

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000298258

x.
1.076

Le.

DIE VERBESSERUNG
DER
SCHIFFBARKEIT UNSERER STRÖME
DURCH REGULIRUNG

VON

TEUBERT

KÖNIGL. PREUSS. REGIERUNGS- UND BAURATH

MIT ZWÖLF ABBILDUNGEN IM TEXT

F. Nr. 19517



BERLIN 1894

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
FORMALS ERNST & KORN

VIII G. 46.

941/26a

BEDEUTEND ERWEITERTER SONDERDRUCK AUS DEM CENTRALBLATT
DER BAUVERWALTUNG

Alle Rechte vorbehalten.



31580

Akc. Nr. 2449/50

INHALT.

| | Seite |
|---|-------|
| I. Die Grenzen der Regulirung | 7 |
| Querschnittsform | 9 |
| Geschwindigkeitsformeln | 14 |
| Beispiele | 17 |
| II. Die Aufstellung von Regulirungs-Entwürfen | 24 |
| Gefälle | 24 |
| Abflussmenge | 27 |
| Geschiebeführung | 32 |
| Bestimmung des Normalprofils | 38 |

VORWORT.

Die Schiffbarmachung der Ströme durch Regulirung kann von zwei verschiedenen Standpunkten behandelt werden. Im ersten Falle betrachtet man den Strom hauptsächlich als Mittel zur natürlichen Abwässerung und versucht neben anderen landwirthschaftlichen, häuslichen und gewerblichen Zwecken ihn auch, so weit es möglich ist, zur Schifffahrt zu benutzen; man behandelt ihn demgemäfs, beobachtet die Kräfte, welche in ihm — sei es zur Zerstörung der Ufer, sei es zur Bildung von Anlandungen — wirksam sind, und verwerthet diese Beobachtungen sowie diejenigen über sein Verhalten unter gewissen Verhältnissen und zu gewissen Zeiten, um auch zum Vortheile der Schifffahrt seinen Lauf und seine Querschnitts-Abmessungen zu verbessern; man befestigt — wo es nöthig erscheint — die Ufer, man schränkt ihn allmählich mit Bauwerken von dieser oder jener Form ein, man beobachtet die Wirkungen der Einschränkung, hilft durch Baggerungen nach: kurz, man versucht, wie weit man ihn für die Schifffahrt nutzbar machen kann.

Der andere Standpunkt setzt das anerkannte Bedürfnifs nach einer nutzbringenden und den heutigen Verkehrsverhältnissen entsprechenden Wasserstrafse, welche nur bei gewissen kleinsten Abmessungen in Bezug auf Breite und Tiefe brauchbar ist, voraus. Es mufs mithin untersucht werden, ob der in Frage stehende Strom die nöthigen Eigenschaften, namentlich in Bezug auf Wassermenge und Gefälle besitzt, um bei entsprechender Behandlung sich zu der verlangten Wasserstrafse ausbauen zu lassen; wenn dies nicht der Fall ist, so unterbleibt jeder Versuch zur Regulirung und man mufs entweder auf die Kanalisierung des Flusses Bedacht nehmen oder dem festgestellten wirtschaftlichen Bedürfnifs durch einen künstlichen Kanal abhelfen.

In den folgenden Abhandlungen hat der Verfasser den zweiten Standpunkt eingenommen. Er ist sich wohl bewußt, dafs zu einer

streng wissenschaftlichen Durchführung dieser Untersuchungen unsere Kenntnisse von dem Wesen eines Stromes noch nicht ganz ausreichen und ist darum bemüht gewesen, an geeigneter Stelle auf diese noch recht erheblichen Lücken in der hydraulischen Wissenschaft besonders hinzuweisen; diese Wissenschaft hat sich aber unzweifelhaft im Laufe der letzten 20 Jahre so beträchtlich erweitert, daß es wohl angezeigt erscheint, die Errungenschaften derselben so viel wie möglich zu verwerthen.

Die vielen im Gange befindlichen und hoffentlich noch in größerem Umfange fortgesetzten Beobachtungen und Untersuchungen an unseren natürlichen Wasserläufen werden die Ergebnisse der vorliegenden Schrift vielleicht in einzelnen Beziehungen später als Verbesserungsbedürftig erscheinen lassen; jedenfalls wird der Verfasser sich freuen, wenn aus dem engeren Kreise der Fachgenossen solche Verbesserungsvorschläge der Oeffentlichkeit übergeben werden. Als vollständig erledigt kann und soll hiermit die Frage nach der Verbesserung der Schiffbarkeit unserer Flüsse durch Regulirung nicht hingestellt werden.

Gumbinnen, im Mai 1894.

I.

Die Grenzen der Regulirung.

Die Bedeutung und die Anerkennung der Bedeutung, welche die Verkehrsmittel sich im öffentlichen Leben der Neuzeit errungen haben, und im besonderen der wohlfeile Warenaustausch auf den natürlichen und künstlichen Wasserstraßen drängen den Wasserbautechniker mehr denn je dazu, der Frage über die Verbesserung der Schiffbarkeit und namentlich über die Vertiefung unserer Ströme seine besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Bei der Mehrzahl der größeren deutschen Flüsse ist zu dieser Verbesserung bereits der Anfang gemacht worden. Dieser besteht bekanntlich darin, daß man der Verwilderung des Flußbettes entgegentritt, was durch die Beseitigung von Inseln, Spaltungen und übermäßigen Krümmungen, durch die Sicherung der Ufer gegen Abbruch, durch die Räumung der Schifffahrtsrinne von Steinen, Baumstämmen usw. und durch die Freilegung des Hochwasserprofils geschieht. Nachdem so der Strom einen einheitlichen und gesicherten Lauf bekommen hat, bleibt die wichtigste Aufgabe zu lösen: die Schaffung und dauernde Erhaltung einer genügenden Fahrwassertiefe selbst beim niedrigsten Wasserstande. Die Lösung dieser Aufgabe im allgemeinen kann nur auf wissenschaftlichem Wege erfolgen und soll den Gegenstand der nachstehenden Abhandlung bilden.

Die erste Frage „Welche Tiefe soll man einem Flusse geben?“ ist zunächst dahin zu beantworten, daß selbstverständlich eine möglichst große Tiefe bei genügender Fahrwasserbreite geschaffen werden soll. Was die letztere anbetrifft, so kommt es darauf an, ob den bestehenden oder zu erwartenden Verkehrsverhältnissen genügt wird, wenn auf der Wasserstraße zwei Schiffe ungehindert aneinander vorbeifahren können, oder ob auf drei Schiffsbreiten Bedacht genommen werden muß. Für nur eine Schiffsbreite wird man einen Fluß nicht ausbauen, weil sich in einem regulirten Flusse Ausweichestellen kaum herstellen lassen. Da es unsere nächste Aufgabe ist, die geringsten zulässigen Abmessungen festzustellen, so soll dabei mit zwei Schiffsbreiten gerechnet werden. Um außerdem die Ergebnisse dieser Abhandlung unmittelbar in die Wirklichkeit übertragen zu können, mögen bestimmte Zahlenwerthe eingeführt werden, und zwar zunächst

