systemhöhe, dessen Gurte in den Endfeldern schnabelförmig zusammengezogen sind (Abb. 3).

Die Gurte des Fachwerkträgers bestehen aus $\square \square 28$ mit beiderseitigen Gurtplatten. Die Gurte sind gestoßen in den Knotenpunkten 2 und 2' sowie in den Feldern zwischen Knotenpunkt 3 und 4, 3' und 4', 6 und 7 und 6' und 7'. Die mittleren Gurtstäbe sind durch beiderseitige Laschen verstärkt. Die Diagonalen und Pfosten sind gekreuzte Winkel (Abb. 3).

Die Nischen in den Eckpfeilern der Widerlager, in denen die Fachwerkträger ihre waagerechte Auflagerung finden, sind durch Eisenbleche ausgekleidet, die, soweit möglich, an die in die Widerlager einbetonierte Fachwerkbewehrung⁷⁾ angeschlossen sind.

Die Nischen sind durch Riffelbleche abgedeckt.

4. Abstützträger.

Bei den Gründungsentwürfen für die Widerlager und Pfeiler der Kanalüberführungen hatte noch nicht Rücksicht auf die später erst entworfene Bauweise der Notverschlüsse genommen werden können.

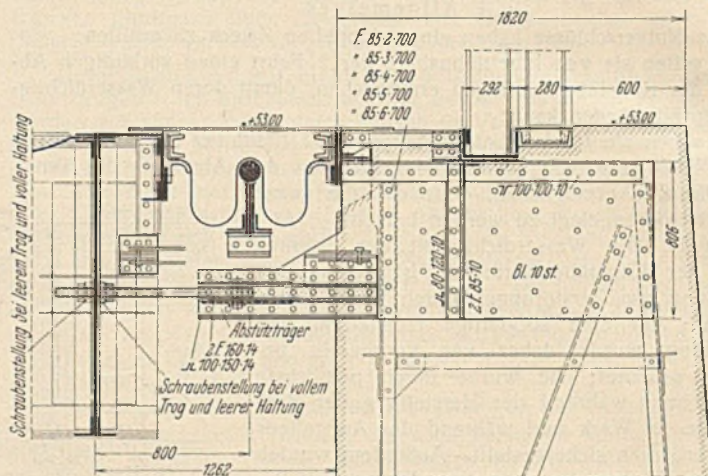


Abb. 4.

Bei der Nachrechnung der Widerlagerentwürfe stellte sich heraus, daß die großen waagerechten Kräfte aus dem Wasserdruck, der auf die Dammbalkenwände des Notverschlusses wirkt, in den Gründungssohlen und den Gründungspfählen erhebliche Zusatzspannungen erzeugten, die nicht aufgenommen werden konnten.

Die am Fuße der Dammbalkenwand auftretenden waagerechten Kräfte werden daher dadurch abfangen, daß man die Widerlager gegeneinander druck- und zugsicher abstützt.

Hierzu sind sowohl an den Widerlagern wie an den Überbauten Laschen angebracht, zwischen die vor Inbetriebnahme des Notverschlusses Abstützträger eingebracht werden (Abb. 1 u. 4). Die Abstützträger sind verstellbar eingerichtet; sie können daher in der Länge genau dem Abstände der Hauptträger des Überbaues vom Widerlager angepaßt und nach dem Einbau durch Bewegen der Gewindeschrauben vorgespannt werden. Die Hauptträger der Überbauten sind kräftig genug, um die dadurch entstehenden Zusatzspannungen aufzunehmen.

Über den Pfeilern der Kanalüberführung Lippe werden die Abstützträger von Hauptträger zu Hauptträger gezogen, so daß also die waagerechten Kräfte über die Pfeiler hinweggeführt werden.

⁷⁾ Bautechn. 1934, Heft 38, S. 490, unter D.

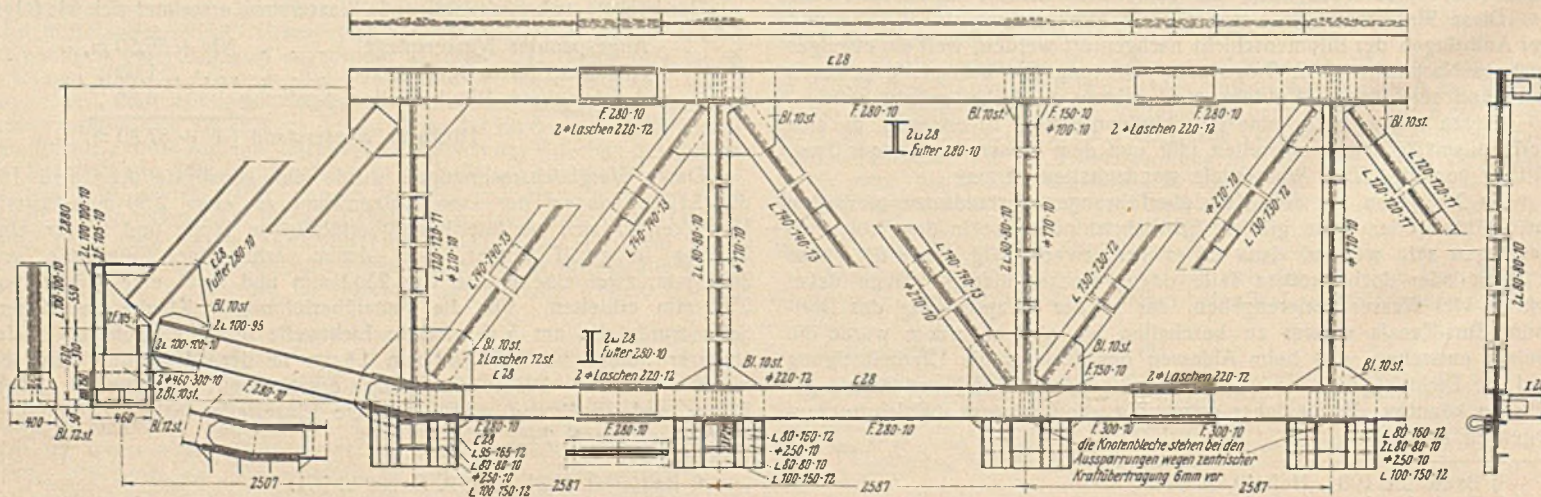


Abb. 3.

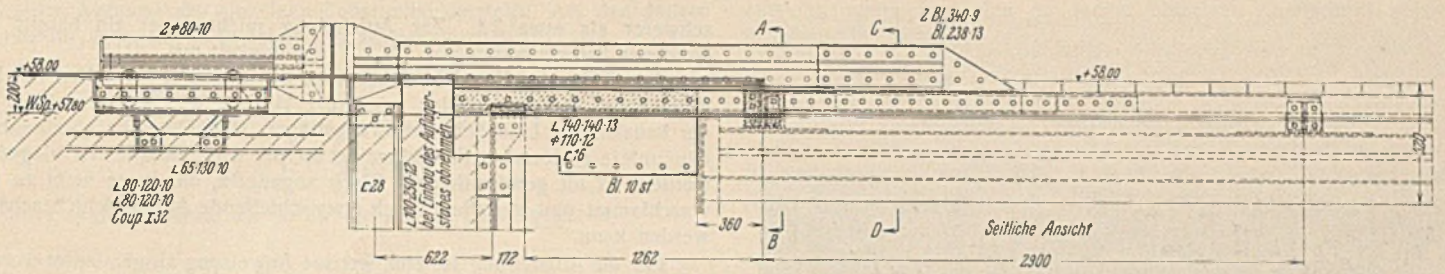


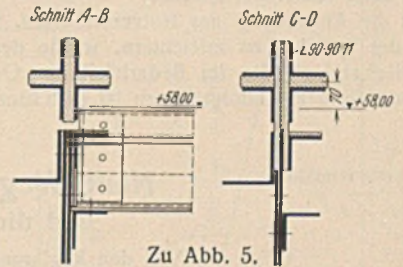
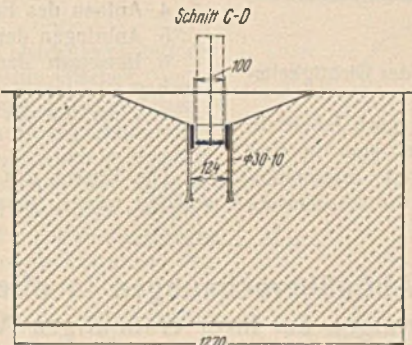
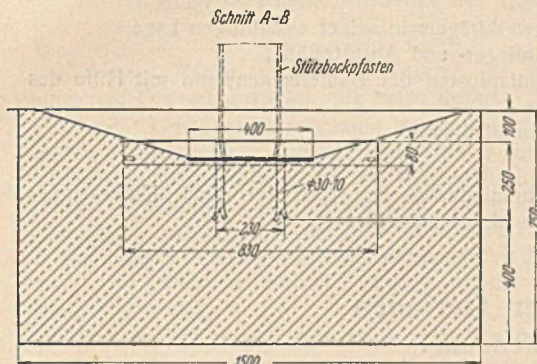
Abb. 5.

Die Abstützträger sind nur an den Hauptträgern angeordnet, an deren Enden keine Pendelstützen für die Abstützung der Kupferwelle⁸⁾ stehen.

5. Auflagerstäbe.

Ebenso wie die am Fuß der Dammbalkenwand auftretenden waagerechten Kräfte müssen auch die waagerechten Auflagerkräfte der Fachwerkträger gegenseitig abgefangen werden. Dies geschieht dadurch, daß

Der Auflagerstab besteht aus vier gekreuzten Winkeln, die in der Waagerechten durch ein durchgehendes Futterblech von 26 mm, in der Senkrechten durch je ein Futterblech von 34 mm Dicke ausgesteift sind; er schließt am Fachwerkträger über eine senkrecht stehende Auflagerplatte an das waagerechte Versteifungsblech und an die senkrechte Troghaut des Überbaues und den Steg des oberen Abschlußträgers (C) der Troghaut an. Um den Auflagerstab leicht einsetzen zu können, sind die beiden vom Kanal abgewandten Winkelleisen des Auflagerstabes nur bis zur Troghaut des Überbaues geführt, während die beiden im Troginnern liegenden Winkelleisen die Troghaut etwa 75 cm überdecken und die nötige Anschlußfläche schaffen.



Zu Abb. 5.

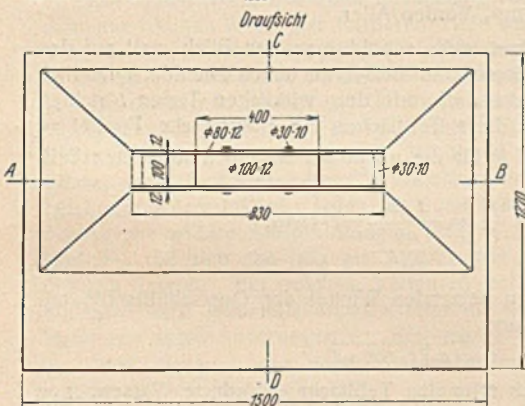


Abb. 6.

zwischen die Auflagerpunkte und die waagerechten oberen Stoßträger⁹⁾ sog. Auflagerstäbe eingebaut werden (Abb. 5), die genau wie die Abstützträger verstellbar und zug- und druckfest sind.

⁸⁾ Bautechn. 1934, Heft 49, S. 645.

⁹⁾ Bautechn. 1934, Heft 49, S. 641, Abbild. 14.

Die Verstellbarkeit des Auflagerstabes ist durch eine Schraubenverbindung mit Paßringen erzielt worden.

Der gedrungene Querschnitt des Auflagerstabes ergab sich aus der beschränkten Bauhöhe, die durch die Oberkante der Kupferwelle NN + 57,80 m und die Höhenlage des Fachwerkträgers NN + 57,90 m festliegt.

Über den Pfeilern der Kanalüberführung Lippe werden die Trogwände durch Verbindungsstäbe □□ miteinander verbunden.

6. Stützböcke für den Aufbau des Notverschlusses.

Um den oberen Fachwerkträger bequem und schnell aufstellen zu können, wurde ein aus Stützböcken bestehendes Aufstellgerüst angeordnet (Abb. 2).

Die Stützböcke bestehen aus je zwei □□-Pfosten, die im Abstände von 3,5 m (gleich der Systemhöhe des Fachwerkträgers) durch gekreuzte Winkel miteinander verbunden sind.

Die Böcke werden gegenseitig durch je zwei in verschiedener Höhe liegende □-Eisen beiderseits verbunden und gegen die Widerlagerpfeiler abgestützt. Auf die unteren □-Eisen (oder auf die oberen □-Eisen nach dem Absinken des Bauwerks infolge von Einwirkungen des Bergbaues) werden 6 cm dicke Bohlen als Arbeitsbühne aufgelegt. Oben auf den Stützböcken liegt je eine kräftige Holzschwelle als Auflager für die parallelen Gurte der Fachwerkträger (s. 3 c). Zum genauen Ausrichten der Höhenlage des Fachwerkträgers können zwischen dem Kantholz und dem Stützpfosten Holzkeile eingezogen werden. Die schnabelförmigen Enden der Fachwerkträger werden auf einem zwischen die Schenkel des □-Eisens eingepaßten Hartholzfutter aufgelagert.

Am unteren Ende werden die Stützböcke in eisenumkleidete Aussparungen der im Anschluß an die Kanalüberführungen betonierten Kanalsohle eingesetzt (Abb. 6).

