

Die Versinkungserscheinungen an der oberen Donau als zwischenstaatliche Wasserwirtschafts- und Wasserrechts-Frage.

Vom Professor **Heinrich Heiser**, Dresden.

(Alle Rechte vorbehalten.)

Zu den wasserwirtschaftlichen und wasserrechtlichen Fragen von größerer und über die Grenzen eines deutschen Landes hinausgehender wirtschaftlichen Tragweite gehört die Versinkung aus dem oberen Donaulaufe in Baden und Württemberg und das Wiederaustrreten des versunkenen Wassers im sogenannten „Aachtopf“, d. h. der Quelle der Aach in der Nähe der Bezirksstadt Engen in Baden, die ihre Wasser dem Bodensee, also dem Rhein zuschickt.

Bei dieser Versinkung handelt es sich zweifelsohne um einen Vorgang, der durch die natürlichen geologischen Bedingungen der fraglichen Flußgebiete ungewöhnlich begünstigt wird. Daß der Vorgang aber zu einem Streitfall zwischen den beiden Ländern Baden und Württemberg werden konnte, und daß zu seiner Entscheidung der Staatsgerichtshof des deutschen Reiches angerufen worden ist, gibt ihm eine über die örtlichen Grenzen größere Bedeutung. Trotz des bereits recht umfangreich angewachsenen Schrifttums zu dieser Frage darf deshalb eine zusammenfassende Darstellung der Erscheinungen und Fragen wohl auf eine gewisse Beachtung rechnen.

Soviel sei jedoch von vornherein festgestellt, daß trotz dieses umfangreichen, meist stark verstreuten Schrifttums über die Donauversinkungsfragen, trotz mannigfacher amtlicher Unterlagen, die benutzt werden konnten, so u. a. auch das Gutachten der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde vom 15. August 1924, eine restlose Klärung verschiedener heute noch umstrittener Fragen noch nicht möglich ist. Diese Feststellung gilt sowohl für die rein wasserwirtschaftliche oder gewässerkundliche Seite der Sache wie auch besonders für die damit verbundenen Wasserrechtsfragen.

Soweit in der folgenden Darstellung Quellen benutzt sind, soll auf sie an den betreffenden Textstellen besonders verwiesen werden.

I. Allgemeine gewässerkundliche und geologische Uebersicht. (Uebersichtsplan Abb. 1.)

Die beiden Quellbäche der Donau, die Brigach und die Breg, entspringen auf der sanft geneigten Ostabdachung des Schwarzwaldes. Von ihrer Vereinigung ab durchfließt die Donau zunächst das große Donaunied mit seiner sicher sehr wesentlichen, aber noch nicht geklärten Einwirkung auf die weitere Wasserführung und damit auch auf die aus der Donau versinkenden Wassermengen. Bis Immendingen bildet der Fluß einen wesentlich nach Nordosten offenen flachen Bogen, um dann bis Tiergarten in ost-nordöstlicher Richtung seinen Lauf fortzusetzen. Dort wendet er sich nach Osten und behält diese Richtung im wesentlichen bis Hundersingen bei, wo er in fast nördliche Richtung abbiegt.

Die südliche Wasserscheide zwischen Donau- und Rheingebiet verläuft bis Immendingen in verhältnismäßig sehr geringer Entfernung von der Breg, dem rechtsseitigen Quellbach, und von der Donau selbst; unterhalb Immendingen nähert sich die oberirdische Wasserscheide sogar bis auf ein bis zwei Kilometer der Donau. Oestlich Immendingen entfernt sich die oberirdische Wasserscheide immer mehr von der Donau. Die letzten bekannten großen Versinkungsstellen bei Fridingen liegen bereits etwa 8 km von der Wasserscheide entfernt. Bei Hundersingen ist diese Entfernung bereits auf 20 km angewachsen.

Auf der ganzen Flußstrecke von Donaueschingen bis Hundersingen liegt das Donauebett wesentlich höher als das Bett des Rheines und der Spiegel des Bodensees, wie umstehende Uebersicht anzeigt.

Die Quellbäche der Donau und diese selbst durchschneiden der Reihe nach die Schichten des Buntsandsteines, des Muschelkalkes, Keupers sowie des Schwarzen, Braunen und Weißen Jura.

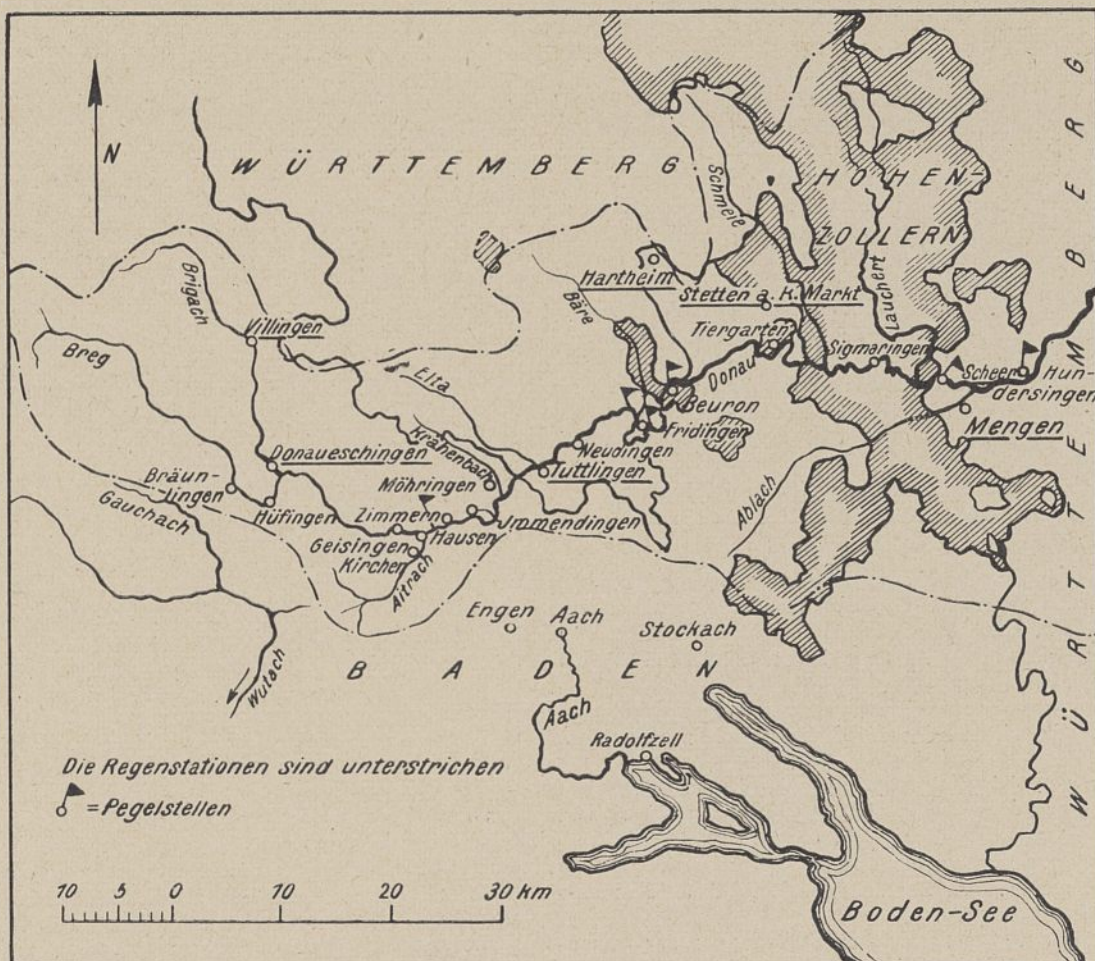


Abb. 1. Das Einzugsgebiet der oberen Donau.

Tafel I.

Ort	Land	Höhe über NN.	Oberflächl. Einzugsgebiet qkm
Donau bei			
Donaueschingen	Baden	677,5	486
Hausen	"	661,0	764
Immendingen (oberhalb d. Wehres) . . .	"	655	820
Möhringen	"	652	838
Tuttlingen	Württemberg	642	894
Fridingen (Versinkungsstelle)	Württemberg-Baden	618	1288
Sigmaringen	Preußen	550	2136
Hundersingen	Baden-Württemberg	500	2612
Ulm	Württemberg-Bayern	460	7611
Günzburg	Bayern	450	9371
Aach zum Bodensee			
Aachtopf bei Aach . .	Baden	477,2	9,54
Radolfzell (Mdg. i. Bodensee)	"	395	260,—

Die geologischen Verhältnisse des Gebietes sind natürlich bereits seit langem Gegenstand eingehender Untersuchungen gewesen¹⁾²⁾³⁾⁴⁾.

Durch diese Untersuchungen ist der geologische Aufbau des Gebietes in seinen Grundzügen klargelegt. Die Schichten fallen im allgemeinen sanft nach Südosten ein. Zwischen Immendingen und Fridingen, also im Gebiete der stärksten Wasserverluste, sowie südlich des Donautales im Hegau ist ihre Lagerung durch starke Verbiegungen und Verwerfungen sowie durch vulkanische Tätigkeit mannigfaltig und in noch nicht genügend zu übersehender Weise gestört. Für die Versinkung der Donau sind namentlich die Verbiegungen unterhalb Immendingen, bei Tuttlingen und in der großen Flußschleife unterhalb Fridingen, ferner eine große Abbiegung der Schichten in einer Linie von Bedeutung, die von dem Orte Engen über Aach nach Stockach in westöstlicher Richtung verläuft. Die im Donautale von Geisingen bis nach Sigmaringen und südlich bis in die Gegend von Aach anstehenden Weiß-Jura-Schichten mit ihren, für die Wasserversenkung ganz besonders günstige Vorbedingungen liefernden Beta-Kalken tauchen in dieser Abbiegung unter die tertiären und diluvialen Schichten, die den Süden und Südosten des Gebietes einnehmen.

Die hohe Lage des Donautales über dem dicht benachbarten Bodenseegebiet, verbunden mit dem südöstlichen Einfallen der Schichten bieten an sich schon günstige Vorbedingungen für die Versinkung von Wasser aus der Donau nach dem Rheingebiet. Dazu kommt, daß oberirdisch durch Erosion die Rhein—Donau-Wasserscheide ständig, zwar langsam, aber doch ununterbrochen nach Norden verschoben wird. So wie die Wutach früher zur Donau floß, jetzt aber oberhalb Waldshut in den Rhein einmündet, werden noch andere Zuflüsse zur Donau im Laufe der Zeiten das gleiche Schicksal erleiden und von der Donau abgedrängt werden, deren Einzugsgebiet dadurch ständig oberirdisch verkleinert werden wird. Zu diesen oberirdischen Einbußen treten dann noch unterirdische Wasserverluste, die vielfach durch die große natürliche Wasserdurchlässigkeit der Gesteine erleichtert und wahrscheinlich durch tektonische Vorgänge gefördert werden. Als wasserdurchlässig sind dabei namentlich die Schichten des oberen Muschelkalkes, der unterste Schwarze Jura, einzelne Schichten des Braunen Jura und in erster Linie verschiedene Schichten des Weißen Jura anzusehen, von denen die wohlgeschichteten und vielfach stark zerklüfteten Kalkbänke der zweituntersten Abteilung — die sogenannten Beta-Kalke — von Bedeutung für die Versinkung von Donauwasser zum Rheine hin sind.

II. Die bisher bekannten Versinkungsstellen in der Donau und die Aach-Quelle.

A) Allgemeine Uebersicht.

Soweit sich aus den verfügbaren Unterlagen feststellen läßt, dürfen gegenwärtig vier getrennte Gruppen von Versinkungsstellen als nachgewiesen gelten:

1. Die Versinkungen zwischen Bräunlingen und Hüfingen oberhalb Donaueschingen;

¹⁾ Geologisches Gutachten des Professors E. Fraas vom Jahre 1905.

²⁾ Dr. A. Knop. Ueber die hydrographischen Beziehungen zwischen der Donau und der Aachquelle im Badischen Oberlande. Neues Jahrb. f. Min., Geol. u. Paläont. 1875, S. 942; 1878, S. 350. —

³⁾ Endriß. Die Versinkung der oberen Donau zu rheinischem Flußgebiet. Stuttgart 1900. A. Zimmers Verlag. Außerdem eine Reihe anderer Veröffentlichungen.

⁴⁾ Dr. J. L. Wilser. Die natürlichen Bedingungen der Donauversenkung und deren wirtschaftliche Nutzung. Freiburg i. Br. 1924. Theodor Fischer (s. a. Zentralblatt d. Bauv. 1924, S. 338).

2. Versinkungen im Oberwasser des Immendinger Wehres und von dort ab flußabwärts bis oberhalb des Ortes Möhringen;
3. Versinkungen bei Tuttlingen;
4. Versinkungen in der großen Donauschleife unterhalb Fridingen.

Weitere Wasserverluste sind auf der Donautrecke zwischen Donaueschingen und Immendingen und ganz besonders auf der Strecke zwischen Möhringen und Fridingen nicht ausgeschlossen; sie sind aber bisher, wenigstens soweit ich aus den mir verfügbaren Unterlagen entnehmen muß, nirgends einwandfrei nachgewiesen.

Die in Baden zwischen Bräunlingen und Hüfingen liegenden Versinkungsstellen liegen im oberen Muschelkalk. Nach Annahme von Wilser (4) tritt das versunkene Wasser zum Teil bei Donaueschingen wieder in die Donau zurück, zum Teil wird es aber auch zur Gauchach und Wutach, also in fremde Flußgebiete übergehen. Daß es zur Aach abwandert, ist nach den ganzen Verhältnissen nicht anzunehmen. Diese Versinkungen sind anscheinend nach ihrem Umfange und ihrer sonstigen Auswirkung noch am wenigsten untersucht. Das mag auch darin begründet sein, daß sich hier weniger als bei den anderen Versinkungsstellen widerstreitende Belange gezeigt haben und daß hier ein und dieselbe Staatshoheit ausgleichend wirken konnte, soweit solche Beeinträchtigungen wirksam wurden.

Bei den nachfolgenden Erörterungen können wir diese Erscheinungen als weniger wesentlich übergehen.

Die zweite Versinkungsgruppe von Immendingen bis Möhringen liegt ebenfalls noch in Baden, während die Versinkungsstellen bei Tuttlingen und unterhalb Fridingen sich auf württembergischem Gebiete finden.

Auf der ganzen Strecke zwischen Immendingen und Sigmaringen, in der diese Versinkungsgruppen liegen, stehen im Donautale die Schichten des Weißen Jura an. Das Flußbett und die Ufer der Donau selbst werden vielfach von den stark durchlässigen Abteilungen des Weißen Jura, namentlich den Beta-Kalken gebildet. Von Nordwesten und Südosten her münden in die Donau eine Reihe tief eingeschnittener Täler, die z. T. von ständig fließenden Wasserläufen durchzogen werden, z. T. aber in ganzer Länge oder auch nur streckenweise als sogenannte Trockentäler daliegen.

Das Grundwasser im Untergrunde des Donautales liegt mancherorts erheblich tiefer als der Wasserspiegel der offenen Donau. Das ist z. B. der Fall in der Gegend der Versinkungsstellen zwischen Immendingen und Möhringen, wo in zwei Brunnen an der Eisenbahn nördlich des Brühl der Wasserspiegel rd. 10 m unter dem Donauspiegel liegt; ähnliche Verhältnisse sind in Tuttlingen nachgewiesen worden. Auch unterhalb Fridingen kann man eine erheblich tiefe Lage des Grundwasserspiegels schon aus der Tatsache folgern, daß die Versinkungsstellen teilweise am linken, also der Bodenseesenke abgewandten Uferende sich finden.

Einwandfrei steht bis jetzt fest, daß auf der Donautrecke Immendingen (Baden) bis unterhalb Fridingen (Württemberg) Wasser versinkt, und zwar zeitweise so viel, daß das Donaubeet bereits unterhalb Immendingen bis in die Gegend von Möhringen oberhalb Tuttlingen völlig trocken fällt, wobei das Wasser in die Spalten und Klüfte des Kalkgebirges versinkt. Weiter steht, durch Salzungs- und Färbversuche bei Immendingen und Fridingen nachgewiesen, fest, daß zwischen diesen versinkenden Wassermengen und der Aachquelle, die 172 m tiefer in den Delta-Epsilon-Kalken des Oberen Weiß-Jura zu Tage tritt, ein Zusammenhang besteht. Die eigentlichen Versinkungsstellen sind im Laufe der Zeit ziemlich genau bekannt geworden, nicht dagegen in gleicher Weise der unterirdische Lauf des versunkenen Wassers und die Gesteinsschicht sowie die Höhenlage, in der sich das unterirdisch gewordene Wasser zur Aachquelle bewegt. Es kann heute noch nicht mit genügender Sicherheit angegeben werden, ob sich in dem von vielen Verwerfungen und Abbiegungen durchzogenen, durch vulkanische Ausbrüche in früherer Zeit stark zerrütteten und auch in der Gegenwart noch durch tektonische Erscheinungen des öfteren beunruhigten Gebiet die versunkenen Wassermengen in einem ganzen System netzartig weit verzweigter Risse, ob vielleicht, wie andere Geologen vermuten, in ausgedehnten, auch wohl mehrstöckigen Höhlensystemen fortbewegen. Ob es je gelingen wird, die hier vor sich gehenden Abflußerscheinungen mit dem Mittel geologischer Forschung und anschließender gewässerkundlicher Untersuchungen restlos aufzuklären, muß angesichts der bereits zahlreichen Versuche und Bemühungen bezweifelt werden. Immerhin wäre es aber in diesem Zusammenhange zum mindesten sehr erwünscht, wenn über einen weiteren Punkt Klarheit geschaffen werden könnte. Die Tatsache des Bestehens zahlreicher Trockentäler und der niedrige Stand des Grundwassers im Donautale lassen vermuten, daß außer den aus dem Donauflußbett unmittelbar zur Aach versinkenden Wassermengen noch weitere Wasser aus dem Donaugebiet, so auch solche vom linken Donauufer unter der Donau hindurch zur Aach oder in weiterem Umfange zur Bodensee-Senke abströmen. Das natürliche Einzugsgebiet des Hegau, wenn wir mit dieser Bezeichnung das zum Bodensee entwässernde Gebiet einmal umgrenzen wollen, geht also

höchstwahrscheinlich über die Donau selbst nach Norden hinaus. Andererseits kann man wiederum nicht annehmen, daß der ganze unterirdische Abfluß aus diesem nördlichen Donauebiet unterirdisch — also unter der Donau selbst hindurch — zum Bodenseegebiet abgeht. Dagegen sprechen verschiedene starke Quellen, die sich an den linken Talhängen an der Donau, so z. B. oberhalb von Fridingen und bei Beuron zeigen, deren Wasser als oberirdische linke Zuflüsse zur Donau gehen. Es wäre sonach nicht zulässig, sämtliche linksseitigen Trockentäler als natürliches Zuflußgebiet der Aach anzusehen. Wenn in diese Fragen die geologische Forschung Klarheit bringen könnte, so würde damit ein wesentlicher Punkt in der ganzen gegenwärtigen Streitfrage seine Aufhellung finden.

Weiter erscheint die Feststellung notwendig, ob das ganze versunkene Donauwasser nur im Aachtopf oder auch noch an anderen Stellen des Hegau zu Tage tritt. Nach manchen Erscheinungen, auf die wir noch zurückkommen müssen, darf man wohl zunächst annehmen, daß die Aachquelle nicht die einzige Austrittsstelle für die versunkenen Donauwasser ist.

Die Aach-Quelle (Abb. 2 u. 3), der sogenannte „Aachtopf“, liegt in den Schwammbalken der zweitobersten Abteilung des Weißen Jura (Delta-Epsilon-Kalke). Im Aachtopf tritt die Hauptmasse des Wassers mit großer Gewalt aus zwei breiten Spalten heraus, deren Tiefe man bis zu 12 m gemessen hat, tiefere Messungen ließen sich bisher wegen der Gewalt der aufwärts drängenden Strömung nicht ausführen, so daß wir über die tatsächliche größte Tiefe nicht unterrichtet sind. Etwa 100 m unterhalb der eigentlichen Hauptquelle finden sich am rechten Uferende des Untergrabens der Jägerschen Mühle noch weitere z. T. sehr kräftige Quellen, die ihre Wasser, nach der austretenden Strömung zu urteilen, angenähert wagerecht ausschütten.

Auf die Delta-Epsilon-Kalke in Höhe des Quellwasserspiegels folgen gleich oberhalb der Quelle wenige Meter höher die Zeta-Kalke des Weißen Jura; unterhalb der Aachquelle dagegen wird der Untergrund durch stark undurchlässigen glazialen Schutt gebildet, der tertiären Bildungen aufliegt.

Die Aachquelle gilt als die stärkste „Quelle“ Deutschlands, sie hat, wie die meisten großen Quellen (Rhume, Pader, Blaue), eine sehr gleichmäßige Wasserschüttung. Diese Tatsache könnte auf das Vorhandensein zusammenhängender Höhlensysteme von z. T. gewaltigen Ausmaßen hindeuten, während wiederum der durch manche Versuche nachgewiesene in kurzer Zeit und anscheinend ohne nennenswerte unterirdische Speicherung sich vollziehende Gesamtdurchfluß von Donauwasser zur Aachquelle nur auf ein gewisses Röhren- und Netzsystem hinweist. Wie bereits erwähnt, gehen deshalb auch die Auffassungen der Geologen ziemlich weit auseinander. In Wahrheit werden die Verhältnisse wohl derart liegen, daß sich neben einem System netzartiger Risse, wie sie vor allem die Beta-Kalke überall zeigen, auch größere, aus Höhlen und Spalten bestehende Hauptwasserzüge finden, die am Aachtopf einen gemeinsamen Ausweg haben.

Nach dem Badischen Wasserkraftkataster⁵⁾ haben sich an der Aach unterhalb der Aachquelle zahlreiche Wirtschaftsunternehmen angesiedelt, denen die Aach mit ihren Donauwassern eine gesicherte Kraftquelle für eine wirtschaftlich günstige Entwicklung wurde. Die in 25 Einzelanlagen ausgebaute Leistung mit insgesamt 55,2 m ausgenutztem Gefälle beträgt rd. 3000 PS bei einer Schwankung in der Ausbaugröße zwischen 1,4 und 9,44 m³/sek.

Bei den Hauptversinkungen im badisch-württembergischen Grenzgebiet sind vier deutsche Länder beteiligt, außer Baden und Württemberg noch als Unterlieger die preußischen Landesteile Hohenzollern und Bayern; wegen der eigenartig wechselnden Grenzverhältnisse im Versinkungsgebiet selbst erscheinen Baden und Württemberg teils als Ober-, teils aber auch jedes als Unterlieger.

B) Die einzelnen Versinkungsstellen im besonderen.

Von den vorhandenen Versinkungsstellen sind die zwischen Immendingen und Möhringen am bedeutendsten und auch bereits am längsten und besten bekannt.

⁵⁾ Badisches Wasserkraftkataster veröff. v. d. Wasser- und Straßenbaudirektion Karlsruhe 1924. Heft 4, Rudolfszeller Aach.



Abb. 2. Die Aachquelle.

Sie finden sich auf der genannten Donaustrecke hauptsächlich an den folgenden vier Stellen:

1. Im Wehrstau der Immendinger Maschinenfabrik unmittelbar oberhalb der Eisenbahnbrücke über die Donau;
2. rd. 2 km unterhalb der Immendinger Eisenbahnbrücke im sogenannten „Brühl“;
3. rd. 3 km unterhalb Immendingen in den sogenannten „Hattinger-Weg-Löchern“ unterhalb der Einmündung des Einödsbaches;
4. rd. 4 km unterhalb Immendingen im Gewand „Schweinelehen“.

Auf die Versinkungen im Immendinger Wehrteich selbst scheint man erst in neuerer Zeit (1874) aufmerksam geworden zu sein. Ver-

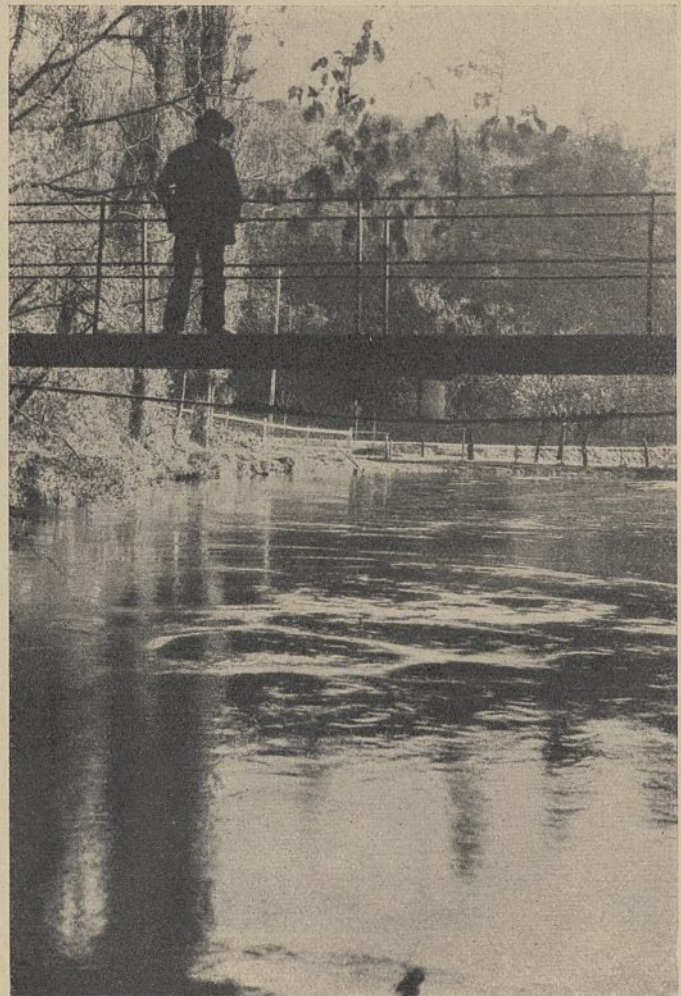


Abb. 3. Die Aachquelle.

Man sieht an der Hauptaustrittsstelle das Wasser deutlich hervorquellen



Abb. 4. Blick längs der Immendinger Flexur zur Versinkung beim Wehr (bei den Türmchen). Vorn steilstehende wohlgeschichtete Kalke.

läbliche ältere Nachrichten sind darüber nicht bekannt geworden. Die Versinkungen erfolgen hier sicher an einzelnen Stellen am rechten Uferande, wie man sich durch den Augenschein selbst überzeugen kann, außerdem aber werden sie auch in der Sohle des Wehrteiches selbst noch vermutet. In der näheren Uferumgebung der Versinkungsstellen finden sich verschiedene größere Dolinen und Einbrüche, die auf das Vorhandensein unterirdischer Hohlräume und Spaltensysteme hindeuten (Abb. 4).

Die Versinkung unterhalb Immendingens (zu 2 und 3) hat u. a. bereits der Tuttlinger Stadtpfarrer Bräuninger in seinem Buche „Fons Danubii primus et naturalis“ vom Jahre 1719 erwähnt, und er hat bereits die Vermutung ausgesprochen, daß hier eine Verbindung zwischen Donau und Aachquelle besteht.

Das beste Bild von den Versinkungsvorgängen erhält man in den Zeiten, wenn auf der Strecke unterhalb Immendingen allmählich alles zufließende Wasser versinkt, so daß die Donau bei Möhringen bereits völlig trocken liegt. In solchen Zeiten geht dann der gesamte Abfluß aus dem bei Möhringen rd. 840 qkm großen Einzugsgebiet

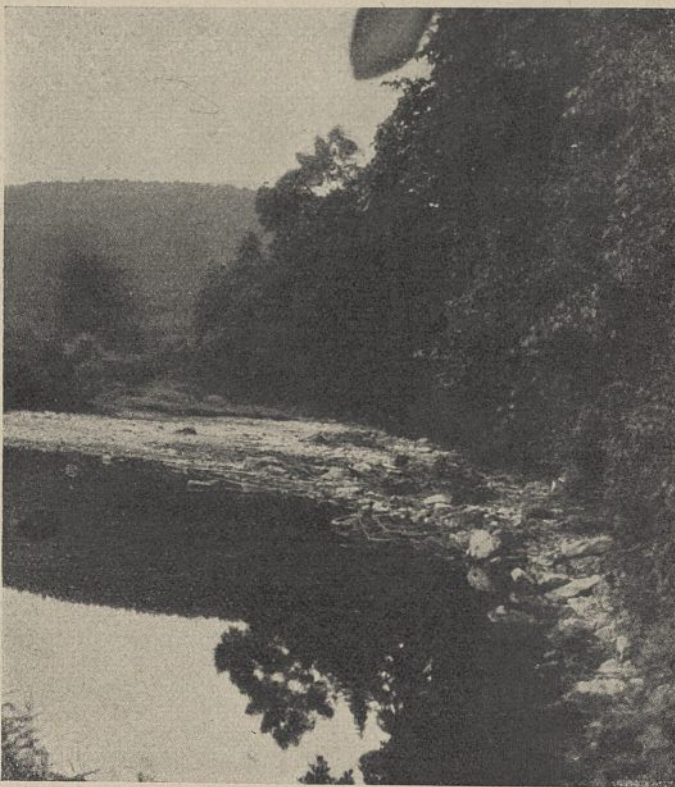


Abb. 5. Donauversinkung am Brühl, Blick donauabwärts.

Man sieht, wie das Flußbett gegen das rechte Ufer abfällt und wie dort das Wasser versinkt. Weiter sind in trockenem Flußbett die bewachsenen Geröllhaufen sichtbar.

der Donau durch die Versinkungen verloren; erst allmählich können die seitlich zufließenden kleinen und kleinsten Bäche — Krähenbach, Elta, Bära und einige andere — sowie Quellen die Donau als Fuß gänzlich neu bilden.

Kann man, wie es dem Verfasser möglich war, in solchen Tagen die Donaustrecke von Immendingen abwärts wandern, so wird man am Immendinger Wehrteiche selbst nur wenig Auffälliges bemerken, einige Spaltenlöcher, etwas Gemurmel und unterirdisches Plätschern und Rieseln, verbunden mit einer geringfügigen Wasserbewegung nach solchen Stellen hin, an denen sich Schilf, Wasserpflanzen anschwimmend sammeln, das ist gewöhnlich alles, was man entdecken wird. Im Wehrteich selbst ist wenig zu bemerken, da infolge des Aufstaus an sich die Wassergeschwindigkeit sehr gering ist. Eingetretene Wasserverluste wird man deshalb selten an dieser Stelle nur nach dem bloßen Augenschein feststellen können.

Das Bild ändert sich, sobald man etwa 2 km flußabwärts gewandert ist und in die Nähe des sogenannten „Brühl“ gelangt (Abb. 5). Hier tritt die Donau auf etwa 1200 m Länge hart an das rechtsseitige Steilufer heran. Deutlich erkennt man auf dieser Strecke, wie das Wasser zu den stärk-

sten Leckstellen am rechten Ufer hinströmt und dann in den Spalten des anstehenden Felsens mit sichtbarer Geschwindigkeit, oft unter strudelnder Wasserbewegung und mit gut hörbarem plätscherndem Geräusch verschwindet. Der Felsen an diesem Stéilhang ist stellenweise so stark zerklüftet und zerrüttet, daß man mehr den Eindruck einer schlecht gesetzten Uferpackung aus flachen Steinen gewinnt als den eines natürlichen Felsufers. Auch im Flußbette selbst waren weiter unterhalb Einbrüche erkennbar, bei denen liegende Schotter und Schwemmschlamm aus Wasserpflanzen und Schilf deutlich zeigten, daß an diesen Stellen noch kurz vorher größere Wassermengen versunken sein mußten. Derartige Einbruchstellen sind über die ganze Länge der Flußstrecke verstreut, sie können, wie dem Verfasser bei der Begehung mitgeteilt wurde, je nach der wechselnden Ueberlagerung mit dem wandernden Flußgeschiebe und Schotter bald mehr, bald weniger wirksam werden, auch vollkommen sich im Wechsel der Zeiten abdichten, während andere Stellen neu in Tätigkeit treten. Derartige Stellen, die sich vor allem unterhalb der Einmündung des Einödsbaches finden, können bisweilen deutlich als Spalten ausgebildet sein und dabei mehr als Mannstiefe erreichen (Abb. 6 u. 7).

Unterhalb dieser Versinkungsstellen, kurz oberhalb des Ortes Möhringen, durchquert eine mächtige Kiesbank den Flußlauf. Geht man im ausgetrockneten Donaubett auf sie zu, so hat man unwillkürlich den Eindruck eines von Menschenhand mit Vorbedacht sorgfältig aufgeschütteten Damms mit wasserseitig, also flußaufwärts sehr flach geneigten Böschungen. Daß diese Bank auch in Wirklichkeit die Aufgabe eines Damms zu erfüllen vermochte und erfüllt hatte, ging aus den in mehreren Metern Höhe über der Flußsohle an den Uferändern noch sichtbaren vorhandenen Spuren eines Wasserspiegels hervor, der vor Eintritt der Vollversinkung bis zu dieser Höhe im Flußbett vorhanden gewesen sein mußte. So machte also das ganze nunmehr (bei der Begehung) trockene Flußbett an dieser Stelle den Eindruck eines großen, wohl etwa 100 000 m³ fassenden Wehr- oder Sammelteiches. Dabei sei noch erwähnt, daß am Tage der Begehung die Wasserführung der Donau am Immendinger Wehr noch zu 8 m³/sek angegeben wurde, so daß diese Menge auf der Strecke Immendingen—Möhringen völlig zum Versinken kam.

Die Versinkungsstellen der dritten Gruppe bei Tuttlingen sind im einzelnen nicht näher bekannt. Erwähnt wurde bereits, daß hier ein in größerer Tiefe unter dem Donauspiegel den Flußlauf in Richtung Nord—Süd kreuzender Grundwasserstrom angenommen wird. Andererseits weist E. Fraas darauf hin, daß nach Aufschlüssen bei Brückenbauten und nach Bohrungen im Jahre 1905 unter dem Donaubett und teilweise auch seitlich des Donaubettes unter dem jüngeren Flußgeschiebe eine Bank von festverklüftem Geröll ansteht, die das Eindringen von Wasser in den Untergrund verhüten würde. Diese Bank soll sich flußabwärts bis Nendingen, nach anderen Angaben sogar bis nach Fridingen hin erstrecken. Träfe diese Vermutung zu, so würde mit einer Einsickerung von Donauwasser in den Untergrund zur Hauptsache nur durch die Uferböschungen, nicht oder jedenfalls nur unwesentlich durch die Flußsohle gerechnet werden können. Die bei Tuttlingen selbst eintretenden Wasserverluste aus der Donau sind jedenfalls nur unbedeutend (Abb. 8).

Die vierte Gruppe von Versinkungsstellen findet sich in der großen Flußschleife unterhalb Fridingen. Dort sind vornehmlich

zwei Stellen festgestellt, und zwar die erste am südlichsten Punkte der großen Schleife am rechten Ufer, die andere rd. $\frac{3}{4}$ km weiter stromab am linken Ufer. Besondere Feststellungen ließen sich am Tage der Begehung bei geringer Wasserführung der Donau nicht machen. Die Hauptspalten lagen z. T. nicht unwesentlich über dem damaligen niedrigen Wasserstande, so daß anzunehmen ist, daß die größeren Wasserverluste erst bei höherer Wasserführung eintreten werden, denn auch hier liegen wie am Brühl die Hauptspalten in den Uferböschungen. An sich ist die Versinkung in der Fridinger Flußschleife wahrscheinlich wesentlich kleiner als auf der Strecke Immendingen—Möhringen. Allerdings reichen die bisherigen Feststellungen nicht aus, um das Maß der Versinkung bei größerer Wasserführung auch nur einigermaßen sicher festzulegen. Versinkungen in und durch die Flußsohle scheinen aber nicht einzutreten, was schon daraus hervorgehen dürfte, daß hier das Flußbett überhaupt nicht ganz trocken fällt, trotzdem in der Fridinger Schleife ein Wehrstau besteht und obgleich die Donau bei Fridingen an sich bei Niedrig- und Mittelwasser erheblich weniger Wasser führt als bei Immendingen.

Auch die in der Fridinger Schleife vorhandenen Versinkungsstellen stehen mit der Aachquelle in Verbindung, wie durch Färbungsversuche nachgewiesen ist. Ueber diese selbst soll später berichtet werden.

III. Die Auswirkungen der Versinkungen in wirtschaftlicher und rechtlicher Beziehung.

Die allgemein vertretene Auffassung geht dahin, daß entsprechend den natürlichen Voraussetzungen in der Donau selbst die unter der Sammelbezeichnung „Gemeingebrauch am Wasser“ verstandene Wassernutzung in früherer Zeit vorherrschend gewesen sei, also Fischerei, Einleitung von Abwässern gewerblicher und industrieller Betriebe, namentlich in Tuttlingen — dort auch Entnahme von Wasser für gleiche Zwecke, besonders das lebhaft entwickelte Gerbereigewerbe —, Einleitung städtischer Abwässer usw. Demgegenüber habe die gefällstarke Aach von jeher größeren Anreiz für eine Ausbeutung der Wasserkraft geboten.

Ein Widerstreit der Belange zwischen Donau und Aach sei also, auch wenn die Zusammenhänge früher schon besser bekannt gewesen wären, als es tatsächlich der Fall war, solange nicht zu erwarten gewesen, als an der Donau vorwiegend die Nutzung des Wassers als Stoff, und hier wegen der schwachen industriellen Entwicklung im Donautale und der geringen Anforderungen hinsichtlich der Erfordernisse der Städtereinigung und der Hygiene auch nur in sehr bescheidenem Maße in Frage stand. Auf der anderen Seite aber erfuhr auch die Wasserkraftnutzung noch nicht die gleiche Beachtung und Wertschätzung, die ihr heute infolge des wirtschaftlichen gewordenen Ausbaues mit Recht beigelegt wird. Lange Zeiten haben deshalb weder die Nutzungsberechtigten an der Donau eine Beein-



Abb. 6. Versinkung der Donau am Brühl zwischen Immendingen und Möhringen.



Abb. 7. Donauversinkung am Brühl, Blick donauabwärts. Die Versinkung des Wassers gegen die rechte Uferseite ist gut sichtbar, ebenso die im Flußbett lagernden, bereits mit Weiden bewachsenen Geröllmassen.

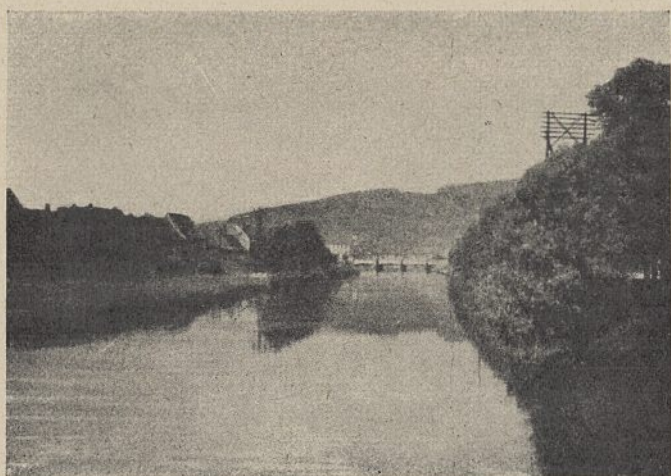


Abb. 8. Donaustau bei Tuttlingen.

trächtigung ihrer Rechte durch Wassermangel noch die an der Aach eine Schädigung ihrer Wasserkraft durch Entziehung von Donauwasser gefühlt.

Erst die Zunahme der Industrieansiedlung an der Donau, das Anwachsen der Bevölkerung auf den württembergischen Donaustrrecken mit ihren wirtschaftlichen Belangen, ebenso die Neuan siedlung von Wirtschaftunternehmungen an der Aach mit ihren für Wasserkraftausnutzung an sich so günstigen Vorbedingungen und der dort zwischen den angesiedelten Industrien einsetzende Wettbewerb führten zur Erkenntnis und zur immer stärker werdenden Vertretung der im Gegensatz zueinander stehenden Anforderungen an den Wasserschatz der Donau.

Das Fehlen von Wasser bei Vollversinkung in der Donau an den inzwischen genauer festgestellten Hauptversinkungsstellen zwischen Immendingen und Möhringen wurde für die württembergischen Unterlieger, auch schon für den badischen Ort Möhringen im Laufe der Zeit immer unerträglich durch die damit verbundenen Erscheinungen des Trockenliegens des Flußbettes mit dem Absterben der Wasserpflanzen, dem Eingehen unendlicher Mengen von Fischen, dem Absinken des Grundwasserspiegels und der dadurch verursachten Erschwernis in der Wasserversorgung und ihrer Gefahrfolge bei Feuersbrünsten, der mangelhaften, teils ganz ungenügenden Durchspülung des mit städtischen und gewerblichen Abwässern beladenen Flußbettes und der dadurch verursachten gesundheitlichen Gefährdung der Bewohner sowie aus energiewirtschaftlichen Rücksichten, daß Abhilfe dringend und notwendig erscheinen mußte.

Auf der anderen Seite mußten die Versuche der württembergischen Anlieger und Unterlieger, die bekannten Versinkungsstellen zu verstopfen, zu empfindlichen Störungen an der Aach führen.

Gegen diese Selbsthilfeversuche der Donau-Interessenten beschwerten sich die Treibwerkbesitzer an der Aach im Jahre 1855 und erzielten von der badischen Regierung den Erlaß einer Verordnung (Konstanz, vom 21. September 1855), deren Inhalt Beachtung verdient.

„Die Donau ist in ihrem Laufe auf badischem Gebiete als im Privateigentum der Anlieger stehend zu beurteilen; aus dem Eigentumsrecht der Anlieger ergibt sich, daß nur diese und kein anderer (auch nicht die Gemarkungsgemeinde, soweit sie nicht Anliegerin ist) befugt sind, über das Donaubett und das durchströmende Wasser innerhalb der durch das Gesetz gezogenen Schranken zu verfügen. Die Eigentumsberechtigten dürfen aber nicht nach Belieben über das Flußwasser verfügen; sie müssen vielmehr überall da, wo durch die Benutzung eine Aenderung an der bestehenden, durch Natur und Kunst herbeigeführten Beschaffenheit des Flusses vorgenommen werden soll, vorher die polizeiliche Erlaubnis dazu erwirken“. Und weiter: . . . daß es „Pflicht der Polizeibehörde sei, an diesem natürlichen Zustand der Dinge — Abfluß des Donauwassers nach der Aach — keine Aenderung vornehmen zu lassen, wodurch die Anwohner der Aach in ihren Interessen gefährdet werden.“

Es dürfe deshalb „an den fraglichen Stellen der Donau weder von der Stadtgemeinde Möhringen (badisch) noch von den württembergischen Fabrikbesitzern, noch von irgend jemand bei Vermeidung einer schweren Strafe eine Aenderung an der bestehenden Einrichtung getroffen werden, ohne vorher die obrigkeitliche Erlaubnis des badischen Amtes Engen eingeholt und erlangt zu haben“.