„Frachtschiffe von 8 m Breite“^{*)} Die für solche Fahrzeuge erforderliche Fahrwasserbreite, also derjenige Theil der Wasserspiegelbreite, welcher noch überall die verlangte geringste Tiefe hat, schwankt innerhalb ziemlich weiter Grenzen, je nach dem Gefälle des Stromes, nach seinen Krümmungen und nach der Art des Schiffahrtbetriebes. Werden die Schiffe bei ganz geringem Stromgefälle durch Schieben oder Treideln vorwärts bewegt, so genügen geringe Zwischenräume, während für Schleppdampferbetrieb, Thalwärtstreiben und Segeln namentlich in stark gekrümmten Strecken erheblich größere Mafse zugrunde gelegt werden müssen. Wenn bei künstlichen Wasserstraßen das Segeln und das Schleppen längerer Schiffszüge ausgeschlossen ist, so genügt für zwei Schiffsbreiten von je 8 m eine Fahrwasserbreite gleich der Sohlenbreite von 18 m. Für Flüsse mit sehr schwachem Gefälle unter 0,000 050, auf denen das Thalwärtstreiben kaum in Frage kommt, muß jedoch mit Rücksicht auf den Segelbetrieb das Mafs von 20 m für die Fahrwasserbreite als unterste Grenze angesehen werden. Bei zunehmendem Gefälle von 0,000 050 bis 0,000 120, welches weiter unten hinfort als schwaches Gefälle bezeichnet werden soll, wird als geringste Fahrwasserbreite das Mafs von 25 m, bei starken Gefällen von 0,000 120 bis 0,000 200 das Mafs von 30 m und bei sehr starken Gefällen über 0,000 200 ein solches von 35 m anzunehmen sein. Das Gefälle kann insofern gut als Mafsstab zugrunde gelegt werden, als mit zunehmender Strömung die Steuerung der Schiffe bei der Thalfahrt, namentlich beim Treiben schwieriger und auch gefährlicher wird, weil etwa eintretende Zusammenstöße verderblichere Folgen haben als in Flufsstrecken mit schwachem Gefälle. Es liegt aber auf der Hand, dafs bei den oben ermittelten Fahrwasserbreiten Dampfschiffe von gröfserer Breite als 8 m zugelassen werden können, weil sie infolge der Dampfkraft mit erheblich gröfserer Sicherheit gesteuert werden. Die Erfahrung lehrt, dafs bei Fahrwasserbreiten von 30 und 35 m selbst bei starken Gefällen noch Dampfschiffe von 10 und 15 m Breite, das letztere Mafs über den Radkasten des Schaufelraddampfers genommen, ohne Gefahr verkehren können.

Was ferner das geringste Mafs für die zu erstrebende Fahrwassertiefe anbetrifft, so ist darauf hinzuweisen, dafs für unsere künstlichen Wasserstraßen eine Tauchtiefe der Schiffe von 2 m, mindestens aber von 1,50 m zugrunde gelegt werden muß, wenn ein vortheilhafter, lebhafter Verkehr erreicht werden soll. Bei unseren deutschen Strömen sind diese Tauchtiefen bei mittleren und höheren Wasserständen zum grofsen Theile bereits zulässig und es kommt nur darauf an, für die niedrigen und niedrigsten Wasserstände die Fahrwassertiefe zu schaffen, welche zu einem nutzbringenden Verkehr erforderlich ist. Das Mafs für dieselbe wird von der Häufigkeit und

^{*)} Mit Rücksicht auf die in der norddeutschen Ebene vorhandenen, in der Ausführung begriffenen und geplanten künstlichen Wasserstraßen sollen die Verhältnisse der mit diesen in Verbindung stehenden Ströme in erster Linie untersucht werden.

der Dauer der niedrigen Wasserstände abhängen. Wenn diese regelmäßig und anhaltend auftreten, so wird eine größere Tiefe geschaffen werden müssen, als bei selten eintretenden oder nur kurze Zeit andauernden niedrigen Wasserständen, weil Schifffahrt und Handel die kurzen Störungen mit verhältnismäßig geringeren Nachtheilen ertragen können. Bei den Verhältnissen unserer norddeutschen Ströme liegen im allgemeinen die Grenzen für die Tauchtiefen beim niedrigsten Wasserstande zwischen 1,50 m und 1 m. Mit einer geringeren Tauchtiefe als 1 m ist zur Zeit ein nutzbringender Schifffahrtsbetrieb kaum möglich, abgesehen von einzelnen durch die Oertlichkeit bedingten Verhältnissen. — Diesen Tauchtiefen von 1,50 und 1 m werden nach den gemachten Erfahrungen geringste Fahrwassertiefen von $1,50 + 0,15 = 1,65$ m und $1 + 0,10 = 1,10$ m entsprechen.

Um die Grenzen der Regulirbarkeit von Flüssen und Strömen zu ermitteln, d. h. also, um zu untersuchen, unter welchen Umständen oder bei welchen Strömen diese oben festgestellten Abmessungen für Fahrwasser-Breite und -Tiefe noch erreicht werden können, muß eine bestimmte Querschnittsform zugrunde gelegt werden. Alle natürlichen Wasserläufe, so weit sie noch nicht durch künstliche Anlagen beeinflusst worden sind, haben in geraden Strecken die Eigenschaft, dafs sie an den Ufern seicht sind und dafs die Tiefen allmählich zunehmen bis etwa zur Mitte, wo sie am grössten zu sein pflegen. Wenn man nicht das Bett eines Flusses durchweg in künstlicher Weise befestigen will, was bei der Regulirung in der Regel nicht beabsichtigt wird, so ist es nöthig, für das anzustrebende Normalprofil eine ähnliche Querschnittsform zugrunde zu legen. Denn nur bei einem Flufsquerschnitt, dessen Ufer und Sohle durch eine stetig verlaufende, gekrümmte Linie begrenzt werden, kann auch eine stetige gleichmäßige Zunahme der mittleren Geschwindigkeiten in den einzelnen Senkrechten vom Ufer bis zur Mitte erreicht werden. Eine solche Vertheilung der Geschwindigkeit über die Querschnittsfläche ist aber Bedingung für die Erhaltung der Querschnittsform. Hierin liegt ein sehr bemerkenswerther Unterschied zwischen einer natürlichen Wasserstrasse und einem künstlichen Canale ohne Gefälle: so vortheilhaft und zweckmäfsig für den letzteren ein trapezförmiger Querschnitt ist, so unzulässig und verkehrt ist ein solcher für einen Strom. Welche gesetzmäfsig gekrümmte Linie man zur Begrenzung des Querschnitts beim niedrigsten Wasserstande am besten und richtigsten zugrunde legt, soll hier nicht untersucht werden. Von verschiedenen Schriftstellern ist die einfache quadratische Parabel als die einzig richtige und der Natur der Flüsse entsprechende Linie hingestellt worden. Es ist aber noch nicht entschieden und soll auch an dieser Stelle nicht näher erörtert werden, ob etwa andere Kurven, Parabeln anderer Ordnung oder Ellipsen oder Kettenlinien usw., für eine möglichst gute Vertheilung der Geschwindigkeit unter Umständen nicht noch vortheilhafter sein können. Die quadratische Parabel besitzt jedenfalls die oben verlangte Eigenschaft, dafs sie der natürlichen Form der Flufsbetten angenähert entspricht, und ausserdem den grofsen Vorzug der Einfachheit für die

Berechnungen. Aus diesem Grunde soll sie den folgenden Untersuchungen zugrunde gelegt werden.