7. Das Aufstellen und Abbauen des Notverschlusses.

Die Stützböcke sind so gebaut, daß sie für das Aufstellen des Notverschlusses nach Inbetriebnahme der 2. Fahrt geeignet sind. Für die Abnahme der Kanalüberführungen war aber eine Wasserdichtheitsprobe vorgeschrieben, die vorgenommen werden mußte, ehe die Widerlager bis zur Höhe der Kanalsohle verfüllt waren. Die Stützböcke wurden hierbei auf ein Holzgerüst aufgesetzt, daß die fehlende Hinterfüllung ersetzte. Das Holzgerüst brauchte nur leicht zu sein, weil es ja nur (Abb. 7) das Eigengewicht der Stützböcke und des Fachwerkträgers zu tragen hat. Der waagerechte Wasserdruck wird unten vom Widerlager aufgenommen, während er oben durch den Fachwerkträger in die Seitenmauern abgeleitet wird.

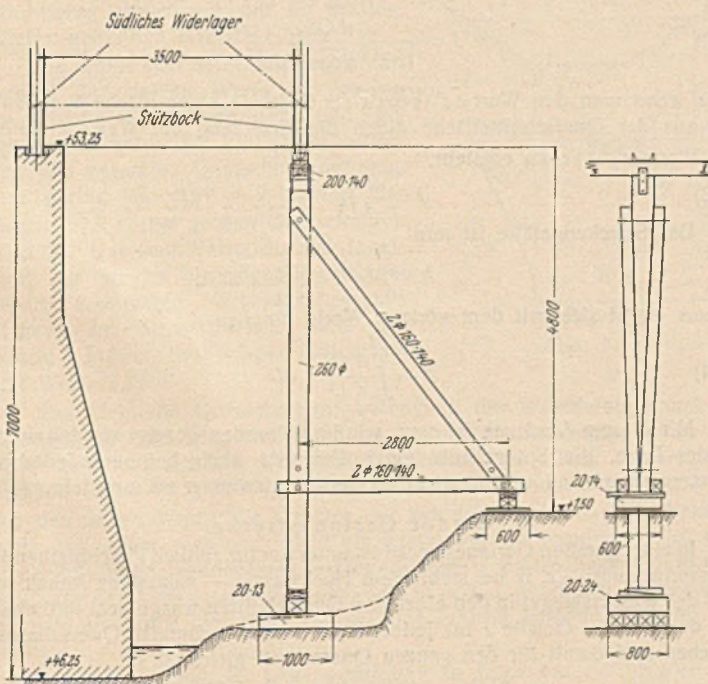


Abb. 7.

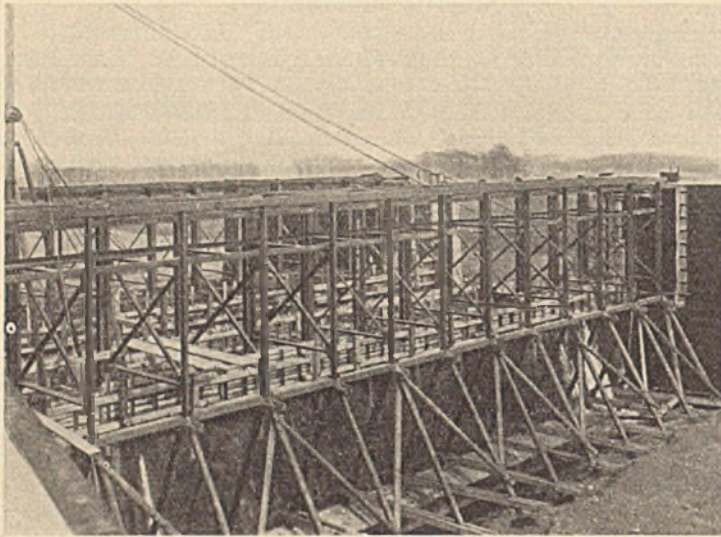


Abb. 8.

Abb. 8 zeigt den fertig aufgestellten Notverschluß bei der Dichtigkeitsprüfung einer Kanalüberführung.

Um die Aufstellung des Notverschlusses, vor allem nach Inbetriebnahme der 2. Fahrt zu erleichtern, wurde der Fachwerkträger in fünf Einzelteile zerlegt, die im Bedarfsfalle an Ort und Stelle zusammengeschaubt werden. Infolgedessen ist kein Einzelteil des Notverschlusses

schwerer als etwa 3 t. Zur Aufstellung reicht daher ein bereits vorhandener Schwimmkran von rd. 3 t Tragfähigkeit aus.

Alle Teile der Kanalüberführungen, die vor dem Aufstellen des Notverschlusses entfernt werden müssen, z. B. Teile der Schrammhölzer und der kanalseitige Leinpfadüberführungsträger, sind ebenfalls abschraubbar. Die untere \square -förmige Sohlschwelle, in die die Stützpfeiler eingeführt werden, ist für gewöhnlich mit Blech abgedeckt, damit sie nicht zu sehr verschlammmt und vor allem durch etwa schleifende Anker nicht beschädigt werden kann.

Für die Aufstellung ist eine genaue Anweisung ausgearbeitet worden, nach der folgende Arbeiten zu leisten sind:

1. Entfernen der Schrammhölzer am Widerlager und am Übergang vom Trog zum Widerlager und Entfernen des kanalseitigen Leinpfadüberführungsträgers.
2. Abnehmen der Abdeckung der Sohlschwelle und Freimachen der Aussparungen für die Stützböcke durch einen Taucher, Einsetzen der Stützböcke mit Hilfe des Tauchers, Anbringen der Verbindungen zwischen den Böcken und ihre Abstützung gegen die Widerlagerpfeiler.
3. Aufbringen der Arbeitsbühne und der Auflagerschwelle für den Fachwerkträger.
4. Aufbau des Fachwerkträgers in seiner endgültigen Lage.
5. Anbringen der Auflager- und Abstützstäbe.
6. Einsetzen der Stützpfeiler der Dammbalkenwand mit Hilfe des Tauchers.
7. Einsetzen der Dammbalken.

Kosten.

Die Kosten des Dammbalkenverschlusses, der durch Unternehmer geliefert wurde, betragen rd. 60 000 RM.

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Wege für Abflußberechnungen in offenen Gerinnen und die Erfahrungen bei ihrer erstmaligen Anwendung.

Von den Regierungsbauräten Dr.-Ing. Natermann und Dr.-Ing. Möhlmann, Verden/Aller.

Die dicht unterhalb der Mündung der Aller in die Weser im Rahmen der Mittelweserkanalisierung neu zu erbauende Staustufe Langwedel liegt in ihrer ganzen Ausdehnung im Hochwasserüberschwemmungsgebiet der Weser. Der 8 km lange Schleusenkanal der Staustufe führt durch die rechtseitige, vorwiegend als Weide genutzte und mit zahlreichen Hecken durchzogene, nur unvollkommen eingedeichete Wesermarsch. Eine 500 m lange Deichlücke und 10 km lange Deichüberläufe lassen größere Hochwasser durch die Marsch strömen.

Der durch den Einbau des 5,5 km langen hochwasserfrei einzudeichenden oberen Schleusenkanals gestörte Abfluß des Hochwassers verlangte eine eingehende Nachrechnung der Hochwasserabflußverhältnisse. Der Durchführung einer auch nur einigermaßen zuverlässigen Hochwasserberechnung standen jedoch zahlreiche Hindernisse und Schwierigkeiten entgegen. Insbesondere waren es die dauernde Änderung der Wassermengen in den einzelnen Rechnungsabschnitten infolge des Wasseraustausches zwischen Strom und Deichvorland einerseits und dem Deichhinterland andererseits und die dauernde Änderung der Ausmaße der Abflußquerschnitte untereinander stellenweise bis zum Mehrfachen der Nachbarquerschnitte.

Die Schwierigkeiten führten zu dem nachstehenden Rechenverfahren, das bei der Durchführung der Hochwasserabflußberechnung der Staustufe Langwedel bereits mit Erfolg angewendet worden ist.

1. Das neue Verfahren.

1. Allgemeine Umformung der Brahms'schen Abflußformel.

Die bekannte, von Brahms entwickelte Grundformel für den Wasserabfluß im offenen Gerinne lautet

$$(1) \quad v = c \sqrt{RJ}$$

Die Formel umfaßt summarisch den Abflußvorgang des gesamten Gerinnequerschnitts. Sie stützt sich, abgesehen vom Gefälle, auf den Profilhalsmesser $R = \frac{F}{U}$ und auf einen wieder von R , Rauheitsfaktoren usw., abhängigen Abflußbeiwert c .

Die zahlreichen selther aufgestellten mehr oder weniger der Brahms'schen Formel ähnlichen neueren Abflußformeln zeigen, daß das Ziel einer vollbefriedigenden Rechnungsweise heute noch immer nicht erreicht ist.

Die Ursache dafür dürfte in der bei allen Abflußformeln auf das ganze Gerinne gerichteten Betrachtungsweise liegen, da der Wert R oder die an seine Stelle gesetzte mittlere Tiefe infolge ihrer Mehrdeutigkeit ein Gerinne nur ungenügend kennzeichnen und besonders bei ausgefertigten Flüssen je nach der Profilizusammensetzung zu verschiedenen Ergebnissen führen.

Ein neuer Weg eröffnet sich, sobald man den Blick statt auf den ganzen Querschnitt auf dessen weit besser zu überschauende, unendlich schmale lotrechte Teilstücke $t \, db$ mit den wirklichen Tiefen t richtet.

Wendet man auch für diese Teilflächen die Brahms'sche Formel an (mit den Zeichen \bar{v} , \bar{c} und \bar{R} für die unendlich schmalen lotrechten Teilflächen), so ist

$$\bar{R} = \frac{F}{U} = \frac{t \, db}{\frac{db}{\cos \alpha}} = t \cdot \cos \alpha,$$

wo α den stets positiv zu setzenden Winkel der Querschnittssole mit der Waagerechten bildet, und

$$(1a) \quad \bar{v} = c \sqrt{t \cdot \cos \alpha J}$$

Die von der unendlich schmalen Teilfläche geförderte Wassermenge ist dann

$$dQ = \bar{v} t \, db = \bar{c} \sqrt{t \cdot \cos \alpha} J t \, db$$

und

$$(2) \quad J = \frac{dQ^2}{(c t^{3/2} \sqrt{\cos \alpha} db)^2}$$

oder wenn man den Wert $\bar{c} t^{3/2} \sqrt{\cos \alpha}$ als Ordinate einer Fläche L auffaßt, die aus der Querschnittsfläche durch die Ersetzung der Werte t durch die Werte $\bar{c} t^{3/2} \sqrt{\cos \alpha}$ entsteht,

$$(3) \quad J = \frac{dQ^2}{dL^2}.$$

Das Streckengefälle ist nun

$$h = \int_0^l J \, dl,$$

daraus ergibt sich mit dem vorigen Werte für J

$$(4) \quad h = \int_0^l \frac{dQ^2}{dL^2} \cdot dl.$$

Mit diesem Ausdruck ist man, wie im folgenden gezeigt werden wird, in der Lage, die Spiegellinie eines Gerinnes auch bei veränderlichen Wassermengen und veränderlichen Querschnittswerten zu ermitteln.

2. Gerade Gerinnestrecke.

In einer geraden Gerinnestrecke ist unter der für zeitlich gleichbleibende Wasserführung — z. B. bei stehendem Hochwasser — zulässigen Annahme, daß der Wasserspiegel in den einzelnen Querschnitten waagrecht und eben ist, das örtliche Gefälle J für jedes der unendlich schmalen Querschnittsteilchen und damit für den ganzen Querschnitt gleich, d. h.

$$J = \frac{dQ_1^2}{dL_1^2} = \frac{dQ_2^2}{dL_2^2} = \dots = \frac{Q^2}{L^2},$$

wobei der Anzeiger die einzelnen Teilstreifen darstellt. Auf den ganzen Querschnitt bezogen, kann daher geschrieben werden

$$J = \frac{Q^2}{L^2}$$

Da

$$L = \int_0^b c t^{3/2} \sqrt{\cos \alpha} db$$

Ist, lautet dann der Ausdruck (4) für die gerade Gerinnestrecke

$$(5) \quad h = \int_0^l \frac{Q^2}{\left(\int_0^b c t^{3/2} \sqrt{\cos \alpha} db\right)^2} dl$$

Der Wert der aus der Querschnittsfläche entstehenden L -Fläche

$$L = \int_0^b c t^{3/2} \sqrt{\cos \alpha} db$$

ist — den Wert c zunächst als bekannt vorausgesetzt — leicht durch Planimetrieren oder tabellarisch zu ermitteln.

Da für jeden lotrechten Teilstreifen des Querschnitts

$$dQ = \sqrt{J} dL$$

Ist, ist die L -Fläche zugleich der Maßstab für die Leistungsfähigkeit der einzelnen Querschnittsteile. Sie heiße deshalb „Leistungsfäche“.

In der Leistungsfäche kommt der Zusammenhang zwischen Wassertiefe und Abführungsvermögen (Leistung) klar zum Ausdruck. (Mit Größeren der Wassertiefe nimmt die Wasserführung in stärkerem Maße zu als die Wassertiefe und umgekehrt.) Verschiedenheiten des Gerinnequerschnitts werden von ihr wesentlich besser berücksichtigt als durch die bisherigen R -Werte. Die bisher bei großen Flußquerschnitten übliche mehr oder weniger willkürliche Teilung zwischen Stromschlauch und Vorländern fällt weg.

Für den Beiwert c gibt es heute allerdings noch keine Formeln.

Die neuen Werte c werden unabhängig von der Strombreite und von dem nur fiktiven Werte der mittleren Tiefe des ganzen Profils sein. Sie werden sich ausschließlich an die wirklich vorhandenen örtlichen Tiefen, an das an Ort und Stelle wirklich vorhandene Gefälle und möglicherweise auch an die Beschaffenheit des Untergrundes halten. Aus den gemessenen Geschwindigkeitskurven in der Lotrechten dürften sie in einwandfreier Weise ermittelt werden können. Mit ihnen wird man es in der Hand haben, auch die Gesetze der Wandreibung, die sich als Abzüge von den Leistungsfächen äußern werden, als Sondereinflüsse für sich zu verfolgen, ebenso wie andere Abflußstörungen jeder Art — z. B. Hecken im Vorland —, die sich ebenfalls als Abzüge von den Leistungsfächen ausdrücken lassen. Ein solches Verfahren zur Berücksichtigung fremder Einflüsse wird jedenfalls einwandfreier als das bisher sehr willkürliche Verfahren durch Änderungen der Reibungsbeiwerte sein.