Ein Rekurs der Gemeinde Möhringen gegen diese Entscheidung an das badische Ministerium des Innern wurde abgewiesen. Ein Antrag von Beteiligten aus der württembergischen Stadt Tuttlingen, der die Genehmigung zur Vornahme von „Vorkehrungen zur Verhinderung des Ablaufens des Wassers“, zum Ziele hatte, wurde vom badischen Handelsministerium abgelehnt, da die „Antragsteller formell zur Antragstellung nicht legitimiert seien, weil ihnen kein Grundeigentum am Donauufer zustehe“. Als dann zur Erlangung dieser Legitimation die Antragsteller Grundeigentum überall an den Versinkungsstellen erworben hatten, wurde ihr wiederholter Antrag dennoch abgelehnt.

Ein neuer Antrag der Donauinteressenten vom Jahre 1875 an die badische Regierung, Dichtungsarbeiten zu genehmigen, wurde ebenfalls abgelehnt. Dagegen wurde das Verbot wiederholt, daß das Donauebett auf den badischen Gemarkungen Immendingen und Möhringen von Sand und Geschiebe nicht gesäubert bzw. nur insoweit gereinigt werden darf, „als dadurch das Wasser von den Felsenklüften nicht weggeleitet“ werde, an welchen es nach der Aach hin abfließt. Die badische Gendarmerie wurde vom Bezirksamt Engen am 24. 11. 77 beauftragt, die Einhaltung dieses Verbotes streng zu überwachen.

Aehnlich erging es der Fürstl. Fürstenbergischen Domänen-direktion als der Eigentümerin des Immendinger Wehres mit ihrem Antrage vom Jahre 1878, die mittlerweile bekanntgewordenen Versinkungsstellen im Wehrteiche des Wehres dichten zu dürfen. Die dort bereits ausgeführten Dichtungsarbeiten mußten wieder herausgerissen werden.

In diesem Zusammenhange erscheint es zweckmäßig, sich die einschlägigen wasserrechtlichen Bestimmungen in Baden zu vergegenwärtigen.

In Frage kommt für die Zeit dieser ersten Verordnungen das Landrecht für das Großherzogtum Baden vom 1. Juli 1809⁹⁾, eingeführt am 1. 1. 1810, das in Satz 538 folgendes bestimmt: „Als Zubehörden des Staatseigentums werden betrachtet . . . die Flüsse und andere Wasser, die schiff- oder flößbar sind.“

Diese Bestimmung kann für die obere Donau auf badischem Gebiete keine Anwendung finden, sie kann weder mit Schiffen noch mit Flößen befahren werden, abgesehen von ungünstigen Wasserstands- und Laufverhältnissen würden die vorhandenen Wehr- und Triebwerkanlagen die Möglichkeit ausschließen. Folglich kann die Donau nicht als Zubehörden des Staatseigentums gerechnet werden.

Nach Satz 644 Bad. LR. von 1809 steht aber der gesetzliche Anspruch auf Benutzung und Eigentum an einem nicht schiff- noch flößbaren Wasser demjenigen zu, „dessen Eigentum sich längs dem fließenden Wasser hinzieht“. Danach würde also nach dem Badischen Landrecht der Donauwasserlauf in seinem Oberlaufe im Privateigentum der Grundstücksanlieger stehen, die sich „des fließenden Wassers jeden Orts, wo es vorbeifließt, zur Bewässerung ihres Eigentums bedienen können“. Und Abs. II Satz 644 bestimmt weiter: „Derjenige, dessen Grund ein solches Wasser durchströmt, kann es in dem Raum, den es daselbst durchläuft, auf jede Art benutzen, muß

jedoch ihm da, wo es seinen Grund verläßt, den gewöhnlichen Lauf wieder verschaffen.“

Ein Eigentumsrecht der Gemeinden, durch deren Gemarkungen die obere Donau auf badischem Gebiete fließt, läßt sich also aus dem Badischen Landrecht von 1809 auch nicht begründen⁷⁾. Unter die Sachen aber, die nach Satz 714, Bad. LR., für niemand Eigentum, aber für jedermann zum Gebrauch sind, kann der Donau-Oberlauf auch nicht gerechnet werden. Offen gelassen ist, wem nach Bad. LR. das Eigentum am Flußbett selbst zusteht.

An diesen privatrechtlichen Bestimmungen und Rechtsgrundlagen hat auch das Badische Sondergesetz vom 25. 8. 1876, die Benutzung und Instandsetzung der Gewässer betreffend, nichts geändert.

Bei den vorerwähnten Entscheidungen und Verordnungen der badischen Regierung ist demnach ganz unverkennbar, daß sie nur in Würdigung der für Baden wirtschaftlich überwiegenden Belange der Wasserkraftunternehmungen an der Aach und zum wesentlichen Teil in erheblicher Abweichung von den sonstigen wasserwirtschaftlichen, wasserbaulichen und wasserrechtlichen Bestimmungen in den übrigen badischen Landesteilen getroffen worden sind. Jedenfalls ist festzustellen, daß unter anderen Gesichtspunkten Bestimmungen, die eine geordnete Flußpflege hinsichtlich Räumung und Uferunterhaltung verbieten, einfach unverständlich sein würden. Daß solche Bestimmungen von den Donauinteressenten als ungerecht empfunden und deshalb mit Recht bekämpft wurden, ist nur zu gut verständlich. Solange damit nur badische Interessen an der Donau und an der Aach berührt wurden, so lange also der Widerstreit der Interessen durch eine einheitliche Staatshoheit ihren Ausgleich finden konnte, brauchte die Frage der Donauversinkung eine mehr als örtliche Bedeutung nicht zu gewinnen, wengleich das angewandte verschiedene Maß verstimmte mußte. Immerhin dürften die Beweggründe für das Vorgehen der badischen Regierung und die Begründung für ein solches Vorgehen allgemeineres Interesse verdienen, nachdem die Frage eine größere Öffentlichkeit inzwischen berührt und die badische Regierung an ihrem bisherigen Standpunkte unverändert festhält.

Wie bereits erwähnt, war die Wassernutzung an der eigentlichen Donau-Strecke wesentlich auf den Gemeingebrauch eingestellt, die wenigen Wasserkraftinteressenten schienen gegenüber den, wie es stets hieß, erheblich bedeutenderen Wasserkraftvorkommen und der mehr und mehr sich steigenden Ausnutzung an der Aach wirtschaftlich nur eine ganz untergeordnete Rolle zu spielen. Zudem lagen sie außer der Immendinger Maschinenfabrik mit ihrer durch die Versinkungen noch am wenigsten gestörten Wasserkraftnutzung sämtlich auf nicht badischem, meist auf württembergischem Staatsgebiet.

Bei einer überschläglichen Betrachtung kann man zu dem Schlusse kommen, daß in Ansehung der natürlichen Voraussetzungen für den Wasserkraftausbau die Verhältnisse an der Aach an sich ganz wesentlich günstiger liegen als an der Donau.

Das Gefälle der Aach beträgt auf der rd. 34 km langen Laufstrecke von der Quelle bis zur Mündung in den Bodensee bei Radolfzell rd. 86 m, gleich im Mittel rd. 2,5 v T, demgegenüber hat die Donau zwischen Immendingen und Ulm bei 173 km Länge nur ein Durchschnittsgefälle von 1,1 v T gleich insgesamt 190 m. Das Gefälle zwischen Donau bei Immendingen und Aachtopf beträgt bei 12 km Luftlinienentfernung sogar 172 m. Daraus ist ohne weiteres ersichtlich, daß, zumal mit Rücksicht auf die sehr gleichmäßige Wasserschüttung der Aachquelle die wasserwirtschaftlichen Voraussetzungen an der Aach ganz wesentlich bessere sind als an der Donau mit ihrer sehr unregelmäßigen Wasserführung und dem geringeren Gefälle. Man konnte deshalb leicht annehmen, daß eine Großwasserkraftwirtschaft nach neuzeitlichen Grundsätzen mit starker Zusammenfassung der Gefälle und hoher Flußnutzung wohl an der Aach, nicht aber in gleichem Ausmaße an der Donau unter normalen Wirtschaftsverhältnissen zu erwarten war. Diese Auffassung vertritt auch noch Köbler⁸⁾, wonach bei 55,2 m ausgebautem Gefälle an der Aach die Entziehung von 1 m³/sek⁻¹ an Donauwasser einen Leistungsausfall von rd. 400 kW an den Antriebswellen der Wasserkraftmaschinen bedeutet, so daß unter Berücksichtigung der Ausbaumenge der einzelnen Werke an der Aach und ihrer mittleren Betriebszeit sich folgende Verlustzahlen durch Entziehung von Donauwasser ergeben sollen:

bei Entziehung von 0,25 m³/sek⁻¹ Verlust = 200 000 kWh
 bei Entziehung von 0,50 m³/sek⁻¹ Verlust = 400 000 kWh
 bei Entziehung von 1,00 m³/sek⁻¹ Verlust = 850 000 kWh

Köbler rechnet daraus eine jährliche Wertverminderung von 20 000 bis 85 000 RM oder, mit 6,5 v H kapitalisiert, eine solche von 335 000, 670 000 oder 1 420 000 RM, ohne die Kosten etwa nötiger Aufwendungen für die Umstellung der Anlagen auf elektrische Ersatz-

⁷⁾ Regierungserlaß der Großherzoglichen Kreisregierung zu Konstanz vom 21. 9. 55 in Zeitschrift für Badische Verwaltung und Verwaltungsrechtspflege 1879, S. 40.

⁸⁾ Regierungsbaumeister a. D. Karl Köbler, Karlsruhe, Die Donauversinkung bei Immendingen, eine Frage des internationalen Wasserrechts. Bauingenieur 1925. 9. Okt. H. 27.

⁹⁾ Landrecht für das Großherzogtum Baden mit den beiden Einführungsedikten. Mannheim 1865.

kraft, und er meint, daß man diese Aufwendungen keinem der Beteiligten ohne Entschädigung freiwillig zumuten könne. Demgegenüber aber darf m. E. doch nicht übersehen werden, daß sich diese Minderung auf 25 Betriebe verteilt und daß vor allem die Entziehung des Donauwassers nur während der ohne eine solche eintretende Vollversinkungsdauer in der Donau in Frage kommen würde, mit anderen Worten, die von Köbler angenommene Wertminderungsdauer von 2125 Stunden im Jahre ist sicher zu hoch gegriffen. Demnach würde es m. E. genügen, etwa eine Höchstdauer der bisherigen Vollversinkung zu rd. 180 Tagen = $\frac{1}{2}$ Jahr anzunehmen, so daß sich die Gesamtsumme der Wertminderung im Höchstfalle gleich der Hälfte der oben mitgeteilten Summen oder für jedes Meter ausgebauten Gefälles kapitalisiert zu rd. 3000, 6000 und 13 000 RM berechnen würde, entsprechend Jahresbeträgen von 180, 360 und 770 RM je 1 m ausgebauten Gefälles.

Selbst aber unter voller Würdigung der wirtschaftlichen Bedeutung der Wasserkraftindustrie an der Aach ist doch die einseitige Stellungnahme der badischen Regierung nicht ohne weiteres verständlich. Die in der Öffentlichkeit für ihr Vorgehen vielfach angegebene Begründung, daß es sich bei der Versinkung von Donauwasser um einen natürlichen Vorgang handle, bei dem ein ursprünglich oberirdisch verlaufender Wasserlauf allmählich infolge der gegebenen geologischen Bedingungen unterirdisch werde und sich einen anderen Weg suche, und daß es nicht Aufgabe einer Verwaltung sein dürfe, diesen „natürlichen Vorgang“ zu hindern, will im Lichte einer unabhängigen Kritik doch nicht recht stichhaltig erscheinen. Durchwandert man das obere Donautal von Immingen abwärts, so wird man sich nach der ganzen Gestaltung des Geländes, nach Anbau- und Siedlungsverhältnissen dieses Tal ohne den Donaufluß als offenen Wasserlauf gar nicht vorstellen können. Der Fluß ist zu diesem Tale ein so selbstverständliches Zubehör, daß sein Fehlen als Naturwidrigkeit empfunden werden müßte. Für das ganze nach ihm hin entwässernde Gebiet = 840 qkm, für alle einmündenden Seitentäler mit ihren Bächen und Rinnsalen ist die Donau der von Natur geschaffene Vorfluter, der notwendigerweise oberirdisch verlaufen muß.

Weiter, sollte einmal infolge der geologischen Gebietsbedingungen tatsächlich der Versinkungsvorgang größere Fortschritte machen, sollte mit ständig zunehmender Dauer des Völligtrockenwerdens der Donau gerechnet werden müssen, so darf wohl mit berechtigter Sorge die Frage aufgeworfen werden, ob dann noch im Donautale in gleicher Weise wie bisher die Bedingungen für Leben und Wirtschaft der Menschen bestehen bleiben, wie sie in unseren Breiten durch den Fluß und seinen offenen Lauf geschaffen sind. Diese, wie ich gern zugebe, wohl zu schwarz gesehenen Zukunftsbilder sollten nur dartun, daß es doch nicht angängig erscheinen mag, einen, wenn auch natürlich sich vollziehenden Vorgang durch Maßnahmen oder Unterlassungen einer Verwaltung zu begünstigen. Erscheint es schon nicht richtig, einer Zunahme der Versinkung an der Donau untätig zuzusehen, wo man durch, wie es scheinen will, einfache Mittel einer solchen entgegenwirken kann, so muß es in einem sonst auf wasserwirtschaftlichem Arbeitsgebiet ohne Zweifel hochentwickelten Lande mindestens sehr befremden, wenn hier an der Donau die einfachsten, überall auch sonst in Baden zur Anwendung gebrachten Mittel der Flußunterhaltung und Flußpflege, wie Ufersicherung und Flußräumung, unter Androhung von Strafen durch mehr als dreiviertel Jahrhundert verboten werden. Diesem Verbot ist es ohne Zweifel zuzuschreiben, daß die Kiesbänke in der Donau oberhalb Möhringen bis zu einer Höhe anwachsen konnten, die immer mehr Spalten und Klüfte in den durchlässigen Ufern in den Bereich des gestauten Wasserspiegels brachten und damit zur Versinkungsarbeit wirksam machten. Mit Recht kann deshalb behauptet werden, daß diese Verbote der badischen Verwaltung nicht ein Gehenlassen eines natürlichen Vorganges bedeuten, sondern einer ganz zielbewußten und beabsichtigten Förderung des Versinkungsvorganges gleichzuachten sind. Das bestreiten zu wollen, wird auf die Dauer eine sehr undankbare Aufgabe sein, der gegenüber den klaren unwiderlegbaren Tatsachen ein Erfolg schließlich doch nicht beschieden sein kann. Es ist schwer, für diese Stellungnahme der badischen Verwaltung einen anderen Grund zu finden als den, daß politische und wirtschaftliche Faktoren in Verbindung mit steuerfiskalischen Rücksichten zu einer Bevorzugung und Begünstigung der Aachinteressenten geführt haben, die auf der anderen Seite nur mit offensichtlicher und anfänglich sogar nur durch Außerkraftsetzen von Landesgesetzen auf dem Verordnungswege mit Rücksicht auf den verfolgten Sonderzweck erreichter Benachteiligung und Schädigung der Donauanlieger erkaufte werden konnte.

Es ist gewiß nicht ohne Reiz, in diesem Zusammenhange die Entwicklung des badischen Wasserrechtes weiter zu verfolgen.

Bis zur Jahrhundertwende sind die bereits erwähnten Bestimmungen des Badischen Landrechtes in Geltung geblieben, erst das Badische Wassergesetz vom 26. 6. 1899, in Kraft gesetzt am 1. 1. 1900 (Bad. WG. 99), hat das Gesetz vom 25. 8. 1876 und die wasserrechtlichen Bestimmungen des Badischen Landrechtes außer Kraft gesetzt.

Nach § 2 Bad. WG. ist die Donau in ihrem Oberlaufe bis Möhringen zu den natürlichen, nicht öffentlichen Wasserläufen zu rechnen,

da sie weder schiff- noch flößbar ist. Das öffentliche Eigentum eines solchen Wasserlaufes steht nach § 2 der Gemarkungsgemeinde zu, die berechtigt ist, die Belange sämtlicher Gemarkungsangehörigen zu vertreten. Aus diesem öffentlichen Eigentum der Gemarkungsgemeinde am Wasser sind alle Rechte abzuleiten, die dem Grundeigentümer zustehen⁹⁾. Außerdem bestimmt noch § 20 Bad. WG. 99, daß die „Gewässer den für Grundstücke geltenden Vorschriften des allgemeinen bürgerlichen Rechtes unterliegen“. Nach diesen Vorschriften können also die Gemarkungsgemeinden Unterhaltungsarbeiten an den Wasserläufen vornehmen oder die Genehmigung dazu erteilen; weiter sind sie aber noch nach § 40, Abs. 2, Bad. WG. 99 als Eigentümerin des Wasserlaufes berechtigt, Einsprache gegen Veranstaltungen zu erheben, durch die die Ausnutzung eines im öffentlichen Eigentum der Gemeinde stehenden Wasserlaufes außerhalb der Gemeindegemarkung zum Vorteile anderer herbeigeführt werden soll.

Nach diesen Bestimmungen wären also die Gemeinden Immingen und Möhringen zur Räumung des Donaubettes und zur Verhinderung des unterirdischen Abflusses wie ein Grundstückseigentümer berechtigt gewesen.

Von den Aachinteressenten werden demgegenüber „wohlerworbene Rechte“ geltend gemacht. Aber dieser Vorbehalt wohlerworbener Rechte nach § 103 Bad. WG. 99 kann an der Rechtsbeurteilung wohl nichts ändern, weil Nutzungsansprüche des privaten Grundstückseigentümers, die sich hier auf Satz 644 Bad. LR. stützen könnten, noch keine wohlerworbenen Rechte kraft besonderen privatrechtlichen Titels begründen, denn diese Ansprüche müßten einer neuen gesetzlichen Regelung der Eigentums- und Nutzungsverhältnisse an den Gewässern, wie sie hier vorliegt, unbedingt weichen (s. a. ⁹⁾, S. 558).

Wie in allen neuzeitlichen, den Standpunkt des privaten Eigentums am Wasser vertretenden Wasserrechten sind aber auch im Bad. WG. 99 Sicherungen im öffentlichen Interesse gegen unerwünschte Auswirkungen dieser privaten Eigentumsrechte vorgesehen. § 37, Abs. I, Bad. WG. 99, sieht die wasserpolizeiliche Genehmigung für die Veranstaltungen der Wasserbenutzung vor, die „erhebliche Einwirkung auf die öffentlichen Interessen oder die Rechte anderer herbeiführen können und die in der Weise bewirkt werden, daß ein Wasserlauf gehemmt, beschleunigt oder abgeändert oder die Wassermenge desselben vermehrt oder vermindert wird“.

Alle Maßregeln, die den Uebelständen der Donauversinkung begegnen könnten, lassen sich ohne Schwierigkeit als solche „Veranstaltungen“ deuten; erhebliche öffentliche Interessen liegen ebenfalls vor, auch können im Hinblick auf die zahlreichen Wassernutzer an der Aach Einwirkungen auf die Rechte anderer mindestens vermutet werden. Für alle Maßregeln flußbaulicher Art an den Donauversinkungsstrecken muß also eine wasserpolizeiliche Genehmigung eingeholt werden, die den Charakter einer polizeilichen Entschließung trägt und deren Zweck es ist, auf Grund eingehender Prüfung „eine Gewähr dafür zu schaffen, daß keine Veranstaltungen ausgeführt werden, welche die öffentlichen Interessen schädigen, Nachteile und Gefahren für benachbarte Grundstücke und Anlagen bewirken, oder mit und durch die Verwaltungsbehörde zu schützenden Rechten anderer in Widerspruch“ stehen (s. a. ⁹⁾, S. 339).

Das Badische Wassergesetz vom 19. Oktober 1906 (Bad. WG 06) hat keine Aenderung der Rechtsbestimmungen für die natürlichen, nichtöffentlichen Wasserläufe gebracht; ebenso ist auch durch das Badische Wassergesetz vom 12. April 1913 (Bad. WG 13) die Unterscheidung zwischen öffentlichen und natürlichen, nichtöffentlichen Wasserläufen aufrechterhalten worden, auch steht das Eigentum an den letzteren nach wie vor den Gemarkungsgemeinden zu. Dagegen ist im Gegensatz zum Bad. WG 99 im Bad. WG 13 das Benutzungsrecht der Gemarkungsgemeinde aufgehoben worden. Nunmehr können Wassernutzungsrechte auch von den Gemeinden nur noch durch Verleihung erworben werden, welche die staatliche Behörde auch für natürliche, nichtöffentliche Gewässer nach freiem Ermessen erteilt. Die wasserpolizeiliche Genehmigung des Bad. WG 99 ist also im Bad. WG 13 ersetzt durch den Rechtsakt der „Verleihung“, und das Eigentumsrecht an dem Wasserlaufe begründet für die Gemarkungsgemeinde kein Benutzungsrecht mehr, es ist dadurch eigentlich gegenstandslos geworden.¹⁰⁾

Trotzdem also die Gemeinden Immingen und Möhringen Eigentümer an der Donau auf ihren Gemarkungen sind, müssen sie nach § 40, Zfr. 1, Lit. C, Bad. WG 13, zu einer Wasserbenutzungsanlage um Verleihung nachsuchen, um die Befugnis zu erlangen, nur die angeschwemmten Kiesbänke in ihrem Donaubbett zu entfernen.

Seit Einführung des Bad. WG 13 ist deshalb, wie zugegeben werden muß, das früher mit den gesetzlichen Bestimmungen nicht in Einklang zu bringende Vorgehen der badischen Verwaltung auch durch die Landesgesetze gedeckt.

⁹⁾ Karl Schenkel, Das Badische Wasserrecht. II. Aufl. 1902, S. 129.

¹⁰⁾ Schenkel u. Wiener, Das Badische Wasserrecht, Ergänzungsband 1913, § 2, Anm. 4, S. 44.

Seit dem Bad. WG 13 hat das Badische Wasserrecht keine Veränderungen mehr erfahren. In Ansehung der badischen Belange an der oberen Donau lag keine Veranlassung dazu vor.

Im Laufe des letzten Halbjahrhunderts ist nun, wie weiter unten noch näher nachzuweisen sein wird, die Zahl der Vollversinkungstage im Jahresdurchschnitt wesentlich gewachsen. Allerdings beschränkt sich das völlige Trockenfallen des Flußbettes nur auf die kurze Donau-Strecke vom Brühl unterhalb Immendingens bis nach Möhringen.

Unterhalb dieser Strecke mündet ein kleiner Seitenfluß, der Krähenbach, ein, weiter bei Tuttlingen die Elta und schließlich bei Fridingen noch die Bära. Die Vollversinkungsstrecke liegt also nur auf badischem Gebiet. Immerhin ist aber die Wasserführung auf den anschließenden württembergischen Flußstrecken so gering in Zeiten der Vollversinkung, daß von einer geregelten Wasserwirtschaft, besser einer geregelten Wassernutzungsmöglichkeit selbst in bescheidenen Grenzen nicht gesprochen werden kann. Daß diese Belange keineswegs gegenüber denen der Aach unbeachtlich sind, soll noch näher gezeigt werden.

Mit dem ständigen Anwachsen der wasserwirtschaftlichen Belange von Tuttlingen infolge des Aufblühens seiner Industrie und der Vergrößerung seiner Einwohnerzahl und infolge sich ständig verlängernder Vollversinkungsdauer war es nur natürlich, daß sich die württembergische Regierung der Interessen seiner Landesangehörigen annahm und damit als Anwalt aller Donauinteressen in einen Gegensatz zu Baden treten mußte, das sich einzig für die Aachinteressen einsetzte.

Besonders die im trockenen Sommer des Jahres 1884 drohende Cholera-Gefahr hat den Anstoß zu Verhandlungen zwischen den beiden Regierungen gegeben, in deren Verlauf ein Schreiben des badischen Innenministeriums an das württembergische Ministerium des Innern vom 16. Dezember 1885 bemerkenswerterweise anerkannte, daß ein Einschreiten der badischen Regierung im Sinne des Art. 61 des Wassergesetzes vom 25. August 1876 dann angezeigt sei, wenn zum Nachteil der durch die Staatsverwaltung zu wahren öffentlichen Interessen eine wesentliche und dauernde Vermehrung der Wasser-versinkung eintreten sollte.

Im Verfolg dieser Verhandlungen wurden auf Grund einer Vereinbarung Wasserstandsbeobachtungen an der gefährdeten Donau-Strecke eingerichtet, auf die wir noch zurückkommen müssen.

In der Folgezeit wurden die Verhandlungen ständig fortgesetzt. Sie in allen ihren Einzelzügen zu verfolgen, würde fraglos zu weit führen, ohne den Aufwand irgend zu lohnen. Diese Verhandlungen erhielten eine gewisse neue Grundlage, als 1907 der Nachweis erbracht wurde, daß auch die Versinkungsstellen in der Fridinger Flußschleife mit der Aach in Verbindung stehen. Da diese Stellen auf württembergischen Gebiete liegen, hatte damit die württembergische Regierung gewissermaßen ein Ausgleichsmittel in ihrem Streite mit Baden in der Hand.

Der von den beiden Regierungen verfolgte Plan ging nunmehr dahin, eine gewisse Wassermenge (250 bis 1000 l/sek) in Trockenzeiten um die Versinkungsstellen im Brühl und an den Hattinger-Weg-Löchern herumzuleiten und sie dann bei Fridingen künstlich zu versenken. Die in Fridingen angestellten Versinkungsversuche konnten aber eine unbedingte Gewähr nicht erbringen, daß wirklich die eingeleiteten Wassermengen im ganzen Umfange zur Aach abfließen würden.

Immerhin waren die Verhandlungen 1914 so weit fortgeschritten, daß man sich auf eine umzuleitende und zu versenkende Wassermenge von 250 l/sek geeinigt hatte, wogegen die württembergische Regierung die Verpflichtung übernahm, an den Versinkungsstellen auf württembergischen Gebiet, insbesondere bei Fridingen, weder selbst Aenderungen vorzunehmen noch solche zuzulassen (6). Für den Fall wesentlicher Zunahme der Vollversinkung auf den württembergischen Strecken der Donau sollten neue Vereinbarungen getroffen werden.

Da man sich jedoch über eine Entschädigung an die Aach-Interessenten nicht einigen konnte, die nach der ständigen Forderung Badens von Württemberg geleistet werden sollte, kam der Vergleich nicht zustande.

Auch ein Vergleichsvorschlag, die um die Immendinger Versinkungsstellen herumgeleiteten Wassermengen nur in dem Umfange bei Fridingen wieder zu versenken, als sie die dort natürlich versinkenden Wassermengen übertreffen, scheiterte an der Unmöglichkeit einwandfreier jeweiliger Feststellung dieser Menge und auch an den Einsprüchen der hohenzollerischen und bayerischen Unterlieger.

Durch den Krieg wurden die Verhandlungen unterbrochen. Die durch den Kriegsausgang gänzlich verschobenen Wirtschaftsverhältnisse haben auch die Verhandlungsgrundlagen zwischen den beiden Staaten völlig geändert. War früher für Württemberg die Sicherung des Gemeingebrauchs an seinen Donaustrecken ausschlaggebend gewesen, so trat infolge der Kohlen- und Kraftknappheit der Nachkriegszeit jetzt ein erhöhtes Interesse an der Wasserkraftnutzung auch an der Donau zutage. Diesem Vorgehen haben sich dann Preußen für die hohenzollerischen Landesteile und auch Bayern an-

geschlossen. Hinsichtlich der bislang besonders für die Stadt Tuttlingen bestimmend gewesenen Rücksichten öffentlichen Wohles und der Hygiene war durch Errichtung einer mit großen Kosten hergestellten Stauanlage bereits eine wesentliche Besserung erreicht worden (s. d. Abb. 8).

Eine neue Lage und damit eine gewisse Verschärfung des vorhandenen Gegensatzes entstand, als der württembergische Gemeindeverband Tuttlingen am Zusammenfluß von Bära und Donau unmittelbar oberhalb der Fridinger Flußschleife ein Wasserkraftwerk derart errichtete, daß durch den als Stollen ausgebauten Unterwasserkanal dieses Werkes die ganze Fridinger Schleife abgeschnitten wurde, so daß also die Versinkungsstellen in dieser so lange nicht mehr von Donauwasser berührt wurden, als die Wasserführung der Donau geringer als die Ausbauwassermenge des neuen Werkes war.

Da das Werk in Angriff und sogar in Betrieb genommen wurde, ohne daß die Genehmigungsbedingungen Badens, das mit rd. 3 km Länge an der Fridinger Flußschleife als Anlieger angrenzt, abgewartet wurden, so sah Baden darin eine gewollte Verletzung seiner Rechte und Interessen. Sein Vorschlag, die Streitfrage hinsichtlich der Fridinger Wasserkraftanlage als Teilfrage dadurch zu erledigen, daß durch Einbau von Schwellen in der Schleifenstrecke die Versinkung der über das Wehr des Kraftwerkes in die Schleife abfließenden Wassermengen der Donau gesichert würde, ist von Württemberg nicht angenommen worden, da es sich der badischen Auffassung, es würde damit nur die Versinkung im bisherigen Umfange gesichert, mit Recht nicht anschließen konnte und weil es diese Teilfrage nur im Zusammenhange mit der gesamten Versinkungsfrage behandeln wissen wollte. Da Baden wiederum diesen Wünschen nicht entsprach, so schloß Württemberg kurzerhand die auf seinem Hoheitsgebiet liegenden Fridinger Versinkungsstellen, handelte damit im Grunde nicht anders, als Baden in langen Jahren bereits auf der badischen Donaustrecke oberhalb Möhringen zum Nachteil Württembergs gehandelt hatte. Baden verlangt nun seinerseits Entschädigung für Aachanlieger durch die württembergische Regierung, sofern durch deren Vorgehen die Versinkung ungünstig beeinflußt sein sollte.

Es erscheint an dieser Stelle nötig, kurz auf die württembergischen wasserrechtlichen Bestimmungen einzugehen.

Bis zum Erlaß des württembergischen Wassergesetzes vom 1. Dezember 1900 (Württ. WG 00) bzw. bis zu seinem Inkrafttreten am 1. 1. 1902 hat in Württemberg für die Rechtsverhältnisse der Gewässer und deren Nutzung keine einheitliche Regelung bestanden, es galten die Grundsätze des gemeinen (römischen) Rechtes, nach dem die Flüsse als „res nullius“ anzusehen sind.¹¹⁾

Nach diesen gehört zu den Flüssen jeder beständig fließende Wasserlauf, der vermöge seiner Größe und Wasserführung auf jenen Namen Anspruch hat („flumen a rivo magnitudine discernitur aut existimatione circumcolentium“). Damit sind die fließenden Gewässer als „res communes omnium“, d. h. öffentliches Gemeingut anerkannt.

Das Bett des öffentlichen Gewässers bildete, soweit und solange es von Wasser bedeckt war, einen unzertrennlichen Bestandteil des öffentlichen Gewässers und war, wie dieses, ein öffentliches, dem Privateigentum entzogenes Gut (impossibile est, ut alveus fluminis publici non sit publicus“).¹²⁾

Im Württ. WG 00 ist der dem römischen Recht entnommene Grundsatz beibehalten worden, daß alles ständig fließende Wasser als öffentliches Wasser gilt, über das die Staatsgewalt und nicht die Flur- oder Gemarkungsgemeinde zu verfügen berechtigt ist. (Art. 1 Württ. WG 00.) Danach rechnet die Donau von ihrem Eintritt in württembergisches Staatsgebiet als öffentliches Gewässer, und zwar auch an den Stellen, die nur in Zeiten besonderer Trockenheit oder aber während eines ganz zurücktretenden Teiles des Jahres austrocknen (wie zu ¹²⁾) (Anm. 2 zu Art. 1, S. 5).

Der Eigentumserwerb der Anlieger sowie der Erwerb sonstiger bürgerlich-rechtlicher Befugnisse ist an den öffentlichen Wasserläufen und ihrem Bett als an einer „dem öffentlichen Gebrauch dienenden Sache“ ausgeschlossen. Lediglich soweit zur Zeit des Inkrafttretens des Württ. WG 00 ein Eigentumsrecht an dem Bett eines öffentlichen Gewässers begründet sein sollte, bleibt es aufrechterhalten. (Württ. WG 00, Art. 7.)

Eigentumsrechte am Bett der Donau sind, soweit ich unterrichtet wurde, auf württembergischen Hoheitsgebiete nicht begründet.

Das bei Fridingen versinkende Donauwasser gilt ebenfalls als öffentliches Gewässer, das „dem Gemeingebrauch unter Aufsicht der Staatsgewalt“ nach Maßgabe der Bestimmungen des Württ. WG 00, Art. 1, Abs. 2, überlassen ist. Danach haben die badischen Aachinteressenten auf dieses Wasser keinen rechtlichen Anspruch. Solche Ansprüche müßten nach dem Württ. WG 00, Art. 31 und 32, durch Verleihung seitens der zuständigen württembergischen Behörde erworben sein, was nicht nachzuweisen ist. Nebenbei bemerkt, müßte

¹¹⁾ Otto Wendt, Pandekten 1808.

¹²⁾ Friedr. Haller, Württembergisches Wassergesetz, 1902 (Anm. 2 z. Art. 7, S. 22).

auch nach Bad. WG 99, § 37, und Bad. WG 13, § 40, ein Nutzungsrecht an dem unterirdisch von Fridingen zufließenden Donauwasser erst durch Genehmigung oder Verleihung von den Aachinteressenten erworben werden. Es ist aber ohne weiteres ersichtlich, daß eine badische Behörde eine Verleihung für das auf württembergisches Hoheitsgebiet zufließende und versinkende Donauwasser nicht erteilen kann.

Danach wird sich die Rechtsbefugnis der württembergischen Regierung, vermöge ihres Hoheitsrechtes über die „von Alters her“ öffentlichen Gewässer ihres Hoheitsgebietes, d. h. also die Versinkungsstellen im allgemeinen volkswirtschaftlichen Interesse schließen zu lassen, kaum mit Erfolg anfechten lassen.

Während die Verhandlungen zwischen den beteiligten Staatsregierungen hin und her gingen, sind eine große Reihe von Vorschlägen von den verschiedensten Seiten gemacht worden, die eine Regelung der gesamten strittigen Fragen auf anderem Wege erreichen wollten. Die meisten gehen von dem Gedanken aus, daß die Kosten für eine etwaige Umleitung von Donauwasser und die gleichzeitig dadurch nötigen Entschädigungen an die Aachanlieger nur aufgebracht werden können, wenn der Gefällunterschied zwischen Donau und Aach selbst durch ein Donau-Aach-Kraftwerk nutzbar gemacht wird, dessen Ausnutzung nach Abzug der obigen Abfindungen Württemberg zur Hauptsache zufallen soll. Eine solche Lösung würde sich im Wege eines Staatsvertrages zwischen den beiden beteiligten Ländern durchführen lassen; sie hätte den Vorzug, daß unter Vermeidung der äußerst schwierigen Klärung der Rechtslage eine schließliche Einigung mit Vorteil für beide Länder und deren Wirtschaft doch noch erreicht werden könnte. Auf die hauptsächlichsten Vorschläge wird noch einzugehen sein.

Inwieweit derartige Bemühungen auch gegenwärtig noch fortgesetzt werden, entzieht sich der Beurteilung. Es hat vielmehr den Anschein, als ob von beiden Ländern einem Austrag des Streitfalles ausgehend von Feststellungen über die Rechtsverhältnisse der Vorzug gegeben wird; besonders wünscht offenbar Württemberg dringlich die Entscheidung, da es eine rasche Zunahme der Versinkungen befürchtet. Aus diesen Erwägungen hat Württemberg den Staatsgerichtshof des Deutschen Reiches mit nachstehendem Antrag angerufen:

„die badische Regierung für verpflichtet zu erklären, dafür zu sorgen, daß 1. die Wehrwage des Wassertriebwerkes der vormals fürstlich-hohenzollerischen Maschinenfabrik Immendingen dicht gemacht und dicht erhalten oder auf andere Weise vor Versinkung des angestauten Wassers gesichert wird, falls nicht durch Beseitigung des Wehres und Wiederherstellung eines vor Versinkungen gesicherten Wasserlaufes oder durch Verlegung des Wehres an eine andere gesicherte Stelle die Versinkungen der Donau in der genannten Wehrwage beseitigt werden sollen, daß 2. das Donaubett auf der Gemarkung der Stadtgemeinde Möhringen von der Gemarkungsgrenze gegen Immendingen an abwärts bis zu dem Wehre der früheren Stadtmühle in Möhringen von den Hindernissen eines regelmäßigen Wasserlaufes, soweit sie sich in den Sand- und Kiesbänken entgegenstellen, geräumt, durch Schaffung einer regelmäßigen Flußsohle gebessert und in diesem Zustande gehalten wird.“

Dabei hat sich das württembergische Ministerium die Stellung weiterer Anträge nach Eingang der Erwiderung der badischen Regierung ausdrücklich vorbehalten.

Wie aus dem Antrage hervorgeht, ist nunmehr der gesamte Bereich der zu entscheidenden Fragen nach seiner wasserwirtschaftlichen und auch rechtlichen Seite aufgerollt.

Bevor wir auf die Streitfragen im einzelnen eingehen, als deren Kernpunkt wir die Frage erkennen: Haben die Versinkungen in den letzten Jahrzehnten nach Dauer und Menge zugenommen, wollen wir kurz auf die Grundlagen des zwischenstaatlichen Rechtes verweisen, soweit sie für den vorliegenden Fall Beachtung zu erheischen scheinen.

IV. Die Rechtsgrundlagen.

Letzten Endes erklärt sich das Vorgehen der beiden Länder Baden und Württemberg und ihre Ansprüche in der Behandlung der Donauversinkungsfrage lediglich als Ausfluß der von ihnen in ihrem Gebiete geübten Hoheitsrechte. Die rechtliche Einordnung der Donau in Württemberg als sogenannter öffentlicher Wasserlauf, in Baden als sogenannter natürlicher, nicht öffentlicher, im Eigentum der Gemeinde stehender Wasserlauf, ferner auch die Auffassung Badens über die Rechtsstellung des als unterirdischer Wasserlauf angesehenen Versickerungszuges von der Donau zur Aachquelle sind dagegen an sich belanglos für die Beurteilung der Rechtslage.

Da ein einheitliches deutsches Wasserrecht fehlt, ebenso zwischenstaatliche Vereinbarungen wasserrechtlicher Natur in diesem Falle nicht vorliegen, da ferner lediglich die dem allgemeinen Verkehr dienenden Wasserläufe in das Eigentum und die Verwaltung des Reiches übergegangen sind, während über diejenigen Wasserläufe, die nicht zu den Wasserstraßen rechnen, die Reichsverfassung keine Bestimmung trifft, die Regelung der wasserrechtlichen Verhältnisse an den nicht schiff- und flößbaren Flüssen den einzelnen Ländern also vorbehalten ist, so haben die beiden Regierungen der Nachbarländer Württemberg und Baden ohne Zweifel innerhalb ihrer Landesgebiete die Verfügungsgewalt und als Ausfluß dieser die staatsrechtliche Befugnis, nach allgemeinen, völkerrechtlichen Normen die Donauversinkungsfrage zu einer Lösung zu führen.

In seinem Werk über das Völkerrecht schreibt A. W. Heffer¹³⁾: „Keine Staatsgewalt kann einem fremden Territorium entziehen oder vorenthalten, was demselben von Natur als Teil angehört oder zufließt. Die natürlichen Verhältnisse müssen unter den Nachbarstaaten so erhalten werden, wie sie sich mit ihrer Gründung ergeben haben, und was die Natur allen oder vielen zugleich bestimmt hat, darf nicht von einzelnen als Eigentum an sich behalten werden. So darf kein Fluß, kein Bach dem Nachbarlande abgeschnitten, wohl aber im eigenen Gebiet von jedem Staate zu seinem Nutzen gebraucht werden, wenn ihm nur der natürliche Ausfluß an seiner früheren Stelle gelassen wird.“¹⁴⁾

Der natürliche Ausfluß der Donau bei ihrem Austritt aus dem badischen auf württembergisches Staatsgebiet ist seit Urzeiten das gewachsene Bett der Donau auf den Gemarkungen Möhringen und Tuttlingen. Durch die Verwilderung dieses Bettes und die Belassung der Kiesbänke in ihm wird aber das Wasser der Donau den Felsenspalten zugeleitet und der Wasserabfluß nach der Aach begünstigt. Der Fluß wird durch diesen von den badischen Behörden geförderten und unter Strafschutz gestellten Vorgang tatsächlich vom Nachbarlande Württemberg abgeschnitten. Infolge des von Jahr zu Jahr gesteigerten Zudranges zu den Felsenspalten erweitern sich auch diese mehr und mehr, so daß der natürliche Abfluß der Donau von ihrem alten Laufe abgelenkt wird und allmählich ganz zur Aach gehen wird.

Der gleiche Grundsatz der Gleichberechtigung von Ober- und Unterliegerstaat wird auch sonst in der Rechtswissenschaft vertreten, so bei Meurer¹⁵⁾, Reitzenstein¹⁶⁾, Schulthess¹⁷⁾. Nach diesen muß der Oberlieger seine Hoheitsrechte so ausüben, daß neben diesen die des Unterliegers bestehen können. Das würde dem Grundsatz des „neminem laedere“ entsprechen. (S. b. Meurer). Der gleiche Satz findet sich mit anderen Worten in der Fassung: „In suo quisque facere non prohibetur, dum alteri non nocet“, d. h. die Grenzen des eigenen Tun und Lassens werden durch die Rücksicht auf den anderen, selbstverständlich in voller Gleichberechtigung wie bei den eigenen bestimmt.

Daß der von anderen Völkerrechtslehrern demgegenüber aufgestellte Satz: „Qui jure suo utitur, nemini facit injuriam“ keinen Anspruch auf Berücksichtigung haben kann, in einer Ländergemeinschaft, wie es das Deutsche Reich darstellt, muß als Selbstverständlichkeit angesehen werden. Wollte ein deutsches Land nach diesem Grundsatz der Isolierung handeln, so würde es sich, was praktisch undenkbar wäre, außerhalb aller Lebensgemeinschaft mit den anderen deutschen Ländern zu stellen versuchen. Es bleibt also maßgeblich der Grundsatz des „Neminem laedere“.

Danach kommt u. a. Meurer (7) zu folgenden Ausführungen:

„Bei Gemeinschaftsflüssen ist jede Ausnutzung berechtigt, durch die der Nachbar nicht oder nicht wesentlich geschädigt wird. Dagegen kann nicht die einfache Erhaltung des status quo verlangt werden, da der eine Teil sich nicht dauernd Beschränkungen aufzuerlegen braucht, damit der andere Teil um so unbeschränkter walten kann oder nicht in Mitleidenschaft gezogen wird. Der Oberstaat hat dem Unterstaat gegenüber die Pflicht, das Flußbett so imstande zu halten, daß der Unterstaat keinen **nennenswerten** Schaden leidet. Er hat insbesondere auch gegen die Erweiterung der Versinkstellen Vorkehrungen zu treffen bzw. ihre Beseitigung herbeizuführen, wenn die Wasserkraft auf dem Nachbargebiet

¹³⁾ A. W. Heffer. Das Europäische Völkerrecht der Gegenwart. 7. Aufl. § 29 Abs. 7.