Durch die beiden Abmessungen für die Fahrwasserbreite = b und für die Fahrwassertiefe = h ist das Parabelprofil noch nicht bestimmt. Wie nachstehende Abb. 1 zeigt, sind zwischen den Wasserspiegelbreiten B_1 und B_2 sowie zwischen der grössten Tiefe H_1 und H_2 unendlich viele Parabeln möglich, welche sämtlich den Anforderungen für b und h genügen. Es muß mithin noch eine dritte Bestimmung getroffen werden. Am einfachsten erscheint es, die Tangente im Wasserspiegel ($\text{tang } \tau_1$ oder $\text{tang } \tau_2$) einzuführen, weil hierdurch das Neigungsverhältniß der Uferböschung in der Linie des niedrigsten Wasserstandes bestimmt wird, welches für den Ausbau und die Regulirung eines Stromes von grosser Bedeutung ist. Aus dem Parabelgesetze ergibt sich dann die Wasserspiegelbreite:

$$1) \quad \frac{B}{2} = h \cdot \text{tang } \tau + \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + (h \cdot \text{tang } \tau)^2}.$$

Wenn man das Böschungsverhältniß zu 1 : 3, 1 : 5 oder 1 : 10 annimmt, also $\text{tang } \tau = 3, 5$ oder 10 setzt, so erhält man für die oben ermittelten geringsten Mafse von b und h die entsprechenden Wasserspiegelbreiten und damit die Form und Gröfse der geringsten Querschnittsflächen für Niedrigwasser. Für die weiteren rechnerischen Untersuchungen empfiehlt es sich aber mehr, an Stelle von $\text{tang } \tau$ die sogenannte „mittlere Tiefe“ t in die Rechnung einzuführen, weil diese Gröfse nicht nur bei den Querschnitten, sondern auch namentlich bei den Wassergeschwindigkeiten eine wesentliche Rolle spielt. Bekanntlich führt man t aus Bequemlichkeit bei der Rechnung an Stelle des sogenannten „mittleren Radius“ R ein, womit der Quotient aus dem Flächeninhalte des Wasserquerschnittes (F) durch den benetzten Umfang desselben (p) bezeichnet wird, während $t = \frac{F}{B}$ ist. Es soll

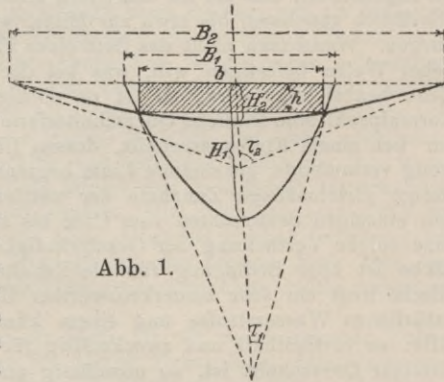


Abb. 1.

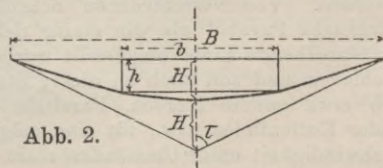


Abb. 2.

unten gezeigt werden, wie groß in den einzelnen hier zu untersuchenden Fällen der durch diese Vertauschung hervorgebrachte

Fehler ist. Mit der Einführung von t in die Parabelgleichung ergeben sich sehr einfache Beziehungen. Wenn H die größte Tiefe in der Mitte bezeichnet, so ist der Inhalt der Parabelfläche bekanntlich (Abb. 2):

$$F = \frac{2}{3} B \cdot H \text{ und gleichzeitig: } F = B \cdot t,$$

woraus sich $t = \frac{2}{3} H$ ergibt. Aus der Parabel-Bedingung findet sich ferner:

$$2) \quad B = b \cdot \sqrt{\frac{H}{H-h}} \text{ oder } = b \cdot \sqrt{\frac{3/2 \cdot t}{3/2 t - h}},$$

sodafs nunmehr sowohl die Wasserspiegelbreite B als auch der Flächeninhalt F des Wasserquerschnitts als Functionen von b , h und t bestimmt sind. Ausserdem besteht für das Böschungsverhältniss in der Niedrigwasserlinie die einfache Beziehung:

$$3) \quad \text{tang } \tau = \frac{B}{6 \cdot t}.$$

Schliesslich ergibt sich aus der Gleichung 2) der Flächeninhalt des Wasserquerschnitts bei N. W.

$$4) \quad F = B \cdot t = b \cdot t \cdot \sqrt{\frac{3/2 t}{3/2 t - h}}.$$

Ueber die kleinsten Werthe für b und h ist oben bereits gesprochen worden; was die mittlere Tiefe t anbelangt, so ist zu erwähnen, dass man in der Wahl derselben keineswegs willkürlich vorgehen kann, weil für diese Grösse gewisse an anderer Stelle zu untersuchende Grenzen bestehen, welche durch die Natur des betreffenden Flusses und namentlich seines Geschiebes bedingt sind. Um das Verhalten der Grössen B , F und $\text{tang } \tau$ bei verschiedenen Werthen für t zu untersuchen, ist die nachstehende Zusammenstellung I aus den Gleichungen 2), 3) und 4) berechnet worden. Dieselbe zerfällt zunächst in zwei Theile: für Fahrwasserbreiten von 25 m bei schwachen Gefällen und für solche von 30 m bei starken Gefällen. Innerhalb jeder Abtheilung sind dann die Ergebnisse für Tauchtiefen von 1 m und für solche von 1,50 m besonders ermittelt worden.

Die umstehende Zusammenstellung zeigt, dass mit zunehmender mittlerer Tiefe die Wasserspiegelbreiten kleiner und die Uferböschungen in der Linie des Niedrigwassers allmählich steiler werden. Was dagegen die in den Spalten 4, 7, 10 und 13 enthaltenen Ergebnisse für die Grösse der Wasser-Querschnittsflächen betrifft, so sieht man, dass diese Zahlen mit zunehmender mittlerer Tiefe bis zu einer bestimmten Stelle abnehmen, um dann wieder allmählich zu wachsen. Die Werthe für F werden am kleinsten, wenn $t = h$, also wenn die mittlere Tiefe des Querschnitts gleich der geringsten Fahrwassertiefe wird. Dies ergibt sich auch aus der Gleichung 4); setzt man dort $t = h$, so erhält man:

$$5) \quad F \text{ min.} = b \cdot h \cdot \sqrt{3}.$$

Zusammenstellung I.

