

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 7. September 1934

Heft 38

Die Entwicklung der Schienenübergänge auf festen und beweglichen Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahn-Dipl.-Ing. Kober, Stettin.

Die Schienenübergänge bezwecken bekanntlich den Ausgleich der Längenänderung zwischen den Schienen einer Brücke größerer Stützweite und denen des anschließenden Gleises oder zwischen den Schienen von einander folgenden Brücken. Sie sollen stoßfreie Übergänge gewährleisten. Man unterscheidet je nach dem Verwendungszweck „nicht angetriebene“ und „angetriebene Schienenübergänge“.

I. Nicht angetriebene Schienenübergänge.

Die nicht angetriebenen Schienenübergänge, auf die hier nur ganz kurz eingegangen werden soll, kommen nur an den Enden von Brücken über 60 m Stützweite in Frage. Sie dienen dem Ausgleich der an den beweglichen Auflagern durch Temperaturänderungen auftretenden Bewegungen und der Beseitigung des Stoßes an der Übergangsstelle.

In der Ausbildung derartiger Übergänge sind die verschiedensten Wege eingeschlagen worden. Zur Kennzeichnung der Fortschritte, die die Entwicklung dieser Versuche seit ihren Anfängen gemacht hat, sei eine aus dem Jahre 1875 stammende Vorrichtung (Abb. 1) gezeigt, die nur eine gegenseitige Längenänderung von 40 mm zuläßt.

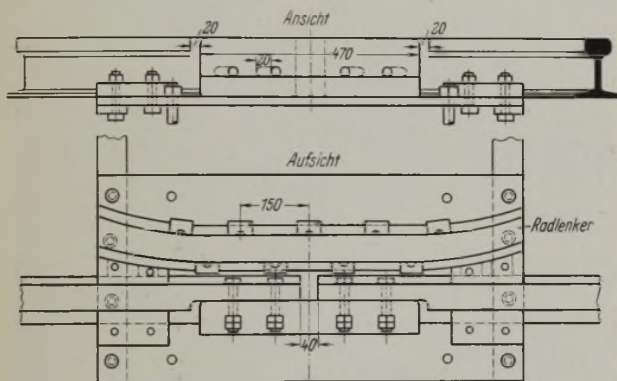


Abb. 1. Schienenübergang aus dem Jahre 1875.

Über Ausführungen neuerer Bauart ist bekannt, daß Beuchelt & Co. in Grünberg/Schl. eine eigene Ausführung entworfen hat. Einige Direktionen haben Konstruktionen eingebaut, die sich zum Teil an die von Geheimrat Dr.-Ing. chr. Schaper in seinem Buche „Eiserne Brücken“ beschriebenen anlehnen, da die vom Reichsbahn-Zentralamt herausgegebenen Musterentwürfe damals wohl noch nicht erschienen waren.

Verfasser hat von Anfang an, wie wohl auch die meisten Reichsbahndirektionen nach 1930, die genannten Musterentwürfe allen Ausführungen zugrunde gelegt. Es wurde erstmalig im Jahre 1928 anschließend an eine umfangreiche Brückenverstärkung eine derartige Übergangsvorrichtung von 100 mm Auszuglänge eingebaut. Eine nach den gleichen Musterentwürfen ausgeführte Übergangsvorrichtung von 340 mm Auszuglänge fand zwei Jahre später bei dem Neubau einer Brücke Verwendung. Beide Ausführungen haben sich gut bewährt, so daß ein Schienenübergang von 360 mm Auszuglänge auch für eine weitere noch im Umbau befindliche Brücke vorgesehen ist.

II. Angetriebene Schienenübergänge.

Könnten die geschilderten Schienenübergänge nur an Brückenenden Verwendung finden, an denen unter Zulassung von Längsbewegungen eine dauernde Verbindung mit dem anschließenden Gleis bestehen bleibt, so liegt der Fall ganz anders bei beweglichen Brücken, bei denen die Herbeiführung einer vollständigen Trennung des Gleises vor dem Öffnen Bedingung ist. Dies kann nur von Hand oder maschinell geschehen, d. h., die Schienenübergänge müssen „angetrieben“ werden, damit beim Öffnen der beweglichen Brücke kein für die Bewegung störender Zusammenhang mit den Schienen des anschließenden Gleises mehr besteht.

Schienenübergänge im heutigen Sinne waren bei beweglichen Brücken früher überhaupt nicht bekannt. Die beiden Schienen an den Brückenenden standen sich stumpf gegenüber. Sie wurden durch Doppelaschen miteinander verbunden, die mit der einen Schiene meist durch zwei, mit der andern Schiene durch einen Bolzen verschraubt waren. Vor dem

Öffnen der Brücke mußten diese Schraubenverbindungen erst gelöst werden. Es ist vorgekommen, daß bei kurzen Zugpausen — um Zeit für das Durchlassen der Schiffahrt zu gewinnen — die Laschen vor dem Hinüberfahren des letzten Zuges entfernt wurden.

Der unvermeidliche Zwischenraum zwischen den sich gegenüberstehenden Schienenköpfen ist meist abhängig von einer mehr oder minder guten Verlegung des Gleises. Verfasser hat selbst beobachtet, daß zur Verkleinerung einer recht groß geratenen Lücke ein kurzes Schienenstück lose zwischen eingehängt war und sich mit seinem Kopfe auf die verbindenden Laschen stützte. Daß ein Laschenbruch hierdurch begünstigt wird, ist ohne weiteres verständlich, ebenso, daß beim Befahren selbst

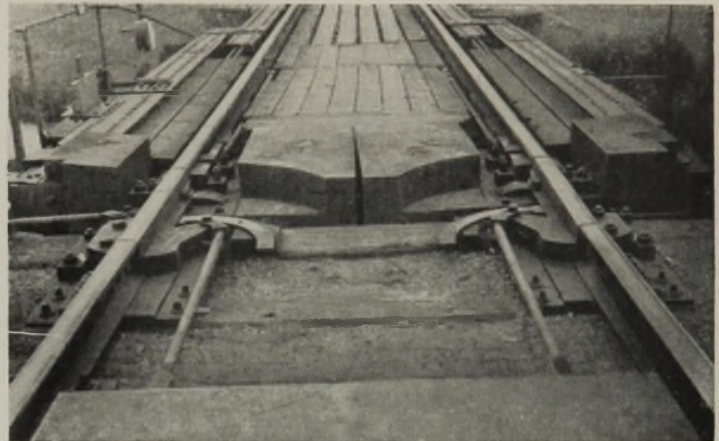


Abb. 2. Drehschienen, geschlossener Zustand.

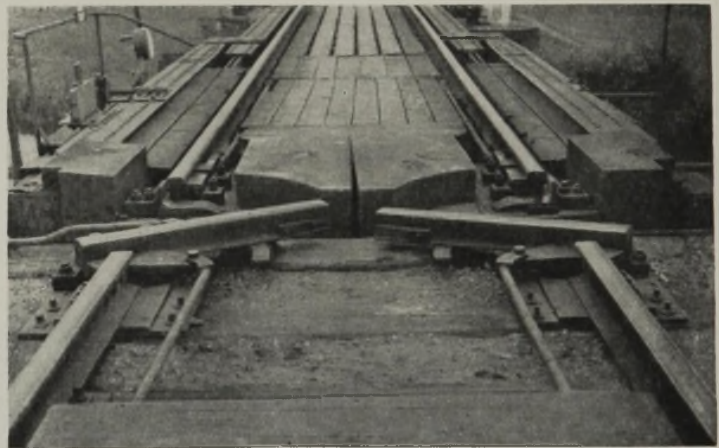


Abb. 3. Drehschienen, geöffnet.

eines derartig verkleinerten Zwischenraumes starke Stöße unvermeidlich sind. Die starke Stoßwirkung ist bei allen beweglichen Brücken älterer Bauart noch heute der Hauptgrund, die auf den Strecken zugelassenen Höchstgeschwindigkeiten an den Überfahrstellen stark — auf 45 km/h — herabzusetzen.

Man hat seit etwa einem Jahrzehnt anlässlich des Umbaus alter beweglicher Brücken in neuzeitlichere Systeme begonnen, den Schienenübergängen größere Beachtung zu schenken. Einen ersten derartigen Versuch stellten die auf einer Nebenbahnstrecke nach Abb. 2 u. 3 eingebauten Drehschienen dar. Die sehr kurz gehaltenen Schrägschnitte neigten zum Festklemmen bei Temperaturerhöhungen. Die ganze Vorrichtung wurde daher nach ein paar Jahren beseitigt, die frühere Verbindung der Schienen durch Laschen wiederhergestellt und das sehr selten erforderliche Öffnen der Brücke nach Einziehung des ständigen Brückenpostens dem nahegelegenen Bahnhof übertragen.

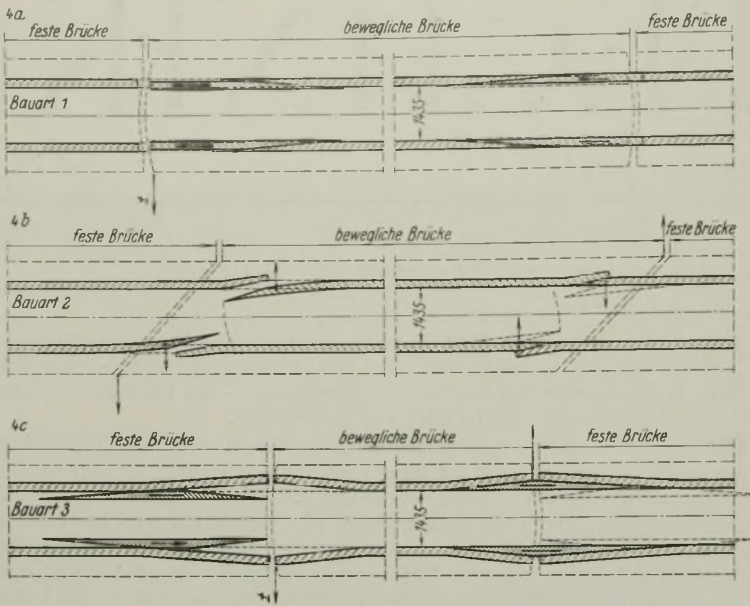


Abb. 4a bis c. Schematische Darstellung der drei Bauarten.

Bei der Weiterentwicklung der „angetriebenen“ Schienenübergänge sind nun drei verschiedene Bauarten zu unterscheiden, die in Abb. 4a—c schematisch dargestellt sind.

Bauart 1.

Die erste im Jahre 1926 zur Ausführung gelangte Bauart besteht aus einer an dem einen Ende schräg, an dem anderen Ende stumpf geschnittenen Schienenzunge. Das stumpfe Ende wird mit Federn gegen die Schiene des anschließenden festen Überbaues gepreßt und ruht mit dieser auf einer gemeinsamen Unterlagsplatte. Die Schienenzungen der, nebenbei bemerkt, zweigleisigen Brücke bewegen sich beim Öffnen längs ihrer Schrägschnitte um etwa 200 mm, wie aus Abb. 5 u. 6 zu erkennen ist. Der Antrieb der Zungen geschieht durch einen mit 4 PS reichlich bemessenen Motor über eine gemeinsame Welle, auf der vier Angriffshebel sitzen. Die seitliche Führung der Zungen während der Bewegung — an den Außenseiten durch die abgelenkten Backenschienen, an den Innenseiten durch je zwei Klemmschuhe — ist aus den beiden Abbildungen gut zu erkennen. In geschlossenem Zustand der Brücke wird auch das stumpfe Ende der Zungen durch die schon erwähnte gemeinsame Unterlagsplatte jedes Schienenstranges seitlich gehalten. Der in Mitte Gleis erkennbare Haken dient zur Verriegelung. Er hat die beim Befahren auftretenden Brems- und Anfahrkräfte auf den anschließenden festen Überbau zu übertragen, sofern sie nach der Mitte der beweglichen Brücke zu wirken. Durch die die Zunge anpressenden Federn sollen auch etwaige Stöße gemildert werden.

Die Verwendungsmöglichkeiten dieser Art Schienenübergänge sind unbegrenzt. Sie eignen sich für Brücken mit geradem und mit schiefem Abschluß; sie können ebenso gut wie bei Drehbrücken bei Hub- und Klappbrücken Verwendung finden. Man kann sie in ihrer Anordnung auch umgekehrt verlegen, wenn es vermieden werden soll, auf den sich bewegenden Brückenteilen Maschinenteile anzuordnen.

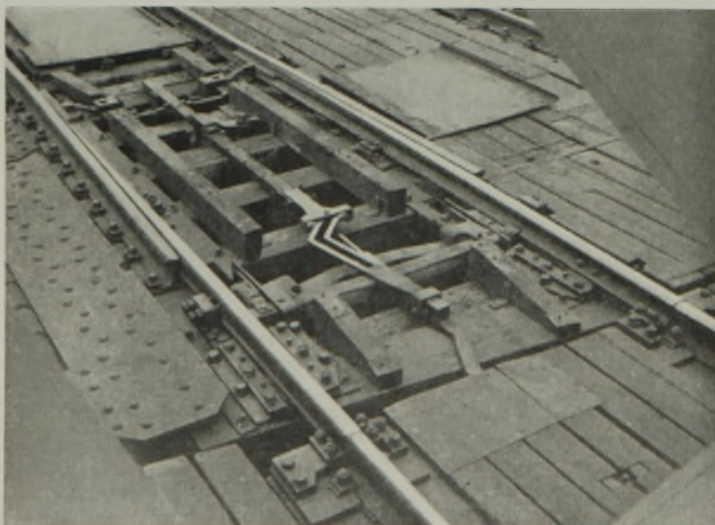


Abb. 5. Drehbrücke mit geradem Abschluß. Geschlossener Zustand.

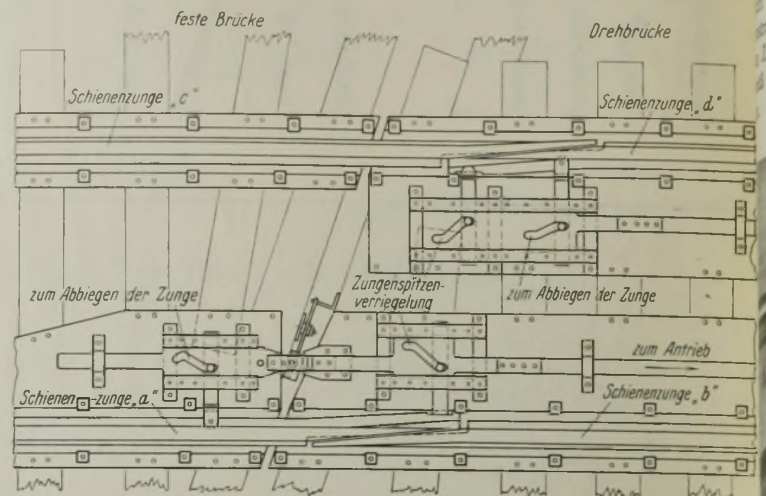


Abb. 7. Gesamtanordnung.

Bauart 2.