¹⁴⁾ Vergl. auch Alphons Rivier, Lehrbuch des Völkerrechts. 2. Aufl. § 24 I. Abs. 4. „Ein Wasserlauf darf nicht zum Schaden des unteren Staates vom höher gelegenen Staate verändert werden.“

¹⁵⁾ Meurer. Die neuesten Fragen des internationalen Wasserrechts. Z. f. Politik. 1911.

¹⁶⁾ Reitzenstein. Das Recht der Staaten an gemeinsamen Flüssen. Diss. Würzburg 1911.

¹⁷⁾ Schulthess. Das internationale Wasserrecht. Zürich 1911.

eine merkliche Minderung erfährt. Selbstverständlich darf nichts geschehen, was eine Versinkung sogar begünstigt.“

Das ist in den Grundsätzen eine klare Ablehnung und Verurteilung des badischen Vorgehens gegenüber Württemberg in der Frage der Immenninger Versinkungen, ebenso aber auch eine Verurteilung der württembergischen Maßregeln an den Fridinger Versinkungsstellen.

Die Ausführungen enthalten aber noch gewisse Klippen, die ihre Anwendung auf den konkreten Fall erschweren und zunächst eine Klarstellung verlangen, was denn „wesentlicher Schaden“, „merkliche Minderung“, „in Mitleidenschaft ziehen“ usw. bedeuten. Reitzenstein a. a. O. will als Maßstab die Gefährdung der Existenz des Betroffenen gelten lassen. Ich vermag dem nicht ganz zuzustimmen, m. E. kann dieser Maßstab nur im Grenzfalle Anwendung finden, es kann die Schädigung des Betroffenen auch dann schon sehr wesentlich sein, gemessen vor allem an dem Gewinn des anderen, ehe eine Gefährdung der Existenz zu fürchten ist. Selbst aber wenn man diesen Maßstab gelten lassen will, so liegt die Gefahr einer derartigen Schädigung für die Donauanlieger unterhalb Immenningens wesentlich näher als für die Aachanlieger, besonders, wenn man noch der Aach mittelbar durch Umleitung bestimmte Wassermengen in Zukunft zuführen würde.

Tritt eine derartige Regelung nach völkerrechtlichen Grundsätzen ein, so bleibt die Schadenersatzfrage für die dann benachteiligten Aachanlieger noch zu klären.

Wie bereits angeführt wurde, können die Aachanlieger auf das bei Fridingen von Natur versinkende Wasser keinerlei Rechtsansprüche geltend machen, weil Wassernutzungsrechte sowohl nach württembergischen als auch nach badischem Wasserrechte nur durch Verleihung erworben werden können und weil ein derartiger rechtsbegründender Akt der Verleihung zugunsten der Aachanlieger nicht nachgewiesen werden kann. Die württembergischen Behörden haben ein solches Recht nicht erteilt, die badischen Behörden aber dürfen derartige Hoheitsrechte auf württembergischen Gebiete nicht ausüben.

Die Aachinteressenten haben gelegentlich der Konferenz der badischen und württembergischen Regierung in Engen am 21./23. Oktober 1901 eine Entschädigungsforderung von mindestens 500 000 M gestellt und ausdrücklich zur Niederschrift gegeben, daß sie ihre Entschädigungsansprüche mit allen ihnen zustehenden Mitteln verfolgen werden. Diese Entschädigungsansprüche könnten zunächst also nur insoweit geltend gemacht werden, als es sich um Entziehung von Donauwasser handelt, das auf badischem Hoheitsgebiet versinkt.

Im badischen Staatsgebiet steht aber der Wasserlauf der Donau mit ihren Quellflüssen Breg und Brigach nach § 2 Bad. WG. 13 im öffentlichen Eigentum der anliegenden Gemarkungsgemeinde, die versinkende Donaustrücke also im Eigentum der Gemeinden Immenningen und Möhringen, und zwar samt Bett und den darin versinkenden Wassermengen. Ein Eigentumsrecht eines privaten Grundstückanliegers ist an sich somit ausgeschlossen. Damit würde die rechtliche Grundlage für eine Schadenersatzforderung nach öffentlich-rechtlichem Standpunkte erst dann gegeben sein, wenn durch eine Verfügung der zuständigen Verwaltungsbehörde ein Eingriff in dieses gesetzlich geschützte Recht der Anliegergemeinden an dem Wasserlauf, sei es in ihr Eigentums- oder in ein Nutzungsrecht stattgefunden hätte. (§ 114 Bad. WG. 13.) Das Eigentumsrecht eines privaten Aachanliegers ist somit ausgeschlossen, und ebensowenig kann von einem widerrechtlichen behördlichen Eingriff in ein Aachanliegern zustehendes Nutzungsrecht die Rede sein.

Auf der württembergischen Donaustrücke sind für die Aachanlieger Eigentums- und Nutzungsrechte ausgeschlossen, folglich sind Schadenersatzforderungen an sich unbegründet.

In der gleichen Konferenz in Engen haben die Aachinteressenten erklärt, daß „für sie die unbeschränkte Erhaltung des Aachwassers und daher der ganzen der Aach aus der Donau ohne künstliche Veränderung an der letzteren zufließende Wassermenge von größter Bedeutung sei und sie ein Nutzungsrecht an der gesamten, der Aach unterirdisch zufließenden Wassermenge beanspruchen.“

Nach Bad. WG. 13 § 4 (s. a. Schenkel (9), Anm. 11 zu § 4, S. 102), rechnet die mit dem unterirdisch abfließenden Donauwasser gespeiste, aus dem Aachtopf hervorbrechende Aachquelle zu den geschlossenen Gewässern; sie ist mangels eines natürlichen Bettes nicht als Wasserlauf im Sinne § 2 Bad. WG. 13 anzusehen und kann daher auch nicht Gegenstand von Verleihungen sein.

Ein Rechtsvorgänger der Spinnereien und Webereien Ten Brink in Arlen, die gegenwärtig zu den Hauptinteressenten an der Aach zählen, hat in den Jahren 1849/50 die der Fürstlichen Standesherrschaft Fürstenberg gehörige Mühle zu Möhringen an der Donau für den hohen Betrag von 15 800 Gulden gekauft, in der Absicht, „zu verhindern, daß ein anderer Besitzer der Mühle sich das Donauwasser mehr dienstbar mache, als ihm (Ten Brink) für seine Triebwerke an der Aach lieb wäre.“¹⁵⁾ Der Erwerb dieser Wasser-

kraft wird als Beweismittel dafür geltend gemacht, daß den Rechtsnachfolgern des Käufers auf Grund des Kaufes ein Recht auf Benutzung des nach der Aach abfließenden Donauwassers zustehe. Da dieser Ankauf an dem rechtlichen Charakter des aus der Donau bei Möhringen nach der Aach unterirdisch abfließenden Wassers als eines „geschlossenen Gewässers“, an dem keine Verleihungen statthaben, nichts ändern kann, so ist er öffentlich-rechtlich ohne Belang, und die Aachinteressenten können daraufhin keinen öffentlich-rechtlichen Anspruch dahin erheben, daß die unterirdischen Wasseradern Donau—Aach ihnen ungeschmälert zu ihrer Nutzung zur Verfügung stehen. Erst an dem oberirdischen, in einem natürlichen Bett fließenden Wasserlauf der Aach können in rechts-gültiger Form Nutzungsrechte erworben werden.

Endlich werden durch die Aachinteressenten „wohlerworbene Rechte“ an dem der Aach zufließenden Donauwasser geltend gemacht. Es fragt sich, ob ihnen etwaige Eigentumsrechte öffentlich-rechtlichen Ursprungs, gestützt auf Verleihung oder unvordenklicher Verjährung zustehen können.

Grundsätzlich kann das Gewässer, das gesammelt aus Donauwasser des badischen und württembergischen Staatsgebietes beim Aachtopf zu Tage tritt, als öffentliches Gut von altersher dem privaten Eigentum als entzogen gelten, so daß seiner Natur nach Eigentums- oder Besitzrechte der Grundstückseigentümer oder Anlieger ausgeschlossen sind.

Aber auch durch die Natur des unterirdisch zwischen den Klüften des Gebirges in einzelnen Adern oder durch Becken sich vollziehenden Laufes des Wassers ist seit unvordenklichen Zeiten eine tatsächliche Nutzung des Wassers unmöglich gewesen und heute noch unmöglich, so daß ein Nutzungsrecht durch Verjährung nicht entstehen konnte. Es kann somit ein Nachweis, daß den Aachinteressenten ein „wohlerworbene Recht“ an diesen unterirdisch zufließenden Wassermengen nach öffentlich-rechtlichen Grundsätzen zuzuerkennen sei, und daß somit die gesamte aus der Donau der Aach zufließende Wassermenge zu ihrer ausschließlichen Benutzung zur Verfügung gestellt werden müsse, wohl in keiner Weise erbracht werden.

Eine Entscheidung über die zwischenstaatlichen Rechtsverhältnisse hinsichtlich der Donauversinkungen hat an sich keinerlei Rücksicht zu nehmen auf etwa mögliche oder wahrscheinliche Entschädigungsforderungen aus der Verletzung wohlerworbener privater Rechte in einem Lande. Derartige Rechte, sie mögen nach Landesrecht auch noch so geschützt erscheinen, entbinden das Land selbst niemals von der Verpflichtung zur Wahrung der durch das Völkerrecht gezogenen Grenzen. Es kann somit auch nicht der eine Teil den anderen haftbar machen für Schäden, die auszugleichen sind, wenn derartige Schäden nur aus Rechten abgeleitet werden, die nur unter Verletzung völkerrechtlicher Grundsätze gegenüber dem Nachbarn errichtet werden konnten.

Die oben wiedergegebenen Ausführungen Meurers berühren nun, wie bereits angedeutet wurde, lediglich das Grundsätzliche der ganzen Frage; sie zeigen, daß hinsichtlich dieser grundsätzlichen Auffassung kaum ein Streit zu bestehen braucht. Darin kann also die eigentliche Schwierigkeit im vorliegenden Falle nicht begründet sein. Meurer geht aber bei seinen Erwägungen von einem bestimmten Ausgangszustand, dem „Status quo“, aus. In der Feststellung dieses Ausgangszustandes, also des Zustandes und Umfanges der Versinkungserscheinungen zu der Zeit, als an sich die Zusammenhänge zwischen Donau und Aachquelle einwandfrei festgestellt wurden, oder, soweit es sich um den Vorwurf Württembergs handelt, daß durch die Verordnungen der badischen Regierung und die Vernachlässigung planmäßiger Flußpflege eine gewollte Verstärkung der Versinkungserscheinungen herbeigeführt sei, also der Zeit dieser ungerechtfertigten Eingriffe; gerade in dieser Feststellung liegt die ganze Schwierigkeit des vorliegenden Problems.

In diesen Dingen steht Behauptung gegen Behauptung, und jede Untersuchung wird auszugehen haben von der Klärung der folgenden Vorfragen:

1. Ist der Status quo unverändert geblieben?
2. Ist eine Zunahme der Versinkungen zu verzeichnen?
Wird Frage 2 bejaht, so wird zu prüfen sein, ob
3. a) diese Zunahme eingetreten ist, ohne durch Maßnahmen oder Unterlassungen Badens verschuldet zu sein, oder
b) ob sie durch Eingriffe Badens verschuldet oder bewußt gesteigert wurde (ob ein dolus vorliegt).

Je nach dem Ergebnis dieser Untersuchungen wird dann die Rechtslage festzustellen sein.

Die nächste Aufgabe ist demnach die Feststellung des Ausgangszustandes, damit also zusammenhängend die Klärung der örtlichen und zeitlichen, sowie mengenmäßigen Zusammenhänge zwischen der Donauwasserführung und der Aachquelle.

¹⁵⁾ Z. f. Bad. Verwaltung und Verwaltungsrechtspflege 1879, S. 41.

Versuche für die Dichtung der Dammstrecke des Mittellandskanals im Elbegebiet.

Vom Regierungsbaurat Dr.-Ing. Max Schinkel in Magdeburg.

(Alle Rechte vorbehalten.)

Der Mittellandkanal muß östlich von Vahldorf auf eine Länge von rd. 13 km durchweg in einer Dammstrecke geführt werden, deren Höhe nach der Elbe allmählich zunimmt. Auf etwa 4 km Länge vor dem Elbdeich liegt die Leinpfadkrone zwischen 16 und 17 m über Gelände. Der normale Kanalwasserspiegel liegt 2,8 m unter Oberkante Leinpfad. Der Dammquerschnitt in dieser Strecke soll im wesentlichen die Abmessungen nach Abb. 1 erhalten. Der wasserführende Querschnitt hat 4 m Wassertiefe und eine wagerechte Sohle von 13 m, bis 3 m unter normalem Kanalwasserspiegel 1:5, darüber bis 1 m über Kanalwasserspiegel 1:3 geneigte Böschungen. Eine 0,68 m breite Berme bildet den Fuß für die bis Leinpfadoberkante reichende 1:1,5 geneigte Böschung. Die Wasserspiegelbreite beträgt 41 m, der wasserführende Querschnitt ist 114 qm. Die Neigungen der Außenböschung des Kanaldammes sind 1:2 bis zur Höhe des normalen Kanalwasserspiegels, 1:2,5 auf die nächsten 5 m und darunter 1:4. Der Dammfuß wird durch eine Längsdrainage, die mittels Querdräns in den Kanalseitengraben entwässert, gegen Ausspülen gesichert.

Der Dammkörper wird aus reinen, möglichst kohäsionslosen Kies- und Sandmassen hergestellt und so ergiebig eingeschlämmt bzw. eingespült, daß ein späteres Nachsacken auf ein geringstes Maß beschränkt wird. Die Dichtung des Kanalbettes wird durch eine Tonschale erzielt, die in 60 cm Stärke beiderseits bis 1 m über den normalen Kanalwasserspiegel reicht, so daß auch bei Windaufstau, der zu 0,35 m errechnet ist, genügende Sicherheit vorhanden ist. Mit Rücksicht auf zuverlässige Herstellung erhält die Tonschale im Anschluß an das wagerechte Mittelstück durchgehend 1:3 geneigte Seitenwände. Zum Schutze gegen Beschädigungen jeder Art wird die Tonschale mit einer 1 m starken Sand- und Kiesschicht bedeckt, die am Wasserspiegelrand von 1 m unter bis 1 m über normalem Kanalwasserspiegel mit einem 0,3 m starken Uferschutz (Schotterbewurf auf Splittunterlage) versehen wird. Außerdem sind, um ein Anfahren gegen die Böschungen und damit eine unmittelbare Beschädigung der Tonschale nach Herunterreißen der Schutzschicht tunlichst zu vermeiden, die Abmessungen des wasserführenden Querschnitts größer gewählt als beim normalen Einschnittsquerschnitt.

Die Kanaldichtung wird lediglich durch die Tonschale gebildet, während die eigentliche Tragkonstruktion der Dammkörper darstellt, der aber, selbst möglichst wasserdurchlässig, das etwa durch die Tonschale durchsickernde Wasser schnell unschädlich machen, d. h. den Kanalseitengraben zuführen soll. Andererseits muß die Tonschale imstande sein, den unvermeidlichen späteren Setzungen des Dammkörpers zu folgen, ohne durchgehende Risse zu erhalten, die die Bildung von Wasseradern einleiten und schlimmstenfalls zu einer Zerstörung des Kanaldammes führen würden. Eine besonders gefährdete Stelle in der Tonschale bildet der Knick am Übergang von dem wagerechten Mittelstück zum 1:3 geneigten Seitenstück, wo gegebenenfalls bei stärkerem Setzen des schwerer belasteten seitlichen Damnteils unter dem Leinpfad ein Auseinanderreißen der Tonschale eintreten könnte. Damit ein etwa entstehender derartiger Riß sich sofort mit Ton ausfüllt, bevor Sand eindringen kann, soll an dieser Stelle nach dem Einwalzen der Tonschale ein Streifen Krümelton aufgebracht werden.

Beim Hohenzollern-Kanal¹⁾ wurde in den Jahren 1910 bis 1912 zum erstenmal in Deutschland nach eingehenden Versuchen mit

¹⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1910, S. 455 ff.; Zentralbl. d. Bauverw. 1912, S. 325 ff.

den verschiedensten Walzen für Hand- und Motorbetrieb auf der insgesamt 22 km langen künstlich gedichteten Strecke im Ragöser Tal eine Tonschale mittels aus England bezogener Motorwalzen von 5 t Betriebsgewicht hergestellt, indem einzelne Lagen von 20 cm Stärke durch 6- bis 8maliges Befahren auf 15 cm Stärke zusammengepreßt wurden. Dabei wurden die Böschungen in wagerechten bzw. schwach geneigten Schichten in der Längsrichtung des Kanals gewalzt. Als Material stand ein vorzüglicher, in seiner Zusammensetzung verhältnismäßig gleichmäßiger, fetter Geschiebemergel mit nur etwa 13 vH durchschnittlichem Sandgehalt zur Verfügung.

Auf der Strecke Datteln—Hamm des Lippe-Seitenkanals²⁾ wurde eine zwischen 30 und 50 cm starke Dichtungsschale aus Lehm (% Mergel und % Lehm) mittels in Deutschland gebauter Motorwalzen von 4 t Betriebsgewicht in ähnlicher Weise wie am Hohenzollern-Kanal hergestellt. Streckenweise wurde hier jedoch die Lehmschale an den Böschungen quer zur Kanalachse in zusammenhängender Schicht eingewalzt, indem von einer auf dem Leinpfad auf Schienen fahrbaren Dampfwinde eine Walze von 2,1 t Gewicht an der Böschung hochgezogen wurde, während sie durch ihr Eigengewicht hinabrollte. Auf diese Weise wurden die beim Walzen in wagerechten Lagen in der Längsrichtung des Kanals entstehenden wagerechten Fugen vermieden.

Ebenso wurden die beiden Dammstrecken am Hildesheimer Zweigkanal in den Jahren 1922 und 1923 gedichtet. Für die Sohle verwendete man bis zu 9 t schwere Walzen, die von Raupenschleppern gezogen wurden, während für die Böschungen 3 t schwere Walzen von auf dem Leinpfad fahrbaren Motorwinden auf und ab bewegt wurden. Der hier verwendete Kreide- und Juraton wurde in 4 Lagen von je 20 cm Stärke auf insgesamt 60 cm zusammengewalzt. Das Verfahren ist hier so weit erprobt worden, daß es, den besonderen Verhältnissen angepaßt, auch für die hohe Dammstrecke des Mittellandkanals in der Elbe-Niederung voraussichtlich angewandt werden wird.

Die Wahl des Dichtungsmaterials. Zur Gewinnung eines brauchbaren Dichtungsmaterials wurden die in der Nähe der Kanallinie vorhandenen Tonvorkommen erbohrt und an geeigneten Stellen in größeren Schürflöchern freigelegt. Der in dem breiten Urstromtal der Elbe als alluviale Ablagerung in großem Umfang unter der humosen Deckschicht liegende kalkfreie Elbschlick kann stellenweise wohl als Dichtungsmaterial angesprochen werden. Bei der geringen Mächtigkeit bis etwa 2,5 m wären aber bei dem Bedarf von rd. 650 000 cbm so umfangreiche, sehr ertragreiche Acker- und Wiesenflächen zu erwerben, daß allein aus diesem Grunde von der Verwendung abgesehen werden muß. Dazu kommt, daß der Elbschlick in seiner Zusammensetzung nicht gleichmäßig genug ist. Es wechseln sehr tonige mit sehr sandigen Lagen ab. Außerdem sind die oberen Schichten häufig von Pflanzenwurzeln durchsetzt.

Bei den Bodenaufschlüssen wurden auch diluviale Tone erbohrt, die jedoch durchweg von so mächtigen Sand- und Kiesschichten überlagert waren, dazu mit hochansteigendem Grundwasser, daß auch die Verwendung dieser Tone, zumal sie stark sandig sind, als Kanaldichtung nicht in Frage kommen konnte.

Das diluviale Urstromtal ist in der Nähe der Kanallinie durchweg in tertiären und zwar mitteloligozänen Tonmergel (Septarienton) eingeschnitten, der bei Tiefbohrungen stellenweise bis zu 60 m

²⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 46 ff.

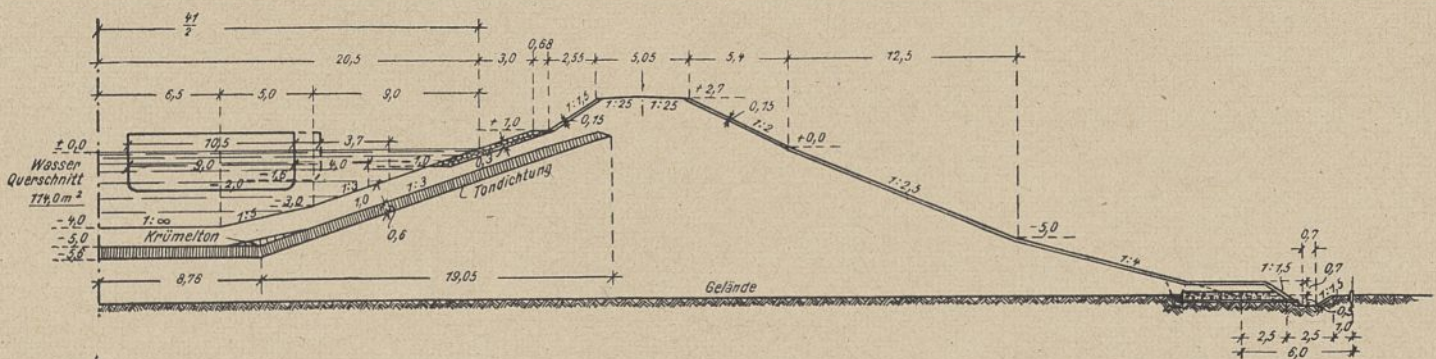


Abb. 1. Querschnitt des Kanaldammes.

Mächtigkeit erhöht ist. An den Rändern des Urstromtales sind an verschiedenen Stellen, u. a. bei Vahldorf in dem Kleiberg, bei Elbeu in dem sobenannten Tonberg und östlich der Elbe bei Hohenwarthe am Weinberg sowie bei Lostau Tonmergel-Kuppen stehengeblieben, die noch heute zum Teil aus dem Gelände sich emporheben und nur wenig mächtige diluviale und alluviale Deckschichten haben. Der im Kanalgelände erhöhte Septarienton ist in den oberen Schichten kalkhaltig und wird in den untersten Lagen nahezu kalkfrei. Das Liegende bildet toniger Feinsand, der, allmählich immer sandiger werdend, in Grünsand übergeht. Die Schlämmanalyse des Septarientons ergab in weitaus überwiegender Menge feinste Tonteilchen und nur ganz geringen Sandgehalt. Die chemische Untersuchung lieferte den Nachweis, daß Gips in mehr oder weniger starkem Maße beigemischt ist. Dazu finden sich neben größeren Septarien Einlagerungen von Schwefelkiesknollen und aus deren Zersetzung entstandene Gipskristalle und Eisenocker. Der Septarienton zeigt durchweg bei allen Vorkommen im Kanalgelände ein sehr gleichmäßiges Material, so daß er in erster Linie für die Kanaldichtung in Betracht kam. Er kommt in zwei verschiedenen, ohne weiteres erkennbaren Ablagerungen vor. Die unteren Lagen sind von blauschwarzer Farbe und enthalten einzelne kleinere Schwefelkiesknollen und größere Septarien. Der fein verteilt darin enthaltene Gips wurde zu durchschnittlich 0,58 v H festgestellt. Seine Mächtigkeit ist bei den Bohrungen in der Nähe von Elbeu zu 15 bis 20 m gefunden, bei Lostau ist er bei 34 m tiefen Bohrlöchern nicht durchgebohrt worden. Im allgemeinen ist dieser sehr gleichmäßige blauschwarze Tonmergel von Schichten bis zu 8 m überlagert, die außerordentlich stark mit bis zu faustgroßen Knollen aus Gipskristallen und Eisenocker durchsetzt sind, so daß der Tonmergel ein sehr buntes gelbbläuliches Aussehen hat. Stellenweise ist dieser letztere in ganzer Mächtigkeit von Pflanzenresten durchsetzt, die nach Angabe der Geologischen Landesanstalt rezenten Ursprungs sein sollen. Sein Gipsgehalt ist durchschnittlich 4,68 v H.

Zur Herabminderung der Gewinnungskosten des Dichtungstons war es von besonderem Werte, festzustellen, ob der überlagernde gelbbläuliche Tonmergel ebenso gut für die Kanaldichtung verwendet werden könnte wie der darunter liegende blauschwarze Tonmergel. Zu diesem Zweck wurden bei der Geologischen Landesanstalt in Berlin praktische Laboratoriumsversuche mit beiden Tonmergelvorkommen angestellt. Dabei zeigte sich, daß beide Tone, in ein metallenes Rohr eingedrückt, sich während eines Monats als vollständig undurchlässig für Wasser erwiesen, daß aber zylindrisch geformte Tonkörper in schwach fließendem Wasser rissig wurden. Auch anders geartete Versuche zeigten bei beiden Tonmergeln dieselbe Erscheinung:

1. Ein Glasrohr von etwa 4 cm Durchmesser und 70 cm Länge wurde fest in einen Tonwürfel von 8 cm Kantenlänge gedrückt und das Rohr mit Wasser gefüllt. Der in das Rohr eingepreßte Teil des Tones blieb wasserdicht, die um das Rohr herumgelagerten Tonpartien wurden jedoch rissig und platzten ab.

2. Ein prismatisch geformter Tonkörper von 2 mal 5 cm Grundfläche und 17 cm Höhe wurde in ein Gefäß gestellt und dieses zur Hälfte mit Wasser gefüllt. Ein Drittel des Tonkörpers ragte über das Gefäß hinaus. Schon nach 24 Stunden entstanden in dem unter Wasser befindlichen Teil des Tonkörpers Risse, die zur Folge hatten, daß schon nach weiteren 48 Stunden der Tonkörper unter seinem Eigengewicht in seinem unter Wasser befindlichen Teile zusammenbrach.

Der Chemiker führte diese Erscheinung auf den Gipsgehalt des Tonmergels zurück. Sie sei vom kolloidchemischen Standpunkte leicht erklärlich, da der Gehalt an derartigen Salzen den plastischen Zustand immer mehr aufhebt. Allerdings war trotz des verschiedenen Gipsgehaltes ein Unterschied in dem Rissigwerden des blauen und des gelblichen Tonmergels nicht zu beobachten.

Das Ergebnis dieser ersten Laboratoriumsversuche war so wenig befriedigend, daß die Geologen und Chemiker von der Verwendung des untersuchten Septarientons für die Kanaldichtung abrieten und empfahlen, Geschiebemergel zu verwenden, der die erwähnten Salze nicht enthält und in dem der Sand ein willkommenes Gerippe bildet, um bei etwaiger Neigung oder Veranlassung zur Rissebildung diese in hohem Grade zu verhindern. Dagegen hatte das Kanalbauamt Magdeburg auf Grund von einfachen Versuchen mit walzenförmigen und prismatischen Versuchskörpern, die im Wasser ebenfalls Rissebildungen zeigten, den Eindruck gewonnen, daß die Risse schon durch die mangelhafte Unterstützung der Tonkörper zu erklären seien, daß es sich also hauptsächlich um statische Risse handelte, die bei allseitiger Umschließung der Tonkörper durch Sand nicht eintreten würden. Trotz des wenig befriedigenden Ergebnisses dieser ersten Laboratoriumsversuche wurde es für wünschenswert erachtet, sie in erweitertem Umfange zunächst fortzusetzen.

Obwohl der zur Dichtung empfohlene Geschiebemergel in brauchbarer, genügend gleichmäßiger und fetter Beschaffenheit sowie in ausreichender Menge im Kanalgelände nicht zur Verfügung stand, wurde zur eingehenden Klärung der Frage nach dem unter den ge-

gebenen Verhältnissen bestem Dichtungsmaterial bei den erweiterten Versuchen in der Geologischen Landesanstalt auch Geschiebemergel, der in größerer Entfernung vom Kanal jenseits der Ohre bei Meseberg erhöht war, berücksichtigt. Neben diesem Geschiebemergel und den bisher untersuchten tertiären blauen und gelblichen Tonmergeln (Septarienton) von Elbeu wurden die vergleichenden Versuche noch ausgedehnt auf alluvialen Elbschlick aus dem Kanalgelände, ferner auf den am Hildesheimer Zweigkanal zur Dichtung verwendeten Kreideton und Juraton sowie endlich auf blauen Septarienton von Elbeu, der nicht von gelblichem Tonmergel, sondern von Geschiebemergel überlagert ist. Gerade dieser letztere Septarienton kommt in wirtschaftlicher Beziehung in erster Linie als Dichtungsmaterial in Betracht, weil der gesamte bis zu 7 m mächtige Abraum vorzüglich zur Abdeckung der Tondichtung im Kanalprofil verwendet werden kann, während bei dem von gelblichem Tonmergel überlagerten blauen Septarienton ein beträchtlicher Abraum seitlich abgelagert werden muß.

Um ferner beurteilen zu können, ob das Rissigwerden des Tons nicht darauf zurückzuführen ist, daß die bisherigen Versuchsanordnungen mit frei im Wasser bzw. an der Luft liegenden Tonkörpern allzu ungünstig und vor allem ungünstiger als die tatsächlichen Verhältnisse im fertig gedichteten Kanal sind, sollten bei den Versuchen neben den bisherigen Anordnungen auch möglichst ähnliche Bedingungen wie im Kanaldamm geschaffen werden, indem die zu untersuchenden Tonkörper nicht mehr frei gelagert dem Wasser ausgesetzt, sondern von eingeschlämmtem Kiessand unterlagert und mit gesättigtem Kiessand abgedeckt wurden, so daß der Ton weder der Luft noch dem Wasser unmittelbar ausgesetzt war. Eine solche Versuchsanordnung mußte wegen des beschränkten Raumes im Laboratorium der Geologischen Landesanstalt in etwas primitiver Art geschaffen werden, indem eine lang geformte, etwa 3 cm dicke Mulde aus Ton in einer geräumigen Kiste, auf Kies gebettet und mit Kies abgedeckt, mit einem schwachen Wasserstrom beschickt wurde.

Als Ergänzung dieser vergleichenden Versuche wurden mechanische und chemische Analysen der verschiedenen Dichtungsstoffe vorgenommen, deren Ergebnis in den Tabellen 1 und 2 zusammengestellt sind.

Tabelle 1.
Mechanische Analysen
(berechnet auf die bei 105° C getrocknete Probe).

Korngröße	Septarienton von Elbeu		Kreideton	Juraton	Elbschlick	Geschiebemergel	Blauer Septarienton von Elbeu
	gelblich	blau					
> 2 mm	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2 — 1 "	0,0	0,0	0,0	0,5	0,0	2,8	0,0
1 — 0,5 "	0,0	0,3	0,0	0,5	0,2	4,7	0,6
0,5 — 0,2 "	0,3	0,3	0,2	0,5	0,3	7,7	1,1
0,2 — 0,1 "	0,5	1,0	0,2	0,8	1,5	8,2	1,1
0,1 — 0,05 "	1,5	4,9	1,1	0,5	2,0	4,7	2,2
0,05 — 0,01 "	9,2	15,6	10,9	9,6	21,9	5,5	26,0
< 0,01 "	88,5	77,9	87,6	87,6	74,1	66,4	69,0
	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0

Die mechanischen Analysen zeigen, daß der tertiäre Septarienton, der Kreideton und der Juraton einen hohen Gehalt an feinsten, abschlämmbaren Bestandteilen haben, die überwiegend aus Ton bestehen, aber daneben noch Staubsand enthalten. Nur der Geschiebemergel weist auch größere Korngrößen auf.

Bei den chemischen Analysen fällt vor allem der Geschiebemergel durch seinen geringen Tongehalt auf. Der Kolloidtongehalt, dem in erster Linie die bindenden Eigenschaften zugeschrieben werden, ist beim Juraton am höchsten, dann folgen Septarienton und Kreideton. Beachtenswert ist der Gehalt an Schwefelsäure von 2,79 v H beim gelblichen Septarienton, der ungünstig auf die Kolloide und damit auf die Bindigkeit des Tons einwirkt.

Das Ergebnis der praktischen Versuche war zunächst bei der Prüfung auf Durchlässigkeit, daß beim Einstampfen in eine 30 mm starke Messingröhre bis zur halben Höhe der Röhre und Auffüllen der anderen Hälfte mit Wasser sich alle Proben als wasserundurchlässig erwiesen. Eine mit Wasser gefüllte Schale von 30 mm Stärke blieb beim Juraton und blauen Septarienton rissfrei und wasserdicht, obwohl die Innenseite der Schale zum Aufblättern neigte. Auch die Schale aus Kreideton blieb rissfrei und wasserdicht, jedoch weichte die Masse an der Innenseite schlammartig auf und wurde an der Außenseite feucht. Geschiebemergel ließ das Wasser nach 24 Stunden durchsickern und beim Elbschlick war das Wasser infolge Rissebildung schon über Nacht durchgelaufen. Der nur mit dem blauen Septarienton, dem Kreideton und dem Juraton angestellte Versuch mit einer auf Kies gelagerten und mit Kies bedeckten Mulde mißlang, weil bei der notgedrungen primitiven Versuchsanordnung das Wasser infolge Undichtigkeiten längs des eingeführten Zu- und Abflußrohres einen Weg fand. Es konnte nur festgestellt werden,

Tabelle 2.
Chemische Analysen.

Bezeichnung der Proben	Kohlensaurer Kalk nach Scheibler	In Schwefelsäure unlöslicher Rückstand	Kolloidtongehalt					Die bei 105° C getrocknete Probe enthält		Der wässrige Auszug enthält Kalk	Molekulares Verhältnis von Tonerde zu löslicher Kieselsäure	
			berechnet aus der Differenz (100 - [kohlen-saurer Kalk und unlöslicher Rückstand])	davon entfallen auf				Schwefelsäure	Schwefel			
				lösliche Kieselsäure	Tonerde	Eisen-oxyd	hygro-skopisches Wasser					Glüh-verlust
			v H	v H	v H	v H	v H	v H	v H			
Septarien-(gelb-ton von lich ¹⁾)	7,9	25,39	66,71	27,44	17,34	5,18	—	—	2,79	fehlt	—	1 : 2,70
Elbeu (blau ..)	6,5	33,90	59,60	24,98	14,21	4,94	—	—	0,36	"	—	1 : 3,00
Kreideton	6,1	28,07	65,83	27,21	16,47	5,93	2,18	7,85	0,20	"	0,032	1 : 2,75
Juraton	3,7	20,50	75,80	31,03	19,80	6,68	3,19	9,04	0,17	"	0,017	1 : 2,67
Elbschlick	fehlt	41,66	58,34	22,74	12,87	6,31	3,87	6,50	0,14	"	0,018	1 : 1,95
Geschiebemergel.	10,8	63,78	25,42	10,60	4,51	3,23	1,35	2,97	0,14	"	0,039	1 : 2,50
Blauer Septarien-ton von Elbeu ..	9,5	24,89	65,61	29,91	15,14	4,96	3,32	6,49	0,19	"	0,084	1 : 3,36

1) Die Konkretionen dieser Probe enthalten 35,81 v H Schwefelsäure, entsprechend 77,00 v H Gips.

daß bei allen 3 Tonarten die Innenfläche der Tonmulde schlammig-weich geworden war.

Bei der weiteren Prüfung auf Festigkeit im Wasser zeigten geformte Tonwalzen aus gelblichem Septarienton, Kreideton und Juraton in langsam fließendem Wasser starke Rissebildung und zerfielen in mehrere Stücke, während Geschiebemergel sich besser hielt. Der Elbschlick zerfiel bei diesem Versuch vollständig. Dagegen hielten sich Formlinge aus den beiden Proben des blauen Septarientons während 4 Wochen rissefrei, erst nach dieser Zeit bildete sich in einem Körper ein Querriß.

Als besonderes Ergebnis wurde beim Juraton festgestellt, daß eine geformte Schale, die nur die ursprünglich vorhandene Grubenfeuchtigkeit enthielt, rissig wurde, während eine Schale, bei der vorher der ursprüngliche Wassergehalt durch Zusatz von Wasser erhöht wurde, keine Rissebildung zeigte. Es wurde ausdrücklich festgestellt, „daß, während eine nachträgliche Erhöhung des Wassergehalts bei einem zu wenig Wasser führenden Ton infolge Berührung mit dem Kanalwasser ungünstig gewirkt und Rissebildung hervorgerufen hat, die Erhöhung des Wassergehalts des Tones vor seiner Verwendung diese Schädigung nicht im Gefolge hatte und den Ton rissefrei ließ.“ Diese Frage der Erhöhung des Wassergehalts im Ton vor dem Einbau konnte nicht weiter verfolgt werden, weil eine wesentliche Annäherung über den grubenfeuchten Zustand hinaus das Walzen ebenso erschwert oder unmöglich machen würde, wie ein stärkerer Regen oder Schneefall, wo auch das Einwalzen eingestellt werden muß.

Zusammenfassend kann als Ergebnis der von der Geologischen Landesanstalt im Laboratorium ausgeführten analytischen Prüfung und der praktischen Versuche gesagt werden, daß Elbschlick und Geschiebemergel für die Kanaldichtung nicht in Betracht kommen können. Auch der gelbliche Septarienton neigt infolge seines hohen Gipsgehaltes stark zur Rissebildung und bietet daher nicht die nötige Gewähr gegen Wasserdurchlässigkeit. Günstiger sind die Versuche bei dem blauen Septarienton, dem Kreideton und dem Juraton ausgefallen. Leider konnten aber die den Verhältnissen beim fertigen Kanal am meisten entsprechenden Versuche mit der auf Kies gelagerten und mit Kies bedeckten Mulde nicht in der beabsichtigten Weise durchgeführt werden. Im Rahmen der ausgeführten Versuche hat der unmittelbar unter dem Geschiebemergel liegende blaue Septarienton von Elbeu sich am besten bewährt. Beim Abschluß der Versuche wurde von der Geologischen Landesanstalt darauf hingewiesen, daß bei der Unmöglichkeit, im Laboratorium Größenverhältnisse einzuhalten, die auch nur annähernd der Wirklichkeit entsprechen, die Versuche nur als Vorversuche für einen in natürlicher Größe auszuführenden praktischen Versuch aufgefaßt werden können.

Die Versuchsgrube im Maßstab der Kanalabmessungen. Nach diesem Ergebnis konnte kein abschließendes Urteil über das zuverlässigste Dichtungsmaterial gewonnen werden. Nur ein praktischer Versuch in natürlichem Maßstabe konnte eine hinreichende Klärung bringen, bei dessen Herstellung gleichzeitig für die spätere Ausführung wertvolle praktische Erfahrungen zu gewinnen waren. Wegen der beschränkten zur Verfügung gestellten Mittel mußte versucht werden, eine Versuchsgrube in möglichst geringen Abmessungen auszuführen, die aber doch die Möglichkeit bot, alle für die Beurteilung der Tondichtung in Betracht kommenden Verhältnisse

den natürlichen Bedingungen beim fertigen Kanal anzupassen. Da auf Grund der Laboratoriumsversuche Elbschlick und Geschiebemergel für die Dichtung nicht in Betracht kommen und der zwar mit geringeren Kosten zu gewinnende gelbliche Septarienton sich in mehrfacher Hinsicht als weniger brauchbar gegenüber dem blauen Septarienton erwiesen hatte, konnte trotz der Mehrkosten nur der blaue Septarienton für die Dichtung in Aussicht genommen werden. Es wurde daher nur eine einzige mit blauem Septarienton gedichtete Versuchsgrube hergestellt, an der die Bewährung nur dieses Tonmergels erprobt werden soll.

Als günstigste, mit möglichst geringen Kosten herzustellende Form der Tonversuchsgrube, wurde eine umgekehrte abgestumpfte Pyramide gewählt. Durch Aenderung der dreifachen Böschungen in zweifache konnten die Herstellungskosten auf etwa die Hälfte ermäßigt werden, ohne daß der Zweck des Versuchs wesentlich beeinträchtigt wurde. So ergab sich die auf Abb. 2 dargestellte Form der Tonversuchsgrube, die bei etwa 1,5 m wagerechter innerer Fläche des Bodens auf der Tondichtung und bei 4 m Wassertiefe einen lichten Wasserinhalt von rd. 430 cbm hat. Dazu kommen noch die zur Sättigung der Sandabdeckung erforderlichen rd. 150 cbm Wasser. Die Stärke der in 4 Lagen eingewalzten Tonschale ist 60 cm. Sie ist, wie im Kanalprofil, bis 1 m über Wasserspiegel hochgeführt. Darüber hinaus beträgt die Höhe des Randdammes nur noch 0,5 m, um ein Austrocknen der Tonschicht mit Sicherheit zu verhindern. An den Kehlen sowie an den oberen Einschnittskanten in Geländehöhe liegen Deckstreifen aus Krümelton, um etwaige Risse unschädlich zu machen. Als Boden auf der Tondichtung ist reiner Sand verwendet. Am Wasserrand befindet sich ein leichter Uferschutz aus Schotter. Die sichtbaren Flächen des Randdammes sind mit Mutterboden abgedeckt und angesät.

Die Baustelle für die Tonversuchsgrube wurde in Elbeu in der Nähe der Tongewinnungsstelle so gewählt, daß die 60 cm starke Tonschale vollständig auf durchlässigem Sandboden zu liegen kam, und daß das Grundwasser dauernd mindestens 1 m tiefer lag als die Unterfläche der Tonschale. Durch 3 Rohrburgen, die rings um die Baustelle gesetzt sind, kann der Grundwasserstand fortlaufend beobachtet werden. Der Wasserstand im Versuchsbecken liegt höchstens etwa 1 m über Gelände.

Die Tonversuchsgrube wurde im Sommer 1924 hergestellt. Die Ausführung der Tonschale wurde nach dem Ausheben der Grube und nach Fertigstellung des gehörig eingeschlammten Randdammes möglichst in der Weise vorgenommen, wie beim späteren Kanalbau beabsichtigt ist. Der Ton wurde in bergfeuchtem Zustand vom Randdamm auf die Böschung gekippt, von hier in 4 Lagen von je etwa 20 cm ausgebreitet und mittels einer 1 m breiten, 2,5 t schweren Walze von 1 m Durchmesser auf 15 cm Stärke je Lage eingewalzt. Die Walze wurde von einem außerhalb des Randdammes auf Gleisen

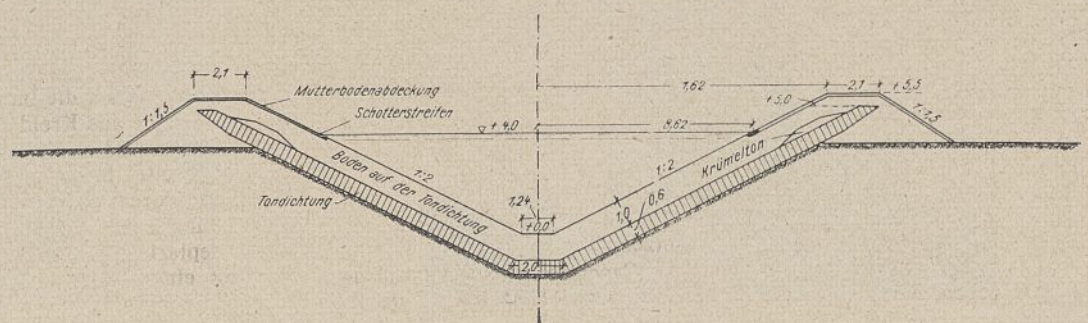


Abb. 2. Querschnitt der Versuchsgrube.