| t | | Für schwache Gefälle unter 0,000 120; $b = 25$ m | | | | | | Für starke Gefälle über 0,000 120; $b = 30$ m | | | | | |
|-------------|-------------|---|-------------|------------|----------------------------------|-------------|------------|--|-------------|------------|----------------------------------|-------------|------------|
| | | Tauchtiefe = 1; $h = 1,10$ | | | Tauchtiefe = 1,50; $h = 1,65$ | | | Tauchtiefe = 1; $h = 1,10$ | | | Tauchtiefe = 1,50; $h = 1,65$ | | |
| | | B | F' | tang | B | F' | tang | B | F' | tang | B | F' | tang |
| m | qm | τ | m | qm | τ | m | qm | τ | m | qm | τ | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| 0,80 | 1,20 | 86,5 | 69,2 | 18,0 | — | — | — | 103,8 | 83,0 | 21,6 | — | — | — |
| 0,90 | 1,35 | 58,0 | 52,2 | 10,7 | — | — | — | 69,6 | 62,6 | 12,9 | — | — | — |
| 1,00 | 1,50 | 48,5 | 48,5 | 8,1 | — | — | — | 58,2 | 58,2 | 9,7 | — | — | — |
| 1,10 | 1,65 | 43,3 | 47,6 | 6,6 | — | — | — | 51,9 | 57,1 | 7,9 | — | — | — |
| 1,20 | 1,80 | 40,0 | 48,0 | 5,6 | 86,5 | 103,8 | 12,0 | 48,0 | 57,6 | 6,9 | 103,8 | 124,6 | 14,4 |
| 1,30 | 1,95 | 37,8 | 49,1 | 4,9 | 63,8 | 82,9 | 8,2 | 45,3 | 58,9 | 5,8 | 76,5 | 99,4 | 9,8 |
| 1,40 | 2,10 | 36,2 | 50,7 | 4,3 | 54,0 | 75,6 | 6,4 | 43,4 | 60,9 | 5,2 | 64,8 | 90,7 | 7,7 |
| 1,50 | 2,25 | 35,0 | 52,5 | 3,9 | 48,4 | 72,6 | 5,4 | 42,0 | 63,0 | 4,7 | 58,1 | 87,1 | 6,5 |
| 1,60 | 2,40 | 34,0 | 54,4 | 3,5 | 44,8 | 71,6 | 4,7 | 40,8 | 65,3 | 4,3 | 53,7 | 85,9 | 5,7 |
| 1,65 | 2,48 | — | — | — | 43,3 | 71,4 | 4,4 | — | — | — | 51,9 | 85,6 | 5,2 |
| 1,70 | 2,55 | 33,2 | 56,4 | 3,3 | 42,1 | 71,5 | 4,1 | 39,9 | 67,8 | 3,9 | 50,5 | 85,8 | 4,9 |
| 1,80 | 2,70 | 32,5 | 58,5 | 3,0 | 40,1 | 72,1 | 3,7 | 39,0 | 70,2 | 3,6 | 48,1 | 86,6 | 4,5 |
| 1,90 | 2,85 | 32,0 | 60,8 | 2,8 | 38,5 | 73,2 | 3,4 | 38,4 | 73,0 | 3,3 | 46,3 | 87,9 | 4,1 |
| 2,00 | 3,00 | 31,4 | 62,8 | 2,6 | 37,2 | 74,5 | 3,1 | 37,7 | 75,4 | 3,1 | 44,7 | 89,4 | 3,7 |
| 2,10 | 3,15 | 30,9 | 64,9 | 2,5 | 36,3 | 76,1 | 2,9 | 37,1 | 77,9 | 2,9 | 43,5 | 91,3 | 3,5 |

Da wir hier die Frage über die Grenzen der Regulirbarkeit der Flüsse behandeln und diese Grenzen naturgemäß bei sonst gleichen Verhältnissen durch die kleinsten Wassermengen bestimmt werden, so sind für die weiteren Untersuchungen die in der Zusammenstellung fett gedruckten kleinsten Wasserquerschnitte einzuführen. Das Ergebniss der vorstehenden Erörterungen ist daher, dafs ohne Rücksicht auf Gefälle, Wassermenge und sonstige Eigenschaften der Flüsse denselben für Niedrigwasser mindestens die nachstehenden Abmessungen der parabolisch gestalteten Querprofile gegeben werden müssen:

I. Bei einer erstrebten Tauchtiefe von 1 m bei N.W.

a. bei schwachen Gefällen b. bei starken Gefällen

(unter $J = 0,000\ 120$) (über $J = 0,000\ 120$)

| | | |
|----------------------------------|---------|---------|
| 1. Wasserspiegelbreite | 43,3 m | 51,9 m |
| 2. Größte Tiefe in der Mitte . . | 1,65 m | 1,65 m |
| 3. Querschnittsfläche | 47,6 qm | 57,1 qm |

Dabei ist dann:

| | | |
|-----------------------------------|---------|---------|
| 4. Die mittlere Tiefe | 1,10 m | 1,10 m |
| 5. Die Böschung in der N.W.-Linie | 1 : 6,6 | 1 : 7,9 |
| 6. Die nutzbare Fahrwasserbreite | 25,0 m | 30,0 m |
| 7. Die geringste Fahrwassertiefe | 1,10 m | 1,10 m |

II. Bei einer erstrebten Tauchtiefe, von 1,50 m bei N.W.

| | a. bei schwachen Gefällen (unter $J = 0,000120$) | b. bei starken Gefällen (über $J = 0,000120$) |
|------------------------------------|---|--|
| 1. Wasserspiegelbreite | 43,3 m | 51,9 m |
| 2. Größte Tiefe in der Mitte . . . | 2,48 m | 2,48 m |
| 3. Querschnittsfläche | 71,4 qm | 85,6 qm |
| Dabei ist dann: | | |
| 4. Die mittlere Tiefe | 1,65 m | 1,65 m |
| 5. Die Böschung in der N.W.-Linie | 1 : 4,4 | 1 : 5,2 |
| 6. Die nutzbare Fahrwasserbreite | 25,0 m | 30,0 m |
| 7. Die geringste Fahrwassertiefe | 1,65 m | 1,65 m. |

Man beachte bei diesen Zahlen, daß die Wasserspiegelbreiten unabhängig von der erstrebten Tauchtiefe bleiben; es stellen die Maße 43,3 m bei schwachen Gefällen und 51,9 m bei starken Gefällen mithin die überhaupt kleinsten Breiten dar, die man mit Rücksicht auf die oben erörterten Bedingungen für die Fahrwasserbreiten bei Annahme parabolisch geformter Querschnitte einem zu regulirenden Flusse geben darf.

Es soll hier noch die Größe des Fehlers ermittelt werden, den man bei diesen Querschnitts-Abmessungen begeht, wenn man an Stelle des „mittleren Radius“ ($R = \frac{F}{p}$) die „mittlere Tiefe“ ($t = \frac{F}{B}$) einführt. Wenn man zur Berechnung der Bogenlänge der Parabel die abgekürzte Näherungsformel benutzt:

$$p = B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{2 \cdot H}{B} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{2 \cdot H}{B} \right)^4 \right],$$

so erhält man folgende Werthe:

- 1) für $B = 43,3$ m und $H = 1,65$ m : $p = 43,497$ und $\frac{p}{B} = 1,0045$
- 2) „ $B = 43,3$ m „ $H = 2,48$ m : $p = 43,670$ „ $\frac{p}{B} = 1,0080$
- 3) „ $B = 51,9$ m „ $H = 1,65$ m : $p = 52,039$ „ $\frac{p}{B} = 1,0027$
- 4) „ $B = 51,9$ m „ $H = 2,48$ m : $p = 52,214$ „ $\frac{p}{B} = 1,0061$.

Da $\frac{t}{R} = \frac{p}{B}$ ist, so erkennt man, daß der Fehler sehr unbedeutend ist.