Eine ganz andere Ausführungsart stellen die nach Abb. 4b zur Ausführung gelangten Schienenübergänge dar, die sich an ähnliche bereits anderweitig angewendete Bauarten anlehnen. Hier werden federnde Zungen durch angetriebene Kurvenscheiben an festliegende Backenschienen angepreßt oder, zum Öffnen der Drehbrücke, von ihnen abgezogen. Das Abziehen ist erforderlich, um die ineinander eingreifenden

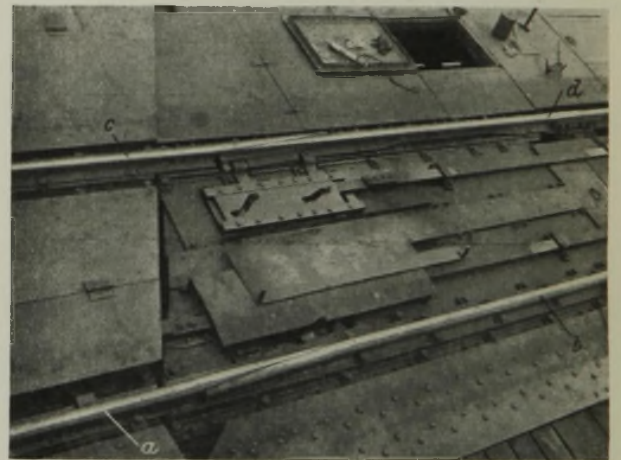


Abb. 8. Drehbrücke mit schrägem Abschluß. Geschlossener Zustand.

Teile der Zungen- und Backenschiene für die nachfolgende Bewegung der Drehbrücke, das Absenken der Brückenenden, frei zu bekommen¹⁾. Bei der zu Abb. 4b gehörigen Drehbrücke ist der Abschluß der Brücke

¹⁾ Bei einer vor einer Reihe von Jahren bereits erbauten Drehbrücke werden die auf dem drehbaren Teil verlegten, über das Widerlager ragenden Schienenzungen erst abgelenkt und dann hochgeklappt.

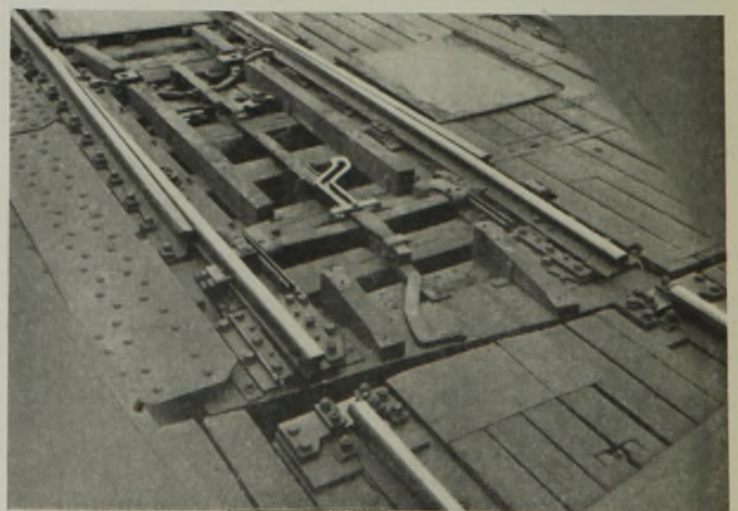


Abb. 6. Drehbrücke mit geradem Abschluß. Schienenzungen zurückgezogen.

absichtlich so schräg ausgeführt, daß die Backenschienen des einen Schienenstranges beim Öffnen vor Kopf der auf die Drehbrücke hinausragenden Zungen des anderen Schienenstranges aneinander vorbeigehen. Sinngemäß gilt dies auch, bei zweigleisiger Brücke, für die beiden inneren Schienen. Aus Abb. 7 ist die Gesamtanordnung erkennbar. Abb. 8 zeigt

inneren Backenschienen *c* und *b* beider Gleise für das Aneinandervorbeigehen das nötige Spiel haben.

Die Verwendung derartiger Federungen bei den verschiedenen beweglichen Brückensystemen ist in Auswirkung des Gesagten unter den nachfolgenden Bedingungen möglich:

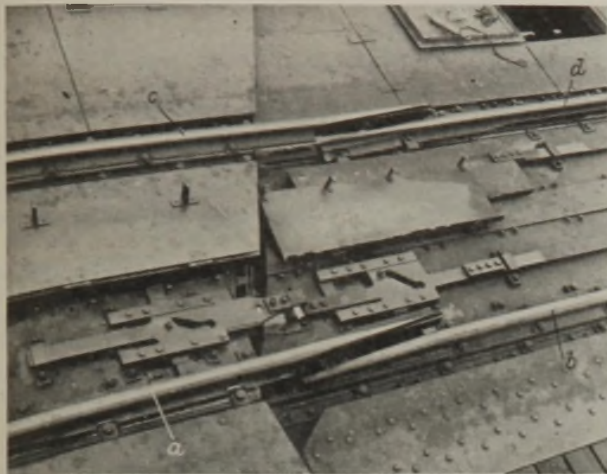


Abb. 9. Drehbrücke mit schrägem Abschluß. Zungen abgebogen, Brückenende abgesenkt.

die geschlossene Stellung. An der hinteren Schiene ist hier die zur Erzielung der Federung erforderliche Einschnürung des Schienenfußes gut erkennbar. Das einseitige Aufdrehen der im Grundriß schiefen Drehbrücke bedingt, daß die eine abzubiegende Zunge *d* auf der Drehbrücke, die andere *a* auf der anschließenden festen Brücke angeordnet werden muß. Da der Antrieb auf der Drehbrücke untergebracht ist, muß die

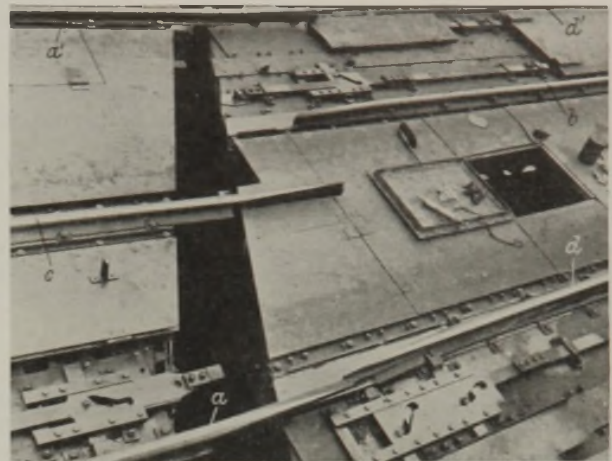


Abb. 11. Drehbrücke mit schrägem Abschluß. Die abgebogenen Zungen „a“ und „b“ gehen beim weiteren Aufdrehen aneinander vor Kopf vorbei.

Bei Hub- und Klappbrücken müssen die Federungen nebst den Kurvenscheiben (Abb. 12 a) beide auf der bewegten Brücke untergebracht und nach Gleismitte zu abgebogen werden. Auf dem anschließenden festen Gleis werden außerdem besondere Spitzenverriegelungen erforderlich. Bei Klappbrücken eignet sich diese Ausführungsart in der Regel nur für die Klappenspitze. Bei Drehbrücken mit rechtwinkligem Abschluß (Abb. 12 b)

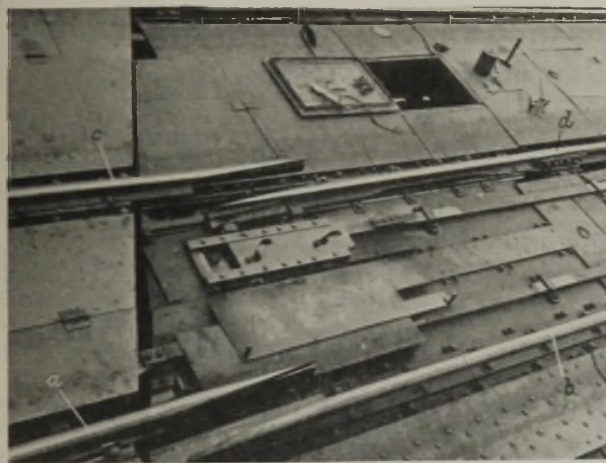


Abb. 10. Drehbrücke mit schrägem Abschluß. Beginn des Aufdrehens der Brücke.

Zunge und Kurvenscheibe auf dem festen Überbau durch eine offene Mitnehmerklaue bewegt werden, die nur bei geschlossener und angehobener Drehbrücke in Eingriff ist. Abb. 9 läßt aus den Lagen der Bolzen in den Schlitzen der Kurvenscheibe erkennen, daß der Abbiegungsvorgang beendet, daß die Drehbrücke abgesenkt und die die beiden Kurvenscheiben verbindenden Klauen außer Eingriff sind. Abb. 10 zeigt den Beginn des Aufdrehens der Drehbrücke und Abb. 11 den Augenblick, an dem die Schienenzunge *d* an der abgebogenen Zunge *a* der festen Brücke vorbeigeht. Es ist weiter erkennbar, daß die sich nähernden

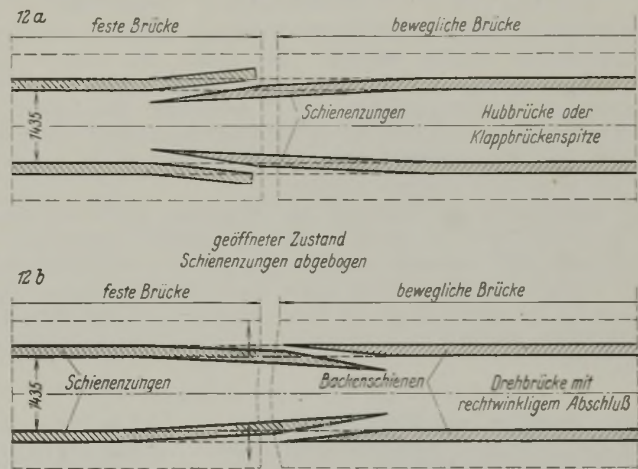


Abb. 12 a u. b. Anordnung der Schienenzungen auf Hub- und Klappbrücken, bzw. rechtwinklig abschließenden Drehbrücken.

sind die Federungen nebst Kurvenscheiben auf dem festen Teil anzuordnen. Die Durchbiegung der auf dem Königstuhl frei schwebenden Brücke muß so groß sein, daß die festen Backenschienen auf der Drehbrücke unter den Zungen beim Aufdrehen das nötige Spiel bekommen. Seitliche Geländer sind mit Aussparungen zu versehen, um ein Anstoßen an die Zungenenden zu vermeiden. Für Drehbrücken mit schrägem Abschluß gilt das gleiche, wenn nicht die Schräge so stark gewählt wird, daß, wie bei der vorstehend genannten Drehbrücke (Abb. 11), ein Vorbeigehen vor Kopf möglich wird. (Schluß folgt.)

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

(Schluß aus Heft 36.)

Teil II. Widerlager und Pfeiler.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Hans Mügge, Nienburg a. d. Weser.

C. Grundlagen für die Berechnung.

Die Widerlager und Flügel aller Bauwerke sowie die Strompfeiler der K.-Ü. Lippe sind durchweg als Schwergewichtmauern berechnet worden.

Erde: a) Belastungsannahmen.
Spezifisches Gewicht trocken $\gamma_t = 1,8 \text{ t/m}^3$,
Spezifisches Gewicht naß $\gamma_n = 2,0 \text{ t/m}^3$,

Böschungswinkel über Wasser $\varphi = 33^\circ$,
Böschungswinkel unter Wasser $\varphi = 24^\circ$,
Reibung zwischen Erde und Beton an senkrechter Fläche $\mu = 0$,
Reibung zwischen Erde und Beton an waagerechter Fläche $\mu = 0,3$.
Beton: Spezifisches Gewicht des Betons:
mit Eiseneinlagen $\gamma_b = 2,3 \text{ t/m}^3$,
Eisenbeton $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$.

b) Erddruck, Winddruck und Auftrieb.

Der Erddruck ist berechnet nach der Gleichung:

$$E = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Hinter den Widerlagern, auf den Widerlagerkronen und zwischen den Flügeln ist zur Berücksichtigung der Wassertiefe im eisernen Trog der Kanalüberführungen und zur Berücksichtigung einer Auflast durch ein abgesunkenes Schiff von 1500 t Ladung, d. h. zur Berücksichtigung eines Gesamtgewichtes von Schiff und Ladung = 2000 t, — wobei wiederum das spezifische Gewicht der Ladung zu 7500 t/m³ eingesetzt ist, — eine Auflast von 6,9 t/m² eingesetzt worden. Auf nasse Erdlast umgerechnet entspricht dies einer Belastungshöhe von 3,45 m.

Winddruck: 0,25 t/m².

Auftrieb: Der Auftrieb an der Sohle der Grundbauten ist einseitig und voll wirkend angenommen worden.

Mit den Auftriebhöhen für die einzelnen Bauteile im abgesunkenen Zustande ist die Standsicherheitsuntersuchung der Grundbauten so aufgestellt worden, daß in keinem Falle durch die Auftriebkraft in der Bodenfuge Zugspannungen entstehen.

c) Auflagerkräfte des eisernen Überbaues.

Die Auflagerkräfte sind in der besonderen Berechnung des eisernen Überbaues ermittelt und der Standsicherheitsuntersuchung der Widerlager zugrunde gelegt.

Sie betragen für die verschiedenen Bauwerke je Auflager jedes Längsträgers:

	Bei voller Belastung	Bei Belastung durch Eigengewicht
Bei der K.-Ü. Klauke . . .	rd. 90 t	rd. 9 t
„ „ „ Lippe . . .	„ 220 t	„ 27 t
„ „ „ Olfen-Selm . . .	„ 110 t	„ 10 t
„ „ „ Stever . . .	„ 220 t	„ 28 t

d) Belastung der Widerlagerkrone und Flügel.

Die Widerlagerkrone wird durch die Wasserlast und durch das Gewicht eines gesunkenen Schiffes belastet. Die Größe der Auflast beträgt 6,9 t/m². Der Leinpfad auf der Krone der Flügel trägt eine Treidellokomotive von 14 t Dienstgewicht und 7 t Achsdruck. Die Auflast durch Menschengedränge von 0,4 t/m² ist, da die Flügelmauern für 1 lfdm untersucht sind und der Achsdruck einer Treidellokomotive als Auflast eingesetzt ist, außer acht gelassen worden.

Die Sicherheit gegen Einflüsse des Bergbaues stellte an die Bauwerke die in Teil I³⁾, S. 101 unter a) und b) genannten Bedingungen, d. h. Standsicherheit beim Absinken von 1 m und bis zu einer Schrägstellung von 100 : 1 gegen die Waagerechte sowie einer Unterhöhung der Grundbauten von 1/8 der Gesamtlänge am Ende oder von 1/3 in der Mitte dürfen die Beanspruchungen den doppelten Wert der sonst zulässigen nicht überschreiten.

e) Zulässige Beanspruchungen.

Normale Beanspruchung Beton auf Druck $\sigma_{bd} = 33,3 \text{ kg/cm}^2$,

Beton auf Zug $\sigma_{bz} = 1 \text{ kg/cm}^2$ (alle auftretenden Zugspannungen werden durch Eisen aufgenommen),

Beton auf Schub $\tau_0 = 4 \text{ kg/cm}^2$,

Eisen auf Zug $\sigma_{ez} = 1200 \text{ kg/cm}^2$,

Eisenhaftspannung $\tau_1 = 4,5 \text{ kg/cm}^2$.

Beanspruchung infolge von Bergsenkung (Unterhöhung von Bauwerkteilen). Gemäß Ministerialerlaß sind die doppelten Werte der gewöhnlich zulässigen Spannungen unter e) zugelassen.