Dem Werte L der neuen Berechnungsweise entspricht der Wert $c \sqrt{RF}$ der alten Rechnungsweise. Die beiden Werte können miteinander verglichen werden, wenn man für die wirklichen Tiefen statt der noch nicht bekannten c -Werte versuchsweise die streng genommen nur für mittlere Tiefen geltenden c -Werte einsetzt.

Es ergibt sich dann, daß der Unterschied der beiden Werte bei großen regelmäßigen Querschnitten und bei großen ausgeferten Flußquerschnitten, auf den gesamten Querschnitt bezogen, nur gering ist, etwa ± 2 bis 4% der Werte $c \sqrt{RF}$ (bei großen Querschnitten $\pm 2\%$). Das sind Werte, die weit innerhalb der mit den bisherigen Rechnungsarten erzielbaren Genauigkeitsgrenze liegen. Im Stromschlauch sind die Werte L größer, im Vorlande kleiner als die Werte $c \sqrt{RF}$.

Bei kleineren Querschnitten, bei denen die Wandreibung und die schrägen Ufer in höherem Grade als bei großen Flußquerschnitten mitwirken, erhöht sich der Unterschied allerdings auf 10% , bei kleineren Gräben sogar bis auf 20% . Dies dürfte aber allein daran liegen, daß für den neuen Wert c die Gesetze der Wandreibung noch nicht bekannt sind und daher auch noch nicht eingesetzt werden konnten. Wird aber der Einfluß der Wandreibung, nachdem seine Gesetze bekanntgeworden sind, von den Leistungsfächen, etwa wie in Abb. 1 geschehen, abgezogen, so wird sich auch hier ohne Zweifel eine größere Übereinstimmung einstellen.

Nach Ermittlung der Leistungsfächen an Hand der $c t^{3/2}$ -Kurve läßt sich der Ausdruck (5) graphisch als Inhalt einer Fläche darstellen, die

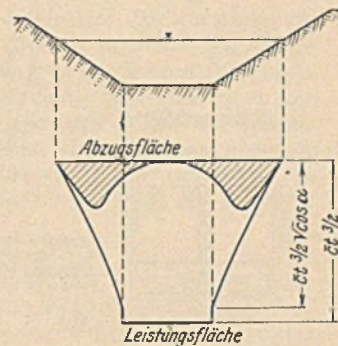


Abb. 1.

entsteht, wenn man den zu jedem einzelnen Querschnitt gehörigen örtlichen Gefällewert

$$\frac{Q^2}{L^2} = J$$

als Ordinate gemäß Abb. 2 nebeneinander aufträgt.

Da die Fläche des Gesamtgefälle h oder — was dasselbe ist — den Widerstand des Gerinnes darstellt, heiße die Fläche „Widerstandsfläche“ (W -Fläche).

Die Inhaltsermittlung der W -Fläche geht abschnittsweise folgendermaßen vor sich:

Zwischen zwei benachbarten Gerinnequerschnitten möge sowohl in der Wassermenge als auch in der Größe der Stromquerschnitte ein stetiger Übergang bestehen. Die zur Gerinnestrecke l gehörige W -Fläche ist dann nach Abb. 3 ein Trapez, dessen Inhalt leicht bestimmt werden kann zu

$$(6) \quad h = \frac{Q_o^2}{L_o^2} \cdot l/2 + \frac{Q_u^2}{L_u^2} \cdot l/2 = J_o l/2 + J_u l/2,$$

wobei die Anzeiger o und u die zu dem oberen bzw. zu dem unteren Gerinnequerschnitt gehörigen Werte von Q , L und J angeben.

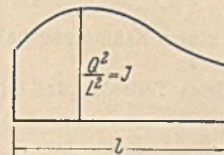


Abb. 2.

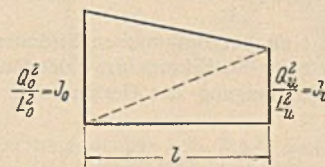


Abb. 3.

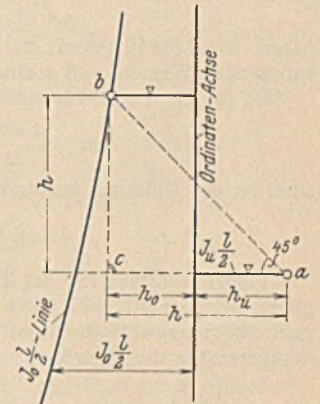


Abb. 4.

Für den unteren Querschnitt der Gerinnestrecke l sei die Wasserspiegelhöhe und damit der Wert J_u bereits gefunden.

Für den oberen Gerinnequerschnitt werden nun mit dem dem Querschnitt zugehörigen Wassermengenwert für verschiedene Wasserstände die Werte

$$\frac{Q_o^2}{L_o^2} \cdot l/2 = J_o l/2$$

gebildet. Danach trägt man die gefundenen Werte $J_o l/2$ des oberen Stromquerschnitts von einer Ordinatenachse aus seitlich nach Maßgabe der Wasserspiegelhöhe (zweckgemäß bezogen auf NN) zu einer Kurve auf und auf der anderen Seite der Ordinatenachse den bereits bekannten Wert $J_u l/2$ des unteren Querschnitts in der Wasserspiegelhöhe des unteren Querschnitts an (Abb. 4).

Der Wasserstand im oberen Querschnitt wird dann unmittelbar ohne Probieren gefunden, wenn man vom Endpunkte „a“ des $J_u l/2$ -Wertes des unteren Querschnitts unter 45° eine Linie nach oben bis zum Schnittpunkte „b“ mit der $J_o l/2$ -Kurve des oberen Querschnitts zeichnet. Der senkrechte Abstand der beiden Punkte „b“ und „c“ = bc ist dann das dem Rechnungsabschnitt zugehörige Gesamtgefälle (Beweis: In dem rechtwinklig gleichschenkligen Dreieck abc sind die Katheten gleich. Es ist deshalb

$$h = bc = ac = h_o + h_u = J_o l/2 + J_u l/2.$$

Eine Aneinanderreihung der Ermittlungen ergibt dann die Spiegellinie des gesamten Gerinnes.

Da die Rechnung nach der Form der $J_o l/2$ -Linie eine nur stromauf konvergierende Reihe darstellt, muß die Rechnung stromaufwärts durchgeführt werden.

3. Gekrümmte Gerinnestrecken.

Mit der dem Rechnungsgang zugrunde liegenden Betrachtungsweise wird auch das Problem der Berechnung des Wasserabflusses in gekrümmten Gerinnen angreifbar.

Nach Abschluß der Hochwasserberechnungen wurde — einstweilen als Versuch — hierzu der nachstehende Weg gefunden:

Für gekrümmte Gerinnestrecken wird man, ohne der Genauigkeit allzu großen Abbruch zu tun, ebenfalls annehmen dürfen, daß der Wasserspiegel — wenigstens bei Flüssen, und um diese handelt es sich — bei zeitlich gleichbleibender Wasserführung in den einzelnen Gerinnequerschnitten praktisch nahezu waagrecht und eben ist.

Im Gegensatz zu der geraden Gerinnestrecke ist in gekrümmten Gerinnestrecken das Gefälle des Wasserspiegels jedoch für jeden Teil eines Querschnitts verschieden. In der Krümmung bildet der Wasserspiegel eine Schraubenfläche mit einem örtlichen Punktgefälle

$$J = J_m \cdot \frac{r_m}{r}$$

wo J_m das geometrische mittlere Spiegelgefälle im Querschnitt sein mag, das je nach dem Verhältnis der Gerinnebreite zum Krümmungshalbmesser des inneren Ufers zwischen 0,46 bis 0,50 der Gerinnebreite vom inneren Ufer liegt. (0,46 bei $\frac{b}{r_i} = 1$ und rd. 0,50 bei $\frac{b}{r_i} < 0,3$ — bei nicht ausgeferten Flüssen kann 0,50 gesetzt werden, da bei ihnen allgemein $\frac{b}{r_i} < 0,3$ zu sein pflegt.)

r_m und r seien die zu den Orten von J_m und J des Querschnitts gehörigen Krümmungshalbmesser der Spiegelfläche des Gerinnes.

Hierzu treten noch die in Wirbelbewegungen sich äußernden Umlenkungswiderstände des strömenden Wassers. Diese stehen notwendig in irgendeinem Zusammenhange mit dessen Fliehseitendruck. Die Umlenkungswiderstände werden eine Größenordnung

$$W = \beta Z$$

haben, wo Z die Fliehkraft $m \rho \omega^2$ des mit einem Krümmungshalbmesser ρ strömenden Wassers und β ein Faktor ist.

Da für ein unendlich schmales lotrechtetes Teilstück des Gerinnes

$$m = \frac{t \, db \, l \, \gamma}{2g} \quad \text{und} \quad \omega^2 = \frac{v^2}{\rho^2}$$

sind, ist der Krümmungswiderstand eines solchen Teilstückes

$$dZ = \beta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot t \, db \, l \cdot \frac{\gamma}{\rho}$$

Folgen wir nun für das Teilstück $t \, db$ der Brahmischen Strömungsgleichung, so ergibt sich unter Hinzusetzung des Krümmungswiderstandes zum Strömungswiderstand mit α als Querneigung der Gerinnesohle zur Waagerechten die Gleichung:

$$t \, db \, l \, \gamma J = x \cdot \frac{db}{\cos \alpha} \cdot l \cdot \frac{v^2}{2g} + \beta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot t \, db \, l \cdot \frac{\gamma}{\rho}$$

$$= x \, db \, l \cdot \frac{v^2}{2g} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + \beta \cdot \frac{t}{\rho} \cdot \frac{\gamma}{x} \right) \quad \text{bzw.}$$

$$(7) \quad v^2 = \frac{2g \gamma}{x} \cdot t \, J \cdot \frac{1}{\frac{1}{\cos \alpha} + \beta \cdot \frac{t}{\rho} \cdot \frac{\gamma}{x}}$$

Da $\frac{2g \gamma}{x}$ der Brahmische Wert c^2 ist, ist

$$\frac{\gamma}{x} = \frac{c^2}{2g}$$

Gl. (7) geht dann über in den Ausdruck

$$(8) \quad v = c \sqrt{t \, J \cdot \frac{1}{\frac{1}{\cos \alpha} + \beta \cdot \frac{t}{\rho} \cdot \frac{c^2}{2g}}}$$

Der Ausdruck (8) hat ganz denselben Bau wie die allgemeine Abflußformel (1a) für das gerade Gerinne. Unter der Wurzel ist jedoch zum Einfluß der Sohlenquerneigung der Einfluß der Krümmung des strömenden Wassers hinzugetreten.

Formt man die Gl. (8) wieder in der gleichen Weise um, wie früher mit der Abflußformel (1a) geschehen, so erhält man für die von einem unendlich schmalen lotrechteten Teilstück der Querschnittsfläche geförderte Wassermenge

$$dQ = v \, t \, db = c \sqrt{t \, J \cdot \frac{1}{\frac{1}{\cos \alpha} + \beta \cdot \frac{t}{\rho} \cdot \frac{c^2}{2g}}} \cdot t \, db \quad \text{bzw.}$$

$$(9) \quad J = \frac{dQ^2}{\left[c^2 t^{3/2} \sqrt{\frac{1}{\cos \alpha} + \beta \cdot \frac{t}{\rho} \cdot \frac{c^2}{2g}} \cdot db \right]^2}$$

Wenn man dann schließlich

$$J = J_m \cdot \frac{r_m}{r}$$

setzt, so erscheint als allgemeine Formel für den Abfluß im gekrümmten Gerinne der Ausdruck

$$(10) \quad J_m = \frac{dQ^2}{\left[c^2 t^{3/2} \sqrt{\frac{1}{\cos \alpha} + \beta \cdot \frac{t}{\rho} \cdot \frac{c^2}{2g}} \sqrt{\frac{r_m}{r}} \cdot db \right]^2}$$

oder wenn man als Ordinaten für die Teilchen der Leistungsfläche statt der früheren für das gerade Gerinne geltenden $c^2 t^{3/2} \sqrt{\cos \alpha}$ -Werte die mit

$$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{\cos \alpha} + \beta \cdot \frac{t}{\rho} \cdot \frac{c^2}{2g}}} \sqrt{\frac{r_m}{r}}$$

ergänzten $c^2 t^{3/2}$ -Werte setzt, wieder der frühere Ausdruck

$$(11) \quad J_m = \frac{dQ^2}{dL_k^2}$$

mit dem Anzeiger k für die Leistungsfläche des gekrümmten Gerinnes.

Da J_m nach den Voraussetzungen für den ganzen Querschnitt gleich ist, ist auch wieder

$$(12) \quad J_m = \frac{Q^2}{L_k^2}$$

und der weitere Rechnungsgang der gleiche wie früher.

Die Leistungsfläche L_k ist auftragbar und damit bei bekanntem Q auch J_m berechenbar.

Der für die Ermittlung von h einzusetzende Wasserweg ist der Weg des Schwerpunktes der Leistungsflächen.

Bei HW zwischen geradlinigen, parallelen Deichen mit geschlängeltem

Fluß fällt der Wert $\sqrt{\frac{r_m}{r}}$ aus der Formel für L_k als 1 heraus. Wenn dann auch noch örtlich

$$\rho = \infty$$

wird, geht L_k in L_g (Leistungsfläche in der Gerinnegeraden) über.