Es ist weiter zu untersuchen, welche Gefälle und welche kleinsten Abflussmengen nöthig sind, um diese vorbestimmten kleinsten Wasserquerschnitte bei N.W. auszufüllen. Es muß bei dieser Gelegenheit der bei einem Flusse in die Erscheinung tretende Arbeitsvorgang kurz berührt werden. Die treibende Kraft ist die Schwerkraft, also die auf der geneigten Ebene (Gefälle) hinabgleitende Wassermenge. Die widerstehende, gleichmäßige verzögernde Kraft

ist die Reibung oder genauer der „Gleitungs-Widerstand“, und zwar einerseits die äußere Reibung an dem benetzten Umfange des Flußbettes und im Wasserspiegel an der Luft, anderseits die innere Reibung der einzelnen Wassertheilchen. Diese Kräfte befinden sich bei gleichmäßiger Bewegung und im Beharrungszustande des Stromes, welcher hier allein in Frage kommt, stets im Gleichgewicht. Bekanntlich ist es bisher noch nicht gelungen, von den allgemeinen Naturgesetzen ausgehend die Abhängigkeit der mittleren Geschwindigkeit (v) von dem Gefälle und den Abmessungen bezw. Eigenschaften des Flußbettes wissenschaftlich genau festzustellen, nicht einmal für den Fall der gleichmäßigen Bewegung. Dagegen hat man auf dem Wege der Beobachtungen und unmittelbaren Messungen eine Anzahl von sogenannten „Geschwindigkeitsformeln“ aufgestellt, welche nach Einführung von verschiedenen Erfahrungswerthen für die besonderen vorliegenden Fälle dies Abhängigkeitsverhältniß mit sehr guter Annäherung zahlenmäßig angeben. Alle diese Formeln lassen sich in die allgemeine Form bringen:

$$v = K \cdot \sqrt{R \cdot J}$$

oder, wenn man an Stelle des mittleren Radius die mittlere Tiefe einführt:

$$v = K \cdot \sqrt{t \cdot J}$$

Hierin ist K der Erfahrungswerth, welcher früher als von J und t unabhängig angenommen wurde (Brahms, Chezy, Eytelwein), nach den neueren französischen und americanischen Messungen aber entweder von t oder R abhängig sein soll (Darcy, Bazin, Harder), oder von J (Humphreys und Abbot, Hagen), oder von t und J (Gaukler, Ganguillet und Kutter). Es wird nicht beabsichtigt, an dieser Stelle über den Werth und die Brauchbarkeit dieser verschiedenen Formeln eingehende Untersuchungen anzustellen; zur Fortführung unserer Aufgabe ist es aber erforderlich, eine oder mehrere derselben zu benutzen, und es wird sich später herausstellen, dafs das Ergebniß unserer Berechnungen durch die Wahl der einen oder anderen Formel nicht sehr erheblich verändert wird.

Das größte Ansehen in den Kreisen der Wasserbautechniker genießt zur Zeit die Formel von Ganguillet u. Kutter:

$$7) \quad v = \left[\frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{t}}} \right] \cdot \sqrt{J \cdot t}.$$

Es wird ihr der Vorzug nachgerühmt, dafs sie sowohl für kleine Wasserläufe wie für große Ströme brauchbar sei, was bei den anderen bezüglichlichen Formeln nicht der Fall ist. Vorbedingung bleibt dabei aber, dafs man den Rauigkeitsgrad n richtig wählt und in dieser Bedingung liegt die Schwäche der Formel. Nach Angabe der Urheber soll bei Canälen, Bächen und Flüssen $n = 0,025$

und bei Gewässern mit größerem Geschiebe $n = 0,030$ sein. In der nachfolgenden Zusammenstellung II, bei welcher diese Formel benutzt wurde, ist daher für die Gefälle unter 0,000 300 der Werth 0,025 und bei stärkeren Gefällen, mit denen an größeren Flüssen stets eine starke Geschiebebewegung verbunden zu sein pflegt, $n = 0,030$ eingeführt worden. Versuchsweise sind außerdem für die Gefälle von 0,000 200 bis 0,000 300 beide Werthe herangezogen worden, und man erkennt aus diesen Ergebnissen (Spalte 5 und 6 bezw. 15 und 16) den großen Einfluß von n . Da somit in der Wahl des passenden Werthes für den Rauigkeitsgrad der Willkür ein sehr großer Spielraum gelassen wird, kann die Formel von Ganguillet und Kutter zur Anwendung bei Strömen nicht besonders empfohlen werden.

G. Hagen hat seine mannigfachen Untersuchungen über die Bewegung des Wassers mit zwei Formeln für Flüsse und Ströme abgeschlossen, von welchen die eine, unten mit I bezeichnet, aus neunzehn Messungen von Humphreys und Abbot am Mississippi und an seinen Nebenläufen, und die andere, mit II bezeichnet, aus 43 Messungen von Kunningham am Ganges-Canale hergeleitet worden ist. Auf durchaus ähnliche Weise berechnet, haben diese Formeln doch eine ganz verschiedene Gestalt; es erschien deshalb angezeigt, beide zur Aufstellung der Zusammenstellung II zu benutzen. Sie lauten:

$$8) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{I. } v = 3,34 \cdot \sqrt{t} \cdot \sqrt[5]{J} \\ \text{II. } v = 43,8 \cdot \sqrt[3]{t^2} \cdot \sqrt{J} \end{array} \right.$$

Beide Formeln dürfen nach ihrer Entwicklung weder für sehr starke Gefälle, noch für kleinere Wasserläufe benutzt werden; außerdem darf man nicht vergessen, daß namentlich die aus den Mississippi-Messungen hergeleitete Formel I nur mit Vorsicht bei unseren norddeutschen Strömen Verwendung finden kann, weil dieselben sowohl an Wassermenge wie an Tiefe weit hinter dem Mississippi zurückstehen. Ueberhaupt ist bei der Beurtheilung der älteren Formeln zu berücksichtigen, daß fast sämtliche etwa bis zum Jahre 1870 ausgeführte Geschwindigkeitsmessungen an Flüssen und Strömen nach den heutigen Anschauungen der hydraulischen Wissenschaft auf große Zuverlässigkeit keinen Anspruch machen können, weil einerseits die angewandten Verfahrungsweisen und andererseits die benutzten Mefßgeräthe eine solche gar nicht zuliefen. Dies gilt auch in betreff der Arbeiten am Mississippi und am Ganges-Canal.

An der preussischen Elbe ist in den Jahren von 1883 bis 1886 zum Zweck der Bestimmung von Normalprofilen*) eine große Zahl von genauen Geschwindigkeitsmessungen ausgeführt worden, und es gelang auch, für einen Theil derselben bei mittleren und niedrigen Wasserständen das örtliche Gefälle im Messungsquerschnitt mit ziemlicher Zuverlässigkeit zu ermitteln. An diesen Beobachtungen, 45 an der Zahl, wurde die Formel von Ganguillet und Kutter geprüft und

*) Vergl. Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1886, Seite 551 und 1893, Seite 122 (Aufsatz von Jasmund).

es zeigte sich, daß der Rauigkeitsgrad n dieser Formel weder für die ganze Stromstrecke, noch für jede einzelne Meßstelle, also für ein und denselben Querschnitt unveränderlich blieb, sondern im allgemeinen zwischen 0,021 und 0,032 schwankte. Weitere Untersuchungen zeigten, daß der Rauigkeitsgrad in erheblichem Maße von dem Durchschnittsgefälle der betreffenden Stromstrecken beeinflusst wurde, und dies erschien begründet, weil die Rauigkeit der Flußbetten in erster Linie von der Größe und der Beschaffenheit des Geschiebes abhängt und das letztere wiederum dem durchschnittlichen Gefälle der einzelnen Stromstrecken entsprechen muß. Die Ergebnisse der 45 Messungen wurden infolge dessen auch mit den entsprechenden Durchschnittsgefällen in Beziehung gebracht und aus ihnen dann unter Zugrundelegung der allgemeinen Form

$$9) \quad v = K \cdot J^m \cdot t^n$$

mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate die wahrscheinlichsten Werthe für m , n und K gesucht.