In der Standsicherheitsberechnung der Grundbauten wurden für jeden Bauwerkteil folgende Belastungsfälle untersucht:

Fall A: Bauzustand, keine Hinterfüllung, Winddruck, keine Auflast (beim Stropfweil einseitige Auflast durch Eigengewicht des Troges);

Fall B: Normalstellung, Erd- und Wasserdruck, Vollast, Bauwerk 1 m abgesunken;

Fall C: Schrägstellung um 100 : 1, sonst wie im Falle B.

Bei diesem Falle haben sich die Spannungsergebnisse bei der zuerst auszuführenden K.-Ü. Klauke um rd. 4 % erhöht bzw. rd. 11 % vermindert. Diese Tatsache ist bei allen Standsicherheitsuntersuchungen berücksichtigt worden.

Mit Ausnahme der Widerlager und Stropfweil der K.-Ü. Lippe, die unmittelbar auf dem festen Mergel stehen, sind alle übrigen Grundbauten (Widerlager und Flügel), wie bereits in Teil I³⁾ im einzelnen beschrieben, auf Frankpfählen gegründet.

Nach den Grundlagen für die Standsicherheitsberechnungen wurden die Bodenbeanspruchungen in der Bauwerksohle für die verschiedenen Belastungszustände ermittelt. Für die Aufteilung der Frankpfähle und

die Berechnung der Belastungen sind die Spannungsergebnisse der ungünstigsten Fälle übereinander aufgetragen worden. Zur Sicherheit ist die Umfahrlinie der Druckverteilungsflächen zugrunde gelegt und daraus der auf jeden Pfahl entfallende Lastanteil berechnet worden.

Die größten Bodenpressungen in kg/cm² in Höhe der Bauwerksohle betragen:

	K.-Ü. Klauke	K.-Ü. Lippe	K.-Ü. Olfen-Selm	K.-Ü. Stever
Bei den Widerlagern	3,40	Diese sind auf festem Mergel gegründet	4,27	4,64
Bei den Flügeln . . .	3,85	4,60 bzw. 5,20 bei dem südwestlichen Flügel	3,69	4,07

Besonderer Wert wurde darauf gelegt, daß der Baugrund durch sämtliche Bauteile annähernd gleich belastet wird, um ein ungleichmäßiges Setzen zu vermeiden.

Die mittlere Bodenpressung in kg/cm² beträgt danach im ungünstigsten Falle:

	K.-Ü. Klauke	K.-Ü. Lippe (Flügel)	K.-Ü. Olfen-Selm	K.-Ü. Stever
Bei den Widerlagern	2,14	Siehe oben	2,34	3,15
Bei den Flügeln . . .	2,41	3,13 bzw. 3,70 bei dem südwestlichen Flügel	2,60	2,92

Somit ist eine annähernd gleiche Bodenbelastung der verschiedenen Bauwerkteile erreicht.

Aus der Bodendruckverteilung ergeben sich folgende abgerundete, größte Pfahlbelastungen in t:

	K.-Ü. Klauke	K.-Ü. Lippe	K.-Ü. Olfen-Selm	K.-Ü. Stever
Beim Bauzustande:				
Unter den Widerlagern	60	Siehe oben	72	77
Unter den Flügeln . . .	65	69 bzw. 83 bei dem südwestlichen Flügel	80	72
Beim späteren Betriebszustande:				
Unter den Widerlagern	60	Siehe oben	75	75
Unter den Flügeln, und zwar bei allen Pfählen einschließlich der vorderen Schrägpfähle . . .	60	70 bzw. 80 bei dem südwestlichen Flügel	75	75

Die Pfähle jedes Bauwerkteiles sind demnach so angeordnet, daß sie annähernd mit der gleichen Auflast belastet werden, und daß der Baugrund annähernd gleich stark beansprucht wird, so daß ein ungleichmäßiges Setzen der Bauteile nicht zu befürchten ist. Die oben angegebenen Pfahlbelastungen sind aus Sicherheitsgründen verhältnismäßig gering gewählt. Nach früheren, auf einer anderen Baustelle vorgenommenen Probebelastungen von Frankpfählen tritt eine meßbare Einsenkung erst nach einer Belastung von etwa 100 t ein. Die waagerechten Kräfte sind zunächst den Schrägpfählen zugewiesen worden. Infolge ihrer Einspannung im stark verdichteten Boden und ihrer Eisenbewehrung im oberen Teile vermögen jedoch auch die lotrechten Pfähle waagerechte Kräfte aufzunehmen. Der nicht von den Schrägpfählen übernommene Teil an waagerechten Kräften ist daher auf die lotrechten Pfähle und auf den stark verdichteten Baugrund derart verteilt worden, daß der Reibungswert für die Bauwerksohle $\mu = \frac{H}{V}$ nicht größer als 0,20 wird, worin H die restliche waagerechte, vom Boden aufzunehmende und V die lotrechte Kraft bedeutet.

D. Eisenbewehrung.

Zum Schutze gegen Bergbewegungen haben sämtliche Teile der Grundbauten, nicht wie beim Rhein-Herne-Kanal und Wesel-Datteln-Kanal, eine als Roste aus Rundeisen gebildete Eisenbewehrung, sondern eine räumliche Fachwerkbewehrung erhalten (vgl. Abb. 22, 26 bis 29 u. 31). Diese ist aus einfachen Winkeleisen zusammengesetzt, die unten und oben je einen fest mit ihnen verbundenen Rost aus U-Eisen tragen. Diese Roste nehmen die Zugspannungen infolge von Unterhöhungen der Bauwerkteile auf, während die Schrägeisen zur Aufnahme von Scherbeanspruchungen bestimmt sind.

Die vorspringenden Fundamentfüße sind in der üblichen Weise durch Rundeisen bewehrt.

E. Ausbildung und Abdichtung der Trennungsfugen zwischen Widerlagern und Flügeln.

Wie bereits erwähnt, sind die Widerlager in ihrer ganzen Länge in einem Block und nur von den Flügelmauern, die ebenfalls in einem Block betoniert sind, durch eine durchgehende Fuge von 15 cm Weite getrennt

³⁾ Vgl. Bautechn. 1934, Heft 9, S. 99 ff.

ausgeführt. Bei der Entwurfsbearbeitung wurde erwogen, zur Begegnung von Rissen im Beton durch Schwindspannungen auch die sehr langen Widerlager durch Fugen aufzuteilen. Eine solche Aufteilung stieß jedoch in Rücksicht auf die Ausbildung des eisernen Troges der Kanalüberführungen auf erhebliche Schwierigkeiten insofern, als sich der über den Widerlagern befindliche bewegliche Anschluß des Troges an das Widerlager nicht einwandfrei herstellen ließ. Dieser Anschluß wird, wie später im Teil III noch im einzelnen beschrieben werden wird, durch eine dem Kanalquerschnitt im Troge angepaßte durchgehende, doppelte Kupferblechwelle gebildet (vgl. Abb. 21 u. 32), die einerseits mit der Eisenkonstruktion des Troges und andererseits mit dem Beton des Widerlagers fest verbunden werden muß. Bei einer Aufteilung der Widerlager hätte dieser Troganschluß in der Nähe der Aufteilungsfuge außerdem mit einer Bewegungsmöglichkeit rechtwinklig zur Kanalachse ausgestattet sein müssen, was in keiner Weise einwandfrei zu erreichen gewesen wäre, so daß davon Abstand genommen werden mußte.

Die zur Abdichtung der Trennungsfuge vorgesehene Fugenabdichtung wurde an allen Bauwerken in derselben, auf Abb. 33 u. 34 im einzelnen dargestellten Weise ausgeführt.

Die Trennungsfugen zwischen Widerlager und Flügelmauern erhielten eine solche Breite, daß bei einer Schrägstellung des Widerlagers gegen die Flügelmauer oder umgekehrt in einer Neigung von 100:1 die oberen Kanten sich nicht berühren, da andernfalls Beschädigungen der oberen Bauteile durch Abscheren zu befürchten sind.

Aus der Höhenlage der Gründungssohle und der Oberkante der Bauwerke auf NN + 58,00 m ergab sich eine Gesamthöhe der Flügel von 10,50 bis 17,50 m. Die Fuge mußte daher bei 100:1 Schrägstellung im

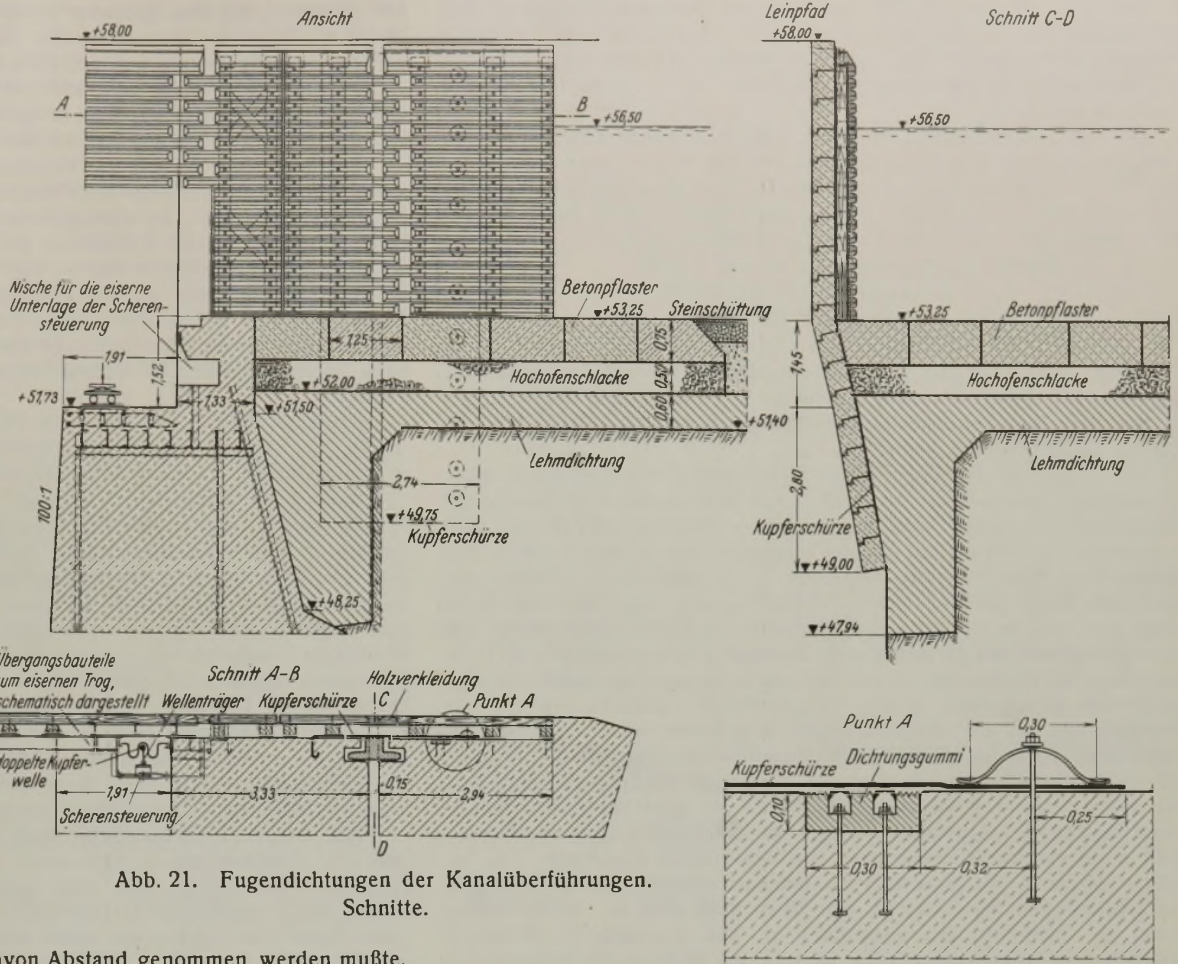


Abb. 21. Fugendichtungen der Kanalüberführungen. Schnitte.

Mittel rd. 14 cm breit sein. Bei dem höchsten Bauwerke, der K.-Ü. Lippe, erreichen die sehr tief auf dem festen Mergel gegründeten Widerlager eine Höhe von 23,50 m. Für Breitenabmessung der Fuge wird die Höhe der anschließenden Flügel von im Mittel 14,5 m als ausreichend zugrunde gelegt. Aus Herstellungsgründen erhielt sie bei allen Bauwerken eine gleichmäßig durchgehende Breite von 15 cm. Sie mußte sowohl gegen das Herausfallen des Dammbodens als auch gegen den Wasserdruck gedichtet werden.

Gegen das Herausfallen des Bodens ist eine Reihe übereinander, in einem Falz lagernder Eisenbetonplatten angeordnet, deren Breite so groß

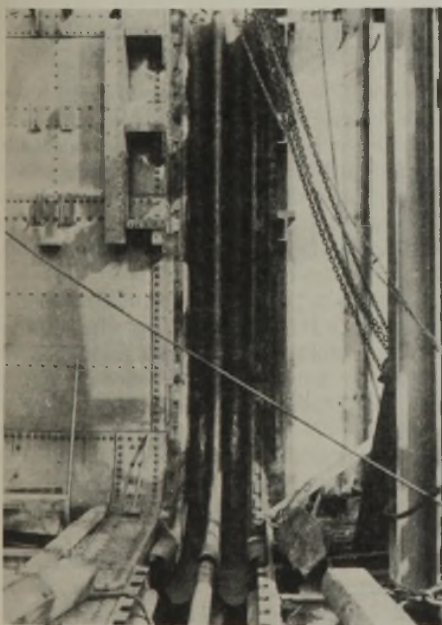
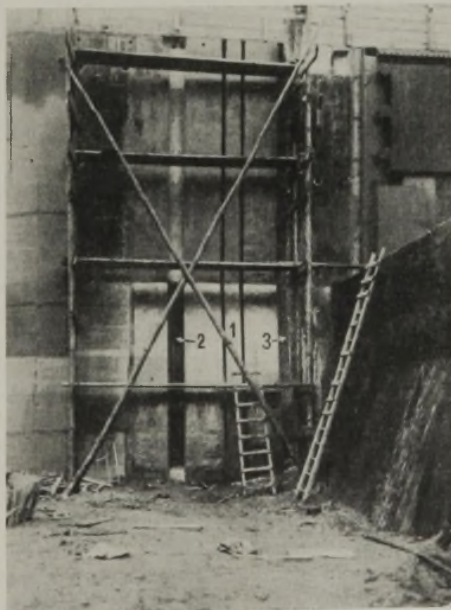


Abb. 32. Anschluß des eisernen Troges der Kanalüberführungen an die Widerlager.

Die doppelte Kupferwelle ruht links auf dem eisernen Trog, rechts auf dem Widerlager und wird in der Mitte durch den sogenannten Wellenträger gegen den Wasserdruck gestützt.



1 Trennungsfuge, durch Eisenbetonplatten überbrückt, die beiderseits genügenden Spielraum für Verschiebungen haben. 2 Falz zur Aufnahme der Gummidichtung, deren untere Hälfte schon eingebaut ist. 3 Falz zur Aufnahme des einzubetonierenden Endes der Kupferschürze. Abb. 33. Abdichtung der Trennungsfuge zwischen Widerlager und Flügel. Kanalseitige Ansicht vor dem Einbau der Kupferschürze.