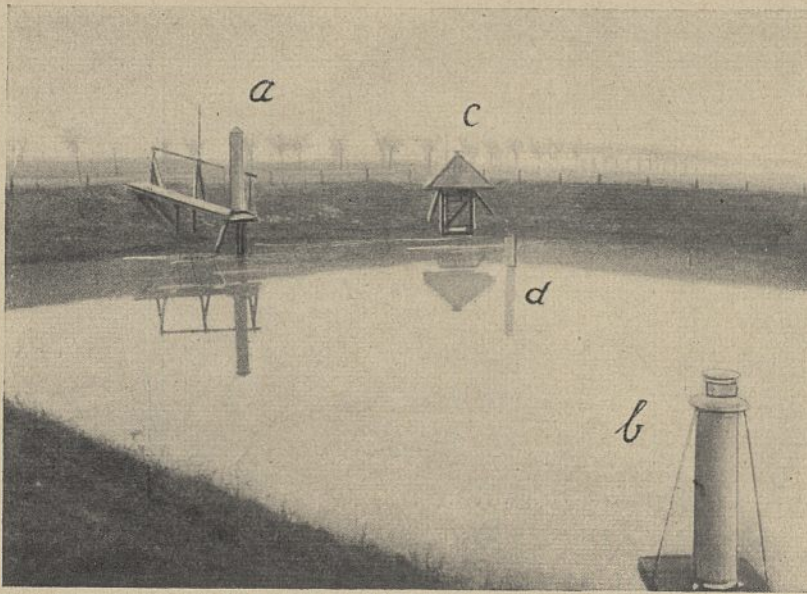


Abb. 3. Versuchsbecken.

a selbstzeichnender Pegel, b selbstzeichnender Regenmesser,
c Hütte mit Verdunstungsmesser, d Lattenpegel.

fahrbaren Kran die zweifache Böschung emporgezogen. Hierbei wurde zugleich die für den späteren Toneinbau wichtige Frage der Anzahl der Walzengänge praktisch untersucht, indem nach einer Reihe von Walzengängen durch Schürflöcher die Dichtigkeit des Tons geprüft wurde. Auf diese Versuche und auf die Behinderung des Walzens in der beschränkten Grube ist es zurückzuführen, daß im allgemeinen wesentlich mehr Walzengänge ausgeführt worden sind, als beim späteren Kanalbau zur Erzielung einer vollständigen Dichtigkeit erforderlich sind.

Mit einer siebenwöchigen Unterbrechung durch Streik wurde die Tonversuchsgrube am 15. November fertiggestellt, so daß noch gerade vor Beginn des Frostes die Füllung vom 22. bis 27. November vorgenommen werden konnte. Trotz des ziemlich feinen Sandes, der als Boden auf der Tondichtung verwandt wurde, war bei der recht steilen Böschungsneigung von 1 : 2 unter Beachtung der nötigen Vorsichtsmaßregeln die Füllung ohne Abrutschen vom Boden gelungen. Als jedoch am 13. Dezember zum erstenmal der auf die Sandabdeckung der Tondichtung aufgesetzte Pegelsteg betreten wurde, rutschte ein Teil dieser Böschung bis nahezu auf die Tondichtung ab, so daß in der Mitte der Grube statt 4 m Wassertiefe nur noch eine

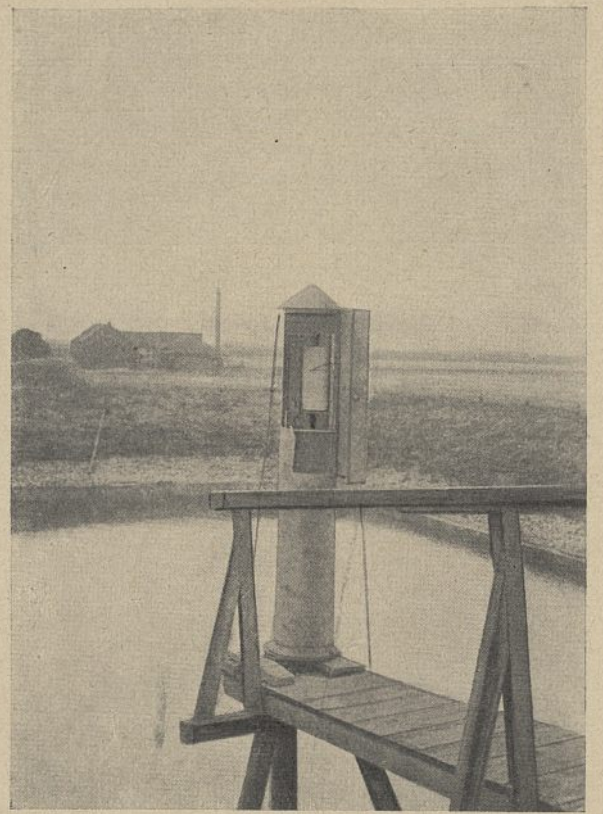


Abb. 4. Selbstzeichnender Pegel.

größte Tiefe von 2,90 m vorhanden war. Ein Abrutschen von Boden auf der 1 : 2 geneigten Tonfläche war, vermutlich infolge einer in die Oberfläche der Tonschicht eingewalzten Schotterdecke, nicht eingetreten. Das in der Böschung entstandene Loch wurde mit Schotter ausgefüllt und die Beendigung der Frostperiode abgewartet, ehe weitere Entscheidungen getroffen wurden.

Der Zweck des Tonversuchs war, wie erwähnt, die Brauchbarkeit des blauen Septarientons von Elben für die Kanaldichtung, vor allem sein Verhalten gegen Wasserdurchlässigkeit zu erproben. Es kam also darauf an, unter Berücksichtigung der Regenmengen und der Verdunstungen etwaige Wasserverluste im Versuchsbecken festzustellen. Damit die Beobachtungen so zuverlässig und lückenlos wie möglich ausfielen, wurden selbstzeichnende Apparate beschafft. (Abb. 3).



Abb. 5. Selbstzeichnender Regenmesser.

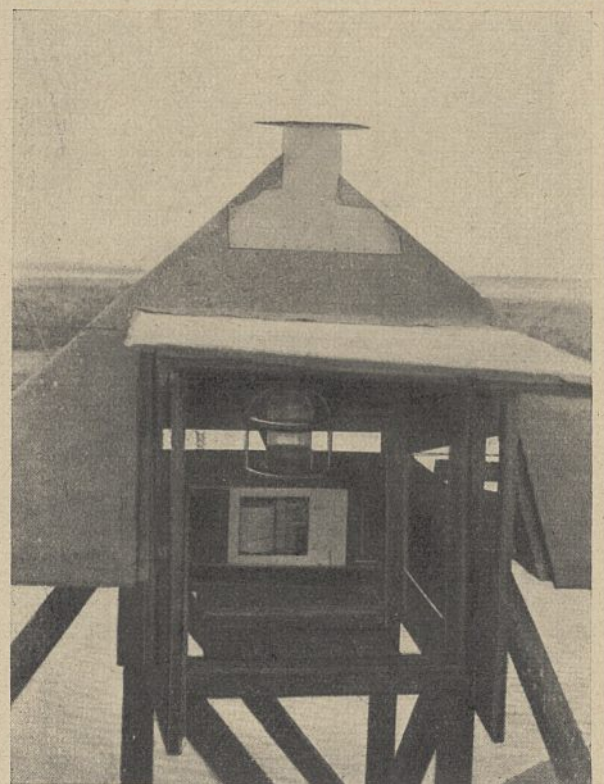


Abb. 6. Selbstzeichnende Verdunstungswage.

Bei dem selbstzeichnenden Pegel (Abb. 4) liegt in einem eisernen Filterrohr von 125 mm lichter Weite der Schwimmer, dessen Bewegungen durch einen Messingdraht auf eine geriefelte Walze übertragen werden. Ein genau ausgewogenes Gegengewicht sorgt für ständige, gleichmäßige Spannung des Drahtes. Die verlängerte Achse der Walze trägt ein kleines Zahnrad, das mittels einer Zahnstange die Schwimmerbewegung auf einen mit einem Schreibstift versehenen Hebel überträgt, welcher letzterer sie auf einen Papierstreifen mit Millimeter-Teilung auf einer durch ein Uhrwerk drehbaren Trommel aufzeichnet. Der Apparat ist von einem Blechgehäuse umgeben, das auf einem hölzernen Pegelsteg auf der Nordseite am Rande des Beckens aufgestellt ist, so daß ein Absinken des Wasserspiegels bis 0,5 m unter Normal gemessen werden kann. Außerdem ist in der Mitte des Beckens auf der Sohle ein Lattenpegel aufgestellt, der zum ersten Einstellen und zur Kontrolle des selbstzeichnenden Pegels sowie zum Beobachten des Wasserstandes beim Füllen und Entleeren des Beckens dient.

Der selbstzeichnende Regenmesser (System Hellmann-Fueß, Abb. 5), verzeichnet die jeweilig gefallene Regenmenge, indem das Regenwasser aus dem Auffanggefäß durch ein Rohr in ein zweites Gefäß fließt und hier einen Schwimmer zum Aufsteigen bringt, dessen Bewegungen durch einen senkrechten Stiel mit wagrechtem Schreibfeder-Arm auf eine durch ein Uhrwerk drehbare, mit einem Papierstreifen (Millimeter-Teilung) belegte Trommel übertragen werden. Aus dem Schwimmergefäß wird das aufgefangene Regenwasser selbsttätig durch ein seitlich angebrachtes Glasrohr in eine darunter stehende Blechkanne rasch abgehert, sobald das Gefäß bis zu einer gewissen Höhe gefüllt ist. Auch dieser Apparat ist von einem Blechgehäuse umgeben. Er ist nach Rücksprache mit der hiesigen Wetterwarte entsprechend den vorherrschenden Winden an der Südwestecke des Versuchsbeckens so aufgestellt, daß der Rand des Auffanggefäßes etwa in Höhe der Oberkante des Randdammes liegt.

Die selbstzeichnende Verdunstungswage (System Kaßner-Fueß, Abb. 6) besteht aus einer Wage (nach Art der Briefwagen), die eine stets bis zum Rand mit Wasser gefüllte Schale trägt, so daß die über den Rand streichende Luft stets die volle Wasserfläche trifft. Zur dauernden Erhaltung auf gleicher Höhe des Wasserspiegels in der Schale dient eine selbsttätige Auffüllvorrichtung, bestehend aus einem Schwimmer und einer auf einer Messingplatte aufgesetzten mit Wasser gefüllten Flasche. Der Schwimmer bewirkt durch Betätigung eines Ventils, daß entsprechend der Spiegelabsenkung in der Schale Wasser aus der Glasflasche nachfließt. Solange der Wasservorrat der Glasflasche reicht, wird also ein gleichbleibender Wasserspiegel in der Schale gehalten. Durch Hebelübertragung wird das Gewicht der Schale nebst Glasflasche und Wasservorrat auf eine durch ein Uhrwerk drehbare Trommel (mit Millimeter-Papier belegt) verzeichnet und zwar so, daß die Verdunstung unmittelbar in Millimeter Wasserhöhe abgelesen werden kann. Die Verdunstungswage ist in der Nordost-Ecke des Versuchsbeckens etwa in gleicher Höhe wie der Regenmesser aufgestellt.

Während die Aufstellung des Pegels und des Regenmessers in einem Blechgehäuse sich ohne weiteres ergab, erforderte die Frage der richtigen und genügend geschützten Aufstellung beim Verdunstungsmesser vielfache Erwägungen, die dazu führten, im Einvernehmen mit der hiesigen Wetterwarte eine seitlich offene Hütte mit dichtem Dach zu wählen (Abb. 6). Der Grundriß von 1 qm ist so groß, daß ein Wärmestau möglichst vermieden wird. Das weit überstehende Zelt Dach liegt mit seiner Unterkante in Höhe des Randes der Wasserschale des Verdunstungsmessers. Von dieser Höhe abwärts ist die Hütte außen mit Brettern dicht verkleidet. Der Boden der Hütte ist nur so weit mit Brettern abgedeckt, wie es ein sicheres Aufstellen des Verdunstungsmessers erfordert. Auf diese Weise ist für gute Luftzirkulation gesorgt, der Wind kann eben über die Schale hinwegstreichen, ohne jedoch das Wasser über den Rand treten zu lassen. Die Holzteile der Hütte sind genügend weit von dem Apparat entfernt, so daß infolge Sonnenbestrahlung keine übermäßig starke Hitze auch bei völliger Windstille eintreten kann. Andererseits wird in gewissem Umfang durch die Erwärmung der Holzteile die durch das dichte Dach ferngehaltene Sonnenbestrahlung ausgeglichen. Wichtig ist endlich, daß alle offenen Seiten- und Bodenflächen mit einem engmaschigen Drahtgeflecht versehen sind, damit kleinere Vögel ferngehalten werden, die sonst gern die Wasserschale zum Baden und dergleichen benutzen. In der Spitze des Daches wurde nachträglich noch ein Abzugsrohr mit Blechhaube angebracht, damit die sich unter dem Dach bildende wassergesättigte Luft abziehen kann.

Bei allen drei selbstzeichnenden Apparaten ist die Registriertrommel mit dem Uhrwerk und dem Papierstreifen so eingerichtet, daß eine Woche lang selbsttätig aufgezeichnet wird. Es ist auf dem Papierstreifen ein Zeitüberschuß von einigen Stunden vorgesehen, um dem Beobachter etwas Spielraum bei der Auswechslung der Papierstreifen zu lassen. Hierbei werden auch die Uhren aufgezogen, das untere Blechgefäß beim Regenmesser entleert sowie die Glasflasche bei der Verdunstungswage gefüllt. Auf sorgfältiges Auswechseln der Papierstreifen und genaues Einstellen der Schreibstifte ist besonders zu achten.

Als im Frühjahr 1925 die Frostperiode mit Sicherheit als beendet angesehen werden konnte, wurden am 21. April die selbstzeichnenden Apparate aufgestellt bei einem Wasserstand von 4,01 m über der normalen Sohle in der Mitte des Versuchsbeckens und seitdem allwöchentlich bedient. Die Beobachtungen des Sommers 1925 vom 21. April bis 31. Oktober sind in Abb. 7 zusammengestellt. Daraus ist zunächst ersichtlich, daß die Aufstellung der Apparate noch rechtzeitig genug erfolgte, als eine größere Verdunstung und Spiegelabsenkung eintrat, während wochenlang vorher der Wasserstand nur wenig um + 4,00 m schwankte. Die täglichen Pegelaufzeichnungen sind als Wasserstand aufgetragen. Die Regenkurve ist von der Wagerechten nach oben angetragen und davon ist die Verdunstung des betreffenden Tages nach unten abgetragen worden. Die so erhaltene Kurve muß theoretisch mit der Pegelkurve übereinstimmen, wenn kein Wasser durch die Tondichtung verlorengegangen ist oder wenn nicht irgendwelche Fehlerquellen vorhanden sind. Am 26. August war der Wasserstand im Becken auf + 3,61 m abgefallen, er wurde dann bis zum 2. September auf + 3,96 m aufgefüllt, um wieder annähernd normale Belastungsverhältnisse für die Tondichtung zu schaffen. Am 31. Oktober war der Wasserstand + 3,94 m.

Als Ergebnis dieser ersten Beobachtungsperiode ist festzustellen, daß die Pegelkurve mit der aus den Niederschlägen und Verdunstungen errechneten Kurve sich zu Anfang der Periode mehrfach schneidet, daß beide Kurven vom 28. April bis 7. Mai und ferner am 16. Mai zusammenfallen sowie vom 30. Mai bis 16. Juni nahezu übereinstimmen, während in den Zwischenzeiten die errechnete Kurve bald über, bald unter der beobachteten Pegelkurve liegt. Vom 17. Juni bis 26. August liegt die aus den beobachteten Niederschlägen und Verdunstungen errechnete Kurve stets über der Pegelkurve, während sie nach dem 2. September bis zum Schluß der Beobachtungsperiode durchweg darunter bleibt. Ohne Vorhandensein irgendwelcher Fehlerquellen würde daraus zu schließen sein, daß bis zum 16. Juni die Tondichtung vollständig dicht gewesen wäre, daß sie bis zum 26. August etwas Wasser durchgelassen hätte, während vom 2. September bis 31. Oktober ein nicht ohne weiteres erklärliches Auffüllen stattgefunden hätte. Am 26. August ergibt sich aus dem Unterschied der Kurven ein Wasserverlust von 6,5 cm, am 31. Oktober ein Wassergewinn von 4 cm. Diese Unterschiede sind unter Berücksichtigung der Zeitdauer so gering, daß jedenfalls keine nennenswerte Undichtigkeit der Tondichtung in Frage kommen kann. Man könnte sogar geneigt sein, lediglich mit Rücksicht auf die in der ganzen ersten Beobachtungsperiode noch nicht vollständig beseitigten Mängel an den selbstzeichnenden Apparaten eine recht gute Uebereinstimmung der beiden Kurven anzunehmen, wenn nicht doch, wie später gezeigt werden wird, der ganzen Versuchsanordnung noch Fehlerquellen anhaften, die das Ergebnis in stärkerem Maße beeinflussen können. Zunächst darf man daher wohl nur auf ein mehr oder weniger günstiges Zufallsergebnis schließen.

Was die Mängel an den selbstzeichnenden Apparaten betrifft, so war bei dem Pegel, abgesehen von fast regelmäßigen täglichen

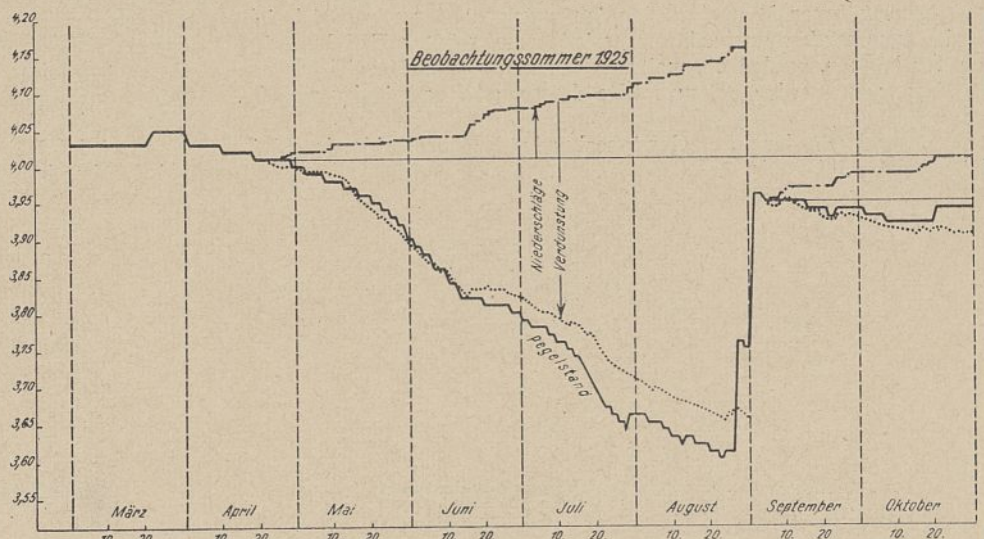


Abb. 7. Darstellung der Pegelstände, Niederschläge und Verdunstungen.

Schwankungen, die vermutlich auf Wärmeänderungen des Kupferdrahtes zurückzuführen sind, ein zuverlässiges Arbeiten festzustellen, was auch durch die Kontrolle mit dem Lattenpegel erhärtet wurde. Bei dem Regenschirm blieb die Uhr in den ersten sieben Wochen 1 bis 1½ Stunden wöchentlich zurück. Vom 17. Juni ab war das Uhrwerk genau reguliert und lief seitdem einwandfrei. Durch eine kleine Undichtigkeit des Heberanschlußrohres war in den ersten Wochen eine geringe Wassermenge nicht aufgezeichnet worden. Nach Feststellung des Schadens konnte er leicht durch Verkitten des Rohres beseitigt werden. Die gesamte aufgezeichnete Regenmenge beträgt nach Abb. 7 in den sechs Sommermonaten vom 1. Mai bis 31. Oktober rd. 200 mm. Ein in dem in der Nähe gelegenen Dorf Elbeu von einem Beobachter bedienter Regenschirm ergab in derselben Zeit eine Niederschlagshöhe von 220 mm.

Am störendsten machten sich die Mängel beim Verdunstungsmesser bemerkbar. Das Uhrwerk war während der ganzen Beobachtungszeit überhaupt nicht richtig zu regulieren. Die Fehler im Gang betragen bis zu 13 Stunden wöchentlich. Gelegentlich blieb das Uhrwerk nach einigen Tagen stehen, so daß dann nur die Gesamtverdunstung der betreffenden Woche aufgezeichnet wurde. Alle Reparaturen halfen nichts. Es wurde daher am Ende der Beobachtungsperiode von der Firma eine Ersatzuhr geliefert, die während der letzten zwei Wochen ohne Anstände ging. Ferner ließ die Dichtigkeit der Wasserflasche zeitweise zu wünschen übrig. Der Kitt, der die Fuge zwischen Glasflasche und Rand des Metallbodens abdichten soll, wurde weich und ließ das Wasser tropfenweise über den Rand laufen, wodurch mehr Wasser verdunstete, als der Wasserfläche der Schale entsprach. Trotz mehrerer vergeblicher Versuche ist eine dauernd zuverlässige Abdichtung nicht erreicht worden. Wenn zeitweise die Flasche wochenlang dicht geblieben war, erfolgte immer einmal wieder ein Auslaufen. Nach Schluß der Beobachtungsperiode wurde deshalb die Flasche zur gründlichen Abdichtung an die Lieferfirma eingesandt. Auch das Fehlen der vorher erwähnten Blechhaube auf dem Dach der Schutzhütte hat offenbar in den ersten Wochen die Zuverlässigkeit des Verdunstungsmessers beeinträchtigt. Die ersten Aufzeichnungen ließen nämlich erkennen, daß eine Verdunstung nicht mehr vorhanden gewesen sein sollte zu einer Tageszeit, wo offenbar die Verdunstung noch nicht abgeschlossen war. Es wurde vermutet, daß diese Erscheinung darauf zurückzuführen sei, daß die unter dem geschlossenen Dach bei Windstille angesammelte gesättigte Luft zeitweise die Verdunstung in der Schale vollständig unterbrochen hatte. Nach Anbringung der Blechhaube am 22. Juni wurden derartige Beobachtungen über unerklärliche Unterbrechungen der Verdunstung nicht mehr gemacht. Endlich hatten auch die Schwankungen des Apparates in Verbindung mit der Schutzhütte bei stärkeren Winden einen störenden Einfluß, indem der Schreibstift senkrecht hin und her pendelte und dadurch die Aufzeichnungen teilweise unleserlich machte. Diese Schwankungen, die entweder durch Bewegungen der ganzen Schutzhütte bei stärkeren Winden oder durch Aufwirbeln der Wasserfläche in der Schale infolge des trotz der getroffenen Vorsichtsmaßregeln darüber hinstreichenden Windes entstehen können, werden kaum vollständig beseitigt werden können. So lange kein Ueberschwappen von Wasser aus der Schale stattfindet, sind die Schwankungen auf die aufgezeichnete Verdunstung einflußlos. Die gesamte aufgezeichnete Verdunstungshöhe in den sechs Sommermonaten von rd. 590 mm (vergl. Abb. 7) liegt etwa in der Mitte zwischen den beiden Werten, die bei den Verdunstungsmessungen der Preussischen Landesanstalt für Gewässerkunde auf und an dem Grimnitzsee und am Werbellinsee in den Jahren 1910 und 1911³⁾ in einem auf dem See schwimmenden Floßgefäß mit 708 mm und mit einer Wildschen Verdunstungsschale in einer englischen Hütte am Ufer mit 389 mm ermittelt wurden.

Die erwähnten Mängel an den Apparaten werden voraussichtlich in der kommenden Beobachtungsperiode zum größten Teil beseitigt werden können, so daß die weiteren Aufzeichnungen hinreichend zuverlässig sein werden. Dann müßte die Pegelkurve mit der errechneten

neten Kurve der Niederschläge und Verdunstungen fortlaufend übereinstimmen, wenn genau die gleiche Auffang- und Verdunstungsfläche im Versuchsbecken vorhanden wäre. Das ist aber nicht der Fall. Bei 4 m Wassertiefe ist die freie Wasserfläche des Versuchsbeckens $(2 \cdot 8,62)^2 = 297,2$ qm, während die Tondichtung eine Fläche in der Wagerechten von $(2 \cdot 12,86)^2 = 661,5$ qm darstellt. Es ist nun keinesfalls anzunehmen, daß jeder Regen, der innerhalb der rd. 661 qm großen Tonschale fällt zu einer Erhöhung des Wasserstandes im Versuchsbecken beiträgt. Es wird vielmehr der Fall so liegen, daß alle Regen, die infolge der 1 m starken Sandabdeckung die Tondichtung nicht erreichen (heftige Regen von kurzer Dauer und schwächere auch von längerer Dauer), sondern in den Hohlräumen festgehalten werden und unmittelbar darauf wieder verdunsten, für den Wasserstand im Versuchsbecken ohne Einfluß sind, während alle größeren Regen, die durch die Sanddecke auf der Tonschale abfließen, zu einer Erhöhung des Wasserstandes beitragen. Was von diesen Niederschlägen dem Wasserinhalt des Beckens zugute kommt, läßt sich auch nicht annähernd sagen, da neben der Stärke und der Dauer der Regen der jedesmal vorhandene Wind, die Luftfeuchtigkeit sowie der Zustand der Sandschicht auf der Tondichtung (ob naß oder trocken) eine Rolle spielen. Endlich kann gelegentlich auch ein teilweiser oberflächlicher Abfluß der Niederschläge in Betracht kommen.

Wird hierdurch die tatsächliche Größe der jeweiligen Auffangfläche sehr unsicher zu bestimmen sein, so ist es mit der Verdunstungsfläche ähnlich. In der Nähe des Wasserrandes wird auf eine gewisse Strecke der Böschung das Wasser in der Sanddecke kapillar emporgezogen. Der auf diese Weise stets feucht gehaltene Rand ist etwa 40 bis 60 cm breit, was sich in üppigem Graswuchs zeigt, während der obere trockene Teil der Böschung keinen Graswuchs aufkommen läßt. Hierdurch wird ohne Zweifel die Verdunstungsfläche vergrößert, indem namentlich bei frischen Winden die Oberfläche austrocknet und durch Kapillarität neues Wasser nachgezogen wird. Um wieviel die Verdunstungsfläche durch diese Erscheinung vergrößert wird, läßt sich allgemein nicht angeben. Auch hier wirken immer wieder verschiedenartige atmosphärische Verhältnisse zusammen. Bei dem erheblichen Unterschied zwischen Wasserfläche und möglicher Auffang- sowie Verdunstungsfläche (die Auffangfläche kann unter Umständen mehr als das Doppelte der freien Wasserfläche sein) ist es erklärlich, daß die auf die freie Wasserfläche des Versuchsbeckens bezogenen Beobachtungsergebnisse (Abb. 7) erheblich von der Wirklichkeit abweichen können. Dazu kommt ferner, daß bei fallendem Wasserspiegel im Becken (in der ersten Beobachtungsperiode fiel der Wasserspiegel um fast 40 cm) die über dem Wasserspiegel nahe dem Rand liegende Verdunstungsfläche an der 1 : 2 geneigten Böschung immer kleiner wird, während die bis zum Rand der Tondichtung gerechnete Auffangfläche stets gleich groß bleibt. Es wird sich für die Zukunft daher empfehlen, den Wasserspiegelinhalt häufiger wieder aufzufüllen.

Die Aufzeichnungen der Pegelstände in Verbindung mit den beobachteten Niederschlägen und Verdunstungen (Abb. 7) zeigt allerdings durch die recht gute Uebereinstimmung, daß im ersten Beobachtungssommer die erwähnten Unstimmigkeiten in der Größe der jeweiligen Auffang- und Verdunstungsfläche sich in ihrer Wirkung im Laufe des Sommers nahezu ausgeglichen haben. Unter anderen atmosphärischen Verhältnissen wird hierdurch aber das Ergebnis auch in ganz anderem Sinne beeinflusst werden können. Eine zuverlässige Beobachtung kann nur erwartet werden, wenn es gelingt, die Auffang- und die Verdunstungsfläche dauernd gleich groß zu erhalten. Es soll daher versucht werden, durch eine Abdeckung der Randdämme bis zum Wasserspiegel und Ableitung der auf die Abdeckung fallenden Niederschläge die für die Beobachtung in Frage kommende Fläche sowohl für die Verdunstung als auch für die Niederschläge stets annähernd konstant zu erhalten.

Wenn somit der erste Beobachtungssommer lediglich zur Schaffung zuverlässiger Beobachtungsgrundlagen gedient hat, so ist zu erwarten, daß der nächste Sommer brauchbare Versuchsergebnisse liefern wird. Nach Abschluß der kommenden Beobachtungsperiode wird darüber berichtet werden.

³⁾ Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands 1921, Mitteilungen Bd. 3 Nr. 3.

Die Flutwelle in Flußmündungen und Meeresbuchten.

Eine rechnerische Behandlung ihrer Geschwindigkeit, ihrer Strömungen und ihres Arbeitsvermögens.

Von Dr.-Ing. H. Krey in Berlin.

(Alle Rechte vorbehalten).

Die Vorausbestimmung des Erfolges künstlicher Eingriffe in die natürlichen Flutgerinne ist außerordentlich schwierig, weil jede Aenderung des Gerinnes gleichzeitig alle Einzelheiten der Flutbewegung ändert. Man war bisher auf rohe Schätzungen der Aenderungen der Fluthöhen angewiesen, aus denen man sich dann die neuen Fortschrittsgeschwindigkeiten der Flutwelle und die dadurch veränderten Wassergeschwindigkeiten näherungsweise errechnete. Die dabei verwendeten Formeln stimmten aber nachweislich in ihren Ergebnissen nicht mit der Wirklichkeit überein und konnten damit nicht übereinstimmen, weil die Grundlagen der Rechnung andere waren, als sie in der Wirklichkeit vorhanden sind. Außerdem muß man bedenken, daß es sich bei den natürlichen Flutwellen, auch abgesehen von den Winderhebungen und deren Reflexen, nicht um eine einfache Welle handelt, sondern um die Ueberlagerung verschiedener Wellen. Im folgenden ist nun versucht, die Rechnung dadurch auf sicherere Grundlagen zu stellen, daß bei der Ermittlung der Flutwellengeschwindigkeiten nicht nur die jeweilige mittlere Wassertiefe und Wassergeschwindigkeit berücksichtigt ist, sondern auch die verhältnismäßige Abnahme (oder Zunahme) der Wassergeschwindigkeiten, der Bettquerschnitte und der Wasserstände nach der Längeneinheit und zwar für alle einander entsprechenden Punkte der Flutkurven; außerdem ist der Einfluß der Betreibung auf die Wellengeschwindigkeit in die Rechnung eingeführt. Damit dürften alle wichtigen Einflüsse auf die Flutwellengeschwindigkeit berücksichtigt sein, mit Ausnahme der Wirkung der Ueberlagerung der verschiedenen Wellen, welche sich schwer einwandfrei ermitteln läßt¹⁾.

Sodann ist ein Verfahren angegeben, die mittleren Wassergeschwindigkeiten für jeden Zeitpunkt der Flut und für jeden Querschnitt unmittelbar aus der gemessenen Flutkurve des betreffenden Ortes und den durch die Pegelbeobachtungen festgestellten (oder durch Rechnung ermittelten) Fortschrittsgeschwindigkeiten zu bestimmen und zwar unter Anwendung des Satzes der Massenbeschleunigung. Die bisherige Art der Bestimmung der Wassergeschwindigkeit in einem am Anfang der untersuchten Strecke angenommenen Endquerschnitt mit Hilfe der Formeln für den Dauerzustand des Abflusses ist nicht einwandfrei. Die Berechnung der in den einzelnen Flußstrecken während der verschiedenen Zeitabschnitte der Tide aufgeschichteten Wassermengen wird als Kontrolle beibehalten.

Schließlich ist es gelungen, durch Berechnung des an jeder Stelle in der Flutwelle vorhandenen gesamten Arbeitsvorrates und der an den betreffenden Stellen nach jeder Seite übertragenen Arbeit (flußaufwärts und flußabwärts) die gesamte beobachtete Flutwelle jedenfalls der Größe nach in ihre beiden Teilwellen, die flußaufwärts laufende Hauptwelle und die durch Reflektion entstehende Gegenwelle zu zerlegen. Darin dürfte ein weiteres Hilfsmittel für die

¹⁾ Gleichzeitig sei auf meine früheren Arbeiten über die Tidebewegung und ähnliche Bewegungsvorgänge verwiesen, in denen ich schon zum Teil den Einfluß der Betreibung auf die Verringerung der Wellenhöhe und die Wirkung des Wellen-Reflexes behandelt habe, insbesondere auf folgende Arbeiten:

Der Verlauf von Tide- und Sturmflutwellen in Meeresarmen und die Wirkung eines Abschlusses, mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse hinter Sylt, Zentralblatt der Bauverwaltung 1921, S. 91.

Die Wirkung der Schleusen auf den Wasserstand und die Wasserbewegung in den Haltungen. Zeitschrift des deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes 1921, S. 77 usw.

Einfluß von künstlichen Querschnittseinengungen auf die Sturmfluthöhe im Tidegebiete. Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, S. 402.

Berechnung der Flutwellen und die Schätzung der Aenderungen in-
folge künstlicher Eingriffe liegen.

Ich hoffe mit dieser Arbeit, die ich vorläufig veröffentliche, da mir die Zeit zur weiteren eingehenderen Behandlung des Gegenstandes fehlt, die Kenntnis der inneren Vorgänge der Flutbewegung und die Möglichkeit ihrer Berechnung um ein Weniges vorwärts zu bringen.

I. Die Wellengeschwindigkeit der Flutbewegung.

A) Bei Vernachlässigung der Reibung.

a) Welle bewege sich ohne wesentliche Formänderung wagrecht im unveränderlichen wagerechten Querschnitte.

In Abbildung 1 wandere die Wellenoberfläche in der Zeiteinheit (= 1 Sekunde) aus der Lage SS in die Lage $S'S'$. Die Wasserbewegung v sei der Wellenbewegung c gleichgerichtet, d. h. es herrschen Flut und Flutstrom; der wassergefüllte Querschnitt sei F ; die Wasserspiegelbreite sei b .

Bei der Wellenbewegung gelange der Wellenpunkt A_0 wagrecht fortschreitend in der Zeiteinheit in die neue Lage B_1 . Es bestehen dann nach Ablauf der Zeiteinheit in BB_1 die gleichen Verhältnisse (Wassergeschwindigkeit v und Wasserquerschnitt F) wie vorher in AA_0 . Die Wasserteilchen gelangen aber nicht von A_0 nach B_1 , sondern es bewegt sich A_0 mit der Geschwindigkeit v nach D_1 und B_0 mit der Geschwindigkeit v_1 nach B_1 .

In der Abbildung ist daher

$$AB = c \cdot \Delta t$$

$$AD = v \cdot \Delta t$$

$$BE = v_1 \cdot \Delta t = v \cdot \Delta t - \Delta v \cdot \Delta t = \text{rd. } v \cdot \Delta t$$

$$DE = c_1 \cdot \Delta t = c \cdot \Delta t + (v - v_1) \cdot \Delta t = \text{rd. } c \cdot \Delta t.$$

(Vernachlässigung kleiner Größen zweiten Grades.)

$$F = F_1 + b \cdot \Delta h.$$

In den Raum AA_0B_0B fließt in der Zeiteinheit durch die Fläche $AA_0 = F$ die Wassermasse $v \cdot F$, während auf der anderen Seite in der gleichen Zeit eine Wassermenge

$$F_1 \cdot v_1 = (F - b \cdot \Delta h) \cdot (v - \Delta v)$$

abfließt. Es vermehrt sich also die Wassermenge (bei Fortlassung der kleinen Größen zweiter Ordnung) um $F \cdot \Delta v + v \cdot b \cdot \Delta h$. Bei gleich bleibender Dichte muß dies gleich der Inhaltsvergrößerung

$$= c_1 \cdot b \cdot \Delta h = \text{rd. } c \cdot b \cdot \Delta h$$

sein oder es ist

$$F \cdot \Delta v = (c - v) \cdot b \cdot \Delta h. \quad (1)$$

Würden die Wasserteilchen von A_0 in der Zeiteinheit nach B_1 gelangt sein, dann würde die Geschwindigkeitszunahme der Wasserteilchen gleich 0 sein. Würden andererseits die Wasserteilchen von A_0 nach A_1 und von B_0 nach B_1 gelangt sein, dann würden sie infolge der Wellenbewegung in der Zeiteinheit die Beschleunigung Δv erfahren haben. Nun sind aber die Wasserteilchen von AA_0 nach DD_1 und von BB_0 nach EE_1 gelangt und sie haben daher die Beschleunigung $\frac{c-v}{c} \cdot \Delta v$ erfahren. Die Beschleunigung der ganzen Wassermasse AA_0B_0B bei der Bewegung in die neue Lage DD_1E_1E beträgt daher gleichfalls $\frac{c-v}{c} \cdot \Delta v$.

Die Beschleunigung der Wassermasse können wir uns nun auch aus dem Satz der Bewegungsgrößen (Impulssatz)

Kraft \times Zeit = Masse \times Geschwindigkeitszuwachs

errechnen. Der auf die Wassermasse wirkende linke Ueberdruck

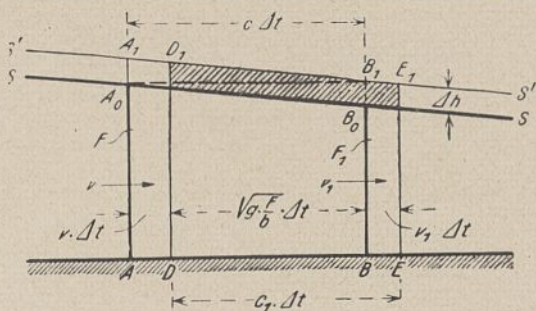


Abb. 1. Flut mit Flutstrom.

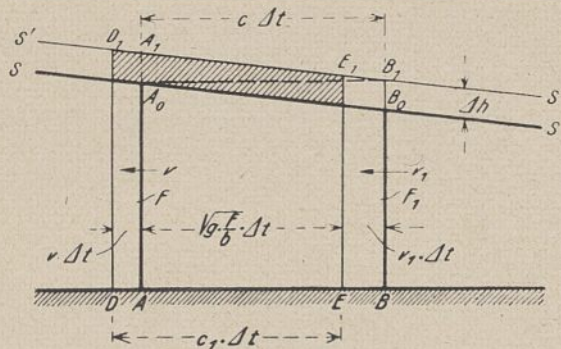


Abb. 2. Flut mit Ebbstrom.

beträgt $\gamma \cdot \Delta h \cdot F \left(+ \frac{\gamma \cdot b \cdot \Delta h^2}{2} \text{ vernachlässigt} \right)$, die Wassermasse $= \frac{\gamma}{g} \cdot c \cdot \Delta t \cdot F \left(- \frac{\Delta F}{2} \text{ (vernachlässigt)} \right)$. Es ist also

$$\gamma \cdot \Delta h \cdot F \cdot \Delta t = \frac{\gamma}{g} \cdot c \cdot \Delta t \cdot F \cdot \Delta v \cdot \frac{c-v}{c} \quad (2)$$

mit Gleichung 1) zusammen ergibt sich die Wellengeschwindigkeit

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F}{b}} + v \quad (3)$$

In den ersten Stunden nach Niedrigwasser kommt es vor, daß, während die Flut schon eingesetzt hat und das Wasser steigt, noch Ebbstrom läuft. Dieser Zustand ist in Abbildung 2 dargestellt. v_1 ist dann um Δv größer als v , und es findet eine Vermehrung des Wasserinhaltes zwischen F und F_1 um $F \cdot \Delta v - v \cdot b \cdot \Delta h$ in der Zeiteinheit statt. Außerdem liegt D_1 links von A_0 , und die Verzögerung der Wasserteilchen in A_0 und B_0 (und damit der ganzen Wassermasse des Raumes AA_0B_0B) beträgt daher $\frac{c+v}{c} \Delta v$, und damit geht Gleichung 3) über in die Form

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F}{b}} - v.$$

In Abbildung 3 ist der Vorgang bei Ebbe und gleichzeitig herrschendem Ebbstrom dargestellt. Bei Ebbe kehrt sich natürlich nicht die Bewegungsrichtung der Wellenfortpflanzung um; nur senkt sich die Wasseroberfläche aus der Lage SS in die neue Lage $S'S'$ um Δh und dabei wandert der Wellenpunkt, an dem die gleichen Verhältnisse (Wasserquerschnitt und Wassergeschwindigkeit) bestehen, von A_0 nach B_1 . Weiter ist v_1 um Δv kleiner als v , und es findet Beschleunigung der Wassermasse AA_0B_0B um $\frac{c+v}{c} \cdot \Delta v$ sowie eine Abnahme des Inhaltes in der Zeiteinheit um $F \cdot \Delta v - v \cdot b \cdot \Delta h$ statt. Die Gleichung 3) nimmt ebenfalls die Form an:

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F}{b}} - v.$$

Schließlich stellt Abbildung 4 den Zustand der Flutbewegung kurz nach Hochwasser dar, wenn schon Ebbe eingetreten ist, aber noch Flutstrom läuft. v_1 ist um Δv größer als v . Der Wellenpunkt A_0 gelangt in der Zeit Δt nach B_1 ; das Wasserteilchen gelangt in der gleichen Zeit von A_0 nach D_1 und es findet eine Verzögerung statt um $\frac{c-v}{c} \cdot \Delta v$. Die Gleichung 3) behält daher dieselbe Form.

Führt man nun die Wassergeschwindigkeit v positiv oder negativ ein, je nachdem ihre Richtung der Richtung der Wellenfortpflanzung gleich oder entgegengesetzt ist, also für den Flutstrom (+) und für den Ebbstrom (-), dann gilt die Gleichung 3)

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F}{b}} + v$$

allgemein für alle vier Fälle.

Wie die Form der Gleichung 3) zeigt, ist die Fortpflanzungsgeschwindigkeit c der Flutwelle nicht für alle Punkte der Welle gleich groß. Es muß daher eine Umformung der Welle bei ihrer Fortbewegung stattfinden und die an verschiedenen Stellen aufgenommenen Flutkurven können nicht gleich sein. Der erste Teil des Wertes $= \sqrt{g \cdot \frac{F}{b}}$ bedingt im allgemeinen ein Voreilen des Hochwassers und der höheren Wasserstände gegenüber den niedrigen Wasserständen und damit eine Verkürzung der Flutdauer und eine Verlängerung der Ebbdauer. Der zweite Teil $\pm v$ beschleunigt die Welle mit dem Flutstrom und verzögert sie mit dem Ebbstrom. Da nun der Flutstrom mehr mit den höheren Wasserständen, der Ebbstrom dagegen mehr mit den niedrigen Wasserständen zusammenfällt²⁾, so verstärken sich beide Einflüsse (der Einfluß der

²⁾ Bei Cuxhaven läuft etwa 1½ Stunden nach NW bis etwa 1½ Stunden nach HW Flutstrom und der Ebbstrom etwa 1½ Stunden nach HW bis etwa 1½ Stunden nach NW.