Es fand sich:

$$m = 0,5037 \text{ und } n = 0,3346.$$

Wenn man hierfür mit genügender Annäherung $1/2$ und $1/3$ einsetzte, so erhielt man:

$$10) \quad v = 46,91 \cdot \sqrt{J} \cdot \sqrt[3]{t}.$$

Diese Formel gilt natürlich in erster Linie nur für die Elbe von der sächsischen Grenze bis Hamburg und überhaupt nur innerhalb der Grenzen, in denen sie gefunden wurde, also für Wassermengen Q von 90 bis 430 cbm, Gefälle J von 0,000 070 bis 0,000 230 und mittlere Tiefen t von 1 m bis 3 m. Mit Bezug auf das von den älteren Formeln oben Gesagte wird es aber unbedenklich sein, sie auch bei anderen ähnlichen Flüssen in Anwendung zu bringen. Nur muß darauf hingewiesen werden, daß J in dieser Formel das Durchschnittsgefälle bedeutet. Zum Vergleich mit den Ergebnissen anderer noch so sorgfältig ausgeführter Geschwindigkeitsmessungen darf sie nur dann benutzt werden, wenn bei diesen Messungen das örtliche Gefälle im Messungsquerschnitt mit dem Durchschnittsgefälle der betreffenden Stromstrecke genau übereinstimmt. Dies könnte aber im allgemeinen nur in einem vollständig fertig regulirten Strome eintreten, welchen es bis jetzt wohl kaum giebt. Infolge dessen soll diese Formel nicht angewendet werden, um aus Gefälle und Querschnitt die Geschwindigkeit und die Wassermenge zu berechnen. Zu diesem Behufe wird vielmehr stets die unmittelbare Messung vorzuziehen sein. Dagegen ist die Formel vorzüglich geeignet zur Bestimmung von Form und Größe der Querschnitte, weil hierbei stets die gleichförmige Bewegung zu Grunde gelegt werden muß. In den Spalten 2 bis 6 und 12 bis 16 der Zusammenstellung II sind für die unveränderlichen Werthe von t , und zwar $t=1,10$ m bei einer erstrebten Tauchtiefe von 1 m und $t=1,65$ m bei einer solchen von 1,5 m, nach den drei Formeln 7, 8 und 10 für verschiedene Gefälle von 0,000 005 bis 0,000 600 die entsprechenden

mittleren Geschwindigkeiten berechnet worden. In den Spalten 7 bis 11 und 17 bis 21 sind ferner für die oben ermittelten geringsten Querschnittsabmessungen bei N. W. die entsprechenden Wassermengen berechnet worden. Dabei sind für die Gefälle von 0,000 120 und darüber die größeren Querschnittsabmessungen zu Grunde gelegt, welche eine Fahrwasserbreite von 30 m gewährleisten. Die Ergebnisse dieser Wassermengen-Ermittlungen sind auf der beigefügten Tafel zeichnerisch aufgetragen worden, wodurch man einerseits einen guten Ueberblick über die Werthe der einzelnen Formeln erhält und andererseits in die Lage gesetzt ist, für jedes beliebige Gefälle sofort die entsprechende kleinste Wassermenge entnehmen zu können.

Die vorstehende Zusammenstellung oder die beigefügte Tafel (Abb. 3) läßt sich benutzen, wenn man die Frage entscheiden soll, ob ein bestimmter Fluß durch Regulirung für Tauchtiefen von 1 m oder für solche von 1,50 m schiffbar gemacht werden kann. Nachstehend sind einige Beispiele mitgetheilt:*)

1. Der Memelstrom hat auf der 63 km langen Strecke von der russischen Grenze bis zur Stromtheilung unterhalb Tilsit ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000 110 und eine kleinste Wassermenge von etwa 170 cbm in der Secunde; seine Regulirbarkeit für Tauchtiefen von 1,50 m unterliegt daher keinem Zweifel.

2. Der Gilgestrom hat a) auf der 14,5 km langen Strecke von der Stromtheilung bis Skoepen ein Durchschnittsgefälle von 0,000 120 und eine kleinste Wassermenge von etwa 25 cbm (26 cbm wurden gemessen). Nach der Elbeformel, nach Hagen II und nach Ganguillet und Kutter ist mithin die Regulirung für eine Tauchtiefe von 1 m möglich, nach Hagen I nicht. Ferner hat er b) auf der 17,3 km langen Strecke von Skoepen bis Seckenburg ein Durchschnittsgefälle von 0,000 032 und eine kleinste Wassermenge von gleichfalls etwa 25 cbm. Nach der Elbeformel, nach Hagen II und nach Ganguillet und Kutter ist mithin die Regulirung für eine Tauchtiefe von 1,50 m möglich, während nach Hagen I nur eine Tauchtiefe von etwa 1,10 bis 1,15 m erreicht werden könnte. Hierbei mag erwähnt werden, daß eine Tauchtiefe von 1,20 bis 1,30 m zur Zeit bereits erreicht worden ist.

3. Die Netze hat auf der etwa 87 km langen Strecke zwischen den Einmündungen der Küddow und der Drage ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000 225 und eine kleinste Wassermenge von 24 bis

*) Die zu diesen Beispielen benutzten Angaben über Wassermengen und Gefälle sind verschiedenen Quellen entnommen, wie sie dem Verfasser gerade zur Verfügung standen, und können daher keinen Anspruch auf vollständige Richtigkeit machen. Viele Zahlen stammen aus der amtlichen Denkschrift über die preussischen Ströme, welche im Jahre 1888 den Mitgliedern des III. internationalen Binnenschiffahrts-Kongresses zu Frankfurt (Main) überreicht wurde. Die Mittheilungen über die von der Oder abgeführten kleinsten Wassermengen erscheinen unzuverlässig und müssen daher auch die Ergebnisse der unter 4 angestellten Untersuchungen als zweifelhaft bezeichnet werden.

Zusammenstellung II. Die geringsten erforderlichen Geschwindigkeiten und Wassermengen bei niedrigstem Wasserstande.*