Abb. 34. Abdichtung der Trennungsfuge zwischen Widerlager und Flügel. Kanalseitige Ansicht nach dem Einbau der Kupferschürze.

ist, daß beim größten Klaffen der Fuge die beiderseitige sichere Auflagerung der Platten noch gewährleistet ist. Andererseits mußte der Falz um soviel breiter als die Platten gemacht werden, daß auch beim Schließen der Fuge infolge Schrägstellen der Baublöcke die Platte noch genügend Spielraum hat.

Die Plattenhöhe beträgt rd. 50 cm. Sie muß gering sein, weil beim Schrägstellen eines Blockes gegen den anderen in der Längsrichtung der Fuge eine windschiefe Fläche entsteht, die aber bei geringer Plattenhöhe ohne schädlichen Einfluß ist. Die Fugenabdeckung reicht vom Leinpfad auf Ordinate NN + 58,00 bis in die Geländehöhe, d. h.

bei der K.-Ü. Klauke bis rd. NN + 49,00,
„ „ „ Lippe bis rd. NN + 45,00,
„ „ „ Olfen-Selm bis rd. NN + 48,00,
„ „ „ Stever bis rd. NN + 46,00.

Weiter unterhalb und an der Außenseite der Flügel erschien eine Fugendeckung nicht notwendig, da an der Sohle der Flügel ein Schließen der Fuge bei Bergsenkungen nicht möglich ist, die Fuge daher hier mit Boden angefüllt werden kann.

Zur Dichtung der Fuge gegen Wasserdruck ist eine 4 mm dicke Kupferschürze vorgesehen, die an der einen Seite in den Widerlagerkörper wasserdicht einbetoniert wird und an dem vollständig ebenen und glatt zu bearbeitenden Beton des Flügels beweglich bleiben muß. Zu diesem Zwecke sind hier Messingbolzen von $\frac{3}{4}$ '' ϕ einbetoniert worden, die durch das Blech hindurchreichen. Dieses erhielt Langlöcher von 32 cm Länge und 8 cm Breite, die mithin gegenüber dem Bolzendurchmesser um soviel größer sind, als die notwendige Bewegungsmöglichkeit (d. h. rd. 15 cm nach jeder Seite) erfordert. Über die Langlöcher wird eine haubenförmige gekrümmte Bronzeplatte gelegt, die durch die Schraubenmutter der Messingbolzen an das Dichtungsblech angedrückt wird. Seitlich der Fugennische ist in einer zweiten, kleineren Nische eine mit drei Wulsten und zwei schlauchähnlichen Einlagen versehene Gummiplatte befestigt, von denen letztere etwa 3 cm über die innere, glatt bearbeitete Mauerflucht der Flügel hinausragen. Gegen diese Schläuche wird das Kupferblech durch die Bronzehauben und den Wasserdruck angepreßt. Die lotrechten Abstände der Messingbolzen nehmen, entsprechend der Abnahme des anpressenden Wasserdrucks, von unten nach oben ab. In der Nische, in der die Gummidichtung angebracht ist, und innerhalb der Schläuche darf sich kein Wasser ansammeln, da sonst die Wirkung des anpressenden Wasserdrucks aufgehoben werden könnte. Zur Ableitung etwa eindringenden Sickerwassers ist daher ein Abflußrohr nach außen durch die Flügel hindurch vorgesehen. Das Kupferblech ist in Rücksicht auf Bergsenkungen nach oben bis NN + 57,80 m, d. h. 1,30 m über dem angespannten Wasserspiegel, hochgeführt worden. Nach unten reicht es bis auf NN + 49,75 m hinab, so daß es 3,25 bis 3,50 m in den Dichtungslehm einbindet.

Die Form der Eisenbetonplatten zur Überdeckung der Fugen ist so gewählt worden, daß ein sanfter Übergang der Kupferblechdichtung auch bei der ungünstigsten Schrägstellung gewährleistet wird.

Die Kupferblechdichtung ist gegen Beschädigungen durch Schiffe durch eine aus Eichenholz verzimmerte Verkleidung geschützt, deren senkrechte Pfosten in die Sohle eingelassen und am oberen Ende mit Bolzen oberhalb der Kupferdichtung am Betonbauwerk befestigt sind.

Die Schrammhölzer sind so fest mit dem Betonkörper verbunden, daß sie keine waagerechten Bewegungen infolge von Schiffsstößen ausführen, also auch keine gefährlichen Zerrungen des Kupferblechs hervorrufen können. Die waagerechten Schrammhölzer sind über der Fugendichtung auf eine Länge von 20 cm unterbrochen, um Bewegungen der Widerlager gegen die Flügel oder umgekehrt zu ermöglichen. Die Fugen sind gegeneinander versetzt angeordnet, weil durchgehende senkrechte Fugen den Beschädigungen durch Schiffe ausgesetzt wären.

Die obersten Schrammhölzer werden abgeschrägt, damit sich der Schrammbord der Schiffe nicht auf die Schutzwand aufsetzen kann. Sie sind ferner gegen Beschädigungen mit Blech umkleidet.

F. Bauvorgang.

Die Baugrube wurde zunächst bis zur Rammebene für die Frankipfähle unter offener Wasserhaltung ausgehoben. Nur bei der K.-Ü. Lippe mußte die Gründungssohle für die Widerlager und Stropfeiler im festen Mergel freigelegt werden. Die Flügel stehen auch hier auf Frankipfählen. Nach dem Rammen der Frankipfähle war zwischen diesen die unmittelbar unter der Gründungssohle lagernde Bodenschicht in einer Dicke von rd. 0,10 m abgeräumt und durch eine Betonausgleichsschicht ersetzt worden, damit ein Aufweichen der Sohle durch Witterungseinflüsse und beim Betreten durch Arbeiter vermieden und die ordnungsmäßige Aufstellung der Eisenfachwerkbewehrung erleichtert wurde (vgl. Abb. 28 u. 29). Hierauf wurden in gewissen Abständen einzelne Betonquerrippen bis in Höhe der Unterkante der Fachwerkbewehrung angelegt, und nach deren Abbinden die Bewehrung aufgestellt. Hierbei wurden an den Stabverbindungen nur einige Hilfsschrauben, im übrigen jedoch nur eiserne Dorne verwendet. Es gelang hierdurch, den Aufbau wesentlich zu beschleunigen.

Im übrigen bestanden keinerlei Bedenken gegen die Verwendung der Dorne an Stelle von Schrauben oder Nieten, weil die Dorne überall satt von Beton umschlossen wurden, sich mithin nicht lockern können und — was gegenüber Nieten oder Schrauben sehr zweckmäßig ist — tiefer in den Beton hineingreifen und eine innigere Verbindung zwischen dem Beton und der Bewehrung, besonders an den Knotenpunkten, gewährleisten.

Ein besonderer Vorteil der Verwendung der Fachwerkbewehrung besteht darin, daß alle mit dem Betonbauwerk in feste Verbindung zu bringenden Eisenteile, im vorliegenden Falle besonders die flußeisernen Eckpanzerungen an den Knicklinien der wasserseitigen Flächen des Bauwerks — im Grundriß gesehen —, und die viertelkreisförmig ausgebildete flußeiserne Panzerung der wasserseitigen Kanten der Widerlager und Flügel mit ihren in den Beton eingreifenden Ankereisen gleich beim Aufbau mit der Fachwerkbewehrung so fest verbunden werden konnten, daß beim Betonieren keinerlei Veränderungen der Lage und keine Störungen auftraten.

Als dann wurde, was durch die Fachwerkbewehrung sehr erleichtert wurde, die Schalung aufgestellt und zum Teil mit der Fachwerkbewehrung in geeigneter Weise durch Anker verbunden.

Aus Sicherheitsgründen wurden jedoch die gegenüberliegenden Schalungswände durch besondere Rundeisen, die an den Enden mit Spannschlössern oder Schraubenmutter versehen waren, sorgfältig verankert und verspannt, so daß die Bauwerkteile in großen Blöcken betoniert werden konnten. Nach dem Abbinden des Betons konnte die Schalung nach dem Abschrauben der Ankerenden in den aus dem Mauerwerk herausschauenden Spannschlössern oder der Schraubenmutter leicht abgenommen werden. Der Schalungs- und Betonierungsvorgang gestaltete sich an der K.-Ü. Klauke und Lippe dadurch besonders einfach, daß von der bauausführenden Firma in sich geschlossene Schalungstafeln von etwa 2×3 m Größe und einer Dicke von 3 cm mit Schweinsrückenspundung verwendet wurden, deren Abmessungen auf die Maße der Bauwerkteile besonders zugeschnitten waren.

Bei der K.-Ü. Olfen-Selm und Stever wurden ebenfalls durchgehende Rundeisenanker verwendet, die jedoch keine Spannschlösser enthielten, so daß sie nach dem Ausschalen der Bauwerkteile an den Enden einige Zentimeter tief im Beton abgebrannt werden mußten. Bei allen Bauwerken wurden die außen sichtbaren Ankerlöcher durch Mörtel verschlossen. Bei der K.-Ü. Olfen-Selm wurden, im Gegensatz zur K.-Ü. Klauke und Lippe, in der früher üblichen Weise Schalbretter von 3 cm Dicke mit Schweinsrückenspundung, d. h. keine geschlossenen Schalungstafeln, verwendet. An der K.-Ü. Stever wurde ungespundete 3 cm dicke Schalung benutzt, die jedoch vor dem Betonieren längere Zeit stark angefeuchtet werden mußte, damit sie durch Quellen die erforderliche Dichtigkeit erhielt. Außerdem wurden die Fugen an besonders undichten Stellen mit Lehm verstrichen. Das Schalholz wurde im allgemeinen 2- bzw. 4mal wieder verwendet. Die ausgeschalteten Betonflächen aller Bauwerke zeigen ein sehr gutes gleichmäßiges Gefüge (vgl. Abb. 17, 22 bis 24, 26, 27 u. 30).

Im allgemeinen wurde zunächst die eiserne Fachwerkbewehrung für ein Widerlager und nacheinander für die beiden anschließenden Flügel aufgestellt. Als dann wurde ein Flügel und nach einem gewissen Arbeitsfortschritt ein Widerlager eingeschalt. Sodann wurde ein Flügel und nach dem Abbinden und Ausschalen das Widerlager betoniert. Hierbei war besondere Rücksicht darauf zu nehmen, daß zwischen Widerlager und Flügel die Trennungsfuge von 15 cm Breite verbleiben mußte. Dies wurde dadurch erreicht, daß die Fuge nach dem Ausschalen der Flügelstirnwand und dem Einschalen der danebenstehenden Widerlagerwand zur Druckübertragung beim Betonieren des Widerlagers mit Sand eingeschlämmt wurde, der nach dem Abbinden des Widerlagerbetons und nach seinem Austrocknen leicht aus der Fuge seitlich herausgeholt werden konnte.

An der K.-Ü. Klauke, Lippe und Olfen-Selm wurden Gießtürme mit Mischmaschinen von 1000 bzw. 1500 l Inhalt und dem nötigen Gleis- und Zufuhrgerät verwendet. Während an der K.-Ü. Klauke und Olfen-Selm die Mischmaschinen den Beton unmittelbar in die Aufzugkasten der Gießtürme abgaben, wurde an der Lippe wegen der großen Baustellenausdehnung eine seitliche Förderung des Betons auf einem Gummigürtelförderer von der Mischmaschine bis zu dem in der Kanalachse stehenden Gießturm-Vorsilo erforderlich. Die Anlage hat sich als sehr leistungsfähig und gut bewährt. Turmdrehkrane von 3 t Tragfähigkeit und etwa 15 m Höhe — an der K.-Ü. Klauke 1 Stück, an der K.-Ü. Lippe 2 Stück (vgl. Abb. 24 u. 30) — leisteten sehr wertvolle Dienste sowohl beim Aufstellen der Eisenbewehrung als auch beim Einsetzen und Wiedereinbringen der Schalung usw. Diese Arbeiten wurden an der K.-Ü. Olfen-Selm und Stever mit leichten Hilfsgeräten ausgeführt. Auf den Baustellen Klauke, Lippe und Olfen-Selm wurden die Zufuhrwagen für die Baustoffe (Zement, Traß, Sand und Kies) dem Mischungsverhältnis des Betons entsprechend mit Abteilungen versehen. Die Leistungen betragen an der Klauke rd. 200 m³, an der Lippe rd. 260 m³ und an der K.-Ü. Olfen-Selm 150 m³/Schicht von 11 Stunden.

Die Betonierungsarbeiten an der Stever sind im Pumpkretverfahren ausgeführt worden (vgl. Abb. 22). Die einzelnen Bauwerksabschnitte werden dabei in ununterbrochener Arbeit hergestellt. Kies und Sand werden in einer leichten Förderbahn über eine Rampe auf drei, in je eine Abteilung für Kies und Sand eingeteilte, hochliegende Silos befördert und dort abgekippt. Dicht daneben stehen der Zement- und Traßschuppen. Aus den Silos wird zunächst Kies in kleine, besonders eingeteilte Kippwagen abgezapft und auf das vorschriftsmäßige Maß abgeglichen. Alsdann wird dem Mischungsverhältnis entsprechend $1\frac{1}{2}$ Sack Zement und 1 Meßgefäß voll Traß hinzugesetzt. Darauf wird die vorgeschriebene Menge Sand dem Silo entnommen und ebenfalls abgeglichen. Das Mischgut wird alsdann etwas vorgefahren und in die Aufzugkasten der Mischmaschinen abgekippt, von denen 3 Stück von je 500 l Trommelinhalt vorhanden sind. Diese geben den Beton an die beiden Betonpumpen ab. Sie sind dazu so gestellt, daß die beiden äußersten Mischmaschinen unter Einschaltung kleiner Vorsilos den Beton je an eine Pumpe abgeben können. Die mittlere Mischmaschine kann dagegen durch Rinnenleitungen mit beiden Pumpen verbunden werden und das zum Ausgleich erforderliche Mischgut liefern. Die Betonpumpen drücken den fertigen Beton durch die auf einem Holzstege gelagerten Rohrleitungen von 15 cm lichter Weite, deren Stöße durch leicht zu bedienende Hebelverschlüsse mit Gummidichtungen dicht verbunden sind, waagrecht über die Stever hinüber bis zu dem Bauwerk, wo es durch Rinnen an die gewünschte Stelle geleitet und dort verarbeitet wird. Die Förderweite des Betons beträgt im Mittel 150 m, äußerstenfalls rd. 180 m.

Da Rohrverstopfungen infolge gewisser kleiner Unregelmäßigkeiten in

der Zusammensetzung des Betons unvermeidbar sind, war zwischen den beiden genannten eine dritte Sicherheitsrohrleitung von ebenfalls 15 cm lichter Weite verlegt. Diese wurde an der Stelle, wo der Pfropfen sich gebildet hat, nach dessen Beseitigung sofort betriebsfähig angeschlossen. Ohne diese dritte Leitung müßte sonst die Pumpe so lange still liegen, bis die Leitung, in der sich der Pfropfen gebildet hat, nach dem Auseinandernehmen in die einzelnen Rohre vollständig gesäubert ist, was stets einige Stunden Zeitverlust bedingen würde. Für das Entleeren der Rohre bei Verstopfung war daher ursprünglich ein besonderer, durch einen elektrisch angetriebenen Kompressor betriebter Preßzylinder vorgesehen, der an den Anfang der Betonleitung nach dem Ablösen von der Pumpe angeschlossen werden kann und den störenden Betonpfropfen einschließlicher der Füllung der Rohre herausdrücken sollte. Bei der großen Länge der Rohre hat sich jedoch diese Einrichtung hier nicht bewährt, so daß bei Störungen die Rohre einzeln voneinander gelöst und entleert werden mußten.