Bei überfluteten Vorländern ist die L_k -Fläche des inneren Vorlandes größer als dessen L_g -Fläche und umgekehrt beim äußeren Vorland. Das

innere Vorland ist also in der Krümmung — ganz entsprechend den neuen Versuchsergebnissen der

Technischen Hochschule Karlsruhe — leistungsfähiger als das äußere.

Abb. 5 zeigt als Beispiel für einen Beiwert $\beta = 0,2$ des Krümmungswiderstandes für den auf derselben Abbildung oben dargestellten hochwasserführenden

Gerinnequerschnitt unter Vernachlässigung von $\cos \alpha$ die Wandlung des L_g -Wertes in den L_k -Wert, wenn der Fluß mit dem dargestellten Querschnitt aus der Geraden in eine Krümmung von angegebener Halbmesser

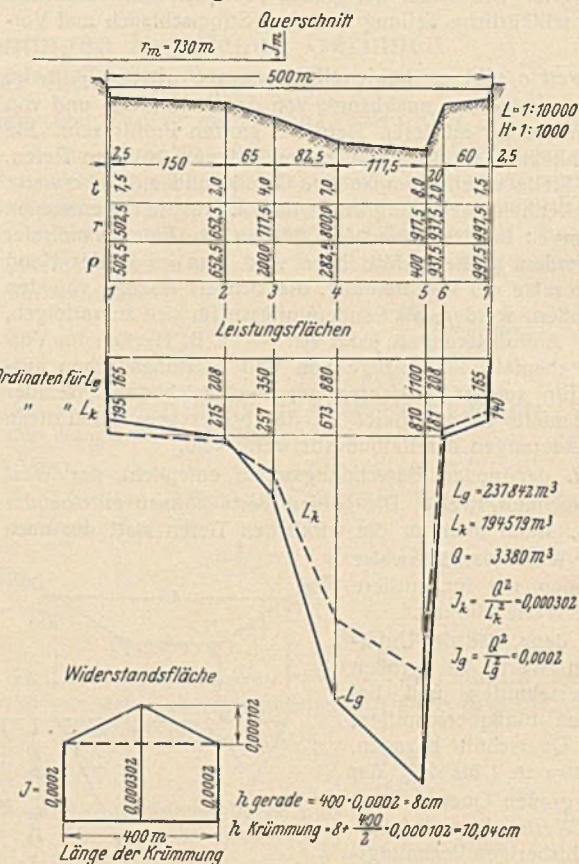


Abb. 5.

hineingetreten ist. Der aus der W -Fläche für eine 400 m lange Krümmungstrecke ermittelte Gefälle mehrverbrauch beträgt 2,04 cm. Das ist der Wirklichkeit bereits recht nahe.

II. Anwendung des neuen Verfahrens bei der Hochwasserberechnung der Staustufe Langwedel.

1. Ermittlung der Grundwerte.

Für das Gebiet der Staustufe Langwedel war der Verlauf des Hochwassers vom Januar 1926, das mengenmäßig nur rd. 20% hinter dem Katastrophenhochwasser von 1841 zurückgeblieben war, durch Spiegelnivellement genau bekannt.

Der glückliche Umstand des Vorhandenseins eines Hochwassers solcher Art und solchen Umfangs, das alle in der Natur vorhandenen Abflußhindernisse und Besonderheiten der Abflußverhältnisse wesentlich

besser berücksichtigt als selbst ein Modellversuch, gab die Möglichkeit, durch Abtastung seiner Spiegellinie nach dem neuen Rechnungsverfahren alle erforderlichen Grundwerte zu finden und damit die Berechnung des Ablaufes eines Katastrophenhochwassers nach dem Bau der Staustufe auf eine sichere Grundlage zu stellen.

Die Abtastung einer Stromstrecke mit gleichbleibender Wassermenge ohne seitlichen Abfluß über die Deiche ergab zunächst, daß die behelfmäßige Einsetzung des Ganguillet- und Kutterschen Beiwertes

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

mit dem von Soldan für die Weser angegebenen Rauigkeitsbeiwert $n = 0,03$ im Strom und Vorland und bei Einsetzung eines mittleren Gefälles $J = 0,2 \text{ ‰}$ und $R = t$, an Stelle von c in die Werte $c t^{3/2}$ der Leistungsfläche — wie erwartet — zu einer recht guten Übereinstimmung mit der von der Natur gelieferten Spiegellinie führte. Die mit den so ermittelten Behelf- c -Werten aufgetragene Linie der $c t^{3/2}$ -Werte zeigt dabei eine sehr gute Übereinstimmung mit dem von Lippke entwickelten Geschwindigkeitsgesetz für die Weser¹⁾ (Abb. 6).

In Strecken, wo die Vorländer mit Hecken besetzt sind, konnte weiter der Prozentsatz ermittelt werden, der von der Leistungsfläche infolge der Verbauung durch Hecken abgezogen werden muß. Schließlich zeigte sich an scharfen Stromkrümmungen ein besonderer, durch die zunächst nur für gerade Stromstrecken geltende Rechnungsweise nicht zu erfassender zusätzlicher Gefälleverbrauch. Im übrigen ergab die Abtastung verlässliche Grundlagen über die Ermittlung des Ausmaßes der über die Überfälle seitlich zu- und abströmenden Wassermengen.

2. Durchführung der Berechnung für HHW.

Mit den gewonnenen Beiwerten wurde danach die Berechnung für den Abfluß des Katastrophenhochwassers für den Zustand nach Ausführung der Staustufe durchgeführt.

Zunächst wurden an der Hand der Ergebnisse der Abtastung des Hochwassers 1926 der Umfang der seitlich ab- und zuströmenden Wassermengen geschätzt und danach versuchsweise in getrenntem Rechnungsgange mit dem neuen Verfahren die beiden Spiegellinien im Strom und im Binnenland ermittelt. Diese lieferten die Außen- und die Binnenwasserstände an den Überläufen und damit die Überlaufmengen als Kontrolle für die zunächst geschätzte Wassermengenverteilung. Die Rechnung wurde wiederholt, bis Übereinstimmung mit der Annahme erzielt war.

Bei diesen mehrfachen Rechnungsgängen mit den sich dauernd ändernden Wassermengen und Querschnittsgrößen hat sich das neue Verfahren besonders bewährt. Nach den bisher üblichen Verfahren wären bei der Berechnung der Spiegellinie in jedem Querschnitt Zwischenrechnungen erforderlich gewesen, indem für verschiedene zunächst angenommene Gefälle die zugehörigen Abflußmengen der einzelnen Querschnittsstelle zu ermitteln und zu summieren gewesen wären, um das tatsächlichen Abflußmenge entsprechende J durch Probieren zu finden. Das neue Verfahren dagegen gestattet, ohne Zwischenrechnung sofort das richtige J von Querschnitt zu Querschnitt fortschreitend auf zeichnerischem Wege zu bestimmen und damit die gesamte Spiegellinie zusammenhängend (Abb. 7) zu zeichnen.

Die Konstruktion der Spiegellinie mag nachstehend für einen Teilabschnitt praktisch vorgeführt werden. Für die Ermittlung der Leistungsflächen ist als Beispiel in Abb. 8 der Querschnitt Weser-km 330,01 dargestellt. Für den Wasserstand NN + 12,48 m ist mit den Werten der $c t^{3/2}$ -Kurve der Abb. 6 die Leistungsfläche des Querschnitts nach unten

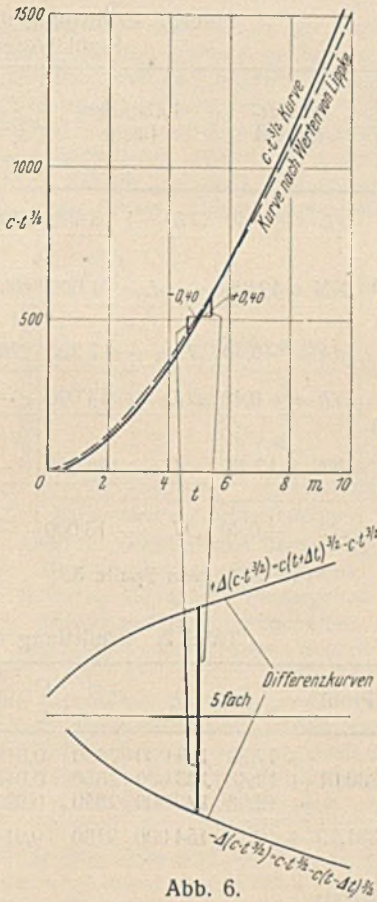


Abb. 6.

aufgetragen (ausgezogene Linie). Ihre Größe wird durch Planmetrieren ermittelt. Dabei ist Abschnitt A des linken Vorlandes für sich ermittelt, weil dort ein Abzug für Hecken erforderlich ist. Die Abschnitte B des Stromschlauchs und C des rechten Vorlandes werden zusammengefaßt.

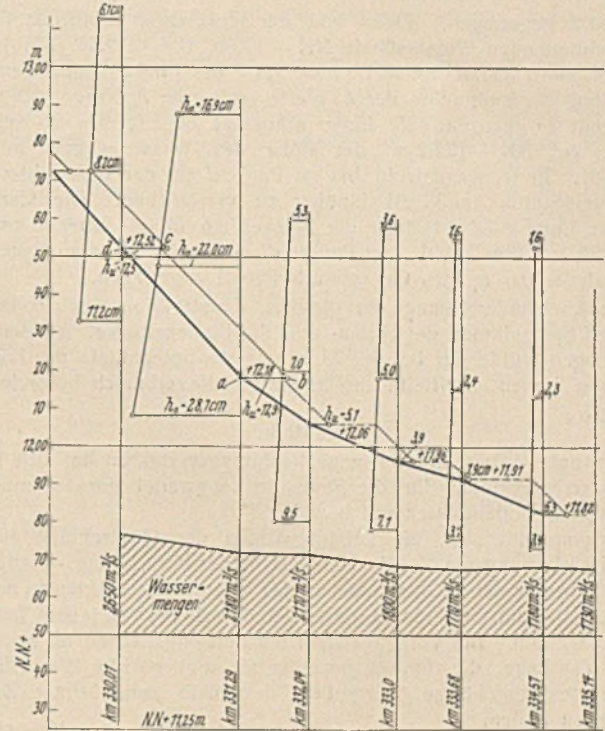


Abb. 7.

Ferner sind in der Abb. 8 für einen um 0,40 m höheren und einen um 0,40 m tieferen Wasserstand (gestrichelte und strich-punktierete Linie, von den betreffenden Wasserständen nach oben aufgetragen) mit Hilfe der auf Abb. 6 ebenfalls dargestellten Werte für

$$+ \Delta(c t^{3/2}) = c(t + \Delta)^{3/2} - c t^{3/2} \text{ und} \\ - \Delta(c t^{3/2}) = c t^{3/2} - c(t - \Delta)^{3/2}$$

der Zuwachs bzw. die Verminderung der Leistungsfläche als Differenzflächen ΔL in fünffachem Maßstabe der L -Fläche dargestellt.

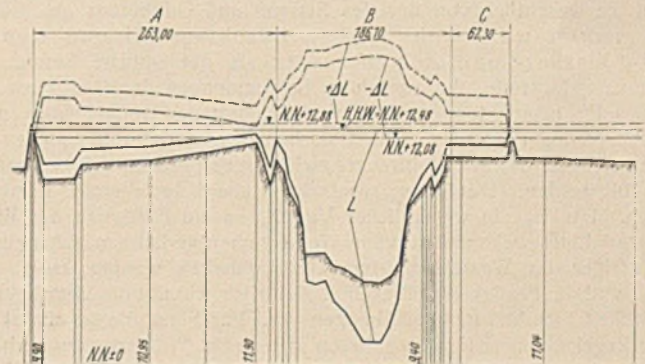


Abb. 8.

Durch die besondere Ermittlung der Differenzfläche erhält man genauere Werte, als wenn man für den höheren bzw. tieferen Wasserstand die Leistungsfläche L selbst unmittelbar bestimmen wollte.

In Tafel 1 sind die L -Werte der Teilabschnitte und des gesamten Querschnitts für die drei verschiedenen Wasserstände zusammengestellt. In Tafel 2 sind die für die Auftragung der J_0 1/2-Linie (Abb. 4) die erforderlichen Werte h_0 des Profils km 330,01 und der Wert h_u des Profils km 331,29 ermittelt. Beide Profile haben verschiedene Wassermengen.

Die Berechnung der L -Werte geschieht in einfachster Weise mit dem Rechenschieber, wobei für jeden Wasserstand nur eine Einstellung erforderlich ist. Unten wird der Quotient $\frac{Q}{L} = \sqrt{J}$ eingestellt. Oben werden J und $J^{1/2} = h$ abgelesen.

Die Konstruktion der Spiegellinie geht nach Abb. 7 folgendermaßen vor sich:

¹⁾ Bautechn. 1934, Heft 47, S. 627/8.

Für Querschnitt km 331,29 ist ein Wasserstand von NN + 12,18 ermittelt. In Höhe dieses Wasserstandes ist von der senkrechten Querschnittslinie (Punkt a) aus nach rechts bis zum Punkte b der Wert

$$h_u = J_u l/2 = 0,129 \text{ m} = 12,9 \text{ cm}$$

der Tafel 2 angetragen. Links von der senkrechten Profillinie sind für die angenommenen Wasserstände NN + 12,08, NN + 12,48, NN + 12,88 aus Querschnitt 330,01 die Werte $h_0 = J_0 l/2$ der Tafel 2 angetragen. Die Verbindung der Endpunkte der h_0 -Werte ergibt die h_0 -Kurve. Die durch den Punkt b gezogene 45°-Linie schneidet die $J_0 l/2 = h_0$ -Kurve in Punkt c auf NN + 12,52 m, der Höhe des Wasserspiegels in Profil km 330,01. Er ist waagrecht bis zu Punkt d auf der senkrechten Linie des Querschnitts km 330,01 hinüber zu verschieben. Die stark ausgezogene Linie a-d ist dann die Spiegellinie für die Strecke zwischen km 331,29 und km 330,01. Im Punkte d wird beim weiteren Rechnungsgange wieder das h_u des Querschnitts 330,01 angetragen.