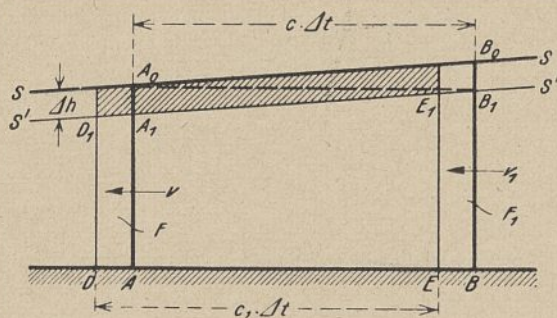


Abb. 3. Ebbe mit Ebbstrom.

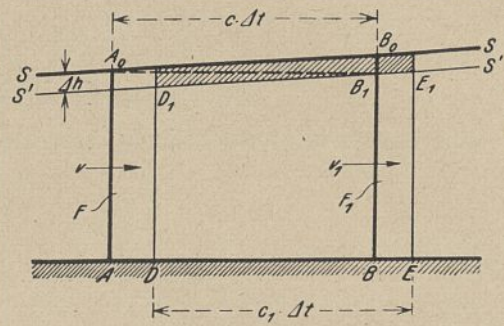


Abb. 4. Ebbe mit Flutstrom.

Wassertiefe $\frac{F}{b}$ und der Einfluß der Wassergeschwindigkeit). Tatsächlich wird auch ein solches Zurückbleiben des Niedrigwassers gegenüber dem Hochwasser beobachtet. Beispielsweise betrug in Brunsbüttel an der Elbe die Flutdauer einiger Tiden etwa 5 Stunden 11 Minuten, die Ebbdauer etwa 7 Stunden 3 Minuten; in Altona, 70 km oberhalb Brunsbüttel betrug für dieselben Tiden die Flutdauer nur etwa 4 Stunden 52 Minuten, die Ebbdauer dagegen etwa 7 Stunden 22 Minuten.

Allerdings ist die Ungleichmäßigkeit der Fortpflanzung des Niedrigwassers und des Hochwassers lange nicht so groß, wie man nach der Gleichung 3) erwarten müßte; das ist auf andere Einflüsse zurückzuführen, welche weiter unten behandelt werden.

b) Einfluß der Hebung oder Senkung der Flutwelle.

Die Flutwelle bewege sich gleichmäßig mit der Neigung $J_{(fa)}$ (steigend oder) fallend im gleichlaufend (steigenden oder) fallenden Bette vorwärts (s. Abb. 5). Die Bezeichnungen sind genau wie in Abschnitt a).

In dem dargestellten Falle ist wieder

$$F = E_1 + b \cdot \Delta h$$

$$F_1 \cdot v_1 = (F - b \cdot \Delta h) \cdot (v - \Delta v) \text{ und daraus}$$

$$F \cdot \Delta v = (c - v) \cdot b \cdot \Delta h.$$

Ebenfalls ist die Beschleunigung der Wasserteilchen bei der Bewegung von A_0 bis D_1 bzw. von B_0 bis $E_1 = \frac{c-v}{c} \cdot \Delta v$.

Es ändert sich aber die Wellengeschwindigkeit, da der einseitige Ueberdruck ein anderer wird. Er beträgt im vorliegenden Falle, wenn die Neigung, mit dem das Flutgerinne (steigt oder) fällt, $= J_{(fa)}$ ist:

$$\text{Kraft} = \gamma \cdot F \cdot (\Delta h \mp c \cdot \Delta t \cdot J_{(fa)}) \quad (4)$$

- wenn die Flutwelle steigt,
+ wenn die Flutwelle fällt.

Die beschleunigte Wassermasse AA_0B_0B hat wieder die Masse $\frac{\gamma}{g} \cdot c \cdot \Delta t \cdot F$ und der Satz der Bewegungsgrößen lautet hierfür

$$\gamma \cdot F \cdot (\Delta h \mp c \cdot \Delta t \cdot J_{(fa)}) \cdot \Delta t = \frac{\gamma}{g} \cdot c \cdot \Delta t \cdot F \cdot \Delta v \cdot \frac{c-v}{c} \quad (5)$$

oder ($F \cdot \Delta v = (c-v) \cdot b \cdot \Delta h$ eingesetzt)

$$\gamma \cdot F (\Delta h \mp c \cdot \Delta t \cdot J_{(fa)}) = \frac{\gamma}{g} \cdot b \cdot \Delta h \cdot (c-v)^2$$

und daraus unvollständig entwickelt

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F}{b} \left(1 \mp \frac{c \cdot \Delta t \cdot J_{(fa)}}{\Delta h} \right)} + v$$

oder

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F}{b} (1 + \varepsilon)} + v \quad (6)$$

(darin $\varepsilon = \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot J_{(fa)}$, wenn $J_{(fa)}$ flußabwärts fallend negativ eingeführt wird).

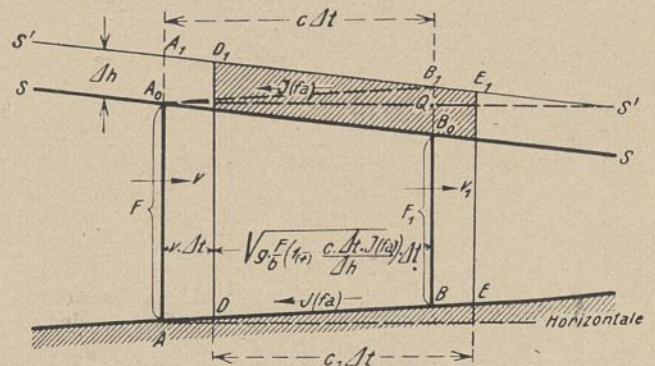


Abb. 5. Einfluß des Flutabfalls.

In der Abb. 5 wird $v \cdot \Delta t$ durch die Strecke AD und

$$(c - v) \cdot \Delta t = \sqrt{g \cdot \frac{F}{b} \left(1 \mp \frac{c \cdot \Delta t \cdot J_{(fa)}}{\Delta h} \right)} \cdot \Delta t$$

durch die Strecke DB dargestellt.

Aus der Darstellung ersieht man, daß die Wellengeschwindigkeit c bei positiver Wassergeschwindigkeit v auch stets positiv sein muß, sie wird erst gleich 0 bei einem negativen $v = -\sqrt{g \cdot \frac{F}{b}}$.

Darunter wird c negativ; der Fall tritt aber im Ebbe- und Flutgebiet nicht ein, da in allen praktisch in Betracht kommenden Fällen v stets erheblich kleiner als $\sqrt{g \cdot \frac{F}{b}}$ ist.

Auch der Einfluß des (Steigens oder) Fallens der Flutwelle in einem (steigenden oder) fallenden Bette auf die Schnelligkeit des Fortschreitens c der Flutwelle ist unmittelbar aus der Abb. 5 zu entnehmen. Die Strecke $B_0 B_1$ ist $= \Delta h$, die Strecke $B_1 Q = c \cdot \Delta t \cdot J_{(fa)}$; das Verhältnis $\frac{B_0 Q}{B_0 B_1}$ ist daher $= \left(1 \mp \frac{c \cdot \Delta t \cdot J_{(fa)}}{\Delta h} \right) = 1 \pm \epsilon$.

Da $\frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t}$ das Wasserspiegelgefälle zu einer bestimmten Zeit an dem untersuchten Orte ist, so können wir den Beiwert ϵ auch schreiben

$$\epsilon = \frac{\text{Flutabfall}}{\text{Wasserspiegelgefälle}} = \frac{J_{(fa)}}{J_{(sp)}} \quad (6a)$$

Die Gleichung 6 (bzw. 6a) gilt auch für die übrigen möglichen Fälle

- Flut + Ebbstrom
- Ebbe + Ebbstrom
- Ebbe + Flutstrom

wenn man v , $\Delta h/\Delta t$ und $J_{(fa)}$ mit ihren entsprechenden Vorzeichen einführt (v wie oben positiv (+) oder negativ (-), je nachdem Flutstrom (stromauf gerichtet) oder Ebbstrom läuft, Δh positiv bei Hebung des Wasserstandes (Flut) und negativ bei Senkung (Ebbe) und $J_{(fa)}$ positiv in Richtung der Flut fallend).

Dieser Einfluß der Höhenänderung einander entsprechender³⁾ Punkte benachbarter Flutkurven ist, wie man sieht, gar nicht unwesentlich.

Da die Höhe der Flutwelle beim Eindringen in die Flüsse im allgemeinen abnimmt, so müssen alle niedrigen Wasserstände flußaufwärts verhältnismäßig stark steigen, während die Hochwasserstände flußaufwärts nur wenig steigen oder sogar fallen. Damit würde also während der Flut eine weitere Verzögerung der niedrigen Wasserstände gegenüber den höheren verbunden sein.

Umgekehrt würde bei der Ebbe die Fortpflanzung der niedrigen Wasserstände durch den Einfluß der Hebung der ganzen Flutwelle gegenüber den höheren Wasserständen beschleunigt, da $\Delta h/\Delta t$ negativ ist. Dadurch wird der verzögernde Einfluß des Ebbstromes zum Teil wieder ausgeglichen.

Von einer vollständigen Auflösung der Gleichung 6 nach c ist abgesehen, da sie in der gewählten Form übersichtlicher bleibt und c leicht und schnell durch schrittweise Annäherung aus der Gleichung zu ermitteln ist.

c) Einfluß der Querschnittsverringerung infolge Ansteigens der Sohle oder infolge Verringerung der Spiegelbreite oder aus beiden Ursachen.

Die Flutwelle bewege sich im übrigen wagrecht vorwärts mit gleichen Wassergeschwindigkeiten v bei gleich hohen Wasserständen (hierzu Abb. 6).

Für diesen Fall ist wieder die Vermehrung des Wasserinhaltes von $A A_0 B_0 B$ in der Zeiteinheit infolge des ungleichen Zu- und Abflusses durch die Flächen F und F_1 gleich Wasseroberfläche mal Spiegelhebung

$$F \cdot v - F_1 \cdot v_1 = c \cdot b \cdot \Delta h$$

weiter ist $v_1 = v - \Delta v$ und

$$F_1 = F - c \cdot \Delta t \cdot \frac{F}{L} - (b - \Delta b) \cdot \Delta h$$

wenn $\frac{F}{L}$ die Querschnittsabnahme für die Längeneinheit bedeutet oder L die Länge angibt, für die der entsprechende Querschnitt bei weiterer gleichmäßiger Abnahme zu 0 werden würde.

³⁾ Als einander entsprechende Punkte benachbarter Flutkurven sind hier und in den folgenden Ausführungen die besonders hervorgehobenen Punkte angesehen. Das sind in erster Linie die höchsten und niedrigsten Wasserstände HW und NW, weiter für jede halbe Tide sowohl für Flut als auch für Ebbe das arithmetische Mittel aus beiden und schließlich weitere beliebige Teilpunkte des Höhenunterschiedes zwischen HW und NW sowohl für Flut als auch für Ebbe. Besonders scharf läßt sich Zeit und Höhe des Mittelwassers angeben, da die Wasserstandsänderungen hier stets sehr stark sind und geringe Formänderungen der Flutwelle daher ohne große Bedeutung sind. Zeitlich weniger genau sind die HW- und NW-Punkte, da hier Formänderungen von größerem Einfluß sind.

Die drei letzten Gleichungen ergeben unter Vernachlässigung der kleinen Größen zweiten Grades

$$F \cdot \Delta v = (c - v) \cdot b \cdot \Delta h - v \cdot c \cdot \Delta t \cdot \frac{1}{L} \cdot F \quad (7)$$

Die Beschleunigung der Wassermasse ergibt sich nach dem Satz der Bewegungsgrößen wie oben Seite 48 aus der Gleichung

$$\gamma \cdot \Delta h \cdot F \cdot \Delta t = \frac{\gamma}{g} \cdot c \cdot \Delta t \cdot F \cdot \Delta v \cdot \frac{c}{c} \quad (\text{vergl. Gleich. 2})$$

und zusammen mit Gleichung 7

$$g \cdot \frac{F}{b} = (c - v)^2 - \frac{c \cdot v \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{1}{L} \cdot \frac{F}{b} \cdot (c - v)$$

$$c = + \sqrt{g \cdot \frac{F}{b} + \frac{a^2}{4} \cdot v^2 + v \cdot \left(1 + \frac{a}{2} \right)}, \quad (8)$$

$$\text{wenn } a = \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{1}{L} \cdot \frac{F}{b} \text{ ist.}$$

Diese Gleichung 8 gilt ebenfalls für die drei anderen möglichen Fälle, wenn man v und Δh mit ihren entsprechenden Vorzeichen einführt, und zwar ist für

- Flut und Ebbstrom Δh und daher a positiv, v negativ
- Ebbe und Ebbstrom Δh und daher a negativ, v negativ
- Ebbe und Flutstrom Δh und daher a negativ, v positiv

In dem Beiwerte a ist $\frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t}$ das Wasserspiegelgefälle an der betreffenden Stelle, während $\frac{F}{b \cdot L}$ das Verjüngungsverhältnis der Wasserquerschnitte (oder den Flächenabfall) entsprechender Fluthöhen darstellt. Beides sind dimensionslose Verhältniszahlen. Wir können zur näheren Erläuterung auch schreiben

$$a = \frac{\text{Flächenabfall}}{\text{Wasserspiegelgefälle}} = \frac{J_{(F)}}{J_{(sp)}} \quad (9)$$

Wie aus Gleichung 8 hervorgeht, verursacht eine allmähliche Querschnittsverjüngung eine Vergrößerung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit c und zwar um so mehr, wenn die Vorzeichen von v und Δh die gleichen sind, d. h. wenn Flut und Flutstrom, oder Ebbe und Ebbstrom zusammentreffen, während bei verschiedenen Vorzeichen von v und Δh , d. h. wenn Ebbstrom mit Flut, oder Flutstrom mit Ebbe zusammentrifft, der Einfluß der Querschnittsverjüngung z. T. wieder aufgehoben wird. Beim Kentern des Stromes, d. h. für $v = 0$, ist der Einfluß der Querschnittsverjüngung auf die Wellengeschwindigkeit der Flut = 0.

In gleicher Weise kann man auch den Einfluß einer Querschnittsvergrößerung ermitteln. Man gelangt dabei zu fast den gleichen Formeln; es ändert nur der Beiwert a sein Vorzeichen, da L negativ wird.

Für die Flutbewegung in den Flüssen hat aber dieser letzte Fall nicht so allgemeine Bedeutung, weil flußaufwärts hauptsächlich eine Querschnittsverjüngung vorhanden ist.

d) Einfluß einer allmählichen Geschwindigkeits-Ab- oder Zunahme gleich hoher Wasserstände flußaufwärts.

Die Flutwelle bewege sich im übrigen wagrecht vorwärts im unveränderlichen Bette (hierzu Abb. 1).

$$\text{Es ist } F_1 = F - b \cdot \Delta h$$

$$v_1 = v \mp \frac{c \cdot \Delta t}{L_1} \cdot v - \Delta v$$

Die Zunahme der Wassermenge zwischen beiden Querschnitten also, bei Vernachlässigung der kleinen Größen zweiten Grades

$$c \cdot b \cdot \Delta h = F \cdot v - F_1 \cdot v_1 = \frac{+}{(-)} \frac{F \cdot c \cdot \Delta t}{L_1} \cdot v + F \cdot \Delta v + v \cdot b \cdot \Delta h$$

und daher

$$F \cdot \Delta v = (c - v) \cdot b \cdot \Delta h \mp F \cdot c \cdot \frac{\Delta t}{L_1} \cdot v.$$

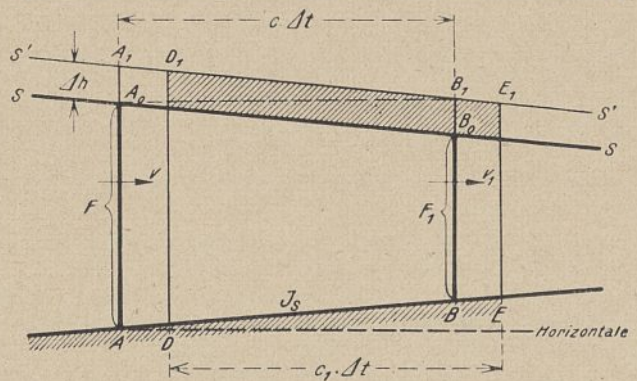


Abb. 6. Einfluß des Querschnittsabfalls.

Durch Einsetzung dieses Wertes in die auch hier ungeändert gültige Gleichung 2) ergibt sich

$$g \cdot \frac{F}{b} = (c - v)^2 \mp \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{F}{b \cdot L_1} \cdot v$$

und

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F}{b} + \frac{\beta^2}{4} \cdot v^2} + \left(1 + \frac{\beta}{2}\right) \cdot v$$

worin

$$\beta = \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{F}{b \cdot L_1} \quad (10)$$

Die Gleichung 10 hat dieselbe Form wie die Gleichung 8, wenn man an Stelle des Verjüngungsverhältnisses des Querschnittes (des Querschnittsabfalles) das Verringerungsverhältnis der Geschwindigkeit (den Geschwindigkeitsabfall) setzt. L_1 ist die Länge, auf der die Geschwindigkeit v bei gleichmäßiger weiterer Abnahme bis auf 0 abnehmen würde. $\frac{F}{b \cdot L_1}$ ist eine Verhältniszahl, welche das Verringerungsverhältnis der Wassergeschwindigkeit (den Geschwindigkeitsabfall) auf die Längeneinheit (1 m Länge) angibt. Wir können daher auch schreiben

$$\beta = \frac{\text{Geschwindigkeitsabfall}}{\text{Wasserspiegelgefälle}} = \frac{J_{(v)}}{J_{(p)}} \quad (10a)$$

β ist (ebenso wie α) für Flut positiv,
 β ist (ebenso wie α) für Ebbe negativ.

Bei Geschwindigkeitszunahme kehren sich die Vorzeichen von β um. Der Einfluß der Geschwindigkeitsänderung verteilt sich genau in der gleichen Weise über die Tide wie der Einfluß der Querschnittsänderung; er hat aber bei der Flutwelle eine geringere Bedeutung als die letztere, da eine allgemeine erhebliche Abnahme der Geschwindigkeiten meist erst am oberen Ende der Flutbewegung eintritt.

e) Zusammenfassung der Fälle a—d.

Es ändern sich Höhenlage, Wasserquerschnitt und Wassergeschwindigkeit entsprechender Punkte der örtlich (flußaufwärts) auf einander folgenden Flutkurven (hierzu Abb. 7).

$$F_1 = F - c \cdot \Delta t \cdot \frac{F}{L} - b \cdot \Delta h$$

vergleiche unter c).

$$v_1 = v - \Delta v - \frac{c \cdot \Delta t}{L_1} \cdot v$$

$$F \cdot v - F_1 \cdot v_1 = F \cdot \Delta v + c \cdot v \cdot \left(\frac{F \cdot \Delta t}{L_1} + \frac{F \cdot \Delta t}{L} \right) + b \cdot \Delta h \cdot v$$

$F \cdot v - F_1 \cdot v_1 =$ der Zunahme der Wassermenge zwischen beiden Querschnitten muß $= c \cdot b \cdot \Delta h$ sein. Daraus ergibt sich

$$F \cdot \Delta v = (c - v) \cdot b \cdot \Delta h - F \cdot \Delta t \cdot \left(\frac{1}{L} + \frac{1}{L_1} \right) \cdot c \cdot v \quad (11)$$

Die beschleunigende Kraft, welche auf die Wassermasse AA_0B_0B wirkt, beträgt wie im Falle b)

$$\gamma \cdot F \cdot (\Delta h - c \cdot \Delta t \cdot J_{(fa)}), \quad \text{vgl. Gleichung 4)}$$

wenn $J_{(fa)}$ das flußaufwärts gerichtete Fallen entsprechender Punkte der Flutwelle bedeutet.

Daraus ergibt sich nach dem Satz der Bewegungsgrößen vgl. Gl. 2 und 5

$$\gamma \cdot F \cdot (\Delta h - c \cdot \Delta t \cdot J_{(fa)}) \cdot \Delta t = \frac{\gamma}{g} \cdot c \cdot \Delta t \cdot F \cdot \Delta v \cdot \frac{c - v}{c} \quad (12)$$

und nach Einsetzung von $F \cdot \Delta v$ aus Gleichung 11)

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F}{b} (1 + \varepsilon) + v^2 \frac{(\alpha + \beta)^2}{4}} + v \left(1 + \frac{\alpha + \beta}{2} \right),$$

worin wie oben

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot J_{(fa)} = \frac{\text{Flutabfall}}{\text{Wasserspiegelgefälle}} \\ \alpha &= \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{F}{b \cdot L} = \frac{\text{Querschnittsabfall}}{\text{Wasserspiegelgefälle}} \\ \beta &= \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{F}{b \cdot L_1} = \frac{\text{Wassergeschwindigkeitsabfall}}{\text{Wasserspiegelgefälle}} \end{aligned} \right\} (13)$$

Die Einflüsse lassen sich also einfach addieren, dabei ist

$J_{(fa)}$ positiv zu rechnen, wenn die entsprechenden Punkte der Pegelkurven flußaufwärts fallen, also dem Flutgefälle gleichgerichtet sind.

negativ, wenn sie flußaufwärts steigen, also dem Ebbegefälle gleichgerichtet steigen;

v positiv bei Flutstrom (mit c gleichgerichtet);

v negativ bei Ebbstrom (entgegengesetzt gerichtet).

L und L_1 positiv, wenn Querschnitte bzw. Wassergeschwindigkeiten entsprechender Punkte der Flutkurven flußaufwärts abnehmen, negativ, wenn sie flußaufwärts zunehmen.

Δh positiv beim Steigen des Wassers (Flut).

Δh negativ beim Fallen des Wassers (Ebbe).

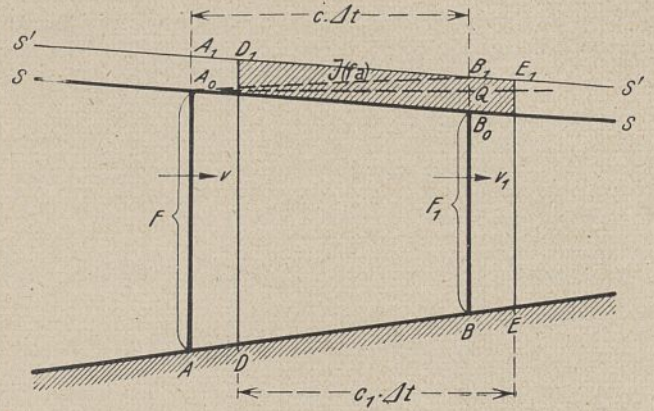


Abb. 7. Gleichzeitiger Einfluß des Flutabfalls, Querschnittsabfalls und Geschwindigkeitsabfalls.

B) Einfluß der Reibung.

Die von der Wandung infolge der Reibung auf eine fließende Wassermasse ausgeübte Gegenkraft wird zur Zeit allgemein als im gleichen Verhältnis abhängig angesehen

1. von dem Einheitsgewicht des Wassers γ ;
 2. von dem Quadrat der mittleren Wassergeschwindigkeit des Querschnittes v^2 und
 3. von der Größe der benetzten Fläche $l \cdot p$ (l Streckenlänge, p benetzter Umfang);
- demnach ist der Bettwiderstand

$$W = \frac{1}{K^2} \cdot \gamma \cdot v^2 \cdot l \cdot p \quad (14)$$

Am bekanntesten ist diese Beziehung in der Gleichung zur Berechnung der mittleren Profilgeschwindigkeit v beim Beharrungszustande. In diesem Zustande muß nämlich, da keine Beschleunigung auftreten soll, die Widerstandskraft gleich der bewegendenden Kraft der mit dem Gefälle J abgleitenden Wassermasse sein.

$$W = G \cdot J = \gamma \cdot l \cdot F \cdot J$$

oder

$$\frac{1}{K^2} \cdot \gamma \cdot v^2 \cdot l \cdot p = \gamma \cdot l \cdot F \cdot J$$

und daraus ergibt sich die altbekannte Chézy-Eytelweinsche Formel

$$v = K \cdot \sqrt{\frac{F}{p} \cdot J} = K \cdot \sqrt{R \cdot J}$$

In dieser Form ist es auch bekannt, daß K kein Festwert ist, sondern daß er außer von der verschiedenen Rauigkeit der Wand, von der Größe und Form des Wasserquerschnittes und von anderen Begleitumständen abhängig ist.

a) Horizontale Fortpflanzung.

wie unter Aa) aber unter Berücksichtigung der Reibung (vgl. Abb. 1).

An der Berechnung der zu- und abfließenden Wassermengen ändert sich durch die Reibung nichts. Es bleibt daher die Gleichung 1 $F \cdot \Delta v = (c - v) \cdot b \cdot \Delta h$ auch hier bestehen.

Es ändert sich aber durch die Reibung die beschleunigende Kraft, welche auf die Wassermasse AA_0B_0B wirkt, und zwar wird sie um den Widerstand des Bettes $W = \frac{\gamma}{K^2} \cdot v^2 \cdot c \cdot \Delta t \cdot p$ geringer (vgl. Gl. 14),

dadurch ändert sich die Gleichung 2 (nach dem Satz der Bewegungsgrößen) in folgender Weise (vgl. oben unter Aa)

$$\gamma \cdot \Delta h \cdot F \cdot \Delta t - \frac{\gamma}{K^2} \cdot v^2 \cdot c \cdot \Delta t \cdot p \cdot \Delta t = \frac{\gamma}{g} \cdot c \cdot \Delta t \cdot F \cdot \Delta v \cdot \frac{c - v}{c} \quad (15)$$

Durch Einsetzung von $F \cdot \Delta v$ ergibt sich für c

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F}{b} + \xi \cdot v^2} + v \quad (16)$$

$$\text{worin } \xi = (+) \frac{g}{K^2} \cdot \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{p}{b}$$

Das zweite Glied unter der Wurzel ist: negativ bei Flut mit Flutstrom und negativ bei Ebbe mit Ebbstrom; positiv bei Flut mit Ebbstrom und positiv bei Ebbe mit Flutstrom.

Am besten merkt man sich zur Bestimmung des Vorzeichens die Regel: „Das Glied $\frac{g}{K^2}$ habe als Beiwert des Wasserwiderstandes immer das umgekehrte Vorzeichen von v “, dann ergibt sich zusammen mit dem Vorzeichen von Δh immer das richtige Vorzeichen von ξ in Formel 16).

b) Fortpflanzung der Flutwelle

bei Aenderung der Höhenlage, der Wasserquerschnitte und der Wassergeschwindigkeiten entsprechender Punkte der örtlich (flußaufwärts) aufeinanderfolgenden Flutkurven (Fall Ab, Ac und Ad), aber unter Berücksichtigung der Reibung (hierzu Abb. 7).

Aus dem Abschnitt *A* ergibt sich (siehe Bezeichnungen der Abb. 7 und unter *A*, *a* bis *d*)

$$F_1 = F - c \cdot \Delta t \cdot \frac{F}{L}$$

$$v_1 = v - \Delta v - c \cdot \Delta t \cdot \frac{v}{L_1}$$

$$F \cdot \Delta v = (c - v) \cdot b \cdot \Delta h - F \cdot \Delta t \cdot \left(\frac{1}{L} + \frac{1}{L_1} \right) \cdot c \cdot v \quad (\text{siehe Gleichung 11})$$

Die beschleunigende Kraft ändert sich um den Betrag des Reibungswiderstandes $\frac{1}{K^2} \cdot \gamma \cdot v^2 \cdot c \cdot \Delta t \cdot p$ und aus Gleichung 12) wird

$$\gamma \cdot F \cdot \left(\Delta h - c \cdot \Delta t \cdot J_{(fa)} - \frac{1}{K^2} \cdot \gamma \cdot v^2 \cdot c \cdot \Delta t \cdot p \right) \cdot \Delta t = \frac{\gamma}{g} \cdot c \cdot \Delta t \cdot F \cdot \Delta v \cdot \frac{c - v}{c} \quad (17)$$

und nach Einsetzung von $F \cdot \Delta v$

$$g \cdot \frac{F}{b} \left(1 - \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot J_{(fa)} \right) - \frac{g}{K^2} \cdot \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{p}{b} \cdot v^2 = (c - v)^2 - \frac{F}{b} \cdot \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \left(\frac{1}{L} + \frac{1}{L_1} \right) v \cdot (c - v)$$

oder

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F}{b} \cdot (1 + \varepsilon) + v^2 \cdot \left[\frac{(\alpha + \beta)^2}{4} + \xi \right]} + v \cdot \left(1 + \frac{\alpha + \beta}{2} \right) \quad (18)$$

darin sind ε , α , β und ξ Verhältniszahlen und zwar ist

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot J_{(fa)} = \frac{J_{(fa)}}{J_{(sp)}} = \frac{\text{Flutabfall}}{\text{Tidespiegelgefälle}} \\ \alpha &= \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{F}{b \cdot L_1} = \frac{J_{(F)}}{J_{(sp)}} = \frac{\text{Flächenabfall}}{\text{Tidespiegelgefälle}} \\ \beta &= \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{F}{b \cdot L_1} = \frac{J_{(v)}}{J_{(sp)}} = \frac{\text{Wassergeschwindigkeitsabfall}}{\text{Tidespiegelgefälle}} \\ \xi &= \frac{g}{K^2} \cdot \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{p}{b} \end{aligned} \right\} (18a)$$

und wenn $\frac{p}{b} = 1$ gesetzt wird

$$\xi' = \frac{W_{(v)}}{J_{(sp)}} = \frac{\text{Widerstandszahl}}{\text{Tidespiegelgefälle}}$$

Die Vorzeichen ergeben sich aus der Ueberlegung, daß

$$\left. \begin{aligned} \Delta h \text{ und daher auch } J_{(sp)} &\left\{ \begin{array}{l} \text{bei Flut positiv} \\ \text{bei Ebbe negativ} \end{array} \right. \\ v \text{ Wassergeschwindigkeit} &\left\{ \begin{array}{l} \text{positiv bei Flutstrom} \\ \text{negativ bei Ebbstrom} \end{array} \right. \\ \frac{g}{K^2} \text{ umgekehrt wie } v &\left\{ \begin{array}{l} \text{negativ bei Flutstrom} \\ \text{positiv bei Ebbstrom} \end{array} \right. \\ \xi \text{ daher negativ} &\left\{ \begin{array}{l} \text{bei Flut und Flutstrom} \\ \text{bei Ebbe und Ebbstrom} \end{array} \right. \\ &\left. \begin{array}{l} \text{positiv} \\ \text{positiv} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{bei Flut und Ebbstrom} \\ \text{und Ebbe und Flutstrom} \end{array} \right. \\ J_{(F)} \text{ Flächenabfall} &\left\{ \begin{array}{l} \text{positiv, wenn fluß-} \\ \text{aufwärts abfallend} \\ \text{(in Flutrichtung)} \end{array} \right. \\ \text{und } J_{(v)} \text{ Wassergeschwindigkeits-} &\left\{ \begin{array}{l} \text{negativ, wenn fluß-} \\ \text{aufwärts zunehmend} \end{array} \right. \\ \text{abfall} & \end{aligned} \right.$$

Die Vorzeichen von α und β ergeben sich danach aus ihren Gleichungen

α ist bei Flut meist positiv
bei Ebbe meist negativ

β im allgemeinen auch

ε ist infolge des Vorzeichens von $J_{(sp)}$ im allgemeinen
bei Flut negativ,
bei Ebbe positiv,

nur wenn die HW-Höhe flüßaufwärts abnimmt, also $J_{(fa)}$ positiv ist, kann ε das umgekehrte Vorzeichen haben.

In jedem besonderen Einzelfall lassen sich dann leicht die Vorzeichen der Beiwerte in Tabellenform in folgender Weise zusammenstellen.

In unseren Flüssen steigt sowohl Niedrigwasser als auch meist Hochwasser flüßaufwärts an, während die Querschnitte und Geschwindigkeiten flüßaufwärts abnehmen. Es ist in diesem Falle

$$\begin{aligned} J_{(fa)} &\text{ stets negativ } - \\ J_{(F)} &\text{ stets positiv } + \\ J_{(v)} &\text{ stets positiv } + \end{aligned}$$

Daraus ergibt sich

Beiwert	Flut mit Flutstrom	Ebbe mit Flutstrom	Ebbe mit Ebbstrom	Flut mit Ebbstrom
$\Delta h / \Delta t$	+	-	-	+
ε	-	+	+	-
α	+	-	-	+
β	+	-	-	+
v	+	+	-	-
g / K^2	-	-	+	+
ξ	-	+	-	+

Nach der Tabelle läßt sich der verschiedenartige Einfluß der Reibung sowie der Aenderung von Höhe, Querschnitt und Wassergeschwindigkeit auf die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Flutwelle von vornherein übersehen.

II. Berechnung der Tideströmungen aus einer Flutkurve

bzw. aus zwei benachbarten.

Die Berechnung der Tideströmungen geschah bisher in der Weise, daß man für die ganze untersuchte Fluß- oder Kanalstrecke in fortlaufenden (möglichst gleichen) Zeitabschnitten (stündlich bis viertelstündlich) mindestens während einer ganzen Tide die gleichzeitigen Wasserstände an möglichst vielen Stellen ermittelte und daraus die Zunahme und Abnahme des Wasserinhaltes der einzelnen Teilstrecken errechnete. Wenn man diese Rechnung bis zum oberen Ende der Flutbewegung fortführt, wo man die sekundliche Zuflußmenge des Oberwassers kennt, oder wenn man sie wenigstens soweit ausdehnt, daß die überschlägliche, näherungsweise Ermittlung der einseitig zu- und abströmenden Wassermengen keine zu großen Fehler verursacht, dann kann man schrittweise zurückgehend durch Zuzählung (oder Abzählung) der Wassermengen-Abnahme (oder Zunahme) der einzelnen Teilstrecken den Wasser-Ab- (und -Zu)fluß Q auf der anderen Seite F der Teilstrecke während des betreffenden Zeitabschnittes Δt feststellen und daraus die mittlere Geschwindigkeit $v_m = \frac{Q}{F \cdot \Delta t}$ bestimmen.

Die Errechnung der einseitig zu- und abfließenden Wassermengen aus dem jeweils an einer Stelle vorhandenen Gefälle unter Anwendung der für beharrenden Wasserabfluß gültigen Formeln, wie es vielfach geschieht, ist bei der Tidebewegung natürlich falsch und auch kaum als Näherung anzusehen. Denn es ist bekannt, daß die Wassergeschwindigkeit der Tideströmung durchaus nicht dem jeweiligen Gefälle entspricht, ja sogar noch stundenlang nach Hoch- und Niedrigwasser dem Gefälle entgegengerichtet ist.

Im übrigen aber ist die Rechnungsweise einwandfrei, wenn die Zeiten und Höhen der Wasserstände aus guten Pegelbeobachtungen oder Pegelaufzeichnungen einwandfrei ermittelt sind. Sie ist auch bei der grundlegenden Behandlung der Aufgaben des Strombaues im Flutgebiet nicht zu entbehren, da sie neben der unten gegebenen Berechnung der Stromgeschwindigkeiten als weitere Bedingung zur Ermittlung der vielen Unbekannten bei der Tidebewegung und zur Kontrolle durchaus erwünscht ist. Nur ist sie in den meisten Fällen nicht für sich allein brauchbar und nicht als Grundlage der Untersuchung, da sie nicht aus den wesentlichen Gesetzen der Flutbewegung und der Wasserbewegung abgeleitet ist.

Besonders tritt dieser Nachteil bei der Behandlung neuer Entwürfe in die Erscheinung, da in diesen Fällen die Zeiten und Wasserstandshöhen (Flutkurven) an den verschiedenen Stellen nicht von vornherein bekannt sind, sondern erst ermittelt werden sollen. Es lassen sich dann wohl durch mehrfache Annäherungsrechnungen aus den Wellengeschwindigkeiten der einzelnen Teile der Flutwelle die Eintrittszeiten entsprechender (vergl. Anmerkung 3, S. 49) Wasserstände überschläglich ermitteln, und mit der oben behandelten Berechnung der Wassermengenschiebungen in Einklang bringen. Die Feststellung der Wasserstandshöhen beruht aber bisher meist auf reiner Annahme.

Es ist aber möglich, die Wassergeschwindigkeiten auch bei der Tideströmung für jeden Zeitpunkt aus dem sich stetig ändernden Gefälle und der Reibung der Bettwandungen mit der gleichen Genauigkeit⁵⁾ zu berechnen, wie bei beharrendem Strömungszustande. Damit gewinnen wir eine weitere Bedingung, aus der wir dann auch die Höhen entsprechender Wasserstände benachbarter Pegel ableiten und dadurch der einwandfreien Lösung von Aufgaben im Ebbe- und Flut-Gebiet näher kommen können.

a) Einfluß der Reibung.

Die Flut bewege sich flüßaufwärts ohne Höhenänderung und ohne Aenderung der Wassergeschwindigkeit, aber mit Reibung. (Hierzu Abb. 8 für Flut und Flutstrom.)

Zu irgendeinem Zeitpunkte der Flut bewege sich der Wellenpunkt A_0 infolge Steigens des Wasserstandes mit der Wellengeschwindigkeit c nach B_1 und zwar voraussetzungsgemäß ohne Höhenänderung und ohne Aenderung der Wassergeschwindigkeit. Es bestehen dann nach der Zeit Δt in BB_1 die gleiche Spiegelhöhe und die gleiche Geschwindigkeit v wie vorher in AA_0 . Der Wellenpunkt legt den Weg $c \cdot \Delta t$ zurück. Das Wasser legt aber nur den

⁴⁾ Infolge der wechselnden Verschiebung des Flut- und Ebbstromes gegenüber Flut und Ebbe, wird $J_{(v)}$ nicht immer positiv sein, und dadurch wird sich auch das Vorzeichen von β ändern.

⁵⁾ Leider müßte man wohl besser sagen „mit der gleichen Ungenauigkeit“, denn unsere Unterlagen für die Berechnung der Geschwindigkeiten bei gleichförmiger Bewegung sind durchaus noch nicht wissenschaftlich einwandfrei und praktisch genau.

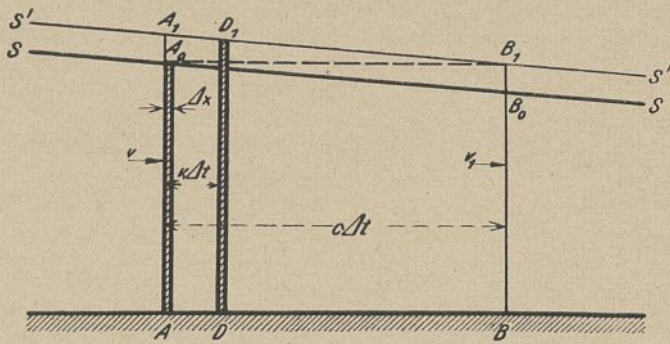


Abb. 8. Einfluß der Reibung auf die Tideströmung (Flut mit Flutstrom, ohne Aenderung der Welle).

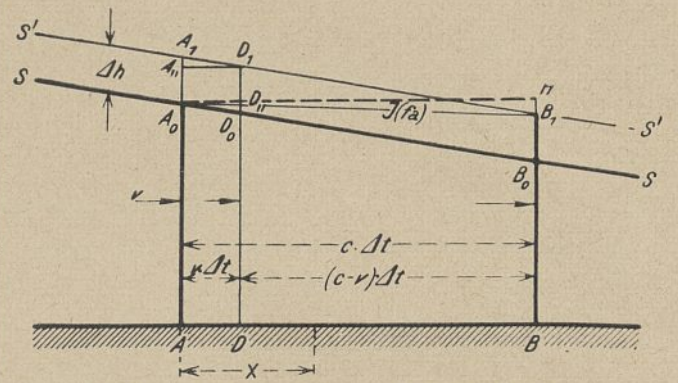


Abb. 9. Einfluß der Reibung auf die Tideströmung bei beliebiger Wellenänderung, Flut mit Flutstrom.

Weg $v \cdot \Delta t$ in der gleichen Zeit zurück und gelangt nach DD_1 , und möge hier eine Geschwindigkeit $v_{(D_1)}$ annehmen. Die dabei auftretende Geschwindigkeitszunahme $v_{(D_1)} - v = \Delta v_{(D_1)}$ können wir uns nun aus den während der Zeit Δt wirkenden Kräften errechnen.

Auf die kleine Wasserschicht in AA_0 (mit der Dicke Δx) = $F \cdot \Delta x$ wirkt von links nach rechts der Ueberdruck $\gamma \cdot F \cdot \Delta x \cdot J$ (J = Spiegelgefälle = $\frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t}$), von rechts nach links der Bettwiderstand

$$= \frac{\gamma}{K^2} \cdot v^2 \cdot p \cdot \Delta x.$$

Die Geschwindigkeitszunahme in der Zeit Δt ergibt sich (aus der Beschleunigungsgleichung: Kraft \times Zeit = Masse \times Geschwindigkeitszunahme) zu

$$\Delta v_{(D_1)} = \frac{(\gamma \cdot F \cdot \Delta x \cdot \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} - \frac{1}{K^2} \cdot \gamma \cdot v^2 \cdot p \cdot \Delta x) \Delta t}{\frac{\gamma}{g} \cdot F \cdot \Delta x} = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} - \frac{1}{K^2} \cdot \frac{p}{F} \cdot v^2 \right\} \Delta t \quad (19)$$

Daraus können wir uns weiter die Geschwindigkeitszunahmen Δv in AA_1 usw. errechnen. Diese betragen nämlich für alle Wasserstände in der Höhe $A_0 - B_1 : 0$, für alle Wasserstände in der Höhe $D_1 - A_{11} : \Delta v_{(D_1)}$, für alle Wasserstände in der Höhe A_1 daher:

$$\Delta v = \Delta v_{(D_1)} \frac{c \cdot \Delta t}{(c-v) \Delta t}$$

oder

$$\Delta v = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} - \frac{1}{K^2} \cdot \frac{p}{F} \cdot v^2 \right\} \frac{c}{c-v} \cdot \Delta t \quad (20)$$

Mit dieser Gleichung können wir uns fortlaufend die Stromgeschwindigkeiten durch Zuzählung von Δv weiter errechnen, sobald wir erst für einen Zeitpunkt die Stromgeschwindigkeit kennen, da $\frac{\Delta h}{\Delta t}$ aus der Flutkurve und c aus zwei benachbarten Flutkurven bekannt sind. Ein etwa bei der ersten Geschwindigkeitsannahme oder im Verlauf der Rechnung gemachter Fehler pflanzt sich nicht sehr weit fort, da mit einer zu groß (oder zu klein) gewählten oder ermittelten Geschwindigkeit auch die Widerstände $\left(\frac{g}{K^2} \cdot \frac{p}{F} \cdot v^2\right)$ im quadratischen Verhältnis der Geschwindigkeit (also etwa im gleichen Verhältnis des Fehlers) wachsen und die Fehler bald wieder verschwinden lassen.

b) Einfluß der Aenderung der Fluthöhen und Stromgeschwindigkeiten stromaufwärts mit Reibung.