Bei dieser Anlage ist besonders zu beachten, daß der nahezu ganz maschinelle und aufbereitungsmäßige Betrieb nur dann richtig und zuverlässig arbeitet, wenn alle wichtigen Punkte von eingearbeiteten Kräften sorgfältig überwacht, und alle Störungen sofort beseitigt werden. Die Leistung beträgt rd. 250 m³ je Schicht von 12 Stunden. Die Anlage und das Verfahren haben sich sehr gut bewährt.

Die später von Erde berührten Bauteile wurden kurz vor dem Hinterfüllen mit bitumenhaltigen Schutzstoffen (Fixif, Industril u. dgl.) gegen das Eindringen von Feuchtigkeit geschützt.

Die Arbeiten wurden von folgenden Auftragnehmern ausgeführt:

	für die K.-Ü. Klauke	K.-Ü. Lippe	K.-Ü. Olfen-Selm	K.-Ü. Stever
1. Aushub der Baugrube	Joh. Georg Müller, Wetzlar	Arbeitsgemeinschaft Ph. Holzmann AG, Düsseldorf und Joh. Georg Müller, Wetzlar	Joh. Georg Müller, Wetzlar	Gockel & Niebur, Bochum
2. Gründung auf Frankipfählen	Ph. Holzmann AG, Düsseldorf	Ph. Holzmann AG, Düsseldorf	Ph. Holzmann AG, Düsseldorf	Frankipfahl Baugesellschaft, Düsseldorf
3. Herstellung und Lieferung der Fachwerkbewehrung	C. H. Jucho, Dortmund	Heinrich Berghaus, Dortmund	Karl Dröge, Unna	C. H. Jucho, Dortmund
4. Beton- und Eisenbetonarbeiten	Ph. Holzmann AG, Düsseldorf	Arbeitsgemeinschaft Ph. Holzmann AG, Düsseldorf und Joh. Georg Müller, Wetzlar	Theodor Massenber, Essen	Bernhard Fischer, Duisburg

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bestimmung der Abflußverhältnisse im Tidegebiet.

Von Regierungsbaumeister a. D. Edgar Schultze, Hamburg.

(Schluß aus Heft 34.)

IV. Anwendungen.

Die nachstehenden Berechnungsverfahren geben die Möglichkeit, den Verlauf der Wasserstände und Geschwindigkeiten solcher Gezeiten zu ermitteln, bei denen der nichtperiodische Anteil (Abb. 8b) gering ist. Die Berücksichtigung des Windeinflusses usw. erfordert zusätzliche Rechnungen, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann.

1. Erstes Verfahren: Lösung durch numerische Näherung.

Die numerische Integration greift auf Gl. (3) zurück. Grundsätzlich ist natürlich auch die Verwendung von Gl. (5) möglich, wenn man hier die vernachlässigte Reibung mitberücksichtigt.

Die erste Anwendung von Gl. (3) besteht darin, für einen bestehenden Zustand die Reibungszahl k zu ermitteln. Da bei vorliegenden Geschwindigkeitsmessungen und Wasserstandsbeobachtungen längs einer Flußstrecke alle anderen Größen für den untersuchten Zeitraum bekannt sind, braucht man die Gleichung nur nach k aufzulösen, um für jeden Zeitpunkt deren Größe ausrechnen zu können. Man erhält dadurch einen Anhalt für die Genauigkeit des Ansatzes. Bei völliger Übereinstimmung mit der Wirklichkeit muß k in jedem Augenblick den gleichen Wert aufweisen, bzw. müssen bei Zurückführung der k -Werte auf die Rauigkeitsformeln von Bazin, Ganguillet-Kutter, Hermanek usw. die in diesen Ausdrücken auftretenden Konstanten zahlenmäßig gleich groß sein.

Das Ergebnis einer Berechnung der n -Werte nach Ganguillet-Kutter für die erwähnten Harburger Messungen ist in Abb. 9 bis 12 dargestellt. Es zeichnet sich nicht durch besondere Regelmäßigkeit aus und stimmt darin mit anderen Auswertungen, wie z. B. an der Zuidersee, überein. Das Bild ist allgemein folgendes: Während des mittleren Teiles einer Tideströmung kann noch von einer annähernden Gleichmäßigkeit gesprochen werden, wenn auch mit merklichen Streuungen. Gegen die Zeit des Stillwassers wachsen die Abweichungen aber erheblich. Zum Teil ist das auf die größeren Fehlerquellen zurückzuführen, die in dieser Zeit bei der Bestimmung des Verlaufs der Wasserstände und Geschwindigkeiten vorhanden sind (wird doch der Ausdruck $\frac{\partial u}{\partial t}$ dann sehr groß, so

daß bereits eine geringe unvermeidliche Ungenauigkeit in der Interpolation den k -Wert stark verändert), zum Teil liegt die Ursache darin, daß gegen Stillwasser keine einheitliche Strömung mehr im Flußquerschnitt vorhanden ist. Oft kentert der Strom in dem einen Teil des Profils eher als in dem anderen, so daß Geschwindigkeiten mit entgegengesetzten Vorzeichen auftreten. Ferner darf man nicht übersehen, daß auch in Binnenflüssen die Rauigkeitsbeiwerte in ähnlichen Grenzen schwanken. Es wäre verfehlt, den Fehler durch Anwendung einer der anderen bekannten Geschwindigkeitsformeln mit oder ohne Rauigkeitsbeiwert beheben zu wollen. Versuche haben gezeigt, daß die Streuungen dadurch nicht verringert werden. Ehe man also den Einfluß der Wandreibung nicht befriedigender gelöst hat, ist man auf die Anwendung der angegebenen Gleichungen angewiesen.

Wie die Ergebnisse aller Untersuchungen zeigen, ist jenen bei vorsichtiger Behandlung ein Wert nicht abzuspochen.

Der eigentliche Anwendungsbereich von Gl. (3) liegt in der Vorausbestimmung der Abflußverhältnisse, die bei dem vorgesehenen Entwurf auftreten werden. Man geht dann nach Reineke folgendermaßen vor:

Rechnungsgang (Unterweser).¹¹⁾

Gegeben: die Gezeitenkurve an der Mündung; die Gestalt des Flußschlauches bzw. der Priele; der Rauigkeitsbeiwert k .

1. Beginn der Rechnung zur Zeit, wo $\frac{\partial u}{\partial t} = 0$ und $\frac{\partial u}{\partial x} = 0$ (in den deutschen Flüssen kurz vor NW).
2. Annahme sämtlicher oberhalb gelegener Wasserstände und s -Werte (letztere nach einer von Reineke gegebenen Näherungsformel).
3. Berechnung der Wassermengen nach dem Kubizierungsverfahren Gl. (1) für alle Punkte und die gewählte Zeit.

¹¹⁾ Das Verfahren von Reineke ist in neuester Zeit auch bei den Berechnungen für die Eider angewandt worden. Vgl. Weinholdt, Die Eiderabdämmung. DWW 1934, Heft 6, S. 117.

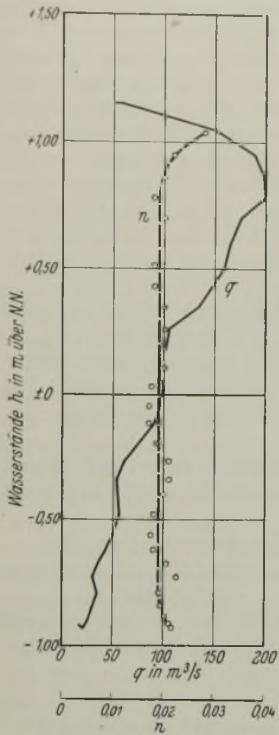


Abb. 9. Ebbestrom am 29. August 1930 (Schwimmer).

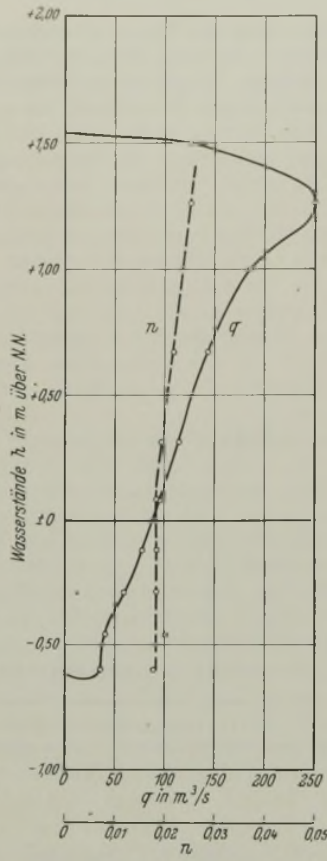


Abb. 10. Ebbestrom am 15. Oktober 1930 (Flügel).

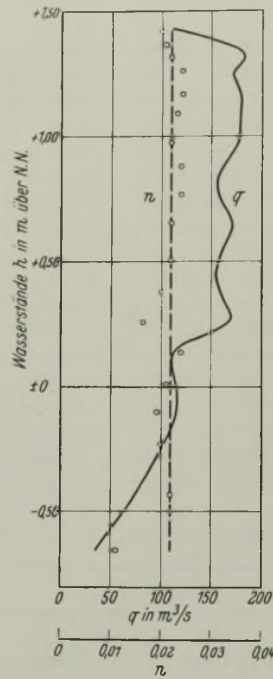


Abb. 11. Flutstrom am 4. September 1930 (Schwimmer).

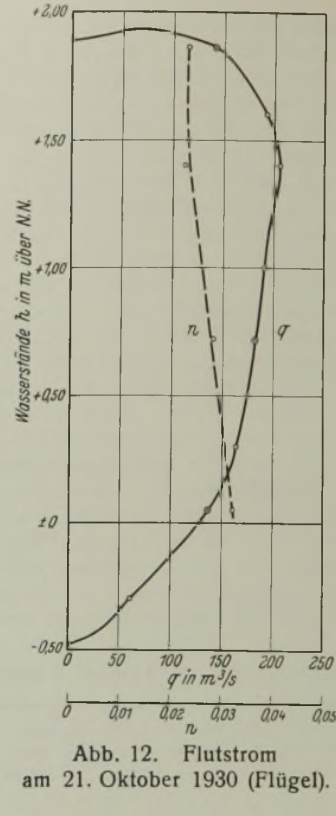


Abb. 12. Flutstrom am 21. Oktober 1930 (Flügel).

Abb. 9 bis 12.

Wassermengen q und Rauigkeitsbeiwerte n in Abhängigkeit vom Wasserstände h .

Diese Annahme ist auf praktische Erwägungen zurückzuführen.

Die gleiche Dämpfung α und Fortschrittgeschwindigkeit c nimmt man auch für die Bewegung der sekundlichen Wassermenge $q = u b H$ an, die man aus praktischen Gründen an Stelle der Geschwindigkeit u unter der Voraussetzung setzt, daß h klein ist im Vergleich zu H , so daß man einen Ausdruck für q_x entsprechend dem für h_x erhält.

Diese für eine bestimmte Tidewelle nach der harmonischen Analyse gefundenen Funktionen setzt man als Lösung in die Differentialgleichungen (3) u. (4) mit den Unbekannten α und c ein.

Um Gl. (3) u. (4) integrieren zu können, nimmt man ferner die Reibung

4. Berechnung der mittleren Profilgeschwindigkeiten u .
5. Berechnung von J nach Gl. (3) ($\frac{\partial u}{\partial t} = 0, \frac{\partial u}{\partial x} = 0$).
6. Vergleich der gefundenen J -Werte mit den unter Punkt 2 angenommenen s -Werten. Gegebenenfalls Wiederholung des Verfahrens mit verbesserten Annahmen.
7. Beginn der Rechnung für den folgenden Zeitpunkt. Annahme der s -Werte nach der Näherungsformel. Damit sind die Wasserstände oberhalb gegeben.
8. Kubisierung wie unter Punkt 3 u. 4.
9. Ermittlung des $\frac{\partial u}{\partial t}$ (Veränderung von u seit dem ersten Zeitpunkte).
10. Berechnung von J nach Gl. (3).
11. Vergleich mit den unter Punkt 7 angenommenen Werten und Wiederholung des Verfahrens mit verbesserten Annahmen.
12. Rechnung für den dritten Zeitpunkt usw.

Das Verfahren von Reineke löst die Differentialgleichung (3) zwar exakt, erfordert aber wie alle Näherungsverfahren wegen der vielen Proberechnungen einen großen Zeitaufwand. Wenn man daher versucht, die Gleichung unmittelbar zu integrieren, so hat das trotz der zunächst umständlich erscheinenden Entwicklungen den Vorteil, die Proberechnungen entbehrlich zu machen.

2. Zweites Verfahren:

Lösung mit Hilfe der harmonischen Analyse.

Der Gedankengang dieser Lösung ist etwa folgender: Es wird jeweils nur eine Teilschwingung der Abb. 8 untersucht, also eine cos-Kurve sowohl für den zeitlichen Verlauf der Wasserstände als auch der Geschwindigkeiten angesetzt. Die letztere Annahme kann nach dem in Abschnitt III, 4 Gesagten nur eine Näherung darstellen, deren Berechtigung von der Form des Querprofils abhängt. Diese Schwingungen seien an der Mündung des untersuchten Wasserlaufes bekannt. Führt man außerdem die Fortschrittgeschwindigkeit c der Welle ein, so erhält man aus der Schwingung mit der Amplitude a , der Frequenz n und der Phase φ eines Punktes von der Form $h_0 = a \cdot \cos(n t + \varphi)$ an der Stelle $x=0$ für eine beliebige andere Stelle x die Schwingung $h_x = a \cdot \cos n \left(t - \frac{x}{c} + \frac{\varphi}{n} \right)$, vorausgesetzt, daß die Welle ungedämpft fortschreitet. Da die letzte Gleichung für jeden Punkt x gilt, stellt sie keine einzelne Schwingung, sondern eine mit der Geschwindigkeit c fortschreitende Welle dar. Diese Welle wird aber in der Regel durch die Widerstände gedämpft werden, d. h. ihre Amplitude a wird längs der Strecke x kleiner werden. Die Dämpfung wird in der Form $a e^{-\alpha x}$ eingeführt, die Amplitude nimmt also nach einem Exponentialgesetz ab.

linear nach Gl. (2b) an, vernachlässigt das Glied $u \frac{\partial u}{\partial x}$ als unerheblich und ersetzt die cos-Funktion durch eine andere für die Differenzierung geeignete.