| Durchschnitts- Ge- fälle <i>J</i> | I. Für Tauchtiefen von 1 m; mittlere Tiefe $t = 1,10$ m | | | | | | | | | |
|--|---|--------------------|----------------------|----------------------------|------------------|---|----------------------|------------------------|----------------------------|--------------------|
| | Mittlere Geschwindigkeiten: v | | | | | Geringste Abflussmengen: Q | | | | |
| | nach der Elbe-Formel | nach G. Hagen | | nach Ganguillet und Kutter | | nach der Elbe-Formel | nach G. Hagen | | nach Ganguillet und Kutter | |
| | m | Mississippi I m | Ganges-Canal II m | $n = 0,025$ m | $n = 0,030$ m | cbm | Mississippi I cbm | Ganges-Canal II cbm | $n = 0,025$ cbm | $n = 0,030$ cbm |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| | | | | | | Fahrwasserbreite = 25 m; Wasserspiegelbreite = 43,3 m; Querschnittfläche = 47,6 qm; Böschungsverhältnis = 6,6. | | | | |
| 0,000 005 | (0,108) | (0,305) | (0,104) | 0,098 | — | (5,1) | (14,5) | (4,9) | 4,7 | — |
| 0,000 010 | (0,155) | (0,350) | (0,147) | 0,138 | — | (7,4) | (16,7) | (7,0) | 6,6 | — |
| 0,000 020 | (0,217) | (0,403) | 0,208 | 0,194 | — | (10,3) | (19,2) | 9,9 | 9,2 | — |
| 0,000 040 | (0,304) | 0,462 | 0,294 | 0,273 | — | (14,5) | 22,0 | 14,0 | 13,0 | — |
| 0,000 060 | (0,373) | 0,501 | 0,361 | 0,333 | — | (17,8) | 23,9 | 17,2 | 15,8 | — |
| 0,000 080 | 0,430 | 0,531 | 0,416 | 0,384 | — | 20,5 | 25,3 | 19,8 | 18,3 | — |
| 0,000 100 | 0,484 | 0,555 | 0,466 | 0,430 | — | 23,0 | 26,4 | 22,2 | 20,5 | — |
| 0,000 120 | 0,526 | 0,576 | 0,510 | 0,467 | — | 25,0 | 27,4 | 24,3 | 22,2 | — |
| | | | | | | Fahrwasserbreite = 30 m; Wasserspiegelbreite = 51,9 m; Querschnittfläche = 57,1 qm; Böschungsverhältnis = 7,9. | | | | |
| 0,000 120 | 0,526 | 0,576 | 0,510 | 0,467 | — | 30,0 | 32,9 | 29,1 | 26,7 | — |
| 0,000 140 | 0,571 | 0,594 | 0,551 | 0,506 | — | 32,6 | 33,9 | 31,5 | 28,9 | — |
| 0,000 160 | 0,610 | 0,610 | 0,589 | 0,542 | — | 34,8 | 34,8 | 33,6 | 30,9 | — |
| 0,000 180 | 0,648 | 0,625 | 0,625 | 0,573 | — | 37,0 | 35,7 | 35,7 | 32,7 | — |
| 0,000 200 | 0,683 | 0,638 | 0,658 | 0,605 | (0,506) | 39,0 | 36,4 | 37,6 | 34,5 | (28,9) |
| 0,000 220 | 0,716 | 0,650 | 0,691 | 0,635 | (0,530) | 40,9 | 37,1 | 39,4 | 36,2 | (30,3) |
| 0,000 240 | (0,750) | 0,662 | 0,721 | 0,663 | (0,554) | (42,8) | 37,8 | 41,2 | 37,9 | (31,7) |
| 0,000 260 | (0,779) | 0,672 | 0,751 | 0,690 | (0,576) | (44,5) | 38,4 | 42,9 | 39,4 | (32,9) |
| 0,000 280 | (0,806) | 0,682 | 0,779 | 0,716 | (0,598) | (46,0) | 38,9 | 44,5 | 40,9 | (34,1) |
| 0,000 300 | (0,837) | 0,692 | 0,807 | 0,741 | (0,620) | (47,8) | 39,5 | 46,1 | 42,3 | (35,4) |
| 0,000 350 | (0,905) | 0,713 | 0,871 | — | 0,667 | (51,7) | 40,7 | 49,7 | — | 38,1 |
| 0,000 400 | (0,968) | 0,733 | (0,931) | — | 0,713 | (55,3) | 41,9 | (53,2) | — | 40,7 |
| 0,000 450 | (1,027) | 0,750 | (0,988) | — | 0,757 | (58,6) | 42,8 | (56,4) | — | 43,2 |
| 0,000 500 | (1,083) | 0,766 | (1,041) | — | 0,797 | (61,3) | 43,7 | (59,5) | — | 45,5 |
| 0,000 550 | — | (0,781) | (1,092) | — | 0,836 | — | (44,6) | (62,3) | — | 47,7 |
| 0,000 600 | — | (0,795) | (1,141) | — | 0,874 | — | (45,4) | (65,1) | — | 49,9 |

*) Die eingeklammerten Zahlen können nach der Herleitung bzw. nach dem Sinne der entsprechenden Formeln nicht als ganz sicher bezeichnet werden.

Zusammenstellung II. Die geringsten erforderlichen Geschwindigkeiten und Wassermengen bei niedrigstem Wasserstande.*

| Durchschnitts- Ge- fälle <i>J</i> | II. Für Tauchtiefen von 1,50 m; mittlere Tiefe = 1,65 m | | | | | | | | | |
|--|---|-----------------------|------------------------|-------------------------------|---------------------|---|-----------------------|------------------------|-------------------------------|---------------------|
| | Mittlere Geschwindigkeiten: <i>v</i> | | | | | Geringste Abflussmengen: <i>Q</i> | | | | |
| | nach der Elbe- For- mel | nach G. Hagen | | nach Ganguillet und Kutter | | nach der Elbe- For- mel | nach G. Hagen | | nach Ganguillet und Kutter | |
| | <i>m</i> | Missis- sippi I | Ganges- Canal II | <i>n</i> = 0,025 | <i>n</i> = 0,030 | <i>cbm</i> | Missis- sippi I | Ganges- Canal II | <i>n</i> = 0,025 | <i>n</i> = 0,030 |
| | <i>m</i> | <i>m</i> | <i>m</i> | <i>m</i> | <i>m</i> | <i>cbm</i> | <i>cbm</i> | <i>cbm</i> | <i>cbm</i> | <i>cbm</i> |
| | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 |
| | | | | | | Fahrwasserbreite = 25 m; Wasserspiegelbreite = 43,3 m; Querschnittfläche = 71,4 qm; Böschungsverhältnis = 4,4. | | | | |
| 0,000005 | (0,124) | (0,373) | (0,136) | 0,143 | — | (8,9) | (26,6) | (9,7) | 10,2 | — |
| 0,000010 | (0,177) | (0,429) | (0,193) | 0,198 | — | (12,6) | (30,6) | (13,8) | 14,1 | — |
| 0,000020 | (0,249) | (0,493) | 0,273 | 0,273 | — | (17,8) | (35,2) | 19,5 | 19,5 | — |
| 0,000040 | (0,348) | 0,566 | 0,385 | 0,375 | — | (24,9) | 40,4 | 27,5 | 26,8 | — |
| 0,000060 | (0,427) | 0,614 | 0,472 | 0,453 | — | (30,5) | 43,8 | 33,7 | 32,3 | — |
| 0,000080 | 0,493 | 0,650 | 0,546 | 0,519 | — | 35,2 | 46,4 | 39,0 | 37,1 | — |
| 0,000100 | 0,554 | 0,680 | 0,610 | 0,576 | — | 39,6 | 48,6 | 43,6 | 41,1 | — |
| 0,000120 | 0,603 | 0,705 | 0,668 | 0,633 | — | 43,1 | 50,3 | 47,7 | 45,2 | — |
| | | | | | | Fahrwasserbreite = 30 m; Wasserspiegelbreite = 51,9 m; Querschnittfläche = 85,6 qm; Böschungsverhältnis = 5,2. | | | | |
| 0,000120 | 0,603 | 0,705 | 0,668 | 0,633 | — | 51,6 | 60,1 | 57,2 | 54,2 | — |
| 0,000140 | 0,653 | 0,727 | 0,721 | 0,675 | — | 55,9 | 62,2 | 61,7 | 57,8 | — |
| 0,000160 | 0,698 | 0,747 | 0,771 | 0,721 | — | 59,7 | 63,9 | 66,0 | 61,7 | — |
| 0,000180 | 0,742 | 0,764 | 0,818 | 0,762 | — | 63,6 | 65,4 | 70,0 | 65,2 | — |
| 0,000200 | 0,782 | 0,780 | 0,862 | 0,802 | (0,679) | 66,9 | 66,8 | 73,8 | 68,6 | (58,1) |
| 0,000220 | 0,819 | 0,796 | 0,904 | 0,842 | (0,705) | 70,1 | 68,1 | 77,4 | 72,1 | (60,3) |
| 0,000240 | (0,859) | 0,810 | 0,945 | 0,872 | (0,738) | (73,5) | 69,3 | 80,9 | 74,6 | (63,2) |
| 0,000260 | (0,892) | 0,823 | 0,983 | 0,913 | (0,770) | (76,4) | 70,5 | 84,1 | 78,1 | (65,9) |
| 0,000280 | (0,923) | 0,835 | 1,020 | 0,945 | (0,797) | (79,0) | 71,5 | 87,3 | 80,9 | (68,2) |
| 0,000300 | (0,959) | 0,847 | 1,056 | 0,979 | (0,825) | (82,1) | 72,5 | 90,4 | 83,8 | (70,6) |
| 0,000350 | (1,037) | 0,873 | 1,141 | — | 0,890 | (88,8) | 74,7 | 97,6 | — | 76,2 |
| 0,000400 | (1,109) | 0,897 | (1,220) | — | 0,950 | (94,9) | 76,8 | (104,4) | — | 81,3 |
| 0,000450 | (1,176) | 0,918 | (1,294) | — | 1,008 | (100,7) | 78,6 | (110,7) | — | 86,2 |
| 0,000500 | (1,240) | 0,938 | (1,364) | — | 1,059 | (106,1) | 80,3 | (116,7) | — | 90,6 |
| 0,000550 | — | (0,956) | (1,430) | — | 1,111 | — | (81,8) | (122,4) | — | 95,0 |
| 0,000600 | — | (0,973) | (1,494) | — | 1,158 | — | (83,3) | (127,9) | — | 99,1 |