Die Aneinanderreihung der gleichen Konstruktion ergab sodann die gesamten Spiegellinien der Strom- und der Binnenstrecke. An den Flußkrümmungen wurde der bei der Abtastung der Spiegellinie des HW 1926 an diesen Stellen ermittelte zusätzliche Gefälleverbrauch besonders hinzugefügt.

Ausblick.

Das unter I geschilderte neue Rechnungsverfahren hat sich bei der Hochwasserberechnung für die Staustufe Langwedel gerade unter den schwierigsten Verhältnissen gut bewährt.

Es empfiehlt sich, die Leistungsfläche der Querschnitte für verschiedene Wasserstände — die Hauptarbeit der Berechnung — allgemein im voraus bestimmen zu lassen und zu den Strombestand-Akten zu nehmen. Diese Arbeit kann nach einem Muster ohne weiteres von jedem Techniker geleistet werden. Bei Vorhandensein der Leistungsflächen ist man jederzeit in der Lage, die für die jeweilig ins Auge gefaßte Wasserführung des Stromes zugehörige Spiegellinie innerhalb sehr kurzer Zeit zuverlässig zu finden.

Alle Rechte vorbehalten.

Rüttelbeton.

Von Architekt Hallensleben, Gera.

(Schluß aus Heft 54.)

d) Erfolg des Verfahrens. Der gute und sichere Erfolg des neuen Verfahrens ist natürlich von mancherlei Umständen abhängig, die genau beachtet werden müssen und sich auf die Zusammensetzung der Betonmasse, die Dauer des Rüttelns, die Schlagzahl usw. beziehen. Im Laufe der immerhin schon mehrjährigen Praxis sind hierüber umfangreiche Erfahrungen gesammelt worden, die außerordentlich wertvoll sind und deshalb eingehender erörtert werden sollen.

Was zunächst die Zusammensetzung des Betons anbetrifft, so weicht sie wesentlich von der des Stampf- und Gußbetons ab. Rüttelbeton verträgt weit mehr groben Zuschlagstoff und weniger Sand-, Wasser- und Zementzusatz als der übliche Beton. Die feinen Zuschlagstoffe, die nach den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton mindestens 40% betragen sollen, können um etwa 1/3 verringert werden. Sie brauchen nur in so großer Menge vorhanden zu sein, daß alle Hohlräume zwischen den groben Stücken bequem ausgefüllt werden. Der Wasserzusatz kann ebenfalls erheblich gemindert werden. Das ist ein wesentlicher Vorteil, da die Festigkeit des Betons in erster Linie bekanntlich vom Wasserzementverhältnis abhängig ist. Je niedriger das Wasserzementverhältnis gehalten werden kann, desto größer wird die Festigkeit und Dichte. Natürlich schreibt die Verarbeitungsmöglichkeit auch hier gewisse Grenzen vor. Für Stampfbeton nimmt man in der Regel einen erdfeuchten Beton mit einem Wasserzementverhältnis von etwa 0,7, der sich dann gerade noch stampfen läßt. Bei Rüttelbeton kann das Wasserzementverhältnis auf etwa 0,45 bis 0,50 gesenkt werden. Im Stampfverfahren würde sich eine derart trockene Mischung kaum noch verarbeiten lassen. Im Rüttelverfahren wird sie sogar noch flüssig.

Der Zementzusatz kann ebenfalls um etwa 15% gesenkt werden, da der Anteil des Mörtels verringert wird. Es ergibt sich demnach etwa folgendes Bild in bezug auf den Unterschied in der Zusammensetzung:

	Stampfbeton je m³	Rüttelbeton je m³
Zement	340 kg	280 kg
Grobzuschlag	810 l	950 l
Sand	540 l	420 l
Wasser	164 l	134 l
Setzmaß	6,3	2 bis 4
Wasserzementverhältnis	0,7	0,45

Ob die richtige Steife vorhanden ist, läßt sich meist auch im Verlauf des Rüttelverfahrens feststellen. Ist nicht genügend Feinmörtel vorhanden, so liegt nach dem Einrütteln der grobe Zuschlag an der Oberfläche bloß.

Tafel 1. Ermittlung der Leistungsflächen L.
Profil Weser-km 330,01.

Profil-Abschnitt	Wasserspiegel	Leistungsfläche	Abzug für Hecken	Spalte 3-4	Summe L der Abschnitte	L des gesamten Profils	▼ NN
1	2	3	4	5	6	7	8
A	$\Delta h = +0,40$	$\Delta L = + 8 400$	2400 *)	+ 6 000	23 000	163 000	+ 12,88
	NN + 12,48	L = 21 000	4000 *)	17 000	17 000	143 000	+ 12,48
	$\Delta h = -0,40$	$\Delta L = - 7 200$	2200 *)	- 5 000	12 000	125 000	+ 12,08
B u. C	$\Delta h = +0,40$	$\Delta L = + 14 000$	—	+ 14 000	140 000	—	+ 12,88
	NN + 12,48	L = 126 000	—	126 000	126 000	—	+ 12,48
	$\Delta h = -0,40$	$\Delta L = - 13 000$	—	- 13 000	113 000	—	+ 12,08

*) rd. 20% von Spalte 3.

Tafel 2. Ermittlung der Werte h_0 und h_u .

Profil	▼ NN	L	Q m³/sek	$\frac{Q}{L} = \sqrt{J}$	J	l/2 m	Jl/2 = h_0 m	h_u m
330,01	+ 12,88	163 000	2650	0,0162	0,000 264	640	0,169	—
	+ 12,48	143 000	2650	0,0185	0,000 342	640	0,220	—
	+ 12,08	125 000	2650	0,0212	0,000 449	640	0,287	—
331,29	+ 12,18	154 000	2180	0,0142	0,000 202	640	—	0,129

Ist zuviel Feinmörtel vorhanden, so tritt der Überschuß an der Oberfläche als Brei zutage. Ist zuviel Wasser vorhanden, so wird die Masse dünnflüssig statt dickflüssig. Ist zuwenig Wasser vorhanden, so verflüssigt sich die Masse nicht genügend usw. Bei einiger Erfahrung wird man bald das Richtige treffen.

Als Grobzuschlag eignet sich am besten runder Flußkies. Der Beton wird dann am dichtesten. Bruchschotter erfordert etwas mehr Sand, gibt aber im allgemeinen eine etwas höhere Biegezugfestigkeit als Flußkies.

Die Anzahl der Stöße soll etwa 3000 bis 3600 in 1 min betragen. Vielleicht wird man im Laufe der Zeit zu noch höheren Schlagzahlen kommen, wenn die Geräte verbessert werden können. Vorläufig bringen höhere Schlagzahlen nur geringe Verbesserungen, die die starke Abnutzung der Geräte nicht wettmachen würden und darum unwirtschaftlich wären.

Die Rüttelstärke muß so energisch sein, daß die Betonmasse auch in ihrem ganzen Umlange durchgerüttelt wird. Es dürfen keine toten Stellen bleiben. Im Anfang wird man am kräftigsten rütteln. Gegen Ende des Verfahrens kann die Schlagzahl etwas nachlassen. Übertriebene Energie der Stöße führt zu einer nachteilig wirkenden Entmischung. Die groben Zuschlagstoffe sammeln sich dann in der Nähe des Rüttlers an oder fallen zu Boden.

Die Dauer des Einrüttelns beträgt etwa 1/2 bis 2 min. Sie wird sich nach der jeweiligen Zusammensetzung und der Steife des Mischgutes oder sonstigen Verhältnissen richten müssen. Je steifer und trockener der Beton ist, desto länger wird gerüttelt werden müssen. Frischer Beton erfordert eine kürzere Rüttelzeit als solcher, der schon eine Viertelstunde alt ist.

Sehr wichtig wäre es, daß Rüttelgeräte erfunden werden, bei denen Schlagzahl und Schlagstärke je nach Bedarf abgeändert werden können. In Amerika soll es derartige Rüttler schon geben.

e) Vorteile des Rüttelverfahrens. Die Vorteile des neuen Verfahrens sind bedeutend. Vor allem wird die Festigkeit des Betons bedeutend erhöht. Das Stuttgarter Materialprüfungsamt hat bei seinen Versuchen im Jahre 1933 eine Steigerung der Druckfestigkeit bis zu 200% festgestellt und der Biegezugfestigkeit bis etwa 160%, jedoch nur bei einem erdfeuchten Beton mit geringem Wassergehalt⁴⁾. Auf die Bedeutung eines niedrigen Wasserzementverhältnisses in dieser Beziehung habe ich früher schon hingewiesen. Man kann diesen Punkt gar nicht deutlich genug betonen. Setzt man dem Beton nur etwa doppelt soviel Wasser zu als unter normalen Verhältnissen, so wird die Festigkeit

⁴⁾ Vgl. B. u. E. 1933, Heft 7 u. 8.

gleich um $\frac{4}{5}$ verringert. Man kann also mit dem Wasser gar nicht sparsam genug umgehen. Der Vorteil des Rüttelverfahrens besteht nun in erster Linie darin, daß er die Verarbeitung eines ganz trockenen Betons möglich macht⁵⁾. Durch Stampfen würde ein so trockener Beton gar nicht dicht zu bekommen sein. Alle diese Beziehungen zwischen Wassergehalt und Festigkeit beim Stampfbeton und Rüttelbeton werden am besten ersichtlich aus Abb. 10. Natürlich ist die erhöhte Festigkeit nicht zuletzt auch eine Folge der besseren Dichtung des Betons. Damit kommen wir zu dem zweiten Hauptvorteil des Rüttelbetons, zu der bedeutend erhöhten Dichte. Die Dichte des Stampfbetons beträgt etwa 0,75. Beim Rüttelbeton steigt sie auf mindestens 0,85. Sie tritt schon äußerlich in einer Erhöhung des Raumgewichts in Erscheinung. Bei den Stuttgarter Versuchen betrug dieses 2,37 kg/l gegenüber 2,24 kg/l beim Stampfbeton. Die erhöhte Dichte ist eine ganz natürliche Folge davon, daß beim Rütteln die Zuschlagstoffe in ihrer gegenseitigen Lage zueinander dauernd verschoben werden. Die einzelnen Moleküle kommen in eine viel innigere Berührung zueinander und werden viel besser mit Zementleim umkittet. Außerdem kann die Luft aus den Poren und sonstigen Hohlräumen dabei entweichen. Beim Stampfen werden die Hohlräume nicht entfernt, sondern nur zusammengepreßt. Es bilden sich dann nur zu leicht Nester und die üblichen häßlichen Stampffugen, die beim Rüttelverfahren nicht zu spüren sind.

Die erhöhte Dichte hat gleichzeitig eine Reihe anderer Vorteile im Gefolge. Zunächst ist Rüttelbeton viel wasserundurchlässiger als Stampfbeton. Man hat z. B. einen Wasserbehälter aus Rüttelbeton fünf Monate lang einem Druck von mehreren at ausgesetzt, ohne daß sich nach dieser Zeit eine Senkung des Wasserspiegels bemerkbar machte. Am Ende des Versuches zerstörte man auch die Wände; dabei zeigte sich, daß das Wasser kaum einige mm tief in die Poren der Wänden eingedrungen war. Durch Versuche ist weiter festgestellt worden, daß die Wasseraufnahmefähigkeit gegenüber dem Stampfbeton von 7% auf 3% gesenkt wird. Das macht den Rüttelbeton natürlich auch viel wetterfester und frostbeständiger als jeden anderen Beton. Ein wasserabsaugendes Material wird ja im Frost viel schneller zerstört als ein wasserabweisendes. Auch darüber sind — besonders in Amerika — bemerkenswerte Versuche angestellt worden. Im staatlichen Straßenamt des Staates Minnesota wurden z. B. Betonproben abwechselnd 5 min in heißes Wasser, 5 min in gefrorenes und 30 min in eine Kalziumchloridlösung von -17°C getaucht. Während die Stampfbetonproben schon nach 20 bis 40 maligem Wechsel Schädigungen aufwiesen, zeigten die Rüttelproben nach 110 maligem Wechsel keine merkliche Veränderung. Diese Wasserundurchlässigkeit macht Rüttelbeton besonders geeignet für Abdichtungen gegen Grundwasser, Talsperren und Wasserbauten aller Art, besonders aber auch für Gründungen im Moorboden, wo der gewöhnliche Beton durch die eindringende Moorsäure schnell zerstört wird.

Besondere Bedeutung gewinnt die erhöhte Dichte für den Eisenbetonbau. Erstens sind die viel dichter umhüllten Eiseneinlagen viel besser gegen eindringende Feuchtigkeit, also gegen Rostgefahr geschützt. Gerade bei engbewehrten Bauteilen war die Gefahr der Nesterbildung besonders groß, so daß die Eiseneinlagen dann auch im Beton leicht gleiten konnten. Bei den Stuttgarter Versuchen wurde der Gleitwiderstand (Haftfestigkeit) auch beim Rüttelbeton eingehend geprüft⁶⁾. Er betrug 22 bis 30 kg/cm² gegenüber 14 bis 16 kg/cm² beim Stampfbeton. Um die Nesterbildung bei engbewehrten Bauteilen zu vermeiden, wurde bisher meist Gußbeton verwendet, der aber dann bedeutend geringere Dichte zeigte mit allen ihren Nachteilen. Also wird auch hier nur Rüttelbeton erfolversprechende Verbesserungen herbeiführen.