Da allgemein $e^{i x} = \cos x + i \cdot \sin x$ ist, kann man die cos-Funktion als den reellen Teil der Funktion $e^{i x}$ bezeichnen. Demnach wird die Schwingung

$$(6) \quad h = a \cdot \cos(n t + \varphi) = a e^{i(n t + \varphi)} = a e^{i \varphi} e^{i n t},$$

darin enthält $e^{i n t}$ die bekannte Periode der Schwingung. Die Amplitude und Phase läßt sich ausdrücken durch

$$(7) \quad a e^{i \varphi} = M + i N = a \cdot \cos \varphi + i a \cdot \sin \varphi,$$

$$\text{wo} \quad M = a \cdot \cos \varphi, \quad N = a \cdot \sin \varphi.$$

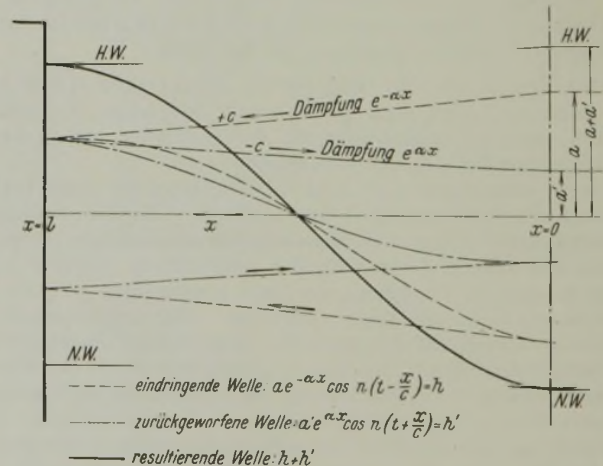


Abb. 13. Reflexion und Dämpfung einer Gezeitenwelle (Zeitpunkt: HW an der Küste).

Da die Untersuchung jeweils für eine bestimmte Tide mit bekannter und unveränderlicher Periode z. B. M_2 der Abb. 8 durchgeführt wird, kann man den Verlauf dieser Tide an einem Punkte des Wasserlaufes statt durch die cos-Funktion in der Form $M + i N$ vollständig ausdrücken.

Entsprechend erhält man für die Gleichung der gedämpften Welle (Abb. 13)

$$(8) \quad h_x = a e^{-\alpha x} \cdot \cos n \left(t + \frac{\varphi}{n} - \frac{x}{c} \right) = a e^{i \varphi} e^{i n t} - \left(\alpha + i \frac{n}{c} \right) x.$$

Für die sekundliche Wassermenge q_x gilt dieselbe Entwicklung mit anderer Amplitude und Phase.

Durch Einsetzen des Ausdrucks (8) für u und q in die vereinfachten Gl. (3) u. (4) erhält man an Stelle zweier Differentialgleichungen zwei Integralgleichungen, aus denen sich die beiden Unbekannten α und c berechnen lassen, die für h und q in gleicher Weise gelten. Der Verlauf der h -Schwingung und der der q -Schwingung in einem Punkte sind infolgedessen nicht unabhängig voneinander.

Die Werte, die man für die unbekanntenen Größen α und c erhalten hat, haben zwei Vorzeichen. Jeder der beiden Werte, eingesetzt in die von vornherein angenommene Lösung (8) der Gl. (3) u. (4) ergibt ein partielles Integral; das totale Integral ist die Summe beider. Das bedeutet, daß der Abflußvorgang in dem untersuchten Wasserlauf nicht, wie zuerst angenommen, aus einer, sondern aus zwei sich mit gleicher Fortschrittsgeschwindigkeit und gleicher Dämpfung, aber in entgegengesetzter Richtung bewegendenden Wellen besteht, also die Überlagerung einer eindringenden und einer durch den Reibungswiderstand zurückgeworfenen Welle darstellt (Abb. 13). Da die an einem einzelnen Punkte hervorgerufenen Schwingungen beider Wellen gleiche Periode, nämlich die Periode der gerade untersuchten Tide, haben, überlagern sie sich zu einer reinen cos-Schwingung derselben Periode. Das Ergebnis zweier sich überlagernder Wellen steht also nicht im Widerspruch zu der Voraussetzung, daß die Schwingung an einem einzelnen Punkte eine cos-Kurve darstellt.

Im Gegenteil mußte eine derartige Lösung erwartet werden, da im Tidegebiet in Landnähe jede Gezeitenwelle entweder an der Küste oder durch die Reibung im flachen Wasser zurückgeworfen wird. Eine etwas andere Erklärung für diesen Vorgang in Tideflüssen gibt Bonnet (s. III. Verfahren).

Sind die Bewegungen für h und q an der Mündung in der Form $M + iN$ gegeben, so lassen sich für die gleichen Werte an dem Punkte $x = l$ von der Mündung die Bewegungen $M_l + iN_l$ angeben, da die Dämpfung α und die Fortschrittsgeschwindigkeit c bekannt sind. Meist ist aber nur der Verlauf von h an der Mündung durch eine harmonische Analyse gegeben, nicht aber der von q oder u . Man muß dann eine andere zweite Randbedingung einführen. Mit den berechenbaren Faktoren A, B, C ist die cos-Schwingung am Punkte l :

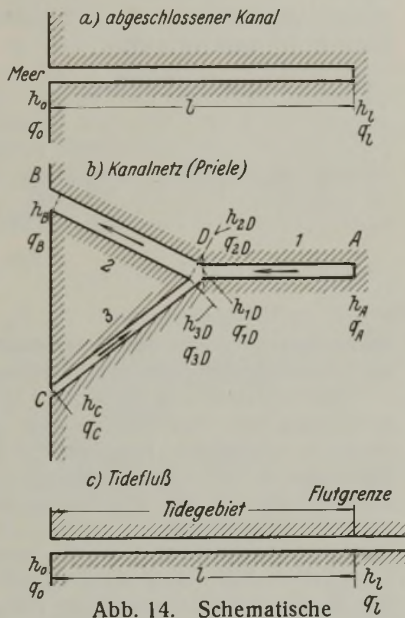


Abb. 14. Schematische Darstellung der Rinnensysteme.

$$(9a) \quad h_l = A h_0 + B q_0 = M_l + i N_l$$

$$(9b) \quad q_l = C h_0 + A q_0 = \bar{M}_l + i \bar{N}_l$$

1. Fall: Abgeschlossener Kanal (Abb. 14a).

Gegeben: h_0 ; ferner muß $q_l = 0$ sein. h_l und q_0 lassen sich dann aus Gl. (9a) u. (9b) errechnen.

2. Fall: Kanalnetz (Abb. 14b).

Gegeben: h_B, h_C ; ferner muß $q_A = 0, q_{2D} = q_{1D} + q_{3D}, h_{1D} = h_{2D} = h_{3D}$ sein. Die Unbekannten $h_A, h_D, q_C, q_{1D}, q_{2D}$ können dann sämtlich bestimmt werden.

3. Fall: Kanal oder Fluß mit Oberwasserzufluß (Abb. 14c).

Gegeben: h_0 ; ferner muß $h_l = 0$ und $q_l = q$ sein, wenn mit q der Oberwasserzufluß bezeichnet wird. In diesem Falle darf aber der mittlere Wasserstand A_0 nicht als Waagerechte angenommen werden. Da die MW- bzw. NW-Linie eines Tideflusses bei Entwürfen nicht bekannt ist, fehlt auch der Wert, der für die Wassertiefe H einzusetzen ist. Man ist also auf Proberechnungen angewiesen. Für Tideflüsse müßte das Verfahren aber auch noch aus anderen Gründen umgearbeitet werden. Einmal ist die Voraussetzung, daß h klein ist im Vergleich zu H , nicht erfüllt. Außerdem ist die Gezeitenkurve aus vielen Teiltiden zusammengesetzt, also stark verzerrt, selbst wenn an der Mündung eine einfache Gezeitenkurve vorliegt. Diese starke Umformung wird durch die vermehrte Reibung im begrenzten Flußbett hervorgerufen, deren Einfluß bisher nur angenähert erfaßt ist. Die verwickelten Schwingungen oberhalb der Mündung wird man auf dem geschilderten Wege nicht erhalten; denn man erhält für jede cos-Tide an der Mündung wieder nur eine solche Tide für jeden Ort stromauf. Die Gezeitenkurve setzt sich dort aber aus mehr Tiden zusammen als an der Mündung. Genaueres läßt

sich über den Vorgang nicht sagen, da die Gezeitenkurven in einem Tidefluß bisher noch nicht vollständig analysiert werden konnten.

Gegenüber dem Verfahren I der numerischen Integration weist das Zuidersee-Verfahren einen geringeren Grad an Genauigkeit auf, da die exakte Integration der Gl. (3) u. (4) nur unter Hinzunahme weiterer vereinfachender Annahmen vorgenommen werden konnte. Für das Netz der Priele der Zuidersee ist man trotzdem zu befriedigenden Ergebnissen gelangt, soweit diese an dem bestehenden Zustande nachgeprüft werden konnten. Auch die bisherigen Beobachtungen seit dem Abschluß scheinen sich im Rahmen der erwarteten Ergebnisse zu halten.

Zur praktischen Anwendung sei erwähnt, daß die Rechnung zwar für einen Querschnitt mit ungleichen Tiefen, aber jeweils nur für ein Kanalstück l von annähernd gleichbleibendem Querschnitt durchgeführt werden kann, von dem dann der nächste Abschnitt mit neuem H_0 und b_0 in Angriff genommen werden muß.

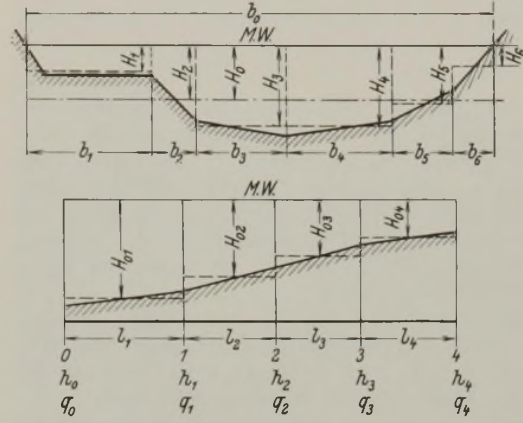


Abb. 15. Aufteilung des Quer- und Längenschnitts für die Berechnung nach Verfahren II.

Rechnungsgang (Zuidersee).

Gegeben: die jeweils untersuchte cos-Tide an der Mündung mit der Phase φ , der Amplitude a und der Schwingungszahl n ; die Gestalt des Flußschlauches bzw. der Priele (Abb. 15); der Rauigkeitsbeiwert k .

- Schätzung der voraussichtlichen Geschwindigkeit u_{\max} ,
- Berechnung des linearen Widerstandsbeiwertes k' aus dem quadratischen k [vgl. Formel (2a) u. (2b)],

$$\frac{1}{k'} = 0,85 \cdot \frac{q}{k^2 H_0} \cdot u_{\max}$$

- $\vartheta = \arctg \frac{1}{n k'}$,
- $G = \sum b H \cdot \cos^2 \vartheta$,
 $K = \sum b H \cdot \cos^2 \vartheta \cdot \tg \vartheta$,
- $\vartheta_0 = \arctg \frac{K}{G}$,

- $R = \sqrt{\frac{b_0 n^2 \cdot \cos \vartheta_0}{G g}}$,
- $r = R \cdot \cos \vartheta_0 / 2 = \frac{n}{c}$,
 $\alpha = R \cdot \sin \vartheta_0 / 2$,
- $A = \cos r l \cdot \cos \alpha l + i \cdot \sin r l \cdot \sin \alpha l$,
 $B = \frac{R}{b_0 n} [(-\cos \vartheta_0 / 2 \cdot \cos r l \cdot \sin \alpha l - \sin \vartheta_0 / 2 \cdot \sin r l \cdot \cos \alpha l) + i (\sin \vartheta_0 / 2 \cdot \cos r l \cdot \sin \alpha l - \cos \vartheta_0 / 2 \cdot \sin r l \cdot \cos \alpha l)]$,
 $C = \frac{b_0 n}{R} [(-\cos \vartheta_0 / 2 \cdot \cos r l \cdot \sin \alpha l + \sin \vartheta_0 / 2 \cdot \sin r l \cdot \cos \alpha l) + i (-\sin \vartheta_0 / 2 \cdot \cos r l \cdot \sin \alpha l - \cos \vartheta_0 / 2 \cdot \sin r l \cdot \cos \alpha l)]$,

- Berechnung von h_1 und q_1 nach Gl. (9a) u. (9b),
- Gesamtwassermenge (m^3/sek)

$$q = \sum \frac{u_{\max} b H}{100} \cdot \cos(\vartheta - \vartheta_0)$$

- Kontrolle, ob u_{\max} richtig gewählt war,
- Fortsetzung für die nächsten Teilstücke $l_2, l_3 \dots$ (wie 1 bis 11), bis das Netz bzw. der Kanal durchgerechnet ist,
- Wiederholung der Rechnung für die anderen Tiden,
- Überlagerung der Tiden zu der endgültigen Gezeitenkurve.

3. Drittes Verfahren: Lösung mit der Gleichung der Stauwelle.

Die Lösung mit Hilfe der Gleichung der Stauwelle geht auf Formel (5) zurück. Die bereits erwähnte Integration der Gl. (5), die nach Einführung der Fortschrittsgeschwindigkeit c möglich ist, führt schließlich zu der Energiegleichung der Stauwelle, die für einen Teil der Welle von der Länge l lautet:

$$(10) \quad E = \gamma b z^2,$$

wo: z = Höhe des Wellenteiles über der Ruhelage (gemittelt über $l = 1$).

Bei der Anwendung der Gl. (5) u. (10) wird gesetzt

für H = Tiefe bei NW (Ruhelage),

h = Tidenhub (größte Wellenhöhe über der Ruhelage).

Ferner erhält man die grundlegenden Beziehungen:

$$(11) \quad c = \sqrt{g(H+z)} \pm u,$$

$$(12) \quad u = c \cdot \frac{z}{H+z} = \left[\sqrt{g(H+z)} - u \right] \cdot \frac{z}{H+z},$$

$$= \sqrt{g(H+z)} \cdot \frac{z}{H+2z}$$

[ohne Berücksichtigung des Oberwasserflusses, so daß, wenn keine Stauwelle vorhanden ist ($z=0$), auch $u=0$ wird].

Führt man die Reibungskraft nach Formel (2b) ein und setzt die Arbeit der Reibung in der Zeiteinheit gleich dem Verlust der Wellenenergie, so ergibt unter der Voraussetzung, daß die mittlere Geschwindigkeit der ganzen Gezeit u_m und die Mittelwassertiefe H_m an allen Punkten des Wasserlaufes gleich groß sind, das Gesetz: die Wellenenergie bei HW ($z=h$) für die Wellenlänge l ist dem HW-Querschnitt F_H proportional.

$$(13) \quad \frac{E}{F_H} = B.$$

Ferner nehmen Energie und HW-Querschnitt nach einem logarithmischen Gesetze ab. Ändert man die Voraussetzungen dahin ab, daß die Mittelwassertiefe H_m und die mittlere Geschwindigkeit u_m der Gezeit längs der Flußachse x geradlinig zu- oder abnehmen, so erhält man zwei zusätzliche Summanden, so daß sich der HW-Querschnitt auch für diesen Fall berechnen läßt. Man braucht nur den HW-Querschnitt an der Mündung und die auftretenden Reibungskräfte zu kennen, um fortlaufend stromaufwärts die HW-Querschnitte zu ermitteln.

Da nach den Formeln der Stauwelle die Beziehungen zwischen Wellenhöhe (Tidenhub), Flußbreite, Wassertiefe und Energie bzw. HW-Querschnitt bekannt sind, gelangt man ferner zu einer einfachen Bestimmung des Tidenhubes, wieder von der Mündung ausgehend.