1. Flut und Flutstrom (hierzu Abb. 9).

Infolge des Fluthöhenabfalles $J_{(ra)}$ ändert sich das Spiegelgefälle

$$J = \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} + J_{(ra)}$$

und es nimmt Gleichung 19) die Form an

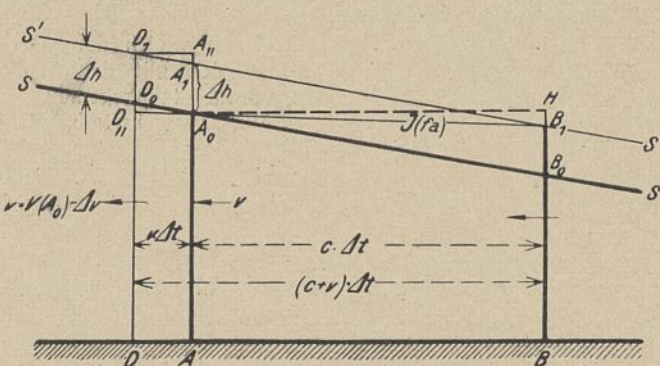


Abb. 10. Einfluß der Reibung auf die Tideströmung bei beliebiger Wellenänderung, Flut mit Ebbstrom.

$$\Delta v_{(D_1)} = g \left(\frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} + J_{(ra)} - \frac{1}{K^2} \cdot \frac{p}{F} \cdot v^2 \right) \Delta t \quad (21)$$

Um nun die Geschwindigkeitszunahme in AA_1 zu finden, müssen wir bedenken, daß die einander entsprechenden Punkte benachbarter Flutkurven (nach der Voraussetzung) an der untersuchten Stelle und zu dem untersuchten Zeitpunkte auf einer unter $J_{(ra)}$ geneigten Geraden liegen und daß weiter die Wassergeschwindigkeiten in den einander entsprechenden Punkten (und ebenso die Geschwindigkeitsänderungen) nicht gleich sind, sondern etwa im Verhältnis $\frac{L_1 - x}{L_1}$ (siehe oben unter Ad) flußaufwärts abnehmen.

Dem Wellenpunkte D_1 würde im Querschnitt AA_1 die Fluthöhe A_{11} entsprechen ($D_1 A_{11}$ parallel $B_1 A_0$ parallel $J_{(ra)}$) und die Geschwindigkeit im Wellenpunkte $D_1 = v + \Delta v_{(D_1)}$ würde in A_{11} einer Geschwindigkeit

$$(v + \Delta v_{(D_1)}) \left(1 + \frac{v \cdot \Delta t}{L_1} \right) = v + \Delta v_{(D_1)} + v^2 \frac{\Delta t}{L_1}$$

entsprechen, die Geschwindigkeitszunahme an A würde also bei der Fluthöhe A_{11}

$$\Delta v_{(A_{11})} = \Delta v_{(D_1)} + v^2 \frac{\Delta t}{L_1} \quad (22)$$

betragen. Beim weiteren Steigen bis A_1 erhöht sich die Geschwindigkeitszunahme im Verhältnis der Fluthöhenzunahme, also

$$\Delta v_{(A_1)} = \Delta v_{(A_{11})} \cdot \frac{A_0 A_1}{A_0 A_{11}} = \Delta v_{(A_{11})} \frac{A_0 B_1}{D_{11} B_1} = \Delta v_{(A_{11})} \cdot \frac{c \cdot \Delta t}{(c-v) \cdot \Delta t}$$

Zusammen mit Gleichung 21) und 22) ergibt sich

$$\Delta v = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} + J_{(ra)} + \left(\frac{1}{g \cdot L_1} - \frac{1}{K^2} \cdot \frac{p}{F} \right) v^2 \right\} \frac{c}{c-v} \Delta t \quad (23)$$

In dieser Formel ist der erste Teil des Gliedes mit v^2 , nämlich $\frac{1}{g \cdot L_1}$, im Vergleich zum zweiten Gliede $\frac{1}{K^2} \cdot \frac{p}{F}$ stets außerordentlich klein und kann daher ohne Fehler vernachlässigt werden. Dadurch vereinfacht sich die Gleichung zu:

$$\Delta v = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} + J_{(ra)} - \frac{1}{K^2} \cdot \frac{p}{F} \cdot v^2 \right\} \frac{c}{c-v} \Delta t \quad (23a)$$

2. Flut und Ebbstrom (hierzu Abb. 10).

Die Ueberlegung ist die gleiche wie oben. Die Gleichung 21) nimmt die Form an (Geschwindigkeitsabnahme)

$$\Delta v_{(D_1)} = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} + J_{(ra)} + \frac{1}{K^2} \cdot \frac{p}{F} \cdot v^2 \right\} \Delta t,$$

weil die Reibung im gleichen Sinne wie das Gefälle wirkt.

Die Geschwindigkeitsabnahme für die Fluthöhe A_{11} würde sein

$$\Delta v_{(A_{11})} = \left(\Delta v_{(D_1)} + v \cdot \frac{v \Delta t}{L_1} \right)$$

und die Geschwindigkeitsabnahme bei der Fluthöhe A_1 .

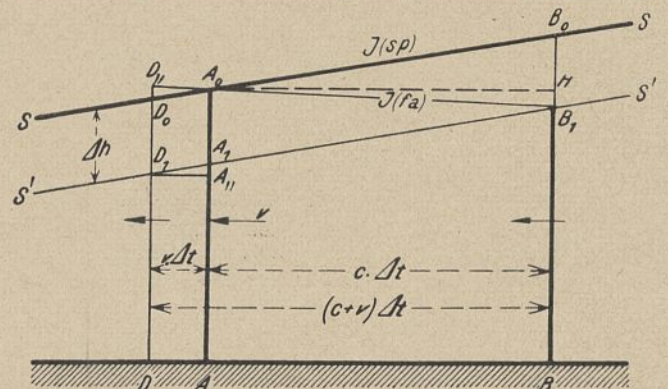


Abb. 11. Einfluß der Reibung auf die Tideströmung bei beliebiger Wellenänderung, Ebbe mit Ebbstrom.

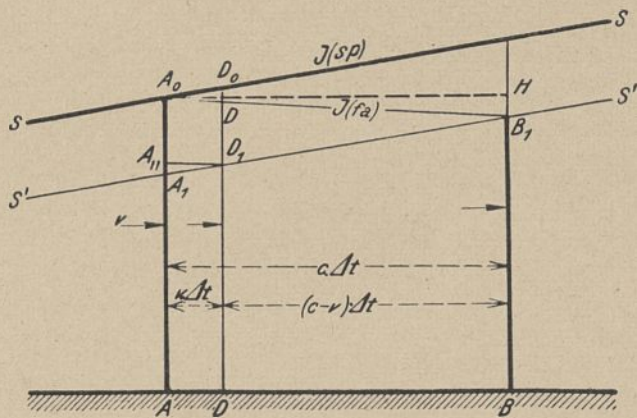


Abb. 12. Einfluß der Reibung auf die Tideströmung bei beliebiger Wellenänderung, Ebbe und Flutstrom.

$$\Delta v = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} + J_{(r_a)} + \frac{1}{g L_2} + \frac{1}{K^2} \frac{p}{F} \right\} v^2 \frac{c}{c+v} \cdot \Delta t \quad (23b)$$

Führt man nun aber v mit seinem richtigen Vorzeichen ein, nämlich positiv, wenn der Strom der Wellenbewegung gleichgerichtet ist (Flutstrom), und negativ, wenn er der Wellenbewegung entgegengesetzt gerichtet ist (Ebbstrom), und den Beiwert von v^2 mit dem entgegengesetzten Vorzeichen von v , dann geht die Gleichung 23b in die Gleichung 23 über.

3. Ebbe und Ebbstrom (hierzu Abb. 11).

Gleichung 21) geht über in (Geschwindigkeitszunahme)

$$\Delta v_{(D_1)} = g \left(\frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} - J_{(r_a)} - \frac{1}{K^2} \cdot \frac{p}{F} \cdot v^2 \right) \Delta t$$

Die Geschwindigkeitszunahme für die Fluthöhe A_{11} würde sein

$$\Delta v_{(A_{11})} = \Delta v_{(D_1)} - \frac{v^2 \cdot \Delta t}{L_1}$$

und die Geschwindigkeitszunahme bei der Fluthöhe A_1

$$\Delta v = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} - J_{(r_a)} - \left(\frac{1}{g \cdot L_1} + \frac{1}{K^2} \cdot \frac{p}{F} \right) \cdot v^2 \right\} \cdot \frac{c}{c+v} \cdot \Delta t \quad (23c)$$

4. Ebbe und Flutstrom (hierzu Abb. 12).

Gleichung 21) geht über in (Geschwindigkeitszunahme)

$$\Delta v = g \cdot \left(\frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} - J_{(r_a)} + \frac{1}{K^2} \cdot \frac{p}{F} \cdot v^2 \right) \cdot \Delta t$$

Die Geschwindigkeitsabnahme für die Fluthöhe A_{11} würde sein

$$\Delta v_{(A_{11})} = \Delta v_{(D_1)} - \frac{v^2 \Delta t}{L_1}$$

und die Geschwindigkeitsabnahme bei der Fluthöhe A_1

$$\Delta v = g \cdot \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} - J_{(r_a)} - \left(\frac{1}{g \cdot L_1} - \frac{1}{K^2} \cdot \frac{p}{F} \right) \cdot v^2 \right\} \cdot \Delta t \cdot \frac{c}{c-v} \quad (23d)$$

c) Zusammenfassung 1-4.

Es ergibt sich also, nochmals zusammengestellt:

1) für Flut und Flutstrom die Geschwindigkeitszunahme des positiven v

$$\Delta v = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} + J_{(r_a)} + v^2 \left(\frac{1}{g \cdot L_1} - \frac{1}{K^2} \frac{p}{F} \right) \right\} \frac{c}{c-v} \Delta t$$

2) für Flut und Ebbstrom die Geschwindigkeitsabnahme des negativen v oder was dasselbe ist Geschwindigkeitszunahme in positiver Richtung von v

$$\Delta v = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} + J_{(r_a)} + v^2 \left(\frac{1}{g \cdot L_1} + \frac{1}{K^2} \frac{p}{F} \right) \right\} \frac{c}{c+v} \Delta t$$

3) für Ebbe und Ebbstrom die Geschwindigkeitszunahme des negativen v

$$-\Delta v = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} - J_{(r_a)} - v^2 \left(\frac{1}{g \cdot L_1} + \frac{1}{K^2} \frac{p}{F} \right) \right\} \frac{c}{c+v} \Delta t,$$

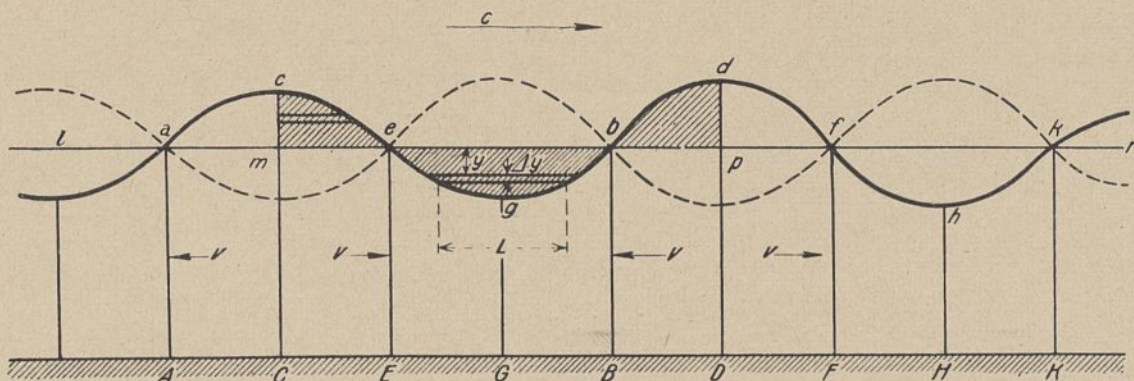


Abb. 13. Längenschnitt durch die Flutwelle.

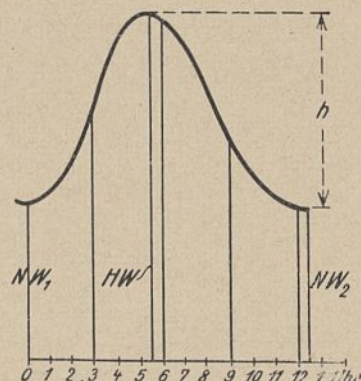


Abb. 14. Flutkurve.

mithin die Zunahme in positiver Richtung

$$\Delta v = g \left\{ -\frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} + J_{(r_a)} + v^2 \left(\frac{1}{g \cdot L_1} + \frac{1}{K^2} \frac{p}{F} \right) \right\} \frac{c}{c+v} \Delta t$$

4) für Ebbe und Flutstrom die Geschwindigkeitsabnahme des positiven v

$$-\Delta v = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} - J_{(r_a)} - v^2 \left(\frac{1}{g \cdot L_1} + \frac{1}{K^2} \frac{p}{F} \right) \right\} \frac{c}{c+v} \cdot \Delta t,$$

mithin die Zunahme in positiver Richtung v

$$\Delta v = g \left\{ -\frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} + J_{(r_a)} + v^2 \left(\frac{1}{g \cdot L_1} - \frac{1}{K^2} \frac{p}{F} \right) \right\} \frac{c}{c-v} \cdot \Delta t.$$

Bedenkt man nun, daß Δh bei Ebbe negativ, bei Flut positiv; v bei Ebbstrom negativ, bei Flutstrom positiv und das Glied $\frac{1}{K^2} \frac{p}{F}$ als Stromwiderstand das entgegengesetzte Vorzeichen von v hat, also $\frac{1}{K^2} \frac{p}{F}$ bei Ebbstrom positiv, bei Flutstrom negativ ist, dann gilt die Formel 24 allgemein

$$\Delta v = g \left\{ \frac{\Delta h}{c \cdot \Delta t} + J_{(r_a)} + \left(\frac{1}{g \cdot L_1} + \frac{1}{K^2} \frac{p}{F} \right) \cdot v^2 \right\} \frac{c}{c-v} \Delta t \quad (24)$$

III. Das Arbeitsvermögen (Energie) und der Arbeitshaushalt der Flutwelle.

Alle grundlegenden Arbeiten an den Mündungsstrecken unserer im Ebbe- und Flutgebiet liegenden Ströme müssen, wenn sie ihren Zweck erfüllen sollen, eine möglichst weitgehende Ausnutzung des Arbeitsvermögens ohne unnötige Vergeudung desselben anstreben. Dazu ist es in erster Linie erforderlich, die zahlenmäßige Größe dieses Arbeitsvermögens zu kennen und dann zu untersuchen, in welcher Weise das Arbeitsvermögen bei der Fortbewegung der Flutwelle verbraucht wird, und soweit es nicht voll verbraucht wird, den Verbleib desselben zu erforschen. Gerade der nicht verbrauchte Teil des Arbeitsvermögens wird uns zusammen mit dem unzuweckmäßig verbrauchten zahlenmäßig einen Maßstab geben zur Beurteilung des bisher Erreichten und der Möglichkeit der Verbesserung einer Stromstrecke.

A) Das Arbeitsvermögen der Lage.

Zeichnen wir uns einen Längenschnitt durch die Flutwelle z. B. $acegbdfhk$ (Abb. 13), dann finden wir das Wasser in einer Lage, in der es nicht dauernd im Ruhezustande bzw. im Beharrungszustande bleiben kann. Es würde sich selbst überlassen, in die Lage $l-r$ zurücksinken und dabei eine Arbeit leisten, welche gleich dem Arbeitsvermögen der Lage ist, d. h. gleich dem Gewichte der über der Linie $l-r$ liegenden Wassermassen vervielfältigt mit dem Schwerpunktsabstand der alten Lage über der Linie bis zur neuen Lage unter der Linie.

Wenn die dabei geleistete Arbeit nicht während der Ausgleichsbewegung (etwa durch Reibung) aufgezehrt wird, dann setzt sie sich zunächst nur um in eine andere Art des Arbeitsvermögens nämlich (die Energie) der Bewegung. Das Wasser setzt sodann seine Bewegung fort bis in die punktiert angegebene Lage (Abb. 13). Hier ist dann wieder das Arbeitsvermögen der Bewegung gleich 0 und das Arbeitsvermögen der Lage ebenso groß wie in der Ursprungslage.

Die Werte $L \cdot b$ sind horizontale Schnittflächen durch die Flutwelle, wenn die Breite des Gerinnes $= b$ ist, und die Kräfte $\gamma \cdot L \cdot b \cdot \Delta y$ sind die Gewichte der Wassermasse einer Schicht von der Dicke Δy in der Ausdehnung dieser Schnittflächen.

Das Arbeitsvermögen der Lage ist also

$$E_{(l)} = \Sigma \gamma \cdot b \cdot L \cdot \Delta y \cdot y \quad (25)$$

b = Spiegelbreite,

L = Abstand der Flutwellenpunkte in der Höhe y

über und unter der Ruhe- oder Beharrungslinie $l-r$. Die Linie $l-r$ braucht nicht horizontal zu sein. Sie ist vielmehr in den meisten Fällen flußabwärts geneigt.

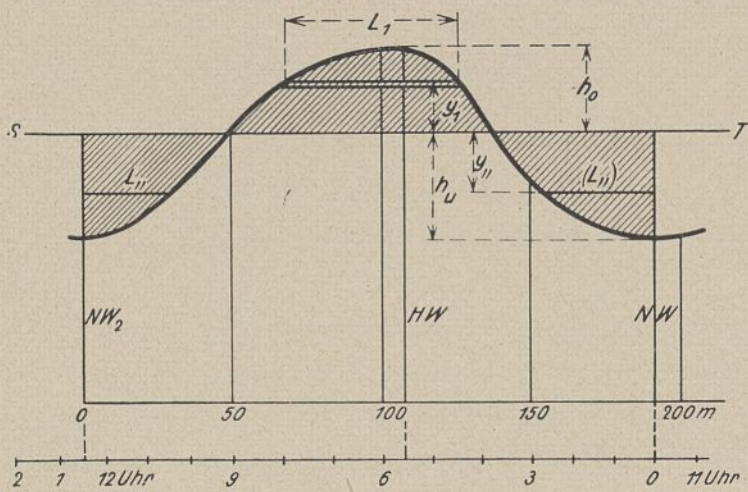


Abb. 15. Ideelle Flutwelle.

Die Summe ist über den positiven und negativen Teil (unter der Ruhelage) auszudehnen. $\Sigma b \cdot L \cdot y \cdot \Delta y$ ist auch für den negativen Teil positiv, da hier sowohl y als auch die Wasserfläche $L \cdot \Delta y$ negativ ist, mithin das Ergebnis immer positiv ist.

Zieht man die Summe zwischen zwei entsprechenden aufeinanderfolgenden Punkten, z. B. für zwei aufeinanderfolgende HW-Punkte C und D (bzw. Mittelwasserpunkte E und F bzw. NW-Punkte G und H), so erhalten wir das Arbeitsvermögen der Lage dieser Flutwelle zu einer bestimmten Zeit und auf einer bestimmten Längsstrecke; wir bekommen aber nicht das Arbeitsvermögen an einer bestimmten Stelle. Denn die Flutwelle hat auf ihrem Laufe mannigfache Umbildungen erfahren und durch Reibung an Energie eingebüßt. Wir erhalten daher nicht die gleichen Arbeitsmengen, wenn wir die Strecke AB zugrunde legen, wie für die Strecke CD oder für die Strecke EF oder für die Strecke GH , und das so ermittelte Arbeitsvermögen ist nicht das Maß für die an einer bestimmten Stelle vorhandene Größe desselben, wie sie in der Flutkurve eines Ortes zum Ausdruck kommt. Zur Berechnung der an einem bestimmten Orte während einer Tide vorbeiwandernden Arbeitsmengen müssen wir eine gedachte (ideelle) Flutwelle zugrunde legen, welche vorher und nachher keine Verluste erleidet (vergl. Anm. 5).

Eine solche ideelle Flutwelle können wir uns darstellen aus dem Spiegelbild einer an einem Pegel ermittelten Flutkurve, indem wir jeden Zeitabschnitt mit der Wellengeschwindigkeit vervielfältigen, die der betreffende Punkt der Flutkurve an der betreffenden Stelle wirklich hat (vergl. Anm. 6).

In Abb. 14 ist eine solche Flutkurve dargestellt, deren Abszissen die Zeiten (Stunden) und deren Ordinaten die Wasserstände sind. In Abb. 15 ist die zugehörige ideelle Flutwelle angegeben mit den gleichen, nur in umgekehrter Reihenfolge auf-

Anm. 6. Dadurch, daß wir die wirklich an einem bestimmten Orte zu jeder Zeit der Tide vorhandene Wellengeschwindigkeit zu Grunde legen, erhalten wir eine ideelle Flutwelle, welche unter dem Einfluß der Reibung sowie aller anderen die Form der Flutwelle bedingenden Umstände (Flutabfall, Querschnittabfall usw.) steht; also wir erhalten keine andere, willkürliche Flutwelle, sondern eine Flutwelle, wie sie in dem untersuchten Punkte zeitlich nacheinander wirklich vorhanden ist. Nur die Verluste und Formänderungen, welche die Flutwelle bei weiterem Verlaufe erleidet, sind ausgeschaltet.

tragenen Ordinaten, aber mit Längen = $\Sigma \Delta t \cdot c$ in Kilometer als Abszissen. Zum Vergleich sind die zugehörigen Zeiten, an denen die ideelle Flutwelle an dem untersuchten Ort (der Flutkurve) den betreffenden Wasserstand erzeugt, darunter angegeben. (Diese Zeiteinteilung ist dann natürlich nicht mehr maßstäblich gleichmäßig, sondern unregelmäßig.)

Das Arbeitsvermögen der Lage der Flutwelle an der untersuchten Pegelstation für eine ganze Tide, z. B. von einem NW bis zum nächstfolgenden NW (siehe Abbildung 15) ist nach Gleichung 25

$$E(t) = \Sigma_0^{h_0} \gamma \cdot b \cdot L_1 \cdot y_1 \cdot \Delta y + \Sigma_0^{h_u} \gamma \cdot b \cdot L_{II} \cdot y_{II} \cdot \Delta y \quad (26)$$

Hierin hat die Spiegelbreite b für jeden Pegelstand und für jedes y und y_{II} einen verschiedenen Wert; und man berechnet sich zweckmäßig zuerst für jeden Pegelstand (etwa in dem Abstand) die Werte $L_1 \cdot b$ und $\{L_{II} + (L_{II})\} b$. Da man die Ausgleichsline der Ruhelage ST nicht von vornherein kennt, so muß man die Berechnung der $L \cdot b$ -Werte in der Nähe der voraussichtlichen Ausgleichslinien (etwas über das arithmetische Mittel aus HW und NW) für beide Teile sowohl für $L_1 \cdot b$ als auch für $L_{II} \cdot b$ ausführen.

In Abb. 16a sind diese Werte von der senkrechten Linie $LM = h$ (= Fluthöhe) aus beiderseits abgetragen. Für die Linie der Ruhelage ist die oberhalb derselben befindliche Wassermasse gleich dem Fehlbetrage unterhalb derselben; es muß also sein

$$\Sigma L_1 \cdot b = \Sigma L_{II} \cdot b$$

oder in der Abb. 16a müssen die Flächen orM und onL inhaltsgleich sein. Danach ermittelt man die Lage der Linie ST , um welche die Wasserstände infolge der Flutbewegung um den Betrag y schwanken, und kann nun den Wert $E(t) = \Sigma_{h_u}^{h_0} b \cdot L \cdot y \cdot \Delta y$ leicht errechnen, indem man die $L \cdot b \cdot \Delta y$ -flächen näherungsweise als Rechtecke oder Parabeln (für die oberen und unteren Abschnitte) oder andere einfache Flächengebilde ansieht und dafür den Schwerpunktsabstand y von der Linie der Ruhelage bestimmt. Die Rechnung ist bequem in Tabellenform durchzuführen.

Will man die Ermittlung graphisch machen, so sieht man die einzelnen Flächenelemente $\gamma \cdot L \cdot b \cdot \Delta y$ als horizontale Kräfte an und zeichnet dafür mit der beliebigen Polweite p Seilpolygone, wie es in Abb. 16b und 16c geschehen ist, die auf der Linie der Ruhelage ST die Strecke w , und w_{II} abschneiden. Die gesuchte Größe des Arbeitsvermögens der Lage ist dann

$$E(t) = p(w_1 + w_{II}) \quad (27)$$

B. Das Arbeitsvermögen der Bewegung (kinetische Energie).

Außer dem Arbeitsvermögen der Lage ist in der Flutwelle ein Arbeitsvermögen der Bewegung vorhanden. Wenn das Wasserteilchen m der Flutwelle die Geschwindigkeit v hat, so wohnt ihm ein Arbeitsvermögen inne = $\frac{mv^2}{2}$, das sich jederzeit, wenn es nicht durch Reibung verbraucht wird, wieder in andere Formen des Arbeitsvorrates umsetzen kann und auch umsetzt (auch der Verbrauch durch Reibung ist nur eine solche Umsetzung, bei der aber die neu-gewonnene Form des Arbeitsvorrates als Wärme (usw.) dem Arbeitshaushalt der untersuchten Strecke verloren geht).

Das gesamte Arbeitsvermögen der Bewegung ist daher

$$E(v) = \Sigma \frac{mv^2}{2} \quad (28)$$

Wir legen wieder wie oben unter A den Längendurchschnitt durch die ideelle Flutwelle zugrunde, deren Abszissen = $\Sigma(c \cdot \Delta t)$ sind (vergl. Abb. 15). Dann ist die Wassermasse jeder einzelnen Strecke von der Länge $c \cdot \Delta t = \frac{\gamma}{g} \cdot F \cdot c \cdot \Delta t$, wenn F der Wasserquerschnitt ist,

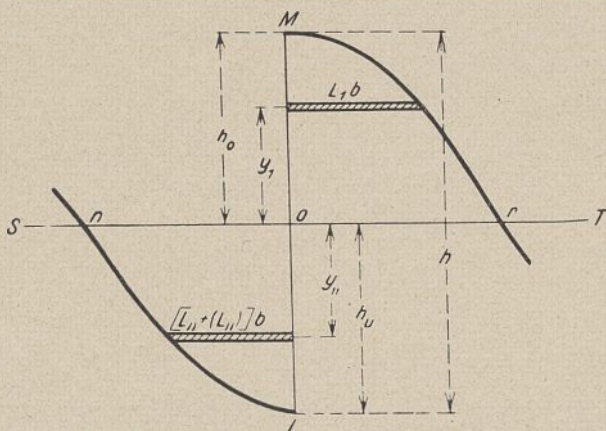


Abb. 16 a.

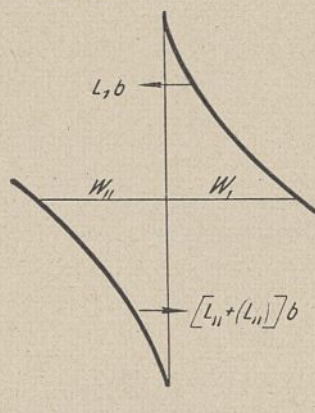


Abb. 16 b.

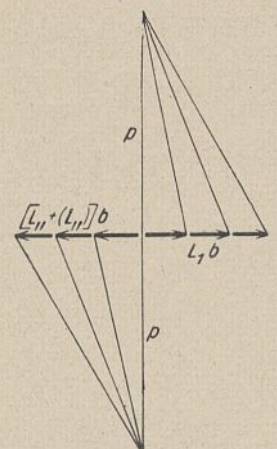


Abb. 16 c.

Abb. 16 a bis c. Ermittlung des Arbeitsvorganges einer Flutwelle.

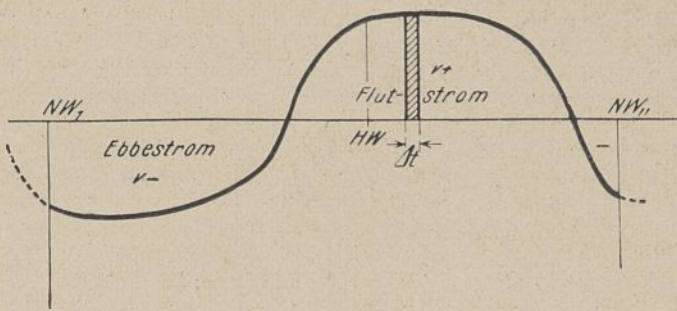


Abb. 17a. Tideströmungen (ideelle Flutwelle).

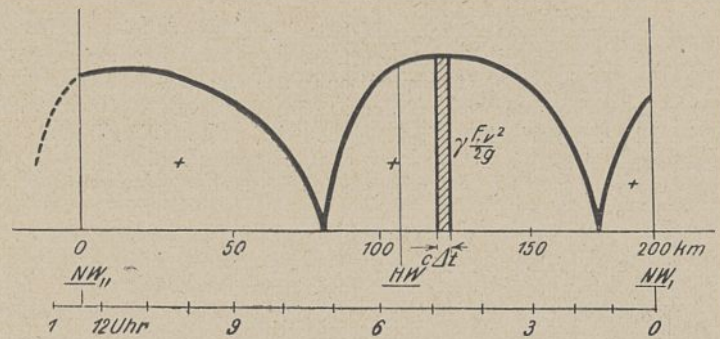


Abb. 17b. Arbeitsvorrat der Bewegung für die Längeneinheit.

welcher dem jeweiligen Wasserstande entspricht, und das Gesamtvermögen dieser ideellen Flutwelle ist

$$E_{(v)} = \sum \frac{\gamma}{g} \cdot F \cdot c \cdot \Delta t \frac{v^2}{2} \quad (29)$$

Da v in der zweiten Potenz vorkommt, so ist das Arbeitsvermögen an jeder Stelle und zu jeder Zeit positiv, auch wenn v für Ebbstrom negativ ist.

In Abb. 17a ist die Verteilung der Wassergeschwindigkeit über die Länge der ideellen Flutwelle dargestellt und in Abb. 17b die Verteilung des Arbeitsvermögens, welches dieser Geschwindigkeit an dem betreffenden Querschnitte entspricht. Das Gesamtvermögen ermittelt man am besten durch Rechnung in Tabellenform.

C. Die Arbeitsübertragung.

In den beiden Werten $E_{(l)} + E_{(v)}$ haben wir das ganze Arbeitsvermögen der Flutwelle, wie es in der Flutkurve eines Ortes in die Erscheinung tritt.

In der frei und ungehindert einseitig verlaufenden Welle sind die beiden Energiewerte, der Arbeitsvorrat der Lage $E_{(l)}$ und der Arbeitsvorrat der Bewegung $E_{(v)}$ einander (ungefähr) gleich. Bei den natürlichen Flutwellen an unseren Küsten ist das aber durchaus nicht mehr der Fall, weil sie hier infolge des Durcheinanderlaufens sehr vieler durch Teilung und Rückprall (Reflektion) usw. entstandener Wellen so verändert sind, daß bald die eine, bald die andere Arbeitsform überwiegt.

Nehmen wir, um ein Beispiel anzuführen, den Fall an, daß zwei Flutwellen in einem Kanal einander von verschiedenen Seiten entgegenlaufen, dann werden sie sich an den verschiedenen Stellen ganz verschieden zusammensetzen. Dort, wo zufällig die gleichen Phasen (Hochwasser mit Hochwasser der anderen Welle und Niedrigwasser mit Niedrigwasser) zusammentreffen, addieren sich die Wellenhöhen und Wellensenkungen. Die gesamte Wellenhöhe ist $H = h_1 + h_2$ und die Energie der Lage der Gesamtwelle $= \sum_0^H b \cdot L \cdot y \cdot \Delta y$ (vgl. Gleichung 25) ist erheblich größer als die Summe der Energien der Einzelwellen und zwar etwa im Verhältnis $(h_1 + h_2)^2$ zu $(h_1^2 + h_2^2)$ größer.

In gleicher Weise setzen sich die Wassergeschwindigkeiten arithmetisch zusammen und da sie entgegengesetzt gerichtet sind, sind die Geschwindigkeiten der Gesamtwelle $V = v_1 - v_2$ gleich der Differenz der Geschwindigkeiten der Einzelwellen. Die Energie der Bewegung $E_{(v)}$ der Gesamtwelle ist daher erheblich kleiner als die Summe der Bewegungsenergien der Einzelwellen, und zwar im Verhältnis $\frac{(v_1 - v_2)^2}{v_1^2 + v_2^2}$.

Andererseits sind an den Stellen, wo die Phasen sich um eine halbe Tide verschieben, wenn also Hochwasser der einen Welle auf Niedrigwasser der anderen Welle treffen und umgekehrt Niedrigwasser auf Hochwasser, die Geschwindigkeiten durchweg gleichgerichtet, während die Hebungen und Senkungen der beiden Flutwellen einander entgegengesetzt sind. Daher ist die Energie der Lage der Gesamtwelle dann kleiner als die Summe der Energien der Einzelwelle, und zwar im Verhältnis $\frac{(h_1 - h_2)^2}{h_1^2 + h_2^2}$, und andererseits ist

die Energie der Bewegung der Gesamtwelle im Verhältnis $\frac{(v_1 + v_2)^2}{v_1^2 + v_2^2}$ größer als die Summe der Energien der beiden Teilwellen.

Zwischen diesen beiden Grenzwerten gibt es die verschiedenste Verteilung der Energie der Gesamtwelle auf beide Energieformen der Bewegung und der Lage je nach der Verschiebung der Phasen der beiden Wellen gegeneinander.

Besonders eigenartige Verhältnisse ergeben sich, wenn die beiden gegenläufigen Wellen im übrigen ganz gleich sind. Dann beträgt beim Zusammentreffen der gleichen Phasen der Arbeitsvorrat der Lage der Gesamtwelle das Doppelte der Summe der Energien der beiden Teilwellen und das Vierfache der Energie der Lage jeder Einzelwelle,

während die Energie der Bewegung zu Null wird. Der ganze Arbeitsvorrat der Gesamtwelle ist ganz in Energie der Lage umgesetzt. Diesen Fall haben wir sehr oft in der Natur vor uns, nämlich unmittelbar vor jedem völligen Abschluß eines von der Flutwelle durchlaufenen Armes. Wird eine einseitig einlaufende Flutwelle durch einen vollständigen Abschlußdamm aufgehalten, dann wird sie ohne Arbeitsverlust zurückgeworfen (reflektiert) und wir haben daher unmittelbar vor dem Damm zwei Wellen, welche in verschiedener Richtung laufen, eine hinlaufende und eine rücklaufende Welle. Beide haben am Damm natürlich immer die gleiche Phase. Die Wellenhöhen addieren sich, oder wie man gewöhnlich sagt und auch aus der Erfahrung weiß, die Wellenhöhe verdoppelt sich an dem Abschluß.⁷⁾ Die Geschwindigkeit ist unmittelbar vor dem Abschluß selbstverständlich zu jeder Zeit gleich 0 und daher der Arbeitsvorrat der Bewegung gleich 0. Der gesamte Arbeitsvorrat der ideellen Flutwelle in einem Profil unmittelbar vor dem Abschluß ist nur Arbeitsvorrat der Lage, und er ist doppelt so groß als der gesamte Arbeitsvorrat der hinlaufenden Flutwelle. Das ist natürlich kein wirklicher Gewinn an Flutenergie, sondern es wird nur dieselbe Welle zweimal gemessen, nämlich im Hinlauf und im Rücklauf.

Trifft bei zwei gleichen, aber entgegengesetzt laufenden Flutwellen an irgendeiner Stelle Hochwasser der einen Welle mit Niedrigwasser der anderen Welle zusammen, dann haben wir die eigenartige Erscheinung vor uns, daß eine Hebung und Senkung des Wasserspiegels überhaupt kaum auftritt und daß wir daher nach dem landläufigen Sprachgebrauch des Wortes überhaupt nicht von einer Flutwelle sprechen können; ein selbstschreibender Pegel wird auch in diesem Falle keine Flutkurve aufschreiben. Trotzdem sind beide Teilwellen noch da; ihr Arbeitsvorrat ist nur zufällig vollständig in Bewegung umgesetzt. Diesen Fall des scheinbar völligen Verschwindens einer Flutwelle werden wir in der Natur wohl kaum in dieser ausgesprochen reinen Form finden, aber Annäherungen an diesen Fall, daß heißt scheinbar starke Herabminderungen der Flutwellen (nämlich der Fluthöhen) zugleich mit einer starken Erhöhung der mit den Gezeiten in der Richtung wechselnden Wassergeschwindigkeiten treten uns sehr oft entgegen und sind viel häufiger, als wir vielleicht annehmen.

Eines ist jedenfalls sicher: In der Natur haben wir es wohl so gut wie nie mit einer einzigen, in einer Richtung laufenden Welle zu tun, sondern immer mit dem (an jeder Stelle verschiedenen) Endergebnis des Zusammenwirkens (Ueberlagerns) vieler in verschiedenen Richtungen sich kreuzenden Flutwellen. In schmalen Meeresarmen und Flußmündungen von wenigen Kilometern Breite vereinigen sich die Untersuchung dadurch sehr wesentlich, daß wir es dann nur mit zwei Hauptwellenrichtungen und daher auch nur mit zwei Flutwellen zu tun haben, der einlaufenden und auslaufenden Flutwelle. Denn alle in einer Richtung laufenden Wellen haben an jeder Stelle, gleichgültig in welcher Phase sie sich befinden, die gleiche Wellengeschwindigkeit. Sie können also nicht mehr auseinanderlaufen, und wir können sie daher alle zusammen als eine Welle ansehen.

Nun geben uns die durch selbstschreibende Pegel aufgezeichneten Flutkurven auch in einem Flusse oder Meeresarme nur in jedem

⁷⁾ Die Erfahrung, daß sich die Wellenhöhe an einem vollständigem Abschluß verdoppelt, ist natürlich nicht ohne Ueberlegung zu verallgemeinern. Sie gilt nur für die in einer Richtung laufende Welle. Wenn aber die beobachtete Welle mit der Wellenhöhe H schon aus zwei in verschiedenen Richtungen laufenden Wellen besteht, einer von rechts nach links laufenden Welle mit der Wellenhöhe h_1 und einer von links nach rechts laufenden Welle mit der Höhe h_2 (und das ist die Regel, nicht die Ausnahme), dann wird bei einem vollständigem Abschluß rechts des Damms eine Wellenhöhe $= 2h_1$ und links des Damms eine Wellenhöhe $2h_2$ auftreten. Diese Wellenhöhen $2h_1$ und $2h_2$ können kleiner und größer sein als $2H$. Man kann also ohne weiteres nichts über die voraussichtliche Flut-erhöhung infolge eines Abschlusses sagen, solange man nicht die in der beobachteten Flutwelle verborgenen Teilwellen (entgegengesetzter Richtung) kennt.

Augenblick die Gesamthöhen der beiden sich begegnenden Teilflutwellen an einem bestimmten Orte an. Ebenfalls sind die nach dem Abschnitt II S. 21 ff. ermittelten Wassergeschwindigkeiten der Flutkurven die Summe oder Differenz der Wassergeschwindigkeiten der beiden gegenläufigen Teilwellen. Und schließlich gibt uns die Rechnung in Abschnitt III A und B S. 23/24 auch nur den Gesamtarbeitsvorrat beider Teilwellen $E_{(l)} + E_{(r)}$ zusammen an. Für die weitere rechnerische Verfolgung der Flutwelle und für die Beurteilung der Wirkung von Flußbauten (Durchstichen, Baggerweiterungen oder -veränderungen usw.) auf die Flutwelle und damit weiter auf die Erhaltung der Flut- und Schifffahrtsrinne, brauchen wir notwendig die Kenntnis der gegenläufigen Einzelwellen, aus denen sich die Gesamtwelle zusammensetzt.

Nun ist es möglich, den Arbeitsvorrat jeder der beiden in der Gesamtwelle versteckt vorhandenen Teilwellen an jedem Punkte, an dem wir eine Flutkurve haben, zu bestimmen und außerdem den Arbeitsverlust, den beide Teilwellen zusammen auf der Strecke zwischen zwei Pegelstellen erleiden. Wenn wir uns dann diese Werte auf dem ganzen Flutbereich eines Flusses oder Meeresarmes auftragen, dann bekommen wir ein Bild der Arbeitswirtschaft eines Flusses, nach dem wir unsere Baumaßnahmen im Flutgebiet eines Flusses beurteilen können. Ich will hier gleich vorausschicken, daß es bei allen Maßnahmen im Flutgebiete hauptsächlich darauf ankommt, die Arbeitskraft der Flutwellen eines Flusses möglichst wenig durch Reflektion zu schwächen, sie dagegen durch Arbeitsleistung (Wandreibung und Geschiebebewegung) an den wichtigen Stellen auszunutzen.

D) Die Berechnung der Arbeitsübertragung und der Differenz des Arbeitsvorrates der beiden gegenläufigen Teilwellen.

An jeder Stelle eines Flusses oder Meeresarmes, in dem eine Flutbewegung stattfindet, muß die Energie der beiden gegenläufigen Hauptwellen jede in ihrer Richtung übertragen werden, weil nur dadurch die Fortbewegung der Welle entsteht.

In Abb. 18 und 19 sei in AB der Querschnitt eines Wasserarmes angedeutet, durch den eine Flutwelle in der Richtung des Pfeiles c (mit der jeweiligen Wellengeschwindigkeit c) läuft. Vorläufig ist nur eine der beiden Wellen als vorhanden angenommen. Durch den Querschnitt AB muß sich also die ganze Energie der Flutwelle übertragen, wenn auch rechts des Querschnittes eine Flutbewegung eintreten soll, und wir können hier die Arbeitsgleichung aufstellen.

Ohne Flutbewegung möge der ruhige Wasserstand in ST liegen, dessen Lage wir nach den Ausführungen des vorigen Abschnittes berechnen können (vergl. oben S. 23/24 und Wasserspiegel-lage ST der Abb. 15). Hebt sich nun der Wasserstand links des Querschnittes AB um die Höhe $z_1 = h_1 - h_0$ so würde das Wasser einen Druck auf die Wand AB ausüben:

$$W = \gamma \Sigma \Delta b \frac{(h_1^2 - h_0^2)}{2}, \tag{30}$$

wenn die Wand fest wäre und sich nicht bewegte. Hierin ist Δb ein beliebiger Teil der Gesamtbreite des Wasserarmes, über den die Summe der Gleichung 30) genommen wird; die natürlich in der Breite wechselnden Tiefen h_1 und h_0 sind aus der Zeichnung verständlich. Das Einheitsgewicht γ des Wassers ist $= 1 \text{ t/m}^3$. In Wirklichkeit steht aber der Querschnitt nicht fest, sondern er bewegt sich mit der mittleren Wassergeschwindigkeit v_1 . Die Wandkraft W leistet daher eine Arbeit von

$$\Delta E = W \cdot v_1 \cdot \Delta t = \gamma \cdot \Sigma \Delta b \cdot \frac{(h_1^2 - h_0^2)}{2} \cdot v_1 \cdot \Delta t \tag{31}$$

in der Zeiteinheit Δt .