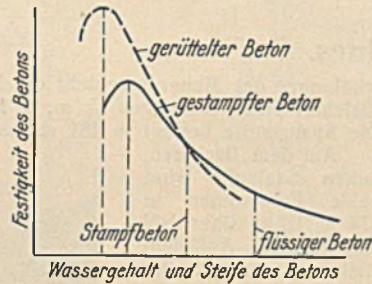


Abb. 10. Schematische Darstellung der Festigkeit des Rüttelbetons in Bezug auf seinen Wassergehalt im Vergleich zum Stampfbeton.

Zeichnung: Materialprüfungsamt Stuttgart.

Die erhöhte Dichte ergibt weiter eine viel gleichmäßigere und homogenere Masse. Während die Stampfbetonproben in der Festigkeit Unterschiede von ungefähr 30% aufwiesen, zeigten diejenigen des Rüttelbetons nur Unterschiede bis zu 15%. Die Ergebnisse werden also viel zuverlässiger, so daß mit einem niedrigeren Sicherheitsfaktor wird gerechnet werden können.

Natürlich wird Rüttelbeton infolge der erhöhten Dichte auch viel widerstandsfähiger gegen Abnutzung. Das ist besonders wichtig für den Betonstraßenbau. In Amerika hat man eine ganze Reihe von Versuchen über die Verschleißfestigkeit der verschiedenen Betonarten angestellt. Sie ergaben ebenfalls eine klare und unbestreitbare Überlegenheit des Rüttelbetons. Es ergab sich dabei, daß die Verschleißfestigkeit um so größer ist, je größer die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe ist und je niedriger das Wasserzementverhältnis gehalten werden kann.

Ein weiterer Vorteil des Rüttelbetons ist seine weit geringere Neigung zum Quellen und Schwinden. Die Verbesserung beträgt manchmal bis zu 50%. Sie ist eine ganz natürliche Folge davon, daß der Anteil der groben Zuschlagstoffe, die das Schwinden nicht mitmachen, bedeutend vermehrt wird und daß der Wasser- und Zementgehalt bedeutend verringert wird. Alle Längenänderungen werden also vermindert, so daß auch die Zahl der Dehnungsfugen eine Einschränkung erfahren kann. Abb. 11 zeigt eine Darstellung der Versuchsergebnisse, die in einem amerikanischen Materialprüfungsamt in Bezug auf das Schwinden angestellt worden sind. Es wurden Prismen von $4 \times 6 \times 21$ Zoll Ausmaß aus einem Zementmörtel 1:2,5, einem Stampfbeton 1:2,5:4,5 und einem Rüttelbeton 1:2,5:7,5 hergestellt. Von jeder Sorte wurden je vier Proben nach 7, 14, 21, 28, 37, 52 und 80 Tagen genau gemessen. Der Durchschnitt der Ergebnisse ist aus Abb. 11 ersichtlich.

Auch in wirtschaftlicher Beziehung wird das Rüttelverfahren Verbesserungen bringen. Bei sachgemäßer Anwendung und gewissenhafter Ausnutzung aller Vorteile dürfte eine wesentliche Verbilligung herbeigeführt werden können. Es fallen ja die ganz erheblichen Kosten für das Stampfen weg. Gründliches Stampfen war immer eine kostspielige Angelegenheit, oberflächliches Stampfen aber verfehlt vollkommen seinen Zweck. Außerdem ist zu berücksichtigen, daß der Zementbedarf wesentlich verringert wird. Um die gleiche Festigkeit zu erreichen, kann der Zementzusatz um etwa 15% verringert werden. Beim Bau des schon erwähnten Pine-Canyon-Dam betrug die Zementersparnis je Kubikyard 0,2 bbls. Das ergab bei einem Gesamtumfang von 445 000 Kubikyard eine Ersparnis von 146 840 Dollar. Außerdem wird in vielen Fällen auch mit billigeren Zementarten noch erfolgreich gearbeitet werden können.

Ersparnisse treten ferner auch dadurch ein, daß die Schalungen zum großen Teil sofort weiter verwendet werden können. Selbstverständlich bleiben auch in mancher Beziehung Verteuerungen nicht aus. Es werden z. B. die Schalungen oft dicker gehalten werden müssen, weil sie beträchtliche Erschütterungen auszuhalten haben und weil die eintretende Verflüssigung des Betons einen stärkeren Seitendruck auf die Schalung ausübt. Sie wird auch etwas dichter gefügt und unter Umständen nicht genagelt, sondern verbolzt oder verschraubt werden müssen, damit keine Lockerung eintreten kann. Dazu kommen noch die Anschaffungs- und Unterhaltungskosten für die Geräte. Alle diese erhöhten Ausgaben dürften aber geringer sein als die zu erzielenden Ersparnisse.

Zu diesen Hauptvorteilen kommen noch einige nebensächlichere, z. B. die schon früher erwähnte Möglichkeit, den Beton sofort auszuschalen und noch im Abbindevorgang ausbessern zu können. Es fallen dadurch die lästigen inneren Spannungen infolge der Reibung an der Schalung weg, die so oft schon zu nachteiligen Rissebildungen Anlaß gaben. Weiter tritt durch das Rütteln eine viel bessere Bindung in der Arbeitsfuge ein. Die Haftfestigkeit zwischen altem und neuem Beton wird beträchtlich erhöht, vorausgesetzt natürlich, daß die alte Schicht vor dem Einrütteln gründlich gereinigt und etwas angefeuchtet wird. Besonders vorteilhaft ist die Anwendung des Rüttelverfahrens bei schwierigen Unterfangungen, Knotenpunkten von Brücken mit einer Häufung der Eiseneinlagen, bei Tunnelbauten usw., wo alle anderen Verfahren oft versagen.

In Verbindung mit hochfestem Stahl und mit anderen, ebenfalls noch ganz neuen Verfahren scheint das Rüttelverfahren nach den neuesten Forschungen Möglichkeiten zu ergeben, die eine grundlegende Umwälzung auf dem gesamten Gebiete des Betonbaues bedeuten würden. Diese neuen Verfahren beziehen sich z. B. auf die Anwendung von hydraulischem Druck auf die Betonmasse nach dem Einrütteln und auf eine Erwärmung des Betons durch Dampf, wodurch eine Erhärtung in wenigen Stunden herbeigeführt wird. Der bekannte französische Architekt Freyssinet hat neuerdings durch Probeversuche nachgewiesen, daß Tragbalken von einer Stützweite von 60 m bei 3,5 m Höhe möglich sein werden, die 2400 kg/lfdm tragen. Sie werden kaum 6000 kg Stahl enthalten. Jeder wird etwa 120 t wiegen. Das sind Ergebnisse, die alle bisherigen Leistungen tief in den Schatten stellen. (Vgl. Bericht Olsen, Heft 54, S. 794.)

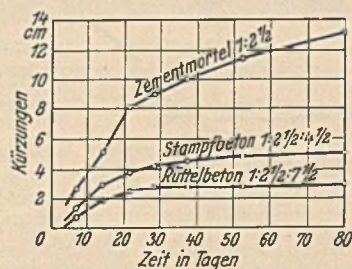


Abb. 11. Schematische Darstellung der Schwindmasse.

Zeichnung des Verfassers.

⁵⁾ Vgl. hierzu Bautechn. 1936, Heft 28, S. 419.

⁶⁾ Vgl. hierzu Bautenschutz 1935, Heft 7, ferner Armierter Beton 1910, S. 276.

Dieser Neuerung ist hiernach auch in Deutschland eine etwas gründlichere Beachtung und Berücksichtigung zu wünschen. Bei uns ist das Rüttelverfahren fast noch gar nicht in die Praxis eingedrungen. Aber in den westlichen Ländern, besonders in Frankreich und Amerika, ist das Verfahren schon so ausgiebig und erfolgreich angewendet worden, daß man ruhig einmal alle Bedenken beiseite stellen könnte. Ich erinnere nur an folgende bedeutende Bauten, die in Rüttelbeton ausgeführt sind und sich bis jetzt vorzüglich bewährt haben: der Plougastel-Viadukt

über den Elorn-Fluß in der Bretagne und die Luftschiffhalle von Orly bei Paris, beide von Architekt Freyssinet, die Talsperre bei Maréges im oberen Dordogne-Gebiet in Frankreich, die Chute-à-Charon-Talsperre bei Quebeck in Canada, die Washington-Brücke in New York, die Bayonne-Brücke in New Jersey, das Postamt in Philadelphia, eine 100 m weit gespannte Brücke über die Trientschlucht der Straße Martigny-Salvan in der Schweiz und viele andere.

Vermischtes.

Runderlaß betr. Anbau an Verkehrsstraßen vom 8. September 1936. Als Sonderdruck des Zentralblatts der Bauverwaltung erschienen Berlin 1936 im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn. Einzelpreis 0,40 RM, Partiepreise 10 Stück 3,75 RM, 25 Stück 9 RM, 50 Stück 17 RM, 100 Stück 32 RM und Postgeld. Der preußische Ministerial-Runderlaß vom 8. September 1936 schließt an § 3 der Verordnung über die Regelung der Bebauung vom 15. Februar 1936 an. Um Zweifel über die Anwendung der Bestimmung des genannten § 3 auszuschließen und ihre einheitliche Durchführung zu gewährleisten, wird in dem neuen Runderlaß die Aufstellung von Verzeichnissen der vom Anbau freizuhaltenden Verkehrsstraßen gefordert. Der Runderlaß gibt ferner an, in welchen Fällen die Genehmigung zur Ausführung baulicher Anlagen an den in die Verzeichnisse aufgenommenen Verkehrsstraßen zu versagen ist, und welche Ausnahmen von dem Anbauverbot in besonders liegenden Fällen zugelassen werden können.

Der Erlaß ist hiernach für Bauunternehmer und Architekten unter Umständen von besonderer Bedeutung. Ls.

Einrichtungen zum Einbringen des Betons beim Bau der Sperrmauer bei Hohenwarte. Nachdem vor einigen Jahren die mittlere Sperre bei Saalburg i. Thür. der großen Planung betreffend Regelung der oberen Saale fertig geworden war, ist jetzt der Bau des flußabwärts anschließenden großen Stausees bei Hohenwarte in Angriff genommen worden¹⁾.

Da die Saaleufer an der Baustelle sehr steil und schwer zugänglich sind, mußte man eine andere Bauweise als beim Bau der Sperrmauer am „Kleinen Bleiloch“ wählen²⁾. Flußabwärts von der Baustelle erweitert sich zwar das Saaletal. Die Baustelleneinrichtungen konnte man aber nicht nach dort verlegen, da die Zufuhr der Baustoffe von der anderen Seite des Saalelaufes aus der Richtung Elchicht—Hohenwarte (neu angelegte Straße und Eisenbahn) infolge der natürlichen Bedingungen geschehen muß. Die gesamte Baustelleneinrichtung (Abb. 1) befindet sich daher unterhalb der Sperrmauer. Beim Bau der Sperrmauer bei Saalburg war es umgekehrt.

schalungen der Mauer geschieht durch zwei Kabelkrane (Abb. 2 u. 3) der Bleichert-Transportanlagen G. m. b. H., die die Baustelle überspannen. Die Spannweite beträgt je 481 m und der Arbeitsbereich 400 m.

Auf dem flacheren, linken Saaleufer sind beide Fahrbahnen in 314 m Höhe über NN einbetoniert. Auf dem steileren, rechten Ufer ist dagegen nur die äußere Fahrbahn in 337 m über NN auf Beton gelagert. Die innere liegt auf einem Pfahljoch auf und wird durch Anker an den äußeren Betonfundamenten gehalten (Abb. 4).

Entsprechend der Höhe der Sperrmauer beträgt die Hubhöhe beider Krane je 110 m. Die Lagen der Maschinen- und Gegentürme haben einen Höhenunterschied von 15 m. Um alle Stellen der Sperrmauer mit den Kranen erreichen zu können, sind die Fahrbahnen für die parallel verfahrbaren Türme je 95 m lang (Abb. 3). Zur Unterstützung der Hub-



Abb. 1. Ansicht der Baustelle bei Hohenwarte.

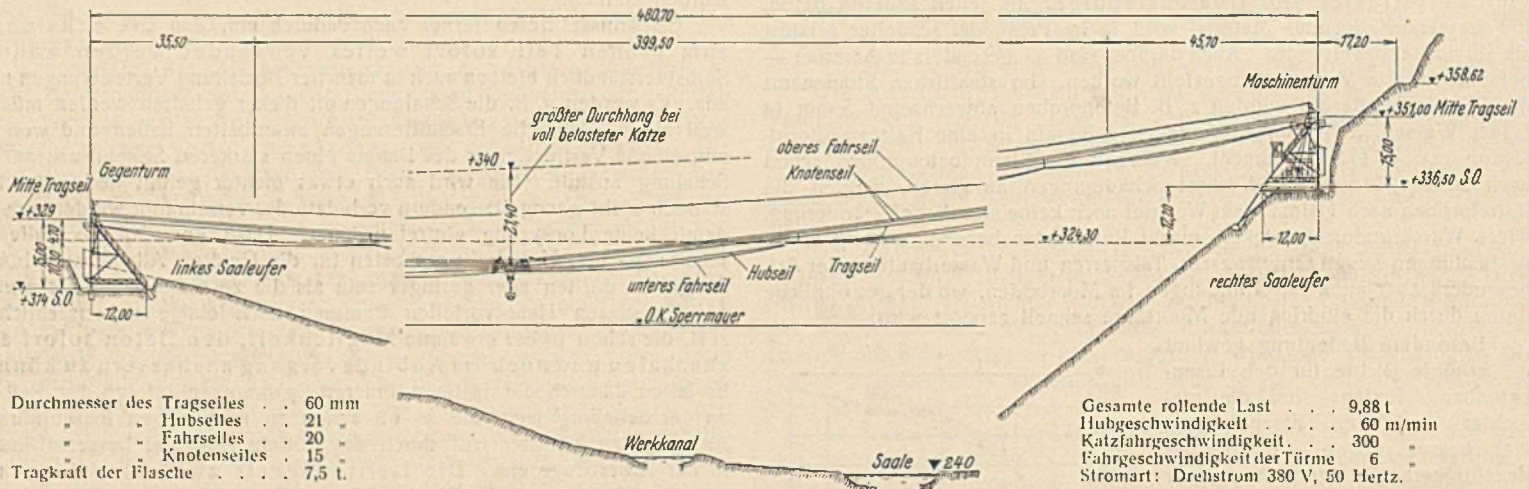


Abb. 2. Kabelkran zum Einbringen des Betons.