Aus der Proportionalität von Energie und HW-Querschnitt folgt, daß die Gesamtdurchflußmenge des Flutstromes Q_F für eine bestimmte Flußstrecke dem HW-Querschnitt gerade und dem Tidenhub umgekehrt proportional ist, also:

$$(14) \quad \frac{Q_F h}{F_H} = C.$$

Da Q_F weiter proportional h ist, wird:

$$(15) \quad Q_F = D h F_H \text{ und } C = D h^2.$$

Der Wert C ist für eine solche Strecke des Flusses unveränderlich, auf der kein Nebenfluß einmündet, während der Wert D bei allen mittleren Gezeiten an den einzelnen Punkten des Flusses jeweils konstant bleibt. Die Kenntnis der Zahl C oder D erspart die umständliche Operation der Kubizierung. Ihre erstmalige Bestimmung muß allerdings auf Grund einer der in Abschnitt II angegebenen Messungen geschehen.

Nachdem man somit einen Überblick über HW-Querschnitte, Tidenhub und Abflußmengen erhalten hat, bedarf es noch der absoluten Höhenlage des Spiegels. Man berechnet sich zu diesem Zwecke die Lage der Mittelwasserlinie, die dem halben Tidenhub entspricht, dadurch, daß man den Wert für u aus Gl. (12) ($z=h/2$) in Gl. (3) [mit linearem Widerstande k' nach Formel (2b) und Vernachlässigung von $\frac{\partial u}{\partial t}$] einsetzt. Die Integration der Gleichung wird dadurch ermöglicht, daß man die Veränderung der bereits bekannten Größen h , b und q_0 (Oberwasserzufluß) in der Form: $h = h' e^{\beta x}$, $b = b' e^{\gamma x}$, $q_0 = q_0' e^{\delta x}$ abschnittsweise festsetzt mit den gegebenen Koeffizienten β , γ , δ . Die Veränderung des Oberwasserzuflusses ist eine Folge des Einmündens von Nebenflüssen und von Entwässerungen an den Ufern.

Auf die Mitteilung des endgültigen Ausdrucks für die Spiegelhebung sei hier verzichtet, da die Ausdrücke sehr lang und mit verschiedenen neuen Konstanten behaftet sind. Man findet sie a. a. O. 1922, S. 633 unter Nr. 62 bis 64.

Der ganzen Berechnung liegt die Annahme zugrunde, daß der MW-Spiegel durch den mittleren Rückstrom einer Gezeit gebildet wird. Ein Teil der Energie der Gezeitenwelle (Stauwelle), die von See her eindringt, wird durch die Widerstände verbraucht. Nach Formel (10) kann das entweder durch einen Verlust an Volumen oder an Wellenhöhe geschehen. Infolge der Form der meisten Tideflüsse ist eine Verminderung der Amplitude wenigstens im Mündungsgebiet durchweg nicht in größerem Umfange festzustellen. Die Welle verliert daher vor allem an Volumen in der Weise, daß ein Teil der Wassermenge unter der Wirkung der Schwerkraft nach dem Gesetze der gleichförmigen Strömung abfließt. Es entsteht dadurch ein Gegenstrom flußabwärts, dessen Stärke jeweils von dem Volumenverlust der eindringenden Gezeitenwelle abhängt; sein Verlauf ist also ebenfalls periodisch. Die Gesamtabflußmengen setzen sich danach aus denen der eindringenden Gezeitenwelle und des Gegenstroms zusammen.

Der gleichen Vorstellung, daß die beobachteten Abflußerscheinungen eine Überlagerung zweier gegeneinanderlaufender Wellen sind, begegnet man auch in den übrigen Veröffentlichungen, nur mit dem Unterschiede,

daß dort der Rückstrom als reflektierte Welle und nicht als reiner Gefällestrom aufgefaßt wird.

Weitere Formeln werden aufgestellt für die Fortschrittsgeschwindigkeit bei HW

$$(16a) \quad c = \left[\psi \sqrt{g(H+h)} + u_H \right] \frac{H+h}{H+2h}$$

und bei NW

$$(16b) \quad c = \psi \sqrt{gH} - u_N$$

mit dem Reibungsbeiwert $\psi = \frac{1}{1 + \frac{0,70}{(H+h)^2}}$, ohne daß sich damit eine

Verbesserung gegenüber den bisherigen Ausdrücken feststellen ließe.

Die Fortschrittsgeschwindigkeit ist nach wie vor der schwache Punkt jeder Berechnung des Verlaufs der Gezeiten im Tidegebiet. Deshalb hat Reineke auch von vornherein auf die Einführung dieses Begriffes verzichtet. Der Grund für die Unzulänglichkeit der Berechnung von c liegt darin, daß die Formeln immer nur für reine fortschreitende Wellen gelten, aber nicht für eine Überlagerung von fortschreitenden und stehenden Wellen, wie sie im Tidegebiet auftritt. Am ehesten liegt eine Berechtigung für die Anwendung solcher Ausdrücke bei dem Verfahren II vor, wo tatsächlich das Fortschreiten einzelner cos-Teilwellen untersucht wird.

In Gl. (16) tritt die Strömungsgeschwindigkeit bei HW u_H bzw. bei NW u_N auf, die beide gleich 0,8 der mittleren Geschwindigkeit einer Gezeit u_m gesetzt werden. Zur unmittelbaren Berechnung der mittleren Geschwindigkeiten des Flut-, Ebbstroms und der ganzen Gezeit werden folgende Formeln entwickelt:

$$(17a) \text{ Flutstrom: } u_{Fm} = \frac{Q_F}{b_{MW} \left[H + \frac{h}{2} \left(1 + \frac{G}{T_F} \right) \right] T_F},$$

$$(17b) \text{ Ebbstrom: } u_{Em} = \frac{Q_E}{b_{MW} \left[H + \frac{h}{2} \left(1 + \frac{G}{T_E} \right) \right] T_E},$$

$$(17c) \text{ gesamte Gezeit: } u_m = \frac{u_{Fm} T_F + u_{Em} T_E}{T_F + T_E},$$

wo G ein Erfahrungsbeiwert, T_F , T_E die Dauer des Flut- bzw. Ebbstroms (gesetzt gleich der Dauer des Steigens bzw. Fallens) und Q_F , Q_E die entsprechenden Gesamtabflußmengen sind.

Das Verfahren von Bonnet hat den Vorteil, daß es fast ohne Probrechnungen zum Ziel führt, sobald erst einmal die zahlreichen in den Formeln auftretenden Konstanten aus Messungen bestimmt sind. Die Ergebnisse, die für den gegenwärtigen Zustand der Schelde erzielt wurden, stimmten gut mit der Wirklichkeit überein. Man kann aber gegen das Verfahren zwei Einwände erheben. Zunächst müßte untersucht werden, ob die als Konstante eingeführten Beiwerte auch bei anderen Flüssen unveränderlich sind. Sodann ist es nicht ohne weiteres selbstverständlich, daß die für einen gegenwärtigen Zustand ermittelten Konstanten für den Entwurfszustand die gleiche Größe beibehalten. Die Reibungswerte können sich unter Umständen auch ändern. Jedenfalls sind die von Bonnet aufgestellten Gesetze wertvoll genug, um einmal für andere Verhältnisse nachgeprüft zu werden. In diesem Zusammenhang sei auch auf die allerdings etwas verwickelteren Beziehungen hingewiesen, die Krey für den Energiehaushalt der Gezeitenwelle aufgezeigt hat.

Rechnungsgang (Schelde).

Gegeben: die Gezeitenkurve an der Mündung mit dem Tidenhub h_0 , der Wassertiefe bei NW H_0 , dem HW-Querschnitt F_{0H} usw.; die Oberwassermenge q_0 ; die Gestalt des Flußschlauches bzw. der Priele insoweit, als es die Böschungen des Trapezprofils und die erforderlichen bzw. vorhandenen Fahrwassertiefen H_m bei MW betrifft; die Rauigkeitsbeiwerte und Konstanten der einzelnen Formeln (k' , C , D , G usw. aus einer Kubizierung oder aus Geschwindigkeitsmessungen für den bestehenden Zustand).

- Bestimmung des Beiwertes a , der die Zu- oder Abnahme von H_m für die einzelnen Flußstrecken angibt:

$$H_{x_1} = H_0 \pm a x_1, \quad H_{x_2} = H_{x_1} \pm a x_2.$$

- Berechnung der HW-Querschnitte des Flusses für den Fall, daß die mittlere Geschwindigkeit während einer Gezeit an allen Punkten gleich groß ist.

$$\log F_{x_1 H} = \log F_{0H} \mp \frac{2k' \sqrt{g} \log e}{a} \left[H_0^{-1/2} - (H_0 \pm a x)^{-1/2} \right].$$

- Verbesserung der erhaltenen HW-Querschnitte durch die Annahme, daß die mittlere Geschwindigkeit u_m sich stromauf ändert durch

Hinzufügung des Summanden $\log \left(\frac{1}{1 \pm \omega x} \right)^2$ zu obiger Formel

und Schätzung des Beiwertes $\omega = \frac{u_{x_1 m} - u_{0 m}}{x_1 u_{0 m}}$.

4. Umrechnung des erhaltenen HW-Querschnitts auf ein Rechteckprofil über MW.
5. Berechnung des Beiwertes

$$\varphi = \frac{1}{1 + \sum \frac{B}{a} \left(\frac{1}{H_{\min}} - \frac{1}{H_{\max}} \right) + \sum \frac{B}{H^2} \cdot x}$$

für die einzelnen Punkte mit dem Erfahrungskoeffizienten B . H_{\min} und H_{\max} sind die Grenzwerte der einzelnen Flußstrecken. Die Summe beginnt bei der Mündung.

6. Berechnung des Tidenhubes $h_{x_1} = h_0 \cdot \frac{H_0}{H_{x_1}} \sqrt{\frac{b_0}{b_{x_1}} \cdot \frac{F_{0H}}{F_{x_1H}}}$. Da Profilmund und erforderlicher HW-Querschnitt bekannt sind, kann gleichzeitig die MW-Breite b ermittelt werden.
7. Berechnung der Fortschrittsgeschwindigkeit c nach Gl. (16). Dadurch erhält man die Dauer des Steigens und Fallens in jedem Punkte.
8. Bestimmung der Gesamtabflußmenge des Flut- und Ebbstromes nach Gl. (15).
9. Berechnung der mittleren Geschwindigkeiten nach Formel (17).
10. Vergleich dieser Geschwindigkeiten mit den Annahmen unter Punkt 3. Gegebenenfalls Verbesserung durch Wiederholung der Rechnung (meist nicht erforderlich).
11. Berechnung der Konstanten β , γ , δ und des MW-Spiegels (s. o.). Damit ist die endgültige Lage der gewählten Querschnitte festgelegt.

V. Vergleich der drei Berechnungsverfahren.

Betrachtet man die angedeuteten Berechnungsverfahren auf den Aufwand an Rechenarbeit hin, so wird das letztgenannte in vielen Fällen am einfachsten zu handhaben sein. Wenn auch hier Probrechnungen nicht ganz zu umgehen sind, so sind sie doch durch die Anordnung des Rechnungsganges und die mehrfache Einführung von konstanten Beiwerten, die immer wieder auf die gegebenen Verhältnisse zurückgreift, auf ein Mindestmaß herabgedrückt. Das erste Verfahren ist dagegen auf ständige Versuchsrechnungen angewiesen, gibt dafür theoretisch aber die

genauesten Ergebnisse. Das zweite Verfahren eignet sich in der bisherigen Form noch wenig für Tideflüsse und wird bei vielen cos-Tiden überhaupt recht umfangreich.

Die praktische Genauigkeit der einzelnen Verfahren hängt nicht so sehr von der Anzahl der vorgenommenen Vereinfachungen ab, wie von der richtigen Einschätzung der Rauigkeitsbeiwerte. Wie schwierig die Frage der Reibung zu lösen ist, geht schon daraus hervor, daß es bisher noch nicht einmal gelungen ist, für den gleichförmigen Abfluß in Strömen und Gerinnen allgemein gültige Regeln zu erhalten. Da die Strömung im Tidegebiet nicht mehr bandförmig verläuft, ist der Ansatz der Reibungseinflüsse in ähnlicher Weise nur ein Notbehelf, der große Fehler in die Rechnung bringen kann. Wenn daher auch durch die Entwicklung der neueren Formeln über die Abflußverhältnisse im Tidegebiet ein Fortschritt in der Erfassung der Vorgänge zu verzeichnen ist, so dürfen sie jeweils nur mit großer Vorsicht angewandt werden. Die Wahl des Verfahrens spielt demgegenüber nur in geringerem Maße eine Rolle. Man darf hierbei unbedenklich nach dem Gesichtspunkte der geringsten Rechenarbeit vorgehen.

VI. Modellversuche.

Man ist aber gerade bei größeren Entwürfen, deren Kosten ausführliche Vorarbeiten nicht nur rechtfertigen, sondern zur Pflicht machen, nicht allein auf die Berechnung angewiesen. Hier kann auch der Modellversuch zur Klärung der Verhältnisse herangezogen werden. Einrichtungen zur Erzeugung einer beliebigen Gezeitenbewegung sind bereits in mehreren Flußbaulaboratorien, so z. B. in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffsbau in Berlin, vorhanden. Sie ermöglichen es, die Abflußverhältnisse auch quantitativ so zu erfassen, daß eine Übertragung auf die Wirklichkeit vorgenommen werden kann. Die Tatsache, daß Versuchsergebnisse stark von den Ergebnissen der Berechnungen abgewichen sind, gibt Anlaß, auch diesen Weg in Zukunft nach Möglichkeit zu beschreiten. Erst aus der gemeinsamen Heranziehung von Messung in der Natur, Berechnung und Versuch kann ein einwandfreies Bild von den zu erwartenden Veränderungen des Abflusses gewonnen werden, das auch dazu führen wird, die Vorgänge grundsätzlich weiter zu klären.

Vermischtes.

Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen (DGfB) in Verbindung mit einer Kundgebung der Reichsgemeinschaft der technisch-wissenschaftlichen Arbeit (RTA) vom 20. bis 23. September 1934 in München und Augsburg.

Tagungsfolge:

Donnerstag, den 20. September im Künstlerhaus, München, Lenbachplatz 8: 9 Uhr Geschlossene Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen, 11 Uhr Kundgebung der RTA: „Das deutsche Verkehrsproblem und seine Lösung“. Es werden sprechen: 11²⁵ Uhr Generalinspektor Dr.-Ing. Todt über „Die Reichsautobahnen und ihre Aufgaben“; 12¹⁵ Uhr Direktor und Mitglied des Vorstandes der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Dr.-Ing. ehr. Leibbrand über „Die Weiterentwicklung des Verkehrs auf der Schiene“; 13 Uhr Geheimrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Dantscher über „Die Reichswasserstraßen“.

14³⁰ Uhr Besichtigungsfahrt der Abwasserfachgruppe: Abwasserkläranlage Groß-Lappen, Abwasserpumpwerk der „Mittlere-Isar AG“, Einlauf der Fischteichanlage, Teichgut Birkenhof, Aschheimer Brücke (Standrohrturn und Teichanlage) Speicherweiherdamm bei Landsham.

19³⁰ Uhr Vortrags- und Ausspracheabend des Deutschen Ausschusses für Baugrundforschung bei der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen und der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik im Künstlerhaus. Verhandlung über die heutige Baugrunduntersuchung in der Praxis. Referent: Geheimrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Hertwig.