Diese Arbeit ist positiv, d. h. sie wird geleistet, wenn die Wandkraft W und die Wassergeschwindigkeit v_1 gleichgerichtet sind.

Infolge dieser Wandbewegung mit der Geschwindigkeit v_2 hebt sich auch rechts der Wand AB der Wasserstand um das gleiche Maß z_1 und der von rechts von dem Wasser auf die Wand ausgeübte

Druck ist ebenfalls $= W = \gamma \cdot \Sigma \Delta b \cdot \frac{(h_1^2 - h_0^2)}{2}$. Die von dieser Kraft geleistete Arbeit $W \cdot v_2 \cdot \Delta t$ ist aber negativ, weil die Kraft

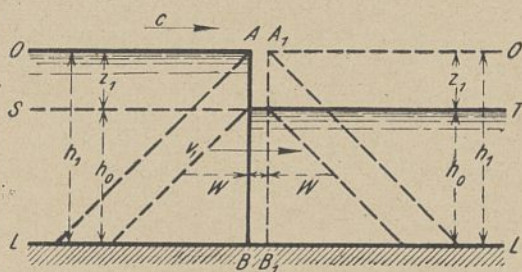


Abb. 18. Arbeitsübertragung bei Flut.

der Wandbewegung entgegen gerichtet ist; d. h. also die Arbeit wird nicht geleistet, sondern sie wird gewonnen. Die von der Flutwelle links vom Querschnitt geleistete Arbeit wird rechts vom Querschnitt wieder gewonnen; die Arbeit wird also durch den Querschnitt übertragen.

In der Abb. 18 ist die Wand AB , welche die Arbeit leistet und die Wand A_1B_1 welche die Arbeit wieder gewinnt, gesondert dargestellt und dazwischen der ursprüngliche Wasserstand der Ruhe ST in der Höhe h_0 angedeutet, um die durch die Flutwelle im Querschnitt ausgeübten Kräfte klarer hervortreten zu lassen und die Vorstellung zu erleichtern; man kann sich denken, daß zwischen beiden Wänden eine Wasserschleibe mit der sehr kleinen Dicke δ verbleibt, welche nach beiden Seiten hin, auf jede Wand den Wasserdruck $\gamma \Sigma \Delta b \frac{h_0^2}{2}$ ausübt. Von einer Wand AB auf die andere Wand A_1B_1

wird dann nur noch die Kraft $W = \gamma \Sigma \Delta b \frac{(h_1^2 - h_0^2)}{2}$ übertragen.

Bei niedrigen Wasserständen, unterhalb des Wasserspiegels der Ruhe ST (siehe Abb. 19, der Wasserstand UU liegt um z_2 unter ST) ist die auf die Wand AB wirkende Kraft von rechts nach links gerichtet, sie ist negativ, und zwar ebenso wie in Gleichung 30)

$$W = \gamma \Sigma \Delta b \left(\frac{h_2^2 - h_0^2}{2} \right) \tag{32}$$

oder

$$= -\gamma \Sigma \Delta b \left(\frac{h_0^2 - h_2^2}{2} \right)$$

Trotzdem ist die Arbeitsleistung der von links auf die Wand wirkenden Flutwelle positiv, wenn die Wassergeschwindigkeit v_2 negativ, nämlich der Flutbewegung c entgegengerichtet ist. Also die Arbeitsleistung

$$\Delta E = W \cdot v_2 \cdot \Delta t = -\gamma \Sigma \Delta b \left\{ \frac{h_0^2 - h_2^2}{2} \right\} v_2 \cdot \Delta t \tag{33}$$

in der Zeiteinheit Δt ist auch bei den niedrigen Wasserständen und bei Ebbebestromung positiv, die Arbeit wird geleistet. Und andererseits ist die Arbeit der Wand A_1B_1 unter den gleichen Umständen negativ, d. h. die Arbeit wird links geleistet und rechts gewonnen; sie wird ebenfalls durch den Querschnitt in Richtung der Flutbewegung c übertragen.

Nun kann bei einer einzigen, nur in einer Richtung (ohne Gegenwelle) laufenden Flutwelle die Energieübertragung nur in einer Richtung (mit der Wellenrichtung) erfolgen. Denn wäre das nicht der Fall, sondern würde an den nacheinander folgenden Querschnitten von dem in der Flutwelle vorhandenen Arbeitsvorrat E nur immer ein Teil weitergegeben und der übrige Teil zurückgeworfen, dann würde die Welle bald keine Energie mehr haben und sie würde verschwinden; das ist aber ohne Reibung auf längerer Strecke und ohne Reflektion nicht möglich. Bei einer Reflektion entsteht aber eine Gegenwelle, und dann haben wir keine einzige, einseitig laufende Welle mehr.

Wir haben also hier ein sehr einfaches Mittel, um zu beurteilen, ob wir es mit einer einzigen einseitig verlaufenden Flutwelle zu tun haben, oder mit zwei Flutwellen, die sich gegenseitig durchdringen, einer Hauptwelle, deren Bewegungsrichtung wir meist durch Beobachtung feststellen und einer meist kleineren Gegenwelle, welche die Hauptwelle durch verschiedene Ueberlagerung in den Höhen und in den Wassergeschwindigkeiten an jeder Stelle in anderer Weise verändert.

Bei einer einzigen, einseitig verlaufenden Flutwelle müssen die Wassergeschwindigkeiten für alle Wasserstände oberhalb der Ruhelage ST positiv (mit der Wellenrichtung c gleichgerichtet) sein, für alle Wasserstände unterhalb dieser Ruhelage ST dagegen negativ. Flutstrom und Ebbestrom müssen nicht bei Hochwasser oder Niedrigwasser kentern, sondern etwa bei halber Tidehöhe. Wir müßten also bei einer einzigen Flutwelle bis etwa 3 Stunden nach Hochwasser noch Flutstrom (positives v) und bis etwa 3 Stunden nach Niedrigwasser noch Ebbestrom (negatives v) haben.

In Abb. 20 ist eine Flutkurve (Zeitkurve) dargestellt $abcd e$ ($f g$) und darunter die einer einseitigen Fortpflanzung (also einer einzigen Hauptwelle) entsprechende Wassergeschwindigkeitskurve \uparrow (ebenfalls Zeitkurve) $m n o p q$ ($r s$) ausgezogen.

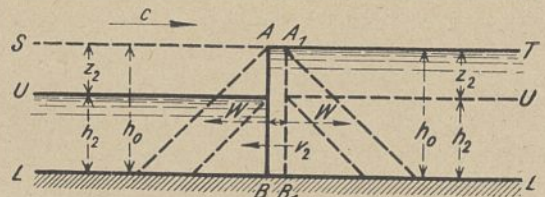


Abb. 19. Arbeitsübertragung bei Ebbe.

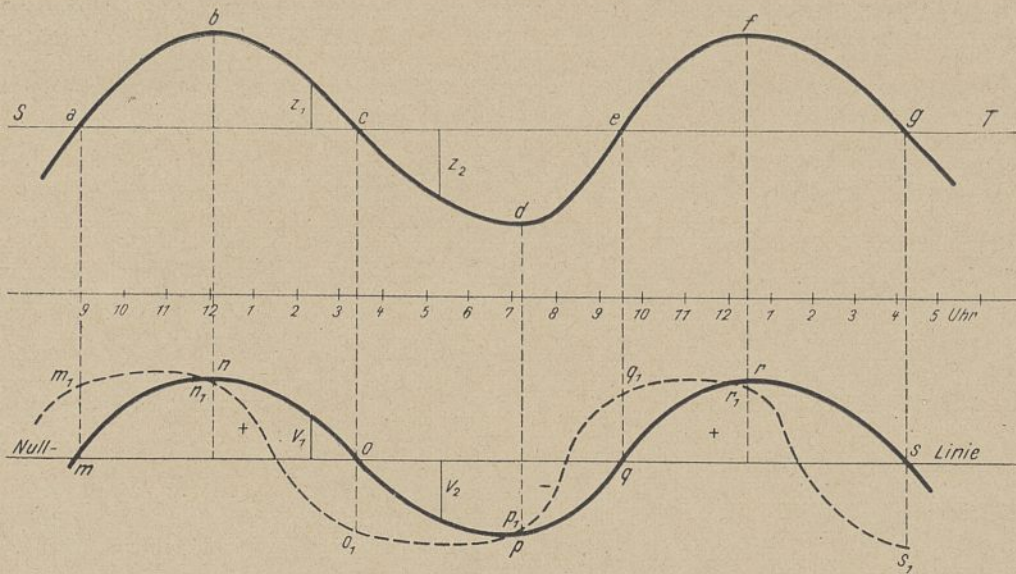


Abb. 20. a (oben) und b (unten). Flutkurve (a) und Wassergeschwindigkeitskurve (b) einer Flutwelle, (— ohne, - - - mit Gegenwelle).

Der Strom kentert jedesmal von + auf - und von - auf +, wenn die Wasserhöhe der Flutkurve die Ruhelage durchschreitet, und wenn daher z in der gleichen Weise sein Vorzeichen ändert. Jede andere Verteilung der Geschwindigkeit z. B. $m, n, o, p, q, (r, s)$ in der Abbildung 20 ist ein Zeichen dafür, daß außer der Hauptwelle noch eine deutlich erkennbare Gegenwelle vorhanden ist, deren Phasen (Hochwasser und Niedrigwasser) nicht mit Hochwasser und Niedrigwasser der Hauptwelle zusammentreffen.

Beim genauen Zusammentreffen von Hochwasser und Niedrigwasser der Gegenwelle mit der Hauptwelle verschwindet allerdings dieses äußere Kennzeichen der Welle. Wir sind aber immer noch imstande, die Gegenwelle und Hauptwelle durch Rechnung nachzuweisen und ihre Größe (an Arbeitsvorrat) zu bestimmen.

Es erscheint nämlich die durch den Querschnitt AB übertragene Energie positiv, soweit sie der Hauptflutwelle angehört, dagegen negativ, soweit sie von der Gegenwelle herrührt. Das, was wir durch die Gleichungen 31 und 33 bestimmen, ist aber die algebraische Summe, also hier die Differenz der nach rechts bzw. nach links übertragenen Energien der Hauptwelle und der Gegenwelle.

Da nun die Werte von h und h_0 durch Aufmessungen des Querprofils, sowie durch Aufnahme der Flutkurve mit selbstschreibendem Pegel bestimmt werden können und die mittleren Wassergeschwindigkeiten v , wie oben in Abschnitt II gezeigt ist, durch Rechnung ermittelt werden können, also hier als bekannt vorausgesetzt werden können, so können die Werte der Gleichung 31 (und 33)

$$\Delta E = \gamma \cdot \Sigma \Delta b \cdot \left(\frac{h^3 - h_0^3}{2} \right) v \cdot \Delta t \quad (34)$$

in t m/sec ohne Schwierigkeit für jeden Punkt der Flutkurve errechnet werden.

In Abb. 21a—c ist oben eine an einer bestimmten Stelle eines Flusses gemessene Flutkurve aufgetragen und darunter (in Abb. 21b) die zugehörige und aus der Flutkurve errechnete Kurve der Wassergeschwindigkeiten, beides Zeitkurven für eine Tide, von Hochwasser bis Hochwasser.

In Abb. 22 ist der an dieser Pegelstelle aufgenommene Flußquerschnitt dargestellt und der Wasserstand der Ruhe (eventuell nach den Ermittlungen in Abschnitt IIIA) ST eingetragen. Teilt man nun den Querschnitt in eine Anzahl senkrechter Streifen mit der beliebigen, aber möglichst gleichen Breite Δb (je nach der Größe des Flusses $\Delta b = 1$ m oder 10 m oder 100 m . . .), dann ist für jeden Wasserstand z der Wert $\gamma \Sigma \Delta b \left(\frac{h^3 - h_0^3}{2} \right)$ oder für gleiche Streifenbreiten Δb

$$= \gamma \frac{\Delta b}{2} \Sigma (h^3 - h_0^3) \quad (35)$$

einfach zu errechnen. Dieser Wert mit der zugehörigen, dem gleichen Tidehub und der gleichen Zeit entsprechenden Wassergeschwindigkeit v multipliziert, gibt uns die sekundliche Arbeitsübertragung in dem betreffenden Querschnitt $= \Delta E$. Die Werte $\gamma \cdot \Delta b \cdot \Sigma \left(\frac{h^3 - h_0^3}{2} \right)$

für einen bestimmten Wasserstand treten während einer Tide immer zweimal auf, nämlich bei Ebbe (d. h. bei fallendem Wasser) und bei Flut (d. h. bei steigendem Wasser), aber die zugehörigen Wassergeschwindigkeiten sind nicht gleich groß.

Trägt man nun die so errechneten Werte ΔE als Ordinaten für die betreffenden Zeiten als Abszissen auf, wie es in Abb. 21c geschehen ist, dann bekommen wir die Kurve der Arbeitsübertragung in dem

betreffenden Querschnitt. Die gesamte durch diese Kurve und die Nulllinie für eine Tide eingeschlossene Fläche (die negative Fläche abgezogen) $= \Sigma \Delta E \cdot \Delta t$ gibt uns die gesamte Arbeitsübertragung beider Flutwellen, der Hauptwelle und der Gegenwelle, während einer Tide und damit, wie oben gezeigt ist, die Differenz des Arbeitsvorrates beider Wellen. Die Summierung $\Sigma \Delta E \cdot \Delta t$ macht man am einfachsten durch Rechnung für schrittweise Zeitabschnitte Δt .

Bezeichnen wir mit E_I die Gesamtenergie der Hauptwelle und mit E_{II} die Gesamtenergie der Gegenwelle, dann gibt uns die Flächensumme $\Sigma \Delta E \cdot \Delta t$ die Differenz

$$E_I - E_{II} = \Sigma \Delta E \cdot \Delta t$$

Nun haben wir oben in den Abschnitten III A B die Gesamtenergie der zusammengesetzten Flutwelle

$$E_I + E_{II} = E_{(I)} + E_{(v)}$$

(siehe Gleichung 27 und 29) ermittelt.

Daraus können wir uns jetzt die Arbeitsgröße jeder Einzelwelle errechnen

$$E_I = \frac{1}{2} [(E_I + E_{II}) + (E_I - E_{II})]$$

und

$$E_{II} = \frac{1}{2} [(E_I + E_{II}) - (E_I - E_{II})]$$

Tragen wir diese Werte E_I und E_{II} der Hauptflutwelle und der Gegenwelle nach der Länge eines Flusses auf (vergl. unten Abb. 30),

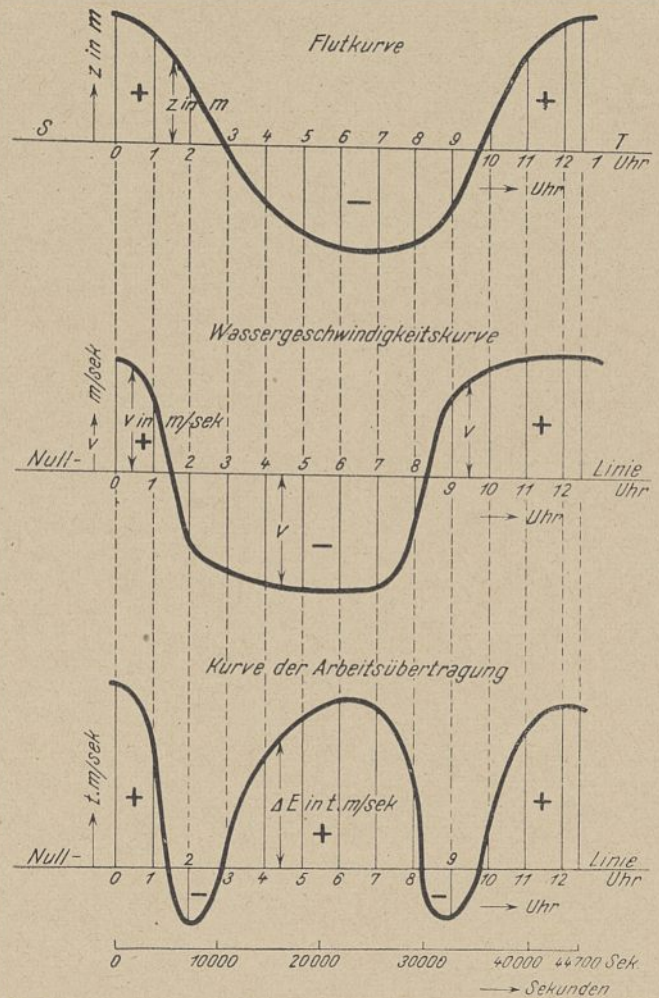


Abb. 21 a, b und c. Ermittlung der Gesamtgröße der Arbeitsübertragung einer Flutkurve

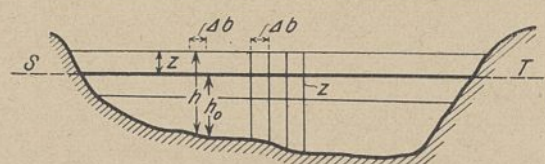


Abb. 22. Flußquerschnitt mit Flutwechsel.

dann können wir uns einen Begriff davon machen, welche Energiemengen der Flutwelle durch Reflektion verloren gehen und wo etwa die Reflektion verursacht wird.

Die reflektierten Energiemengen gehen den von der Mündung entfernt liegenden oberen Teilen des Flusses verloren. Die Arbeitsverluste an Reibung dagegen können nutzbringend verwandt werden, weil sie auf Vertiefung und Erhaltung der Schiffahrtsrinne wirken können.

E) Der Arbeitsaufwand der Bettreibung.

Der Arbeitsaufwand der Bettreibung läßt sich beim Beharrungszustand leicht und einwandfrei berechnen. Bei einem gleichmäßigen Gefälle J eines Gerinnes mit dem gleichbleibenden Wasserquerschnitt F muß die auf einer Strecke ΔL des Gerinnes vom Wasser auf die Wand ausgeübte Reibungskraft (wenn eben keine Verzögerung und keine Beschleunigung des Wassers auftritt) gleich der Seitenkraft des darüberliegenden Wassergewichtes sein

$$\Delta W = \gamma \cdot F \cdot \Delta L \cdot J \tag{37}$$

Das durch die Wandreibung verbrauchte Gefälle J können wir beim Beharrungszustand durch die mittlere Geschwindigkeit v des Querschnittes nach der Chezy-Eytelweinschen Formel ausdrücken

$$J = \frac{v^2}{K^2 R} \tag{38}$$

worin R die mittlere Tiefe $\frac{F}{b}$ oder der hydraulische Radius $\frac{F}{p}$ und $\left(\frac{1}{K^2}\right)$ der Widerstandsbeiwert des Querschnittes ist. Daraus ergibt sich dann die Wandkraft

$$\Delta W = \gamma \cdot b \cdot \Delta L \cdot \frac{v^2}{K^2} \tag{39}$$

Der Beiwert K ist bei ähnlichen Querschnitten und gleicher Rauigkeit von der Kennzahl $vR\rho$ abhängig, und zwar kann man für die Verhältnisse im Ebbe- und Flutgebiet größerer Ströme etwa setzen

$$\left. \begin{aligned} K &= \text{rd. } 45 (vR\rho)^{0,13} \text{ bzw. } K^2 = 2000 (vR\rho)^{0,26} \\ &\text{für Kennzahlen unter 3 und} \\ K &= \text{rd. } 48 (vR\rho)^{0,07} \text{ bzw. } K^2 = 2300 (vR\rho)^{0,14} \\ &\text{für Kennzahlen über 3.} \end{aligned} \right\} \tag{40}$$

Die Formel ist in der Versuchsanstalt seit über einem Jahrzehnt in Gebrauch und von mir seinerzeit als Mittelwert verschiedener Geschwindigkeitsformeln und auf Grund von Messungsergebnissen aufgestellt. Neuerdings hat Dr. Winkel (Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, S. 593) aus einer größeren Anzahl von Messungsergebnissen für die Verhältnisse der größeren Flüsse Nord- und Mitteldeutschlands die Formel aufgestellt

$$K = 42 (vR\rho)^{0,125}$$

Beide Formeln stimmen in Anbetracht der Unsicherheit und Ungenauigkeit der Messungsergebnisse recht gut überein. Die Werte der

Formel 40 sind in Abb. 23 in logarithmischem Maßstabe (als Gerade) aufgetragen und sind für jeden Kennwert $v \cdot R$ (wobei ρ im Mittel = 1 angenommen werden kann) leicht abzulesen. Der Temperaturbeiwert ρ ist unter Abb. 23 für verschiedene Wasserwärme angegeben; er schwankt um 1 herum und ist für 13,2° Celsius = $1 \frac{\text{sec}}{\text{m}^2}$. Der Einfluß der Wasserwärme auf den Arbeitsaufwand der Bettreibung ist gering und man kann daher ohne große Fehler mit einer mittleren Wasserwärme rechnen und $\rho = 1 \frac{\text{sec}}{\text{m}^2}$ setzen.

Die auf eine größere Flußstrecke zwischen zwei Pegelstellen (an denen Flutkurven aufgenommen sind) mit der Länge L wirkende Wandkraft ist dann

$$W = \gamma \cdot b \cdot L \cdot \frac{v^2}{K^2} \tag{41a}$$

oder, wenn die Querschnitte auf der Strecke verschieden sind,

$$W = \gamma \Sigma \left(b \cdot \Delta L \cdot \frac{v^2}{K^2} \right) \tag{41b}$$

Am besten rechnet man aber bei einigermaßen nahe bei einander liegenden Pegelstellen mit der Gleichung 41a und legt für b und v mittlere Werte zugrunde. Bei schmalen, tiefen Querschnitten muß man an Stelle der Breite b den benetzten Umfang p einführen und

$$W = \gamma \cdot p \cdot L \cdot \frac{v^2}{K^2}$$

setzen. In den breiten Querschnitten des Flutgebietes unserer Flüsse weichen aber beide Werte kaum voneinander ab.

Die von der Wandkraft aufgezehrte Reibungsarbeit ist gleich der von dem fließenden Wasser geleisteten Arbeit. Sie ist in der Zeiteinheit

$$\frac{dE}{dt} = W \cdot v = \gamma \cdot \frac{b \cdot L \cdot v^3}{K^2} \tag{42}$$

Diese Leistung ist, da die Wassergeschwindigkeit und die Wandkraft einander entgegengesetzt gerichtet sind, immer negativ, sowohl für Flut als auch für Ebbe, d.h. die Arbeit wird aufgezehrt; es handelt sich immer um Verluste an Arbeitsvorrat der Flutwellen infolge der Reibung.

In Abb. 24a ist die nach den Ausführungen des Abschnittes II errechnete und hier als bekannt vorausgesetzte Wassergeschwindigkeitskurve einer Tide (von Hochwasser bis Hochwasser) dargestellt. Darunter sind in Abb. 24b die nach Gleichung 42 errechneten Leistungen $\frac{dE}{dt}$ in t · m/sec für die verschiedenen Zeitpunkte der Tide aufgetragen. Der gesamte Arbeitsverlust der Reibung

$$E_{(v)} = \int \frac{dE}{dt} dt \text{ für die ganze Tide} \tag{43}$$

ist durch die gesamte Fläche zwischen der Leistungslinie und der Grundlinie der Abb. 24b wiedergegeben und kann durch Planimetrieren oder durch Rechnung ermittelt werden in t · m.

Nun ist allerdings der hier bisher vorausgesetzte Beharrungszustand der Bewegung bei der Flutbewegung nie vorhanden. Die dadurch bedingte Abweichung ist zweierlei Art.

Einmal hat die Wandkraft nicht immer die nach Gleichung 41 aus der Wassergeschwindigkeit errechnete Größe, sondern sie ist während der Zunahme der Geschwindigkeit (sowohl beim Ebbstrom als auch beim Flutstrom) größer, als sie sich aus der Rechnung ergibt, und während der

Abnahme der Wassergeschwindigkeiten kleiner als diese. Demnach würden sich auch die Leistungen $W \cdot v$ ändern und zwar in der Weise, wie es in Abb. 24b durch die punktierte Linie dargestellt ist. Die Abweichungen von der Rechnung sind um so größer, je schneller die Geschwindigkeitsänderungen vor sich gehen. Ja, es tritt sogar oft (meist bei jedem schnellen Stromkern) der

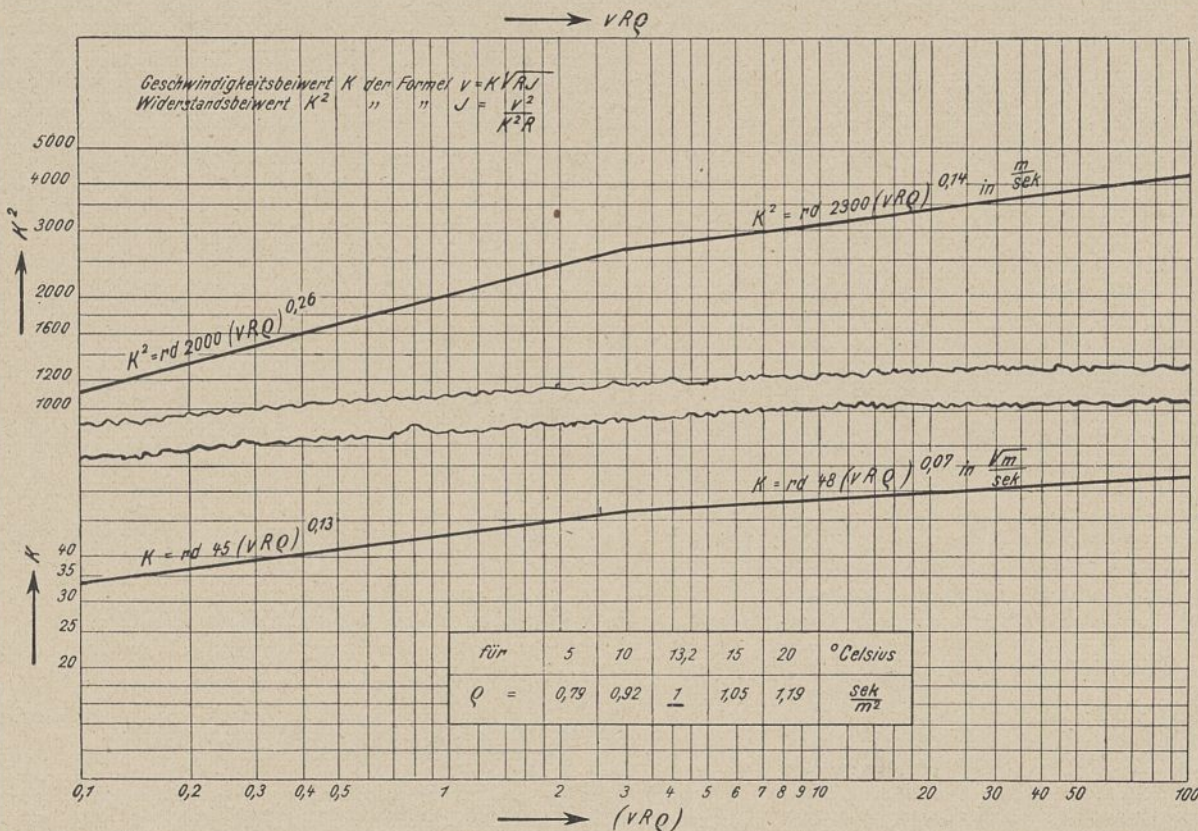


Abb. 23. Abhängigkeit des Geschwindigkeitsbeiwertes und Widerstandsbeiwertes von der Kennzahl $(vR\rho)$.

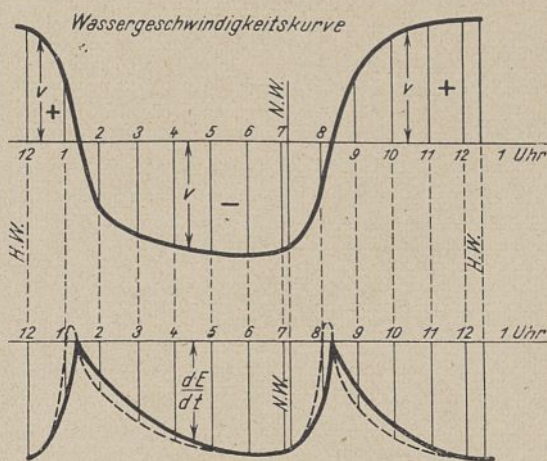


Abb. 24 a und b. Ermittlung der Arbeit der Wandreibung für die Längeneinheit bei Pegel A.

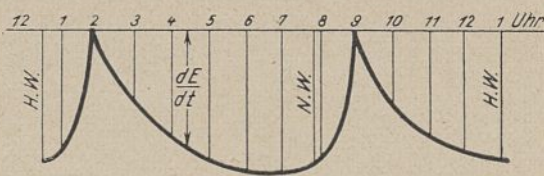


Abb. 25. Arbeit der Wandreibung bei Pegel B.

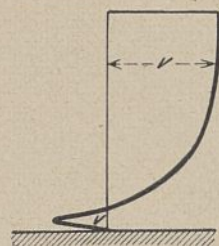


Abb. 26. Vertikalgeschwindigkeitskurve vor dem Kentern des Stromes.

Fall ein, daß die Wasserbewegung am Ufer und an der Sohle schon umkehrt, bevor die mittlere Geschwindigkeit v ihre Richtung gewechselt hat. Die Vertikal-Geschwindigkeitskurve hat dann die in Abb. 26 dargestellte eigentümliche Form. In diesem Falle ist die Wandkraft mit der mittleren Geschwindigkeit v gleichgerichtet und die Wandreibung würde scheinbar positive Arbeit leisten (siehe Abb. 24b).

Nun kennen wir aber diese wirkliche Größe der Wandkraft nicht und es ist außerdem die Arbeit der äußeren Wandkraft nicht mehr gleich der inneren Reibungsarbeit wie beim Beharrungszustande. Wir helfen uns über diese Schwierigkeit hinweg, indem wir als Näherung für die Berechnung des Arbeitsverlustes der Reibung die berechnete ausgezogene Leistungslinie der Abb. 24b zugrunde legen.

Weiter ist auch in der Längsrichtung des Flusses keine Beharrung vorhanden. Hochwasser tritt an dem von A um die Länge L entfernten Pegel B erheblich später ein, nämlich um $\frac{L}{c}$ Sekunden später. Das würde an sich noch nicht schaden, wenn die entsprechende Wassergeschwindigkeit v bei Hochwasser bzw. bei den entsprechenden Zeiten der Tide überall an allen Punkten der Strecke A bis B die gleiche wäre; dann würde der Arbeitsverlust der Reibung durch die Abb. 24b gegeben sein. Nun ändert sich aber die Form der Flutwelle und daher auch die Form der Geschwindigkeitskurve in der Flutrichtung. Wir bekommen daher am Pegel B eine etwas andere Wassergeschwindigkeitskurve und einen etwas anderen Arbeitsverlust der Reibung, wie er durch

$$E_{(r)} = \int \frac{dE}{dt} dt$$

der Leistungsfläche der Abb. 25 dargestellt ist.

Den wirklichen Arbeitsverlust auf der Strecke L zwischen den beiden Pegeln A und B berechnen wir nun mit guter Annäherung als das arithmetische Mittel aus beiden

$$E_{(r)} = \frac{E_{(rA)} + E_{(rB)}}{2} \quad (44)$$

Die beiden Berechnungen und Auftragungen der Abb. 24b und 25 für die benachbarten Pegel sind natürlich für die gleiche Tide zu machen und zwischen den entsprechenden Punkten derselben Tide.

Übersichtlicher ist es noch, wenn man den Arbeitsaufwand der Bettreibung für die Längeneinheit

$$d \frac{E_{(r)}}{dL} = \int \gamma \cdot \frac{b \cdot v^3}{K^2} dt \quad (45)$$

(das Integral wie Gleichung 43 über die ganze Tide genommen) aufträgt an den Pegelpunkten, für welche man die Messungen oder Berechnungen von v und b hat, wie es in Abb. 28 geschehen ist. Die Fläche zwischen den beiden Pegeln gibt dann den Gesamtarbeitsaufwand auf dieser Strecke in der gleichen Höhe wie Gleichung 44. (Siehe Abb. 31.)

F) Kontrollen der Rechnung.

Die oben angegebenen Rechnungen werden mit Fehlern und Ungenauigkeiten behaftet sein wegen der Ungenauigkeiten der Grundlagen und Beiwerte der Rechnung, wie sie beispielsweise in der Unsicherheit der genauen Querschnittsbestimmung, der richtigen Bestimmung der mittleren Tiefen R und Breiten b bei jedem Wasserstand, der einwandfrei richtigen Bestimmung der Fortschrittsgeschwindigkeit c der Flutwelle für jeden Zeitpunkt der Tide, der richtigen Schätzung des Widerstandsbeiwertes K^2 und in der geringen Vernachlässigung der Näherungsrechnung liegen. Es ist daher günstig, wenn zur Nachprüfung der Ergebnisse die betreffenden Werte auch in anderer Weise bestimmt werden können. Solche Kontrollen stehen zum Teil für die Wassergeschwindigkeiten und für die Energien der Flutwellen zur Verfügung.

In Abb. 27 sei SS der Wasserspiegel zu einer bestimmten Zeit auf der Strecke L zwischen den Pegelstationen d und e . Die Wasserstände sind aus den Flutkurven bekannt, und ebenfalls sind die diesen Wasserständen entsprechenden Querschnitte $F_{(d)}$ und $F_{(e)}$ sowie die entsprechenden Spiegelbreiten $b_{(d)}$ und $b_{(e)}$ durch Messung bekannt. Die durch Rechnung bestimmten Wassergeschwindigkeiten seien zu derselben Zeit $v_{(d)}$ und $v_{(e)}$.

Nach einer gewissen kleinen Zeit Δt sei der Wasserspiegel nach Angabe der Flutkurven auf $S'S'$ gestiegen, um die Höhendifferenz $\Delta h_{(d)}$ und $\Delta h_{(e)}$. Die diesem Wasserstände entsprechenden Geschwindigkeiten usw. seien $v'_{(d)} - v'_{(e)} - F'_{(d)}$ usw. Dann besteht die Raumgleichung

$$\frac{F_{(d)} \cdot v_{(d)} + F'_{(d)} \cdot v'_{(d)}}{2} \Delta t - \frac{F_{(e)} \cdot v_{(e)} + F'_{(e)} \cdot v'_{(e)}}{2} \Delta t = \left\{ \frac{b_{(d)} + b'_{(d)}}{2} \cdot \Delta h_{(d)} + \frac{b_{(e)} + b'_{(e)}}{2} \cdot \Delta h_{(e)} \right\} \frac{L}{2} \quad (46)$$

Mit dieser Gleichung 46 kann man, wenn die Flutkurven vorliegen, von einem Querschnitte (am besten dem obersten, kleinsten Querschnitte) ausgehend, schrittweise die Wassergeschwindigkeiten in den Querschnitten der anderen Pegelstellen für die ganze Tide berechnen. Diese Berechnungsweise war bisher bei Flutberechnungen allgemein üblich, und sie ist auch, wenn die Querschnitte genügend genau bekannt sind, durchaus zulässig; nur darf man nicht, wie bisher, die Wassergeschwindigkeiten in dem oberen Ausgangsquerschnitte nach der Chezyschen Formel $v = K\sqrt{RJ}$ für den Beharrungszustand bestimmen, sondern muß sie in der Weise berechnen, wie es oben im Abschnitt II angegeben ist.

Sollten sich im übrigen Unterschiede zeigen zwischen den Ergebnissen der beiden Berechnungsarten, der bisherigen älteren und der hier in Abschnitt II angegebenen neueren Berechnungsweise, so kann das nur in einer unrichtigen Aufnahme der Querschnitte oder in einer ungenauen Bestimmung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Flutwelle oder in einer unrichtigen Wahl des Widerstandsbeiwertes K^2 seinen Grund haben. Größere Abweichungen sind nicht zu erwarten; die neuere Berechnungsart hat den Vorteil, daß die an einer Pegelstelle etwa gemachten Fehler sich nicht auf die Rechnung des ganzen Flusses übertragen, wie es bei der älteren Rechnungsweise der Fall ist.

Zur Nachprüfung des Arbeitsvorrates der beiden Teile der Flutwelle, der Hauptwelle und der Gegenwelle, haben wir folgende Beziehungen:

In Abb. 28 seien für die Pegelstationen d und e die oben nach Abschnitt III D errechneten Größen des Arbeitsvorrates der Hauptwelle $E_{I(d)}$ und $E_{I(e)}$ sowie der Nebenwelle $E_{II(d)}$ und $E_{II(e)}$ aufgetragen. Darunter seien (im gleichen Maßstabe) die Arbeitsverluste der Bettreibung angegeben ($E_{(r)}$ der Gleichung 44).

Wenn zwischen beiden Pegelstationen keine Reflektionen der beiden Wellenteile eintreten, dann muß

$$E_{I(d)} - E_{I(e)} + E_{II(e)} - E_{II(d)} = E_{(r)} \quad (47)$$

d. h. der Gesamtunterschied des Arbeitsvorrates der beiden Wellenteile für beide Pegelstationen muß gleich dem Arbeitsverlust der Bettreibung sein oder in anderer Form

$$(E_{I} - E_{II})_{(d)} - (E_{I} - E_{II})_{(e)} = E_{r(d-e)} \quad (48)$$

d. h. die Abnahme des Unterschiedes des Arbeitsvorrates beider Wellenteile $E_{I} - E_{II}$ von einer Pegelstation zur anderen ist gleich dem Arbeitsverlust der Bettreibung $E_{(r)}$ auf dieser Strecke.

Dieser Satz und die Gleichung 48 behalten auch ihre Gültigkeit, wenn Teile der Welle zwischen zwei Pegelstationen reflektiert werden.

In Abb. 29 sei der Arbeitsvorrat ΔE_{I} eines Teiles der Flutwelle in d dargestellt, welcher nicht bis zum nächsten Pegel e gelangt, sondern nur bis zum Punkte u und hier vollkom-

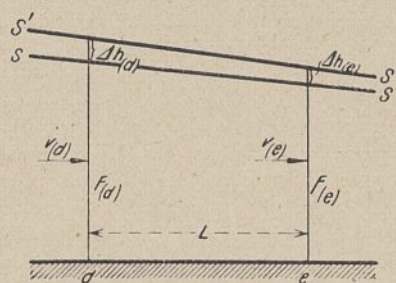


Abb. 27. Ermittlung der Stromgeschwindigkeiten aus der Höhenänderung des Wasserspiegels.

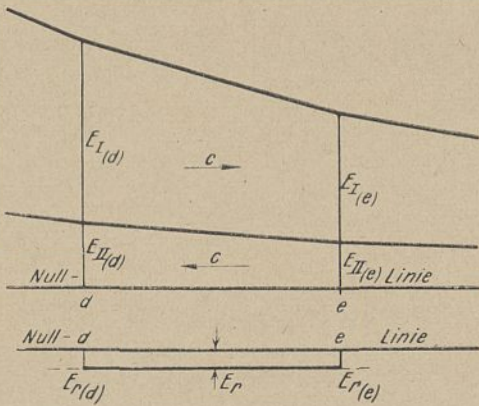


Abb. 28. Energiebeziehungen der Flutwelle zwischen zwei benachbarten Pegelstellen.

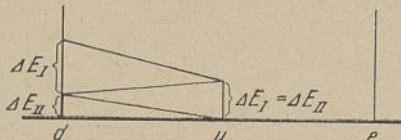


Abb. 29. Vollständige Reflexion eines Teiles des Arbeitsvorrates zwischen zwei Pegeln.

men reflektiert wird. Der Arbeitsvorrat hat auf dieser Strecke $\Delta E_{I(a)}$ bis $\Delta E_{I(u)}$ durch Reibung abgenommen. Der Arbeitsvorrat $\Delta E_{I(u)} = \Delta E_{II(u)}$ wandert dann mit der Gegenwelle zurück und nimmt weiter durch Reibung bis $\Delta E_{II(a)}$ ab. Der Reibungsverlust des reflektierten Wellenteiles kommt also in dem Unterschied $(E_I - E_{II})_{(a)}$ der Gleichung 48 schon zum Ausdruck.

Wir können daher mittels der Gleichung 48 die Richtigkeit des nach Abschnitt III D ermittelten Arbeitsvorrates der Hauptwelle E_I und Gegenwelle E_{II} durch die nach Abschnitt III E ermittelten Arbeitsverluste der Bettreibung nachprüfen.

G) Der Arbeitshaushalt der Flutwellen.

In Abb. 30 ist nun der Arbeitshaushalt der Flutwelle eines Flusses nach den Ermittlungen der vorhergehenden Abschnitte im Bilde dargestellt. Es ist für einen Längenschnitt des untersuchten Flusses an den einzelnen Pegelstellen a, b, c, d, e, f, g von der Mündung (links) nach oben (rechts) fortschreitend der Arbeitsvorrat der Flutwelle aufgetragen und zwar zerlegt in den Arbeitsvorrat E_I der Hauptwelle und den Arbeitsvorrat E_{II} der Nebenwelle.

Die Hauptwelle läuft in den Fluß hinein (in der Abb. von links nach rechts). Ihr Arbeitsvorrat E_I nimmt beim weiteren Eindringen in den Fluß schnell ab und zwar einerseits durch Verluste infolge der Bettreibung, andererseits durch Reflexion.

Die Abgabe eines Teiles des Arbeitsvorrates an Nebenflüsse, wie sie in der Abb. 30 an zwei Stellen angedeutet ist, bedeutet keinen Verlust oder Gewinn, weder für die Hauptwelle noch für die Nebenwelle, sondern nur eine Teilung der Energie. Diese irgendwie bedeutenden Nebenflüsse, Stromspaltungen usw. müssen aber in die Energieberechnung des ganzen Flusses einbezogen werden, weil sie die Arbeitswirtschaft des Hauptflusses beeinflussen. Eine Verbesserung oder Verschlechterung der Flutentwicklung eines bedeutenden Nebenflusses bedeutet auch eine Verbesserung oder Verschlechterung der Flutwirkung auf der unterhalb liegenden Strecke des Hauptflusses.

Auch die Abgabe der Flutwellenenergie an Nebenarme ist an sich noch kein Verlust für den Arbeitshaushalt der Flutwelle. Wohl aber können durch solche Stromspaltungen schädliche Reflexionen für den oberen Flußteil hervorgerufen werden, wenn die Fortpflanzungszeit der Flutwelle in beiden Armen verschieden ist. Die Gegenwelle läuft aus dem Fluß heraus (von rechts nach links). Ihr Arbeitsvorrat E_{II} muß auch durch Reibung von rechts nach links abnehmen; er nimmt aber flußabwärts durch Reflexion der Hauptwelle immer wieder zu.

Gerade diese Energiemengen, welche der Gegenwelle durch die Reflexion der Hauptwelle zugeführt werden, müssen wir im allgemeinen als schädliche Verluste buchen für alle oberhalb liegenden Strecken. Je geringer diese Reflexionen sind, um so besser ist die Flutentwicklung und um so besser ist der Nutzen der Flutwelle für die Offenhaltung der Schifffahrtsrinne. Dahingegen ist der Arbeitsaufwand der Bettreibung grundsätzlich kein Verlust der flußbaulich günstigen Wirkung der Flutwelle, sondern gerade der erstrebte Gewinn. Denn nur darum führen wir die Flutwelle möglichst weit und ungehindert in die Flußmündungen hinein, um ihre Arbeit als Bettreibung möglichst weitgehend auszunutzen.