Um über die ganze Bauzeit der Sperrmauer das Mischungsverhältnis des Betons (450 000 m³) gleichbleibend einhalten zu können, ist ein Mischsilo errichtet worden, durch den die für den Bau nötigen 130 000 t Zement und 900 000 t Zuschlagstoffe hindurchgehen.

Das Einbringen des Betons in die Ver-

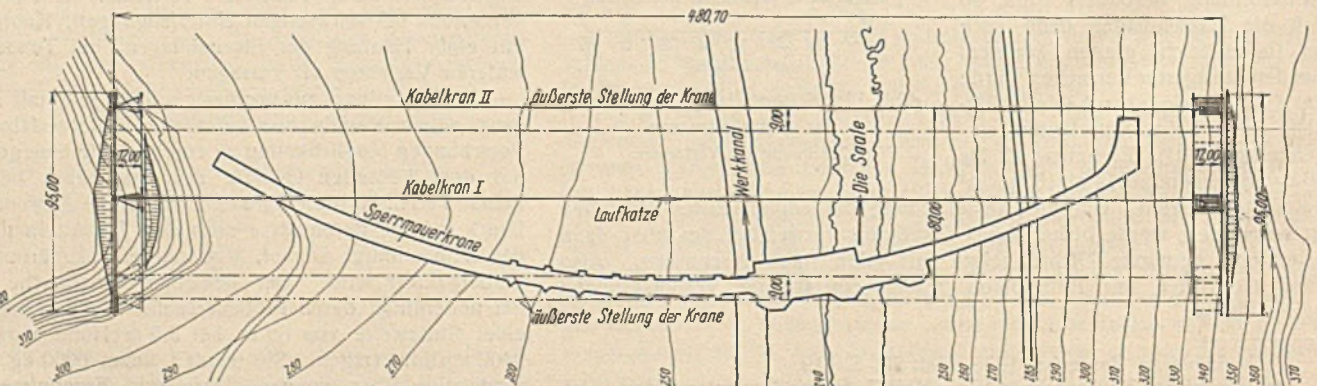


Abb. 3. Grundriß der beiden Kabelkrane.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1936, Heft 44, S. 657.

²⁾ Bautechn. 1931, Heft 48, S. 687.

seile und der unteren Fahrseile dienen an jedem Kran 16 Reiter (auf jeder Seite acht).

Die runden Betonkübel mit Bodenentleerung haben ein Fassungsvermögen von je 3 m³. Bei einem mittleren Katzfahrweg von 125 m und einer mittleren Hubhöhe von 20 m können mit jedem Kran 25 Spiele/h ausgeführt werden, wobei zum Füllen und Entleeren des Kübels zusammen 40 sek vorgesehen sind.

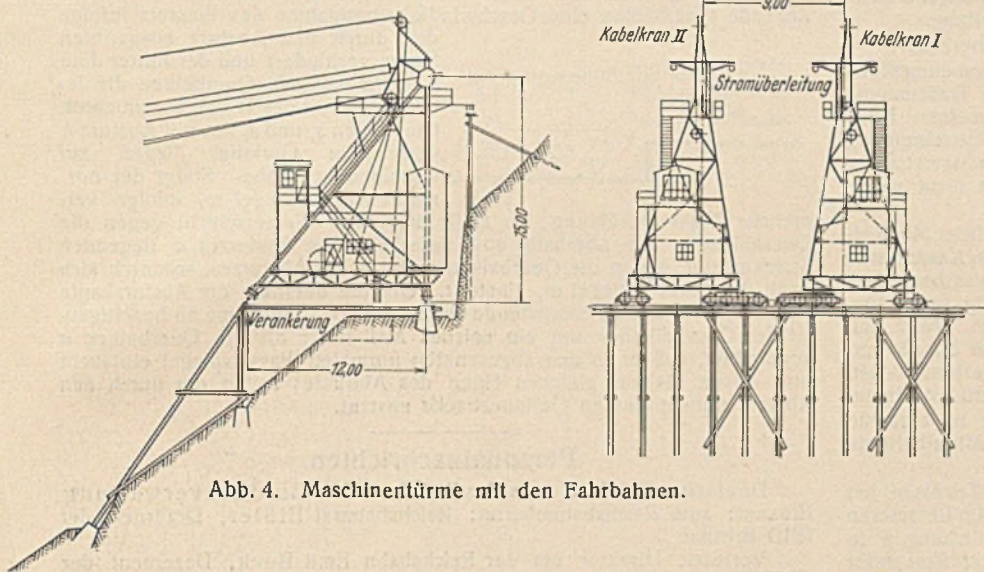


Abb. 4. Maschinentürme mit den Fahrbahnen.

Vom Mischsilo gelangt der Beton durch einen Schrägaufzug der Bleichert-Transportanlagen G. m. b. H. unter die Kabelkrane. Der Schrägwagen kann gleichzeitig zwei Förderwagen für Beton im Gesamtgewicht von 18 t aufnehmen. Als Ausgleich für die tote Last dient ein zweiteiliger, eiserner Gegengewichtswagen, der mit dem Schrägwagen durch ein Seil von 29 mm Durchm. verbunden ist. Zum Hochziehen des Schrägwagens greift ein Zugseil von 25 mm Durchm. an. Der Antriebmotor der Winde leistet bei 725 U/min dauernd 110 PS und kann den Höhenunterschied von 70 m bei voller Belastung in 52 sek bewältigen. Der Schrägwagen ist so eingerichtet, daß er an jeder Stelle der Fahrbahn be- und entladen werden kann. R.—

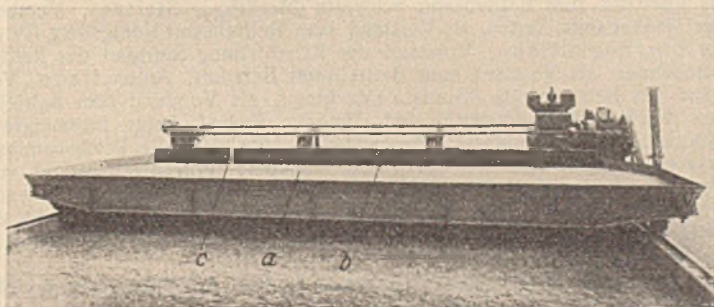
Einrichtungen zum Herstellen von Schwarzdecken. Beim Bau von Schwarzdecken kommt es darauf an, daß der Teer- oder Asphaltbeton gleichmäßig, aufgelockert und „planeben“ verteilt wird. Im Gegensatz zu Straßendecken aus gewöhnlichem Beton kommt noch hinzu, daß auch

Eine weitere Auflockerung nimmt eine in der Drehrichtung umkehrbare Schnecke vor, die im Verteilraum liegt und das Gut grob nach beiden Richtungen verteilt. Die Schneckenwelle ist hohl und wird durch den Brenner beheizt. Das Feinverteilen des Mischgutes beim Übergang auf das Straßenplanum übernimmt die hin- und hergehende Verteilbohle *c*, die innerhalb eines Spielraumes von 80 mm auf 1 mm genau auf die Deckendicke einstellbar ist. Die Fahrbewegung des Gerätes auf den Schienen und die Hin- und Herschwingungen der Verteilbohle werden über einen Getriebekasten durch einen Dieselmotor von 16 PS Leistung erzeugt.

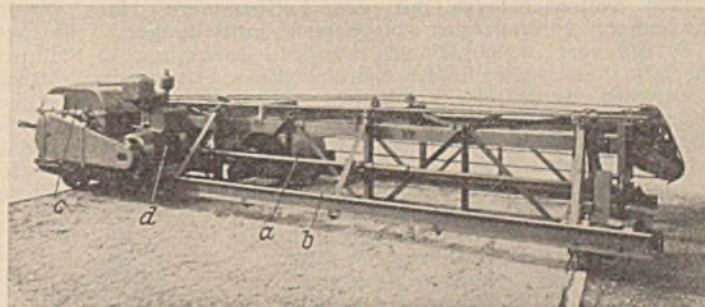
In der Ausführung des Gerätes für Reichskraftfahrbahnen ist der Verteiltisch zweiteilig und durch Bolzen mit dem Maschinenrahmen verbunden. In der Bauart für gewöhnliche Straßen bis 6 m Breite ist der Verteiltisch einteilig ausgeführt und mit einer Heizeinrichtung für sich versehen. Im Betriebe wird der Tisch mit dem Maschinenrahmen durch eine Kupplung verbunden. Die Grobverteilung im Verteilraum geschieht nicht durch eine Schnecke, sondern von Hand. Zum Auflockern sind an die Verteilbohle Rechen angesetzt.

Festgelegt wird der Teer- oder Asphaltbeton im allgemeinen durch gewöhnliche Walzen. Abweichend von dieser Regelart hat ebenfalls Gauhe, Gockel & Cie. G. m. b. H. einen Fertiger für Schwarzstraßen entwickelt (Abb. 2), bei dem in einem Gerüst eine Walze *a* durch Seile quer über die Straße über die schmalen, ausgetretenen Streifen von Teeroder Asphaltbeton gezogen wird. Die Walze läuft auf Schienen *b*. An den Enden der Schienen befinden sich aufgesetzte Keilstücke, durch die die Walze vom Straßenbelag abgehoben wird und frei schwebt. Der Vor- und Rückwärtslauf der Walze wird jedesmal durch Handhebel eingeschaltet; das Stillsetzen dagegen am Ende einer Querbewegung geschieht selbst-

tätig. Das Zugseil ist an einem Hebel an der Walze angeschlossen, der auf der Walzenachse aufgekeilt ist. Da die Achse außerntätig ist, läßt sich die Walze durch Drehen des Hebels heben oder senken. In der angehobenen Stellung entspricht ihre Lage dem Straßenprofil. Zum Verändern der Höhenlage der Walze dienen zwei verstellbare Anschläge, gegen die sich der Hebel legt. Auf der Hinfahrt wird die Walze um einige Millimeter gesenkt, so daß sie, ungehindert durch die Gleisführung, das Mischgut zusammendrückt. Bei Beginn des Rückganges legt sich der Hebel infolge des entgegengesetzt zur Hinfahrt wirkenden Seilzuges gegen den anderen Anschlag, wodurch die Walze auf das Straßenprofil angehoben wird. Erst dann fängt die Rückbewegung an, auf der die durch das freie Walzen gebliebenen Unebenheiten beseitigt werden. Je nach Bedarf läßt man die Walze mehrere Male über einen Streifen laufen. Die Fahrbewegung des ganzen Gerätes wird durch einen weiteren Handhebel eingeleitet. Das Fahren schaltet sich jedoch nach einem Weg von etwa einer halben Walzenbreite selbsttätig wieder ab. Die



a Verteiltisch, *b* Verteilraum, *c* Verteilbohle. Gewicht des Gerätes 8 t.
Abb. 1. Verteilgerät zum Aufbringen von Schwarzdecken auf Reichskraftfahrbahnen (Rückansicht).



a Walze, *b* Schienen für die Walze, *c* Getriebekasten, *d* Antrieb-Dieselmotor. Gewicht der Walze 3,5 t, Breite der Walze 0,9 m, Durchmesser der Walze 0,82 m, Walzdruck 40 kg/cm². Gewicht des ganzen Fertigers 7,5 t, mittlere Geschwindigkeit der Walze 36 m/min, Dauer eines Überlaufes über eine Straßenbreite von 6 m 10 sek. Breite eines gewalzten Feldes 0,8 m, Zeit für das Abwalzen eines Streifens bei achtmaligem Überlaufen der Walze einschli. Unterbrechungen 2 min., Leistung 24 m/h Straßenlänge.

Abb. 2. Walzenfertiger zum Festlegen von Schwarzdecken.

die Schüttlängen in der Straßenlängsachse gleichmäßig sind, da nur auf diese Weise beim Heißelbau mit gleichmäßiger Temperatur gearbeitet werden kann. Die Bauart der Verteilgeräte für Teer- oder Asphaltbeton ist daher anders als für gewöhnlichen Beton.

An einem Verteilgerät von Gauhe, Gockel & Cie G. m. b. H. (Abb. 1), ist zum Vermeiden von Häufungen infolge Auflockerns des Mischgutes und zum genauen Abstreifen bei der Abgabe ein Verteiltisch *a* eingebaut, der über die ganze Straßenbreite reicht und von jeder Seite und durch jedes Fördermittel (Kippwagen, Lastkraftwagenkipper u. dgl.) beschickt werden kann. Die Aufnahmefähigkeit des Tisches beträgt 6 t Mischgut. Die Plattform wird von einem Eisengerüst getragen, das aus statischen und wärmetechnischen Gründen Kastenform hat. Durch den geschlossenen Kasten kann keine kalte Luft Zutreten, so daß die Wärme des Mischgutes und der Heizschlangen, die durch eine Hochdruck-Ölfeuerung beheizt werden, erhalten bleibt. An den Verteiltisch schließt sich der Verteilraum *b* an, dessen Rückwand der Verteiltisch und dessen Vorderwand die hin- und hergehende Verteilbohle *c* bildet. Vom Verteiltisch wird das Mischgut durch zwei Leute mit Handgeräten, die sich auf der hinter der Verteilbohle liegenden Bedienungsfläche befinden, nach der Mitte des Verteilraumes gezogen. Dabei wird das Mischgut zugleich aufgelockert.