Freitag, den 21. September: I. 9³⁰ Uhr Reichstagung der Abwasserfachgruppe: Die Abwässer der Industrie und des Gewerbes.

Vorträge:

Dr. Schnitzler: Die industriellen und gewerblichen Abwässer im Rahmen der deutschen Wasserwirtschaft; Stadtoberbaurat Stecher: Die Beziehungen der industriellen und gewerblichen Abwässer zur Entwässerung der Städte; Geh. Rat Prof. Dr. Demoll, Prof. Dr. Strell oder Prof. Scheuring: Die Abwässer der Nahrungs- und Genussmittelindustrie mit Ausnahme der Zuckerfabriken; o. Prof. Dr. Spengler: Die Abwässer der Zuckerfabriken; Dr. Steinschneider: Die Abwässer der Zellstoff-, Textil- und Lederindustrie; Baudirektor Ramshorn: Die Abwässer der Kohlenindustrie; Dr. Schnitzler: Die salzhaltigen Abwässer; Prof. Dr. Stoof: Die säurehaltigen Abwässer, im besonderen die Beizereiabwässer.

II. 9³⁰ Uhr Reichstagung der Fachgruppe „Kraftverkehr“: „Bauen für den Kraftverkehr“.

Vorträge:

9⁴⁵ Uhr Prof. Dr.-Ing. Georg Müller: Organisation und Aufgaben der Fachgruppe „Kraftverkehr“; 10 Uhr Oberregierungsrat Dr. Eras: Das Parkproblem; 10⁴⁵ Uhr Stadtrat Weber: Maßnahmen der Stadt München auf dem Gebiete des Garagen-, Park- und Verkehrsproblems. 11³⁰ Uhr Reichsbahnoberrat Doll: Der Neubau der Reichsautobahn München—Salzburg.

Samstag, den 22. September Besichtigungsfahrten: 7³⁰ Uhr Fachgruppe „Kraftverkehr“ Autobahn München—Salzburg mit Chiemsee und Wasser-

burg. 6⁴⁵ Uhr Allgemeine Besichtigungsfahrt Oberammergau, Garmisch, Walchensee. Besichtigung des Forschungs-Instituts für Wasserbau- und Wasserkraft zu Obernach.

Sonntag, den 23. September Ausflug nach Augsburg. Besichtigung von Alt- und Neu-Augsburg und Hochablaß.

Eisenbeton-Kappendach für ein Ausstellungsgebäude in Chicago. Eng. News-Rec. 1934, Bd. 112, Nr. 24, vom 14. Juni, S. 775, berichtet über die erstmalige Anwendung der Zeiss-Dywidag-Dachkonstruktion in

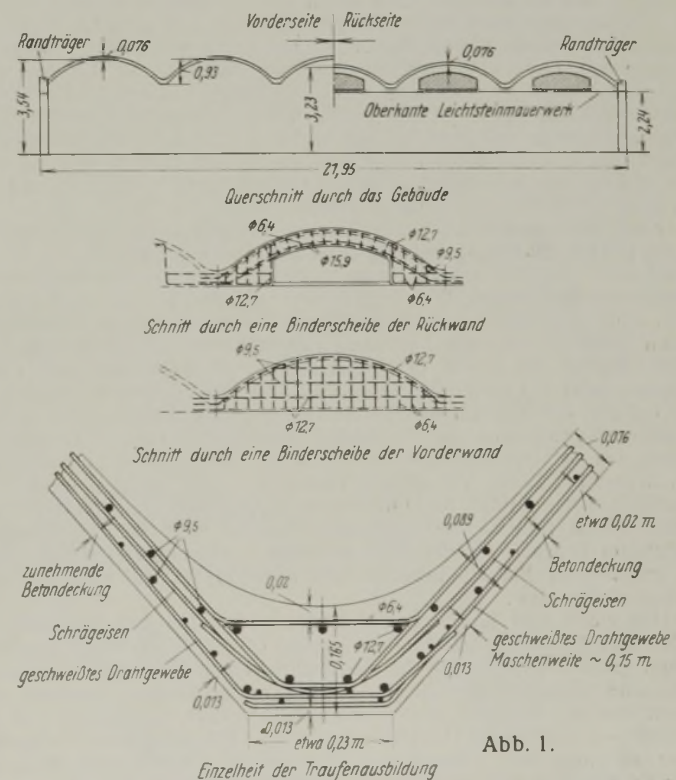


Abb. 1.

Amerika bei der Errichtung eines Ausstellungsgebäudes in Chicago von der Brook Hill Farm, Genesee Depot, Wis., und der Starline, Inc., Harvard, Ill. Das Bauwerk dient als Kuhstall.



Abb. 2.

werterweise Diagonalbewehrungen vorgesehen, wie Abb. 2 erkennen läßt. Diese Abb. zeigt auch die Verwendung von durch Preßluft angetriebenen Einrüttelvorrichtungen beim Betonieren der Kappen. Die Dicke der Kappen beträgt im Scheitel 7,6 cm. Die sonst übliche Korkisolierung an der Unterseite wurde nicht angewendet, da das Bauwerk nur während des Sommers benutzt wird. Einen Tag nach der Betonierung erhielten die Kappen einen wetterfesten Anstrich. Zs.

Bücherschau.

Schaper, G., Geh. Baurat, Dr.-Ing. chr. Dr. techn. h. c., Reichsbahndirektor: Feste Stählerne Brücken von „Bauen in Stahl“. II. Teil, I. Band, sechste, vollkommen neubearbeitete und erweiterte Auflage, 540 S. mit 784 Textabb. Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 36 RM, in Leinen 38 RM, Bautechnik- und Stahlbau-Abonnenten-Preis 1934 in Leinen 34 RM.

Von dem großen, den ganzen „Stahlbau“ umfassenden Werke des Verlages ist nunmehr der erste Band von Teil II „Stählerne Brücken“, enthaltend die festen Brücken, erschienen, nachdem der erste Teil „Grundlagen des Stahlbaues“ bereits Ende 1932 der Öffentlichkeit übergeben worden war. Dadurch, daß der Verfasser beider Bücher, Reichsbahndirektor Dr.-Ing. Schaper, einen erheblichen Teil der Ausführungen in seinem früheren Werke „Eiserne Brücken“ in die Grundlagen übernahm, wie: die Elemente aller Konstruktionen, den Baustoff, die Walzprodukte, die Verbindungsmittel, Bolzen, Niete und Schrauben und die zulässigen Beanspruchungen und durch die Verweisung einiger Kapitel, wie z. B. des Kapitels über die Hängebrücken, in den nächsten Band, hat er Raum gewonnen für all die Neuerungen, die seit 1922 — dem Erscheinen der fünften Auflage der „Eisernen Brücken“ — das Bauen in Stahl wesentlich beeinflusst haben. Es sind das vor allem die Einführung hochwertiger Baustähle bis zum heutigen St 52, dann das Eindringen der Schweißtechnik in den Stahlbau und weiterhin die Erkenntnis der Wirkung dynamischer Kräfte auf die Konstruktionen. Diese Entwicklung hat vielfach zu ganz neuen Konstruktionsarten geführt, sie ist auch heute, namentlich beim Schweißen, noch nicht abgeschlossen.

Folgt man dem Inhalte des Werkes, das sich in den Hauptkapiteln an die frühere Einteilung bei den „Eisernen Brücken“ anlehnt, so ist zunächst eine erheblich bessere Auswahl der Einzelheiten und Ausführungsbeispiele festzustellen sowie ein reichlicher Ersatz überlebter Konstruktionen durch neue gute Bilder und Darstellungen. Nach den beiden einleitenden kurzen Kapiteln über die Einteilung der stählernen Brücken folgen im dritten Kapitel die heute geltenden Belastungsvorschriften, wobei sich Schaper wieder auf diejenigen in Deutschland beschränkt. Er kann dabei sich bei den Brücken auf den normalspurigen Eisenbahnstrecken auf die Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn, kurz B. E. genannt, stützen, bei den Straßenbrücken auf DIN 1072 mit Beiblatt und DIN 1073 vom September 1931. Von diesen Vorschriften und Anlagen werden die hauptsächlichsten Zahlen und Formeln wiedergegeben und erläutert. Von großem Werte sind die beigegebenen Angaben über die Eigengewichte einleisiger Brücken für die jetzt geltenden Lastenzüge N und E, dann die graphischen Blätter, Tabellen und Formeln für die Gewichte von Straßenbrücken usw.

Das vierte und fünfte Kapitel bilden wie früher den Hauptteil des Buches und behandeln zunächst in Kapitel IV in rd. 170 Seiten mit zahlreichen guten Darstellungen der Konstruktionen der Einzelheiten, Knoten, Stöße und Gesamtbilder der Hauptträger stählerner Brücken. Die Reihenfolge ist: Einfache vollwandige Balkenträger — genietet und geschweißt —, gegliederte Hauptträger — nebst Rahmenträgern —, Balkenträger auf mehreren Stützen und Bogenträger. Wenn man liest, daß unter Verwendung von hochwertigen Baustählen bei der Eisenbahn schon durchlaufende Blechträger bis zu 60 m Stützweite und bei Straßenbrücken sogar bereits bis zu 115 m Stützweite — bei 7,4 m Stehblechhöhe — ausgeführt worden sind, so kann man am besten ermesen, welche gewaltige Fortschritte gerade auf diesem Gebiete die letzten 10 Jahre uns

gebracht haben. Für den Blechträger eignet sich nach Schaper auch die geschweißte Konstruktion sehr gut, er gibt dafür einige wertvolle Regeln: die Verwendung von möglichst wenig Stößen und Nähten, ein gutes Ausschärfen der anzuschließenden Lamellen und ein reichliches Verlaschen und Versteifen der Stöße. Für die Prüfung der Schweiße und die Wahl der Beanspruchungen gilt DIN 4100 in neuester Auflage (Juli 1934). Bei den Balkenträgern auf mehreren Stützen ist als neue Form der Rautenträger — erste Ausführung bei der Rheinbrücke in Wesel — eingefügt worden, bei den Trägern mit Gelenken die zur Zeit in Aufstellung befindliche große dänische Hochbrücke über den kleinen Belt.

Ebenso umfangreich — rd. 180 Seiten stark — ist Kapitel V, das die Fahrbahn und die Fahrbahnträger betrifft. Die Zahl der Lösungen für die Anschlüsse der Längsträger an die Querträger und namentlich der letzteren an die Hauptträger ist schier unzählige. Auch damit ist von der sogenannten freischwebenden Fahrbahn — von Harkort 1905 zuerst vorgeschlagen — bis zum heutigen wieder starren Anschluß und bis zum Anschluß der Querträger beim Rhombenträger in Wesel und Ludwigshafen eine große Umwandlung der Gestaltungskunst zu verzeichnen. Das Kapitel schließt mit zwei Vorschlägen über die Ausbildung der Fahrbahn — einmal unten- und einmal obenliegend — bei vereinigten Eisenbahn- und Straßenbrücken.

Die weiteren Kapitel behandeln, nahezu wie früher bei den „Eisernen Brücken“, der Reihe nach: die Wind- und Querverbände, den Bremsverband, die Lager und Gelenke, die Stützen — ausgenommen die Pendel und Gerüstpfeiler —, die schiefen Brücken und — neu — die Besichtigungsteg und Besichtigungswagen. Auch bei diesen Bauteilen stählerner Brücken sind vielfach neue Konstruktionen auf den Plan getreten. Die Gestaltung der Rahmen und Portale hat gegen früher einfacheren aber klareren Formen weichen müssen, dasselbe gilt bei den Lagerungen, namentlich bei gemeinsamen Lagern auf denselben Pfeilern oder mit gemeinsamen Pfosten. Bei den Rahmen und Lagern sind auch schon gute geschweißte Ausführungen zu verzeichnen, woraus hervorgeht, daß sich die Schweißung — ihrer Stärke in der Einfachheit der Anschlüsse und der Formgebung bewußt — immer größere Gebiete der Konstruktion erobert.

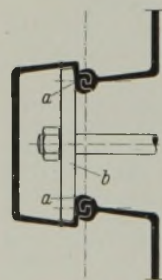
Band VI der „Stählernen Brücken“, der die Pfeiler und Widerlager von Brücken enthalten soll, hofft Schaper noch im Herbst dieses Jahres erscheinen lassen zu können, so daß dann ganze Brücken und ganze Brückenzüge danach entworfen werden können. Band II, betitelt „Ausgewählte Kapitel des Stahlbrückenbaues“, ist für Frühjahr 1935 angekündigt; er wird vor allem die Hängebrücken behandeln, die Gerüstpfeiler und wohl noch manche andere interessante Abhandlung aus dem Gebiete des Stahlbrückenbaues. Sachkenner werden gerade auf diesen Band große Erwartungen setzen.

Schaper hat sein neues Werk den deutschen Brückeningenieurern gewidmet, die meist ungenannt und unbekannt in den großen und kleinen Konstruktionsäulen und Werkstätten der Werke die Konstruktionen für den Stahlbau ersinnen und erschaffen — vielfach vergeblich — aber immer bemüht, durch neue Formen und neue Vorschläge dem deutschen Stahlbrückenbau zum Fortschritt und zur Anerkennung zu verhelfen. Es dürfen damit als eingeschlossen gelten auch die Leiter, Referenten und Ingenieure der Behörden, der Reichsbahn, der Städte und Länder, die den Stahlbau behandeln. Und vor allem darf das Schaffen und Wirken Schapers selbst nicht vergessen werden, der nun schon mehrere Jahrzehnte lang unermüdet für den Brückenbau und seine Fortschritte als Führer tätig ist.

Schaper schließt das Vorwort zu seinem Buche mit dem Satze: „Ich hoffe, daß die neue Auflage die alten Freunde nicht enttäuschen und sich neue Freunde erwerben wird!“ Er darf überzeugt sein, daß er keine Enttäuschung erleben wird. Das Buch und sein Inhalt sind erstklassig und empfehlen sich von selbst. Dasselbe kann der Verlag für die Ausstattung des Werkes in Wort, Schrift und Bild für sich buchen.

Lindau i. B., im August 1934.

Dr. Bohny.



Patentschau.

Spundwand. (Kl. 84c, Nr. 580415 vom 30. 5. 1929 von Dipl.-Ing. Kurt Schröder in Kassel.) Um ein Durchbohren bzw. Durchbrennen bei Spundwänden aus L-förmigen Bohlen zur Anbringung einer Verankerung und schwieriger Unterwasserarbeiten zu vermeiden, weisen die Bohlen von den Stegen in das Bohleninnere einspringende Schloßteile *a* auf, auf denen sich die Ankerköpfe *b* abstützen und beim Einsetzen gleiten können.

Personalmeldungen.

Preußen. Der Regierungsbaumeister (W) Wagner ist von der Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr. an das Bauamt für den Pregelausbau in Insterburg versetzt worden.

INHALT: Die Entwicklung der Schlenenübergänge auf festen und beweglichen Brücken. (Schluß) — Die Kanalüberführungen in der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen i. W. (Schluß) — Die Bestimmung der Abflußverhältnisse im Tidegebiet. — Vermischtes: Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen (DGB). — Eisenbeton-Kappendach für ein Ausstellungsgebäude in Chicago. — Bücherschau. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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