Es können zwar öfter Fälle eintreten, in denen wir aus anderen Gründen (z. B. zum Zwecke der Verringerung der Reflexionen oder zur Zusammenfassung und örtlichen Verstärkung der Strom-

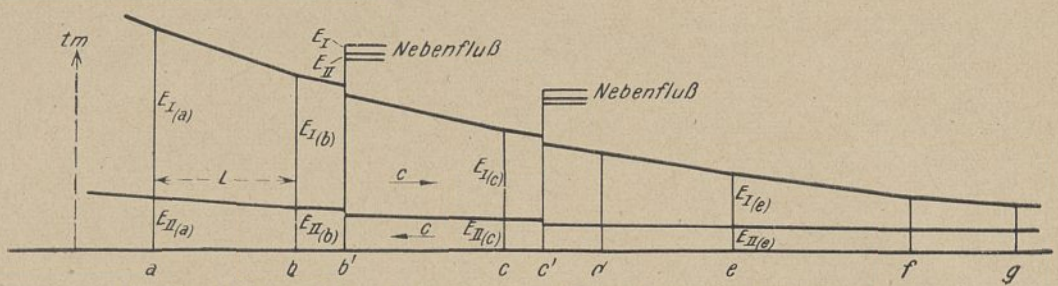


Abb. 30. Änderung des Arbeitsvorrates der Flutwelle, getrennt nach Hauptwelle I und Gegenwelle II, bei der Bewegung im Stromschlauch.

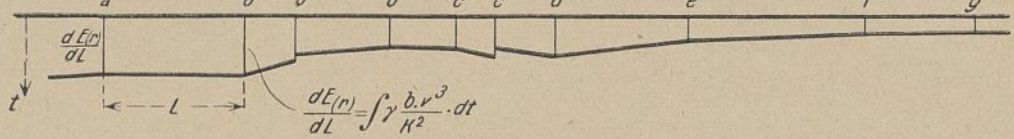


Abb. 31. Reibungsarbeit der Gesamtflutwelle im Strombett.

wirkung) flache Nebenarme beseitigen und übermäßige Flußbreiten einschränken, und dadurch vielleicht die gesamte Bettreibung an der betreffenden Stelle etwas heruntersetzen. Im übrigen haben wir aber gar keine Veranlassung, die Bettreibung im Flutgebiet im allgemeinen zu vermeiden oder heruntersetzen.

In Abb. 31 ist die errechnete Bettreibungsarbeit einer ganzen Flutwelle (einer Tide = rd. 44700 Sek.) dargestellt. Es sind an den einzelnen Pegelstellen a, b, c usw. jedesmal die Reibungsarbeit einer ganzen Tide für die Längeneinheit nach der Gleichung

$$\frac{dE(r)}{dL} = \int_0^{44700} \gamma \cdot b \cdot \frac{v^3}{K^2} dt$$

aufgetragen und zwar in t. Die ganze Fläche auf einer bestimmten Strecke gibt dann die ganze Bettreibungsarbeit einer Tide auf dieser Strecke in tm an.

Ein möglichst glatter gleichmäßiger Verlauf dieser Linie der Stromarbeit einer Tide ist ein Zeichen guter Führung der Flutwelle. Die Abbildung 31 ist nach Belieben gezeichnet und dient lediglich als schematisches Beispiel. In Wirklichkeit wird diese Bettreibungsarbeit in der Längenenwicklung des Flußbettes stark wechseln, und es kommt bei der Untersuchung der Flutverhältnisse eines Flusses darauf an, die Pegelstellen so zu wählen, daß man ein möglichst richtiges Bild der Verteilung der Stromarbeit erhält. Nötigenfalls muß man noch Zwischenprofile $b'-b''$ usw. wählen, für die man die Rechnung dann mit geschätzten oder interpolierten Werten der Spiegelbreiten, Wassergeschwindigkeiten usw. für die einzelnen Zeiten der Tide durchführt. Es ist das hier noch notwendiger, Zwischenprofile zu wählen, als bei der Berechnung des Arbeitsvorrates der Flutwelle selbst (nach Abb. 30), da der Arbeitsvorrat mehr allmählich abnimmt und nicht so unregelmäßigen Schwankungen nach der Längenenwicklung unterworfen ist, wie die Stromarbeit.⁸⁾

In erster Linie maßgebend für die Beurteilung der Flutentwicklung in dem Unterlaufe eines Tideflusses ist aber die in Abb. 30 gegebene Darstellung des Arbeitsvorrates beider Wellen, der Haupt- und Gegenwelle. Sie gibt uns ein Bild des wirklichen Arbeitshaushaltes der Flutwelle.

Bei Pegel a tritt eine Flutwelle in den Fluß mit dem Arbeitsvorrat $E_{I(a)}$. Heraus kommt wieder eine (Gegen-) Welle mit dem Arbeitsvorrat $E_{II(a)}$. Dieser in der Gegenwelle noch aufgespeicherte Arbeitsvorrat geht wieder zum Meere hinaus und ist für die Bettausbildung (der oberhalb liegenden Strecke, also für den Fluß selbst) verloren. Von der Gesamtwelle mit dem Gesamtarbeitsinhalt $E_{I(a)} + E_{II(a)}$ wird im Flusse nur eine Arbeit nutzbar gemacht $E_{I(a)} - E_{II(a)}$, weil die Arbeitsgröße $E_{I(a)}$ in den Fluß hineintritt

⁸⁾ Außer dieser für die Bettausbildung nutzbaren Stromarbeit der Bettreibung kommen noch andere Arbeitsumsetzungen vor, die als wirkliche Arbeitsverluste im Arbeitshaushalt der Flutwelle einzusetzen sind, so z. B. die Arbeitsverluste durch Wirbel- und Walzenbildung bei der Einmündung größerer Nebenflüsse in den Hauptfluß (besonders bei Ebbstrom) und die außergewöhnlichen Verluste bei scharfen Krümmungen usw. Diese Verluste sind schwer rechnerisch zu erfassen und in der hier gegebenen Untersuchung unberücksichtigt geblieben. Sie sind auch nicht so wesentlich, daß sie das Bild des Arbeitshaushaltes sichtbar ändern. Man muß doch bedenken, daß auch die Berechnung des Arbeitsaufwandes der Bettreibung wegen der nicht ganz sicheren Schätzung des Widerstandsbeiwertes $\frac{1}{K^2}$ und wegen der Rechnung mit mittleren Geschwindigkeiten Fehlerquellen in sich trägt, welche größer sein können, als diese Vernachlässigungen.

und die Arbeitsgröße $E_{II(a)}$ wieder hinausgelangt. Diese im Flusse verbliebene Flutarbeit ist fast ausschließlich als Bettreibungsarbeit nutzbar gemacht auf der ganzen Strecke von der Mündung bis hinauf zur Flutgrenze (die je nach der Menge des vom Flusse jeweils zugeführten Oberwassers⁹⁾ ihre Lage wechselt). Bei den grundlegenden Arbeiten zur Ausnutzung der Energie der Flutwelle für die Verbesserung des Schifffahrtweges im Flutgebiet der Ströme kommt es also hauptsächlich darauf an, das Verhältnis der Arbeitsgrößen der beiden Wellen E und E möglichst zugunsten der Hauptwelle zu ändern.

Bei der Berechnung ist aber Vorsicht geboten. Wir müssen nämlich bedenken, daß die Gegenwelle an der Pegelstelle a mit dem Arbeitsvorrat $E_{II(a)}$ gar nicht durch die gleichzeitig gemessene Hauptwelle (mit dem Arbeitsvorrat $E_{I(a)}$) verursacht ist, sondern durch die Reflektionen früherer Wellen oder zum mindesten früherer Wellenteile. Wir dürfen daher die oben aufgestellte Energie-Rechnung nur dann als einwandfrei ansehen, wenn die vorhergehenden Flutwellen nicht merklich andere waren (in Höhe, Wellengeschwindigkeiten usw.); nur dann können wir annehmen, daß die aus der gemessenen Gesamtwellen errechnete Gegenwelle wirklich den Reflex der errechneten Hauptwelle darstellt.

Bei der vielseitigen gegenseitigen Beeinflussung der sich überlagernden beiden Wellen und bei dem starken gesetzmäßigen und zufälligen Wechsel der Hauptflutwelle ist nun eine völlige Gleichheit mehrerer aufeinanderfolgender Tiden recht selten, und man muß lange suchen, bis man eine geeignete Zeit für die Durchführung der Rechnung des Arbeitshaushaltes der Flutwelle findet. An der Unterelbe traten, um ein Beispiel zu nennen, solche annähernd gleichen aufeinanderfolgenden Tiden mit annähernd an jedem Pegel sich gleichbleibenden Hochwasser- und Niedrigwasserhöhen und bei gleichem Oberwasser in den Tagen vom 13. bis 15. Mai 1911 ein. Für diese Zeit liegen auch genaue Aufnahmen der Flutkurven mittels selbstschreibender Pegel für eine größere Anzahl von Pegelstellen im Hauptstrom und in den Nebenflüssen vor, sodaß die genaue Durchrechnung des Arbeitshaushaltes sich für diese Tide ermöglichen ließe. Die Unterlagen sind auch von mir zum Teil schon bearbeitet. Die Durchführung der Rechnung mußte aber aufgegeben werden, weil die Arbeitsleistung die Arbeitskraft eines Einzelnen weit übersteigt. Daher konnten in den Abb. 30 und 31 keine genaueren Angaben, sondern nur schematische Darstellungen gebracht werden.

Aus den Darlegungen wird man aber ersehen, daß die rechnerische Verfolgung der beabsichtigten Aenderungen der Flutwelle nicht so einfach ist, wie es Franzius, der erste bedeutende Vorkämpfer auf diesem Gebiete, annahm, weil jede Aenderung die Flutentwicklung des ganzen Flusses beeinflußt. Die Abb. 30, das Schlußergebnis der

⁹⁾ Auf die Einführung des vom Oberwasser gelieferten Arbeitsvorrates in die Rechnung hoffe ich in einer späteren Veröffentlichung eingehen zu können. Hier sei nur bemerkt, daß man die Größe der vom Oberwasser gelieferten Arbeit an der Grenze des Flutgebietes schätzen kann

$$E_{(ov)} = \frac{\gamma}{2g} \cdot F \cdot v^3 \cdot Z = \gamma \cdot q \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot Z$$

(wenn F der Flußquerschnitt, v die mittlere Wassergeschwindigkeit, q die sekundliche Oberwassermenge und Z die Gesamtzeit einer Tide = rd. 44700 Sekunden ist). Sie würde etwa gleichmäßig beiden Wellenteilen zugute kommen, aber sie ist klein und wird auch bereits auf den oberen Strecken des Flußgebietes durch Bettreibung aufgezehrt und fällt daher für die wichtige untere Strecke des Flutgebietes praktisch aus der Rechnung heraus. Die auch auf den unteren Strecken des Flutgebietes vom Oberwasser noch geleistete zusätzliche Arbeit $E_{(ov)} = \gamma \cdot q \cdot Z \cdot \Delta h$ (worn Δh das Gefälle des oben errechneten Mittelwasserspiegels, *ST* Abb. 16 b, auf der betreffenden Strecke ist) kommt der Stromarbeit nutzbringend zugute. Sie ist aber wegen des verhältnismäßig geringen Gefälles Δh der einzelnen Strecken nicht von so ausschlaggebender Bedeutung und ist zum Teil auch schon in der Rechnung berücksichtigt, weil die zugrunde gelegten Pegelbeobachtungen vom Oberwasser mit beeinflußt werden.

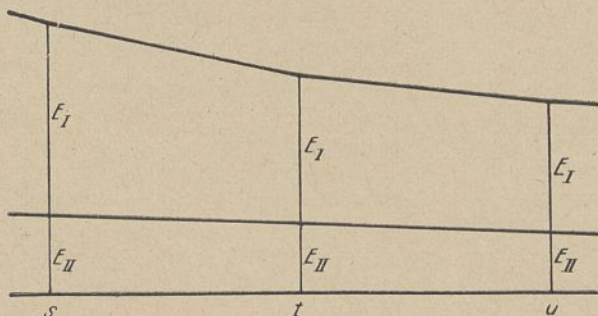


Abb. 32. Arbeitsvorrat einer Flutwelle in der Nähe eines geplanten Abschlusses.

Ausführungen gibt ja besonders in Verbindung mit Abb. 31 ein außerordentlich klares Bild des Arbeitshaushaltes der Flutwelle. Trotzdem ist es außerordentlich schwer oder meist so gut wie unmöglich, die Wirkung eines künstlichen Eingriffes ohne weiteres vorher rechnerisch genau anzugeben. Unter einfachen Verhältnissen und bei gleichbleibender Größe und Form des Wasserquerschnittes ist die Wellenrechnung sehr einfach, klar und mit der Wirklichkeit übereinstimmend, aber sie wird schon bei mehrfachen Querschnittsänderungen in kurzen Abständen so verwickelt, daß niemand, der sich ernstlich mit praktischen Wellenrechnungen beschäftigt hat und die Schwierigkeiten kennt, den Versuch unternimmt, die beabsichtigten Aenderungen der Flutwelle allein durch Rechnung zu lösen. Es wird nur darauf ankommen, gewisse Grundlagen und Grundanschauungen sich zu verschaffen, mit denen man die Wirkungen im allgemeinen beurteilen kann und bei besonderen Aufgaben gleichzeitig mit dem Modellversuch und der dadurch etwa gewonnenen Näherungsrechnung den Erfolg zu schätzen.

Gerade der Modellversuch kann uns in der Erkenntnis der Vorgänge bei der Flutbewegung weiterführen. Er darf dann aber nicht in den Händen von Anfängern liegen. Man muß nicht etwa meinen, daß es genügt, ein äußerlich schön ähnliches Flußmodell herzustellen, in dem man dann die Fluthöhen (zwar übertrieben, aber äußerlich annähernd ähnlich) nachbildet und nun die Aenderungen der Flutwelle bei künstlichen Eingriffen aufmißt. Selbstverständlich würden auch solche Versuche besser sein als die bisherigen sehr unsicheren tastenden Rechnungen; man muß aber bedenken, daß man bei dem außerordentlich kleinen Längenmaßstäbe, den man für die Nachbildung der großen Tideströme immer wählen muß, der auch bei großen Versuchsanordnungen wohl kaum größer als $\frac{1}{200}$ sein wird,

die Reibungsverhältnisse gar nicht ähnlich nachbilden kann. Man wird aus diesem Grunde und auch im Hinblick auf eine bessere Messung der Aenderung der Flutwelle gezwungen sein, in mehrfacher Weise (Tiefe, Wassergeschwindigkeiten, Wellengeschwindigkeit, Bettreibung usw.) von einem einheitlichen Maßstabe abzuweichen, d. h. das Modell gegen die Natur zu verzerren. Und dann ist es natürlich erst recht nicht möglich, die Wirkung künstlicher Eingriffe in den Flußlauf einfach abzulesen und auf die Natur zu übertragen. Wir müssen vielmehr die gleichen Rechnungen, welche hier oben für den natürlichen Fluß angegeben sind, auch für das Modell und die Modellgrößen durchführen, und dürfen dann die Versuchsergebnisse nicht als endgültige Werte ansehen, sondern als grundsätzliche Fingerzeige, die wir in die Rechnung des wirklichen Stromes einzuführen suchen, um dann durch Vergleich der Rechnung (am Modell und am naturgroßen Fluß) die zu erwartenden Wirkungen künstlicher Eingriffe zu schätzen.

Nur in einzelnen, ganz einfachen Fällen können wir ohne Modellversuch etwas über die voraussichtliche Wirkung aussagen, ohne indessen alle Einzelheiten klarlegen zu können. Ein solcher Fall liegt vor bei dem künstlichen Abschluß eines Tideflusses.

H. Wirkung eines künstlichen vollständigen Abschlusses.

An der Stelle des geplanten Abschlusses seien die Flutkurven aufgenommen. Für eine besondere Tide möge die Fluthöhe (HW — NW) beispielweise 2 m betragen haben. Für die gleiche Tide sei die Energierechnung durchgeführt und möge ergeben haben (Annahmen siehe Abb. 32) am Pegel u einen Gesamtarbeitsvorrat von (rd. 70 Millionen tm als Energie der Lage und rd. 60 Millionen tm als Energie der Bewegung, zusammen) rd. 130 Millionen tm. Das wäre also der Gesamtarbeitsvorrat beider Wellen, der Hauptwelle und der Gegenwelle, $E_I + E_{II}$. Davon möge nach der Rechnung sich für $E_{I(u)}$ eine Arbeitsgröße = 90 Millionen tm, für $E_{II(u)}$ = rd. 40 Millionen tm ergeben haben, so daß auf der oberen Strecke noch $(90 - 40) = 50$ Millionen tm durch Bettreibung verzehrt werden. Die Arbeit der Bettreibung auf der zunächst unterhalb gelegenen Flußstrecke $t - u$ sei für die betreffende Tide ermittelt, dann muß, wenn die Ermittlungen richtig sind, $(E_I - E_{II}(t)) - (E_I - E_{II(u)})$ gleich der Reibungsarbeit $E_{(r)}$ auf dieser Strecke $t - u$ sein.

Die Reibungsarbeit auf der Strecke $t - u$ während der Tide (siehe Abb. 33) sei 10 Millionen tm. Dann muß für den Pegel t vor Ausführung des Abschlusses bei der untersuchten Tide der Unterschied der beiden gegenläufigen Wellen

$$(E_I - E_{II}(t)) = (90 - 40) + 10 = 60 \text{ Millionen tm}$$

sein.

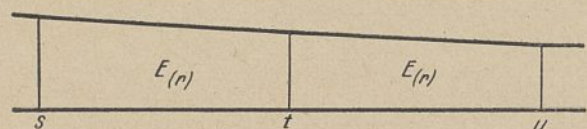


Abb. 33. Reibungsarbeit einer Flutwelle vor Herstellung des Abschlusses.

In gleicher Weise muß am Pegel s (weiter unterhalb) der Unterschied des Arbeitsvorrates beider Wellen um die Reibungsarbeit auf der Strecke $s-t$ während der Tide $E_{r(s-t)}$ größer sein als am Pegel t

$$(E_I - E_{II})_s = (E_I - E_{II})_t + E_{r(s-t)}$$

Allgemein muß der Energieunterschied der beiden gegenläufigen Flutwellen an einer Pegelstelle gleich der oberhalb während der Tide geleisteten Reibungsarbeit ΣE_r sein; (abgesehen von der Wirkung des Oberwassers).

$$E_I - E_{II} = \Sigma E_r \text{ (oberhalb).}$$

Es möge nun in dem oben gewählten Beispiele der Arbeitsvorrat der beiden Wellenanteile der Flutwelle für eine bestimmte Tide durch Beobachtung und anschließende Rechnung festgestellt sein, und zwar in Millionen tm für den Pegel:

	s	t	u
Energie der Lage $E_{(t)}$	108	86	70 Millionen tm
Energie der Bewegung $E_{(v)}$	90	74	60 " "
Gesamtarbeitsvorrat $E_I + E_{II}$...	198	160	130 Millionen tm
davon E_I	135	110	90 Millionen tm
E_{II}	63	50	40 " "
$E_I - E_{II} = \Sigma E_r$	72	60	50 Millionen tm
Reibungsarbeit $E_{(r)}$	12	10	Millionen tm

Was geschieht nun, wenn der Fluß unmittelbar oberhalb Pegel u vollständig abgeschlossen wird?

Zunächst können wir in folgender Weise vorgehen:

Durch den Abschluß wird, wenn wir vorläufig von dem Oberwasser absehen, die rücklaufende Welle mit dem Arbeitsvorrat $E_n = 40$ Millionen tm bei Pegel u völlig zurückgehalten. Dafür wird aber die Hauptwelle mit dem Arbeitsvorrat $E_I = 90$ Millionen tm ohne Verlust reflektiert und läuft als E_{II} zurück. Die unmittelbar vor dem Abschluß übertragene Gesamtenergie beträgt daher nach dem Abschluß $E_I + E_{II} = 2$ mal 90 Millionen tm.

Dieser Arbeitsvorrat besteht aber, da die Wassergeschwindigkeit durch den Abschluß aufgehoben ist, lediglich in Energie der Lage, und daher können wir vorläufig angenähert schließen, um wieviel sich die Flutdifferenz vergrößern muß. Vor dem Abschluß betrug die Flutenergie der Lage 70 Millionen tm, nach dem Abschluß 180 Millionen tm. Lassen wir bei der Schätzung die Aenderung der Flutwellengeschwindigkeit und die Aenderung der Spiegelbreiten vorläufig außer Betracht, so erhöht sich die Flutdifferenz ungefähr mit der Wurzel aus der Energie der Lage mit $\sqrt{\frac{180}{70}} = \text{rd. } 1,6$ fach. Wir

würden also statt bisher 2 m eine Flutdifferenz von 3,2 m zu erwarten haben, d. h. eine Erhöhung des Hochwassers um etwa 60 cm und eine Erniedrigung des Niedrigwassers um etwa 60 cm.

In der gleichen Weise können wir nun die Aenderung der Fluthöhe an der Pegelstelle t und s schätzen, indem wir zunächst aus den für Pegelstelle u ermittelten neuen Wasserständen die für die Spiegelhebungen und -senkungen erforderlichen Wassermengen und daraus die mittleren Wassergeschwindigkeiten auf den Strecken $t-u$ und $s-t$ ermitteln. Daraus können wir dann den Reibungsverlust $E_{(r)}$ auf diesen Strecken angenähert bestimmen. Er sei beispielweise auf der Strecke $t-u$ zu rd. 1 Mill. tm und auf der Strecke $s-t$ zu rd. 6 Mill. tm auf diese Weise ermittelt.

Dann muß der Unterschied der beiden gegenläufigen Wellen gleich dem gesamten Reibungsaufwand oberhalb sein, also es muß $E_I - E_{II}$ für Pegel $t = 1$ Mill. tm und für Pegel $s = 1 + 6 = 7$ Millionen tm sein. Daraus ergibt sich folgende Energieverteilung:

Am Pegel	s	t	n
Hauptwelle E_I	135	110	90 Millionen tm
Reibungsaufwand	7	1	0 " "
daher Gegenwelle E_{II}	128	109	90 " "
Gesamtwelle $E_I + E_{II}$..	263	219	180 Millionen tm

Weiter können wir aus der ermittelten Wassergeschwindigkeit die neuen Energien der Bewegung $E_{(v)}$ an jeder Pegelstelle näherungsweise errechnen und bekommen dann als neue Energie der Lage an den einzelnen Pegelstellen: z. B.

Am Pegel	s	t	u
Energie der Bewegung $E_{(v)}$ (hier angenommen)	15	3	0 Millionen tm
Energie der Lage $E_{(t)} = E_I + E_{II} - E_v$	248	216	180 Millionen tm

Und nun können wir an jeder Stelle die wahrscheinliche Aenderung der Fluthöhen bestimmen aus der Wurzel der Aenderung der Gesamtenergie der Lage

$$= \sqrt{\frac{248}{108}} \sqrt{\frac{216}{86}} \sqrt{\frac{180}{70}}$$

$$= 1,52 \quad 1,59 \quad 1,6 \text{ fach}$$

Nun beginnt aber die Schwierigkeit.

Eine solche Vergrößerung der Fluthöhe ist zwar sehr wohl möglich, auch wenn sich ergeben sollte, daß der Hochwasserspiegel nach oben hin steigt und der Niedrigwasserspiegel sogar nach oben hin fällt, aber wir haben keine völlige Sicherheit, daß die geschätzte Energieverteilung auch in Wirklichkeit eintritt. Denn einerseits ist es möglich, daß infolge der geringeren Wassergeschwindigkeiten und der geringeren Bettreibung die Arbeitsenergie der Hauptwelle weniger stark abnimmt. Zum Beispiel sei angenommen:

Am Pegel	s	t	u
die Hauptwelle E_I	137	115	100 Millionen tm
dann ergibt sich weiter die Reibungsarbeit wie oben	7	1	0 " "
die Gegenwelle E_{II}	130	114	100 Millionen tm
die Gesamtwelle $E_I + E_{II}$	267	229	200 " "
die Energie der Bewegung E_v	15	3	0 " "
die Energie der Lage	252	226	200 Millionen tm
und eine Aenderung der Flutgröße = $\sqrt{\frac{252}{108}} \sqrt{\frac{226}{86}} \sqrt{\frac{200}{70}}$			
	1,53	1,62	1,69 fach

Andererseits ist es wahrscheinlich, daß die Hauptwelle infolge der verstärkten Reflektion nach dem Abschluß zu stärker abnimmt. Es sei beispielweise nach dem Abschluß

Am Pegel	s	t	u
die Hauptwelle E_I	133	105	80 Millionen tm
dann ergibt sich weiter die Reibungsarbeit wie oben	7	1	0 " "
die Gegenwelle E_{II}	126	104	80 Millionen tm
die Gesamtwelle $E_I + E_{II}$	259	209	160 " "
die Energie der Bewegung E_v	15	3	0 " "
die Energie der Lage	244	206	160 Millionen tm
und eine Aenderung der Flutgröße um $\sqrt{\frac{244}{108}} \sqrt{\frac{206}{86}} \sqrt{\frac{160}{70}}$			
	1,5	1,55	1,51 fach

Man sieht aus diesen beiden angenommenen Beispielen, daß die Beeinflussung der Hauptwelle durch den Abschluß eine nicht ganz unwesentliche Wirkung auf die Veränderung der Fluthöhe hat. Die vorläufige Schätzung der zu erwartenden Fluthöhen ist daher nur eine angenäherte. Eine weitere Annäherung (mit Einsetzung der genauen Wasserspiegelbreiten, mit Berücksichtigung der Aenderung der Flutwellengeschwindigkeiten nach den oben gegebenen Formeln, mit rechnermäßiger Schätzung der Arbeit der Bettreibung) würde außerordentlich zeitraubende Rechenarbeit erfordern, die außerdem mehrfach ausgeführt werden muß und nur schrittweise zum Ziele führen kann.

Zur teilweisen Umgehung dieser Schwierigkeit wird hier nun der Modellversuch wertvolle Dienste leisten, der zwar mit vereinfachten Querschnitten und verzerrten Längen und Tiefen durchgeführt werden kann, aber gerade deshalb die gleiche Durchrechnung erfordert, wie die natürliche Flußstrecke. Der Modellversuch wird uns dann einen Anhalt geben, wie weit und nach welcher Richtung die wirklichen Aenderungen von der vorläufigen Schätzung voraussichtlich abweichen werden.

Dieses Beispiel des vollständigen Abschlusses eines Flutgerinnes sollte nur zeigen, wie man etwa derartige Aufgaben im Flutgebiete rechnerisch zu lösen versuchen kann. An anderen Stellen sind die Aufgaben natürlich andere und erfordern besondere Ueberlegungen.

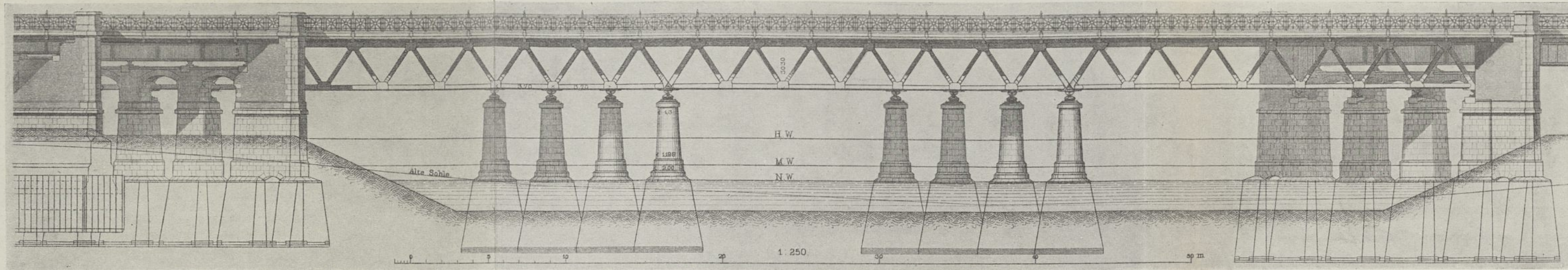


Abb. 1. Ansicht.

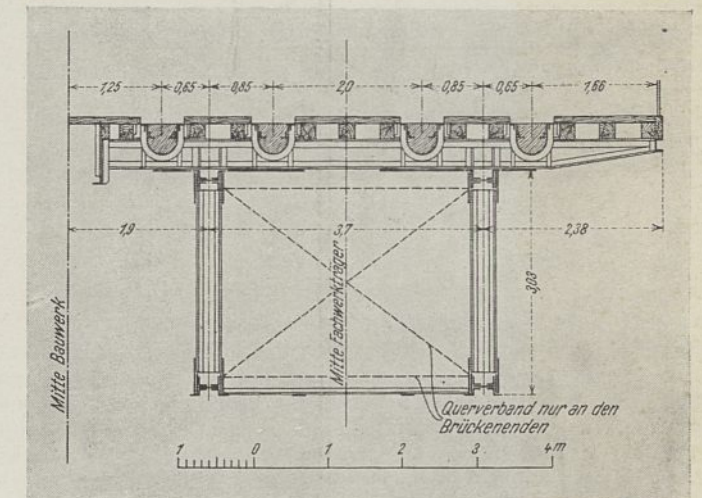


Abb. 3. Querschnitt durch den Fachwerküberbau.

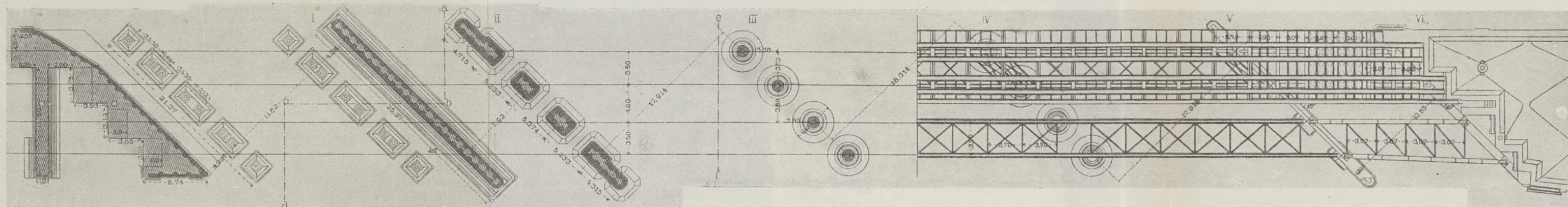


Abb. 2. Horizontalschnitte und Oberansicht. M. 1:400
(Die Schnitte nach den Linien a-b-c-d und e-f sind hier nicht dargestellt.)

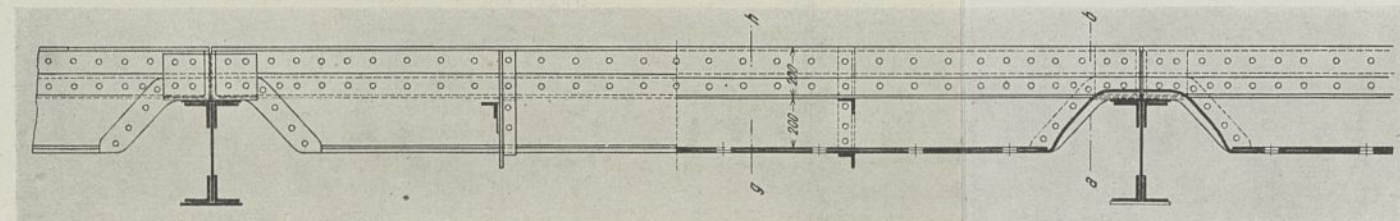
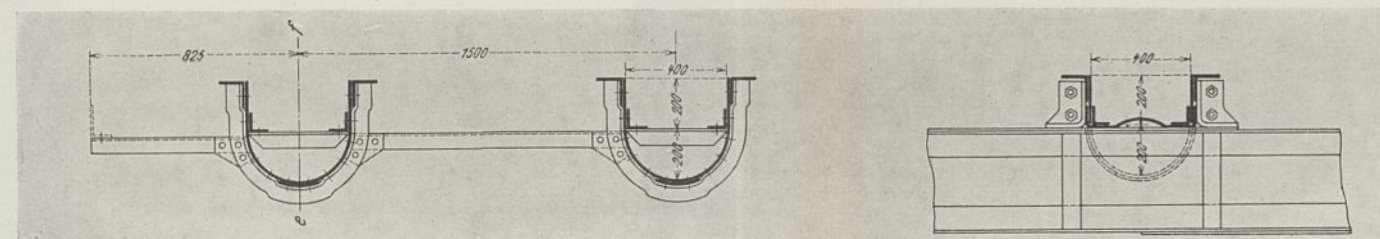


Abb. 4. Schienenträger des eisernen Überbaues der Stromöffnungen. M. 1:30



Schnitt g-h Schnitt a-b
Abb. 5. Schienenträger des eisernen Überbaues der Stromöffnungen. M. 1:30

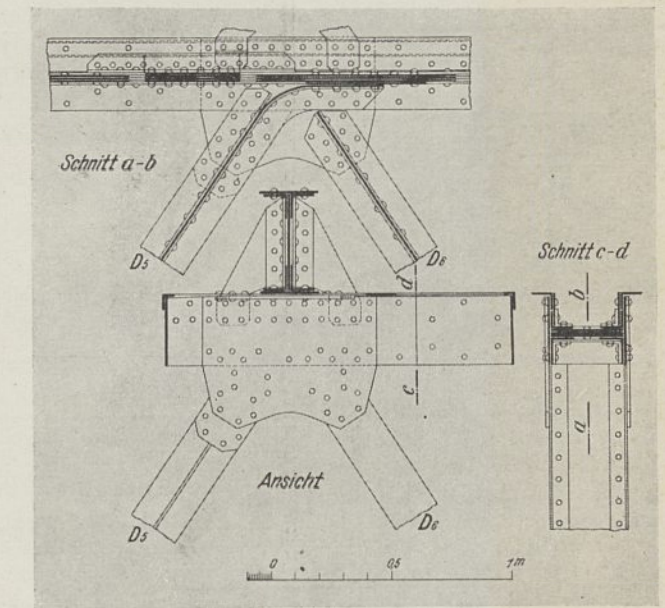


Abb. 6. Knotenpunkt der oberen Gurtung.

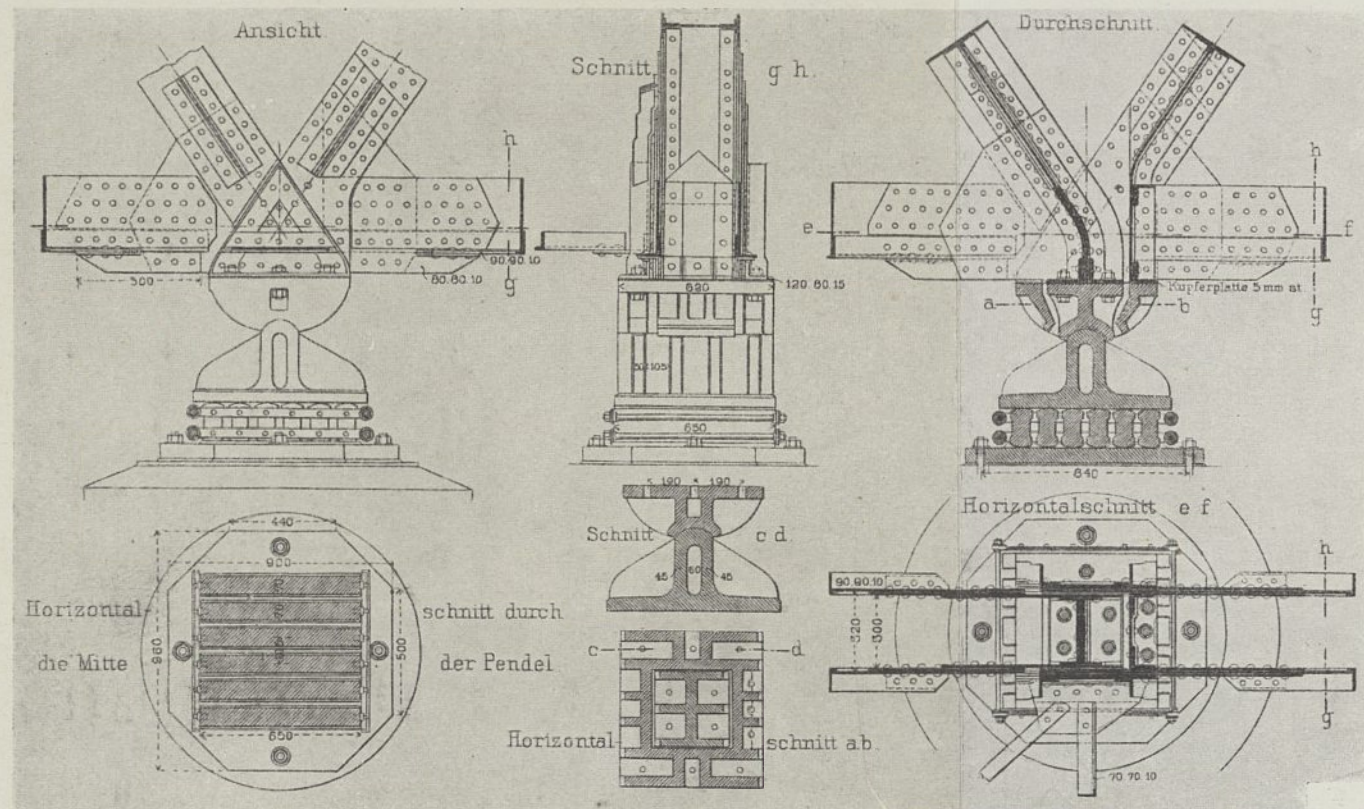


Abb. 7. Einzelheiten des Auflagers auf den Stromfeilern. M. 1:30.

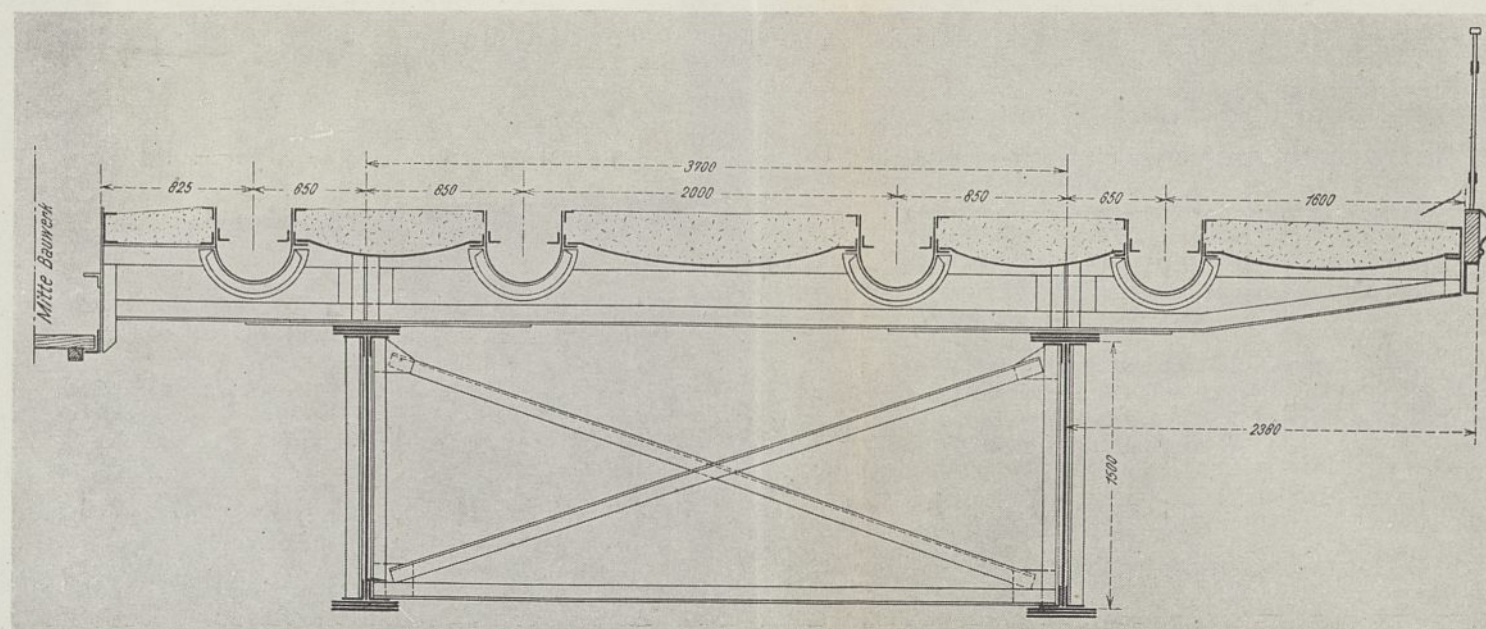


Abb. 8. Querschnitt durch den Blechträgerüberbau des Fußweges. M. 1:40

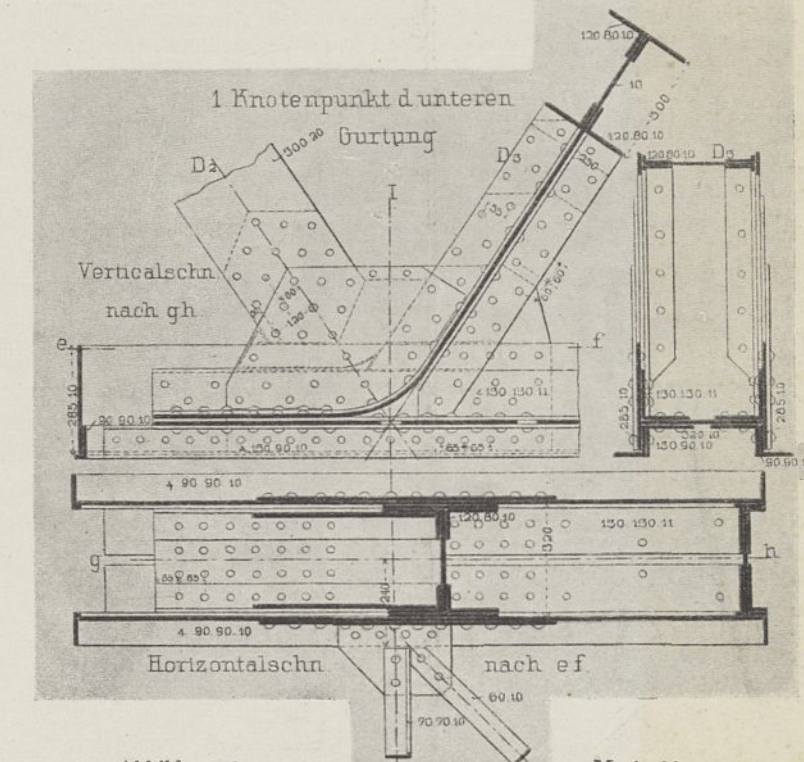


Abbildung 9. M. 1:20