Maschine kann nur so zurückgesetzt werden, daß die Mitte der Walze über einer Streifenkante liegt. Wird nochmals überwalzt, so verschwindet jede Streifenbildung, wenn überhaupt beim ersten Festlegen Streifen entstanden sein sollten. R.—

Anweisung für Mörtel und Beton (AMB). Ein Runderlaß des Reichs- u. Preußischen Verkehrsministers vom 4. 11. 1936 — W 2 T 3. 237 — gibt folgendes bekannt:

Die mit Erlaß vom 8. Juli 1929 für den Geschäftsbereich der Reichswasserstraßenverwaltung eingeführte AMB der Deutschen Reichsbahn 1928 ist von dieser durch die 2. amtliche Ausgabe, gültig ab 25. Mai 1936, ersetzt worden¹⁾. In dieser 2. Ausgabe sind die inzwischen erschienenen Neufassungen der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932, der deutschen Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement sowie andere amtliche Bestimmungen berücksichtigt.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1936, Heft 52, S. 742.

Sie tritt auch für den Geschäftsbereich der Reichswasserstraßenverwaltung an Stelle der 1. Ausgabe in Kraft.

Die mit dem Erlaß vom 8. Juli 1929 getroffenen Sonderbestimmungen werden zum großen Teil durch die Neufassung entbehrlich, doch bleibt der Erlaß als Ganzes in Kraft. Soweit einzelne Bestimmungen der AMB geringfügige Abweichungen von den durch frühere Erlasse eingeführten Bestimmungen und Normen enthalten²⁾, bleibt die Geltung der eingeführten Bestimmungen unberührt. Der Schlußsatz des Abschnitts „Geltungsbereich“ auf S. 10 gilt daher nicht für die Reichswasserstraßenverwaltung.

Zu einzelnen Bestimmungen der Anweisung ist zu bemerken:

Zu § 9, S. 16. Wegen der Verwendung von nichtnormenmäßigen Zementen bei Beton- und Eisenbetonbauten, zu denen die Traßzemente und Naturzemente zu rechnen sind, verweise ich auf meinen Erlaß W. I. T. 3. 173 vom 18. Dezember 1928. Danach sind für die Genehmigung zur Verwendung solcher Zemente bei den Bauten der Reichswasserstraßenverwaltung, soweit sie den baupolizeilichen Bestimmungen nicht unterworfen sind, die Provinzial- bzw. Mittelbehörden zuständig.

Zu § 13, S. 17. Soll die nach den Bestimmungen erforderliche Mindestmenge an Bindemitteln (vgl. Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932, Teil A, § 8, 2) unterschritten werden, was besonders bei Verwendung von wasserbindenden Zusatzstoffen zulässig sein kann, so ist hierfür meine ausdrückliche Genehmigung erforderlich. Nach den Eisenbetonbestimmungen ist auch bei Gemengen, die in der Fabrik hergestellt sind (z. B. Traßzement), für die Berechnung der erforderlichen Mindestmenge nur der Zementanteil des Gemenges zu berücksichtigen.

Zu § 21, S. 25. Von der Trennung der Zuschlagstoffe in einzelne Körnungen darf in geeigneten Fällen mit Zustimmung der Mittelbehörde abgesehen werden.

Zu § 26, Fußnote S. 30. Das Betonieren mit ortsfesten Trichtern hat sich nicht nur bei Unterwasserbeton bewährt, es kann auch beim Betonieren im Trocknen von Vorteil sein, vgl. hierzu die Veröffentlichungen in Bautechn. 1933, S. 434, und 1935, S. 133 (Schunterdüker und Okerdüker unter dem Mittellandkanal).

Zu § 28, S. 31. In besonders wichtigen Fällen empfiehlt es sich, um einen besonders festen Zusammenschluß der Betonschichten in den Arbeitsfugen zu erreichen, den fertiggestellten Betonteil auf der ganzen Fläche der Arbeitsfuge unmittelbar vor dem Weiterbetonieren abzuspitzen und gründlich von allen losen Teilen zu reinigen.

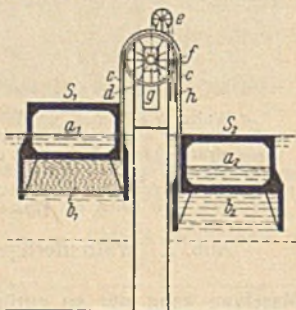
Zu Anlage 3, S. 71. Die niedrigen Werte der Mindestzementmengen für unbewehrten Beton kommen im allgemeinen bei Wasserbauten nicht in Betracht, da bei ihnen regelmäßig Wert auf möglichstste Wasserdichtigkeit zu legen ist.

Ich stelle anheim, über die Bewährung der neuen AMB oder über Zweifel, die sich bei ihrer Auslegung ergeben sollten, zu berichten.

I. A.: Dr. Gähns.

Patentschau.

Vorrichtung zur Führung der die Luftkammern eines schwimmenden Schleusentrogens mit den Luftkammern eines Gegenschwimmers verbindenden biegsamen Luftleitungen. (Kl. 84b, Nr. 603 919 vom 14. 8. 1932 von Leopold Rothmund in Stuttgart.) Um einen störungsfreien Betrieb und eine sichere Führung der Schläuche zu erreichen, werden die zur Luftüberleitung dienenden beweglichen Schläuche oder gelenkartigen Rohre über eine in der Höhe verschiebbar gelagerte Trommel geführt, deren Gewicht einschließlich des Gewichtes der Verbindungsleitungen durch ein Gegengewicht ausgeglichen wird. Die oben geschlossenen Schwimmlitroge S_1 und S_2 sind unten mit den zur Aufnahme der pendelnden Luft bestimmten Kammern b_1 und b_2 versehen. In der Oberwasserstellung des Troges S_1 steht die Luft unter dem Druck einer Wassersäule von der Höhe des Schiffsbehälters a_1 samt Decke und Sohle. Die Oberkante des Troges S_2 liegt in Wasserspiegelhöhe, also unmittelbar nach beendeter Eintauch- oder vor beginnender Austauschfahrt. Die unten offene Kammer b_2 ist vollständig mit Wasser gefüllt und ihre Decke ist spiegelgleich mit der Unterkante der Preßluftschicht in der Kammer b_1 . Zur Verbindung der Kammern b_1, b_2 dient eine die Oberflächenhöhe der Tröge überschreitende biegsame oder gelenkartige Leitung c , die über einer drehbaren Trommel d aufgehängt ist, letztere hängt an einer Rolle e , und ihre Lager f sind in Nischen g lotrecht verschiebbar. Das Gewicht der Trommel d und der Leitung c ist durch ein Gegengewicht h ausgeglichen, derart, daß die Trommel stets mit Übergewicht nach oben gezogen wird. Senkt man den Trog S_1 durch eine geringe Kraft, so wird die Preßluft aus der Kammer b_1 in die Kammer b_2 gedrückt und der Trog S_1 senkt sich stetig bis zum völligen Eintauchen, während der Trog S_2 sich hebt, bis die planmäßige Oberwasserstellung erreicht ist. Die Kräfteinwirkung auf S_1 kann durch eine Gegenkraft auf S_2 verstärkt werden. Während der Ein- und Austauschfahrt dreht sich die Trommel, ohne ihre Höhenlage zu verändern.



Einrichtung zur Regelung der Fließgeschwindigkeit des Wassers in einem Gerinne. (Kl. 84a, Nr. 606 299 vom 3. 3. 1931 von Dr.-Ing. Alexander Ramshorn in Essen.) Um in einem Gerinne die durch Überschreiten der Abflußgeschwindigkeit und damit auch der Schleppkraft des Wassers eintretenden Zerstörungen der Sohle und der Böschungen zu vermeiden, werden oberhalb des normalen Wasserspiegels w_1 in Abständen hintereinander, in verschiedener Höhe Querbalken a, c, e angeordnet; hierdurch soll erreicht werden, daß der vor dem Absturz liegende Querbalken eine Geschwindigkeitszunahme des Wassers infolge des durch den Absturz ausgeübten Soges verhindert und der hinter dem Absturz liegende Querbalken die lebendige Kraft des Wassers vernichtet. Die Sohlen s_1 und s_2 des mit Absturz h versehenen Gerinnes liegen auf verschiedener Höhe. Steigt der normale Wasserspiegel w_1 infolge vermehrter Wasserzuführung, so stößt die obere Wasserschicht gegen die Querbalken a der oberhalb und unterhalb des Absturzes h liegenden Strecken und gegen die Querbalken c und e des Absturzes, wodurch sich dann der Wasserspiegel w_2 einstellt. Um die oberhalb der Absturzkante durch den Absturzsoog entstehende Geschwindigkeitszunahme zu beseitigen, ist der Querbalken b um ein solches Maß tiefer als die Querbalken a angeordnet, daß er in den abgesehenen normalen Wasserspiegel eintaucht und diesen bis zur gleichen Höhe des Abflusses w_1 in der durch den Absturz unbeeinflussten Gerinnestrecke anstaut.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. Betriebsverwaltung
Ernannt: zum Reichsbahnoberrat: Reichsbahnrat Eißler, Dezentert der RBD Breslau.

Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Emil Beck, Dezentert der RBD Stettin, als Abteilungsleiter und Dezentert zur RBD Augsburg; die Reichsbahnoberräte Mühlenbruch, Dezentert der RBD Osten in Frankfurt (Oder), als Dezentert zur RBD Stettin, Schulte, Dezentert der RBD Altona, als Dezentert zur RBD Schwerin (Mecklbg.), Dr.-Ing. Köhler, Dezentert der RBD Halle (Saale), als Dezentert zur RBD Saarbrücken, Harre, Dezentert der RBD Schwerin (Mecklbg.), als Dezentert zur RBD Osten in Frankfurt (Oder), Dölker, Dezentert der RBD Königsberg (Pr.), als Dezentert zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Kassel, Oskar Heyne, Vorstand des Betriebsamts Cottbus 2, als Vorstand zum Betriebsamt Magdeburg 1, Maager, Vorstand des Betriebsamts Saarbrücken 1, als Dezentert zur RBD Dresden, Graupner, Vorstand des Betriebsamts Pöppeln 1, als Dezentert zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Dresden, Dr.-Ing. Heydt, Vorstand des Betriebsamts Glückstadt, als Dezentert zur RBD Altona und Reichardt, Vorstand des Neubauamts Berlin 3, als Vorstand zum Betriebsamt Pöppeln 1; die Reichsbahnräte Hutloff, Vorstand des Betriebsamts Magdeburg 1, als Vorstand zum Betriebsamt Duisburg 2, Camrath beim Betriebsamt Bremen 1, als Vorstand zum Betriebsamt Goldap, Ast bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Schwerin (Mecklbg.), Stritzel, Vorstand des Neubauamts Zinten, als Vorstand zum Betriebsamt Königsberg (Pr.) 2, Dr.-Ing. Eugen Hahn, Vorstand der Bauabteilung Stuttgart der Reichsautobahnen, als Vorstand zum Betriebsamt Betzdorf, Anton Hahn, Vorstand des Betriebsamts Schwerin (Mecklbg.), als Vorstand zum Betriebsamt Harburg-Wilhelmsburg und Theodor Pabst beim Messungsamt München, als Vorstand zum Messungsamt Augsburg; die Reichsbahnbaumasoren Schwahn bei der RBD Königsberg (Pr.), als Vorstand zum Neubauamt Zinten, Boost beim Betriebsamt Berlin 1, als Vorstand zum Neubauamt Erfurt, Höhn beim Betriebsamt Leipzig 1 in den Bezirk der RBD Berlin und Dierksmeier bei der RBD Karlsruhe zur Hauptverwaltung in Berlin.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Lüttmann, Dezentert der RBD Königsberg (Pr.), die Geschäfte des Leiters der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Königsberg (Pr.); den Reichsbahnräten Otto Zeininger, Vorstand des Betriebsamts Königsberg (Pr.) 1, die Geschäfte eines Dezenterten bei der RBD Königsberg (Pr.) und Walter Albrecht beim Betriebsamt Stuttgart 1, die Stellung des Vorstandes der Bauabteilung Stuttgart der Reichsautobahnen.

Überwiesen: Reichsbahnrat Willy Schneider, Vorstand des Betriebsamts Königsberg (Pr.) 2, als Vorstand zum Betriebsamt Königsberg (Pr.) 1.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte Johannes Conradi, Dezentert der RBD Berlin, Beer, Dezentert der RBD Münster (Westf.), Karl Dreßler, Dezentert der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Dresden und Paul Göhring, Vorstand des Betriebsamts Flöha.

Im Ruhestand verstorben: Direktor bei der Reichsbahn Hilleke in Berlin, zuletzt bei der RBD Berlin; Geheimer Baurat Gantzer in Berlin, zuletzt Dezentert der RBD Berlin.

INHALT: Die Kanalüberführungen in der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen i. W. (Schluß). — Neue Wege für Abflußberechnungen in offenen Gerinnen. — Rüttelbeton. (Schluß). — Vermischtes: Runderlaß betr. Anbau an Verkehrsstraßen vom 8. September 1936. — Einrichtungen zum Einbringen des Betons beim Bau der Sperrmauer bei Hohenwarte. — Einrichtungen zum Herstellen von Schwarzdecken. — Anweisung für Mörtel und Beton (AMB). — Patentschau. — Personalmeldungen.

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

²⁾ Vgl. hierzu die Veröffentlichung von Wedler in Ztbl. d. Bauv. 1936, Heft 41.