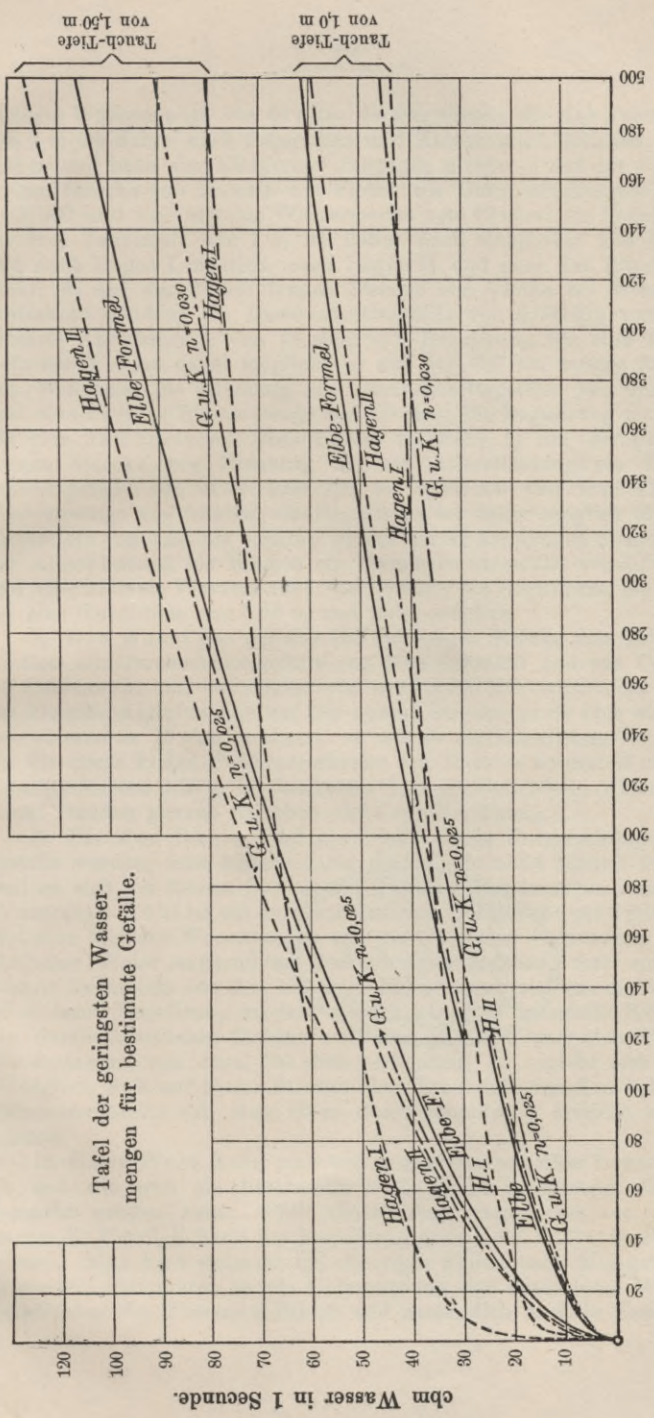
*) Die eingeklammerten Zahlen können nach der Herleitung bzw. nach dem Sinne der entsprechenden Formeln nicht als ganz sicher bezeichnet werden.

30 cbm. Die Regulirung für eine Tauchtiefe von 1 m und für eine Fahrwasserbreite von 30 m ist mithin nicht möglich. Nach Hagen I und nach Ganguillet und Kutter wären 36 bis 37 cbm und nach Hagen II sowie nach der Elbeformel 39 bis 41 cbm erforderlich.

4. Die Oder hat a) auf der 48 km langen Strecke von der Neißemündung bis Rattwitz ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000350 und eine kleinste Wassermenge von etwa 25 cbm; die Regulirung für eine Tauchtiefe von 1 m würde daher nicht möglich sein. Beiläufig mag hier daran erinnert werden, daß bei Gefällen über 0,000300 die Fahrwasserbreite von 30 m kaum noch genügen dürfte; b) auf der 38,5 km langen Strecke von Rattwitz bis zur Weifstritzmündung (unterhalb Breslau) ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000312 und eine kleinste Wassermenge von etwa 27 cbm; die Regulirung für eine Tauchtiefe von 1 m wäre gleichfalls nicht möglich; c) auf der 49 km langen Strecke von der Weifstritz- bis zur Katzbachmündung ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000274 und eine kleinste Wassermenge von etwa 30 cbm; die Regulirung für eine Tauchtiefe von 1 m wäre gleichfalls nicht möglich; d) auf der 61,8 km langen Strecke von der Katzbach- bis zur Bartschmündung ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000300 und eine kleinste Wassermenge von etwa 35 cbm; die Regulirung für eine Tauchtiefe von 1 m wäre gleichfalls nicht möglich; e) auf der 90,5 km langen Strecke von der Bartsch- bis zur Oboramündung ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000270 und eine kleinste Wassermenge von etwa 55 cbm; die Regulirung ist daher für eine Tauchtiefe von 1 m bis etwa 1,20 m möglich; f) auf der 45,9 km langen Strecke von der Oboramündung bis Crossen ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000255 und eine kleinste Wassermenge von 82 cbm; die Regulirung ist daher für eine Tauchtiefe von etwa 1,50 m und mehr möglich. — Ebenso auf den weiter unterhalb folgenden Stromstrecken.

5. Die Elbe hat a) auf der 19 km langen Strecke von der sächsischen Grenze bis Belgern ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000270 und eine kleinste Wassermenge von etwa 59 cbm; die Regulirung ist daher für eine Tauchtiefe von etwa 1,25 m möglich; b) auf der etwa 105 km langen Strecke von Belgern bis etwa Rofslau (in Anhalt) ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000220 und eine kleinste Wassermenge von etwa 60 cbm oberhalb der Elstermündung bezw. von 68 cbm unterhalb derselben; die Regulirung ist daher oberhalb für eine Tauchtiefe von etwa 1,25 bis 1,30 m, unterhalb für eine solche von 1,30 bis 1,40 m möglich; c) auf der 46 km langen Strecke von der Mulde- bis zur Saalemündung ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000194 und eine kleinste Wassermenge von etwa 90 cbm; die Regulirung ist daher für eine Tauchtiefe von 1,50 m und mehr möglich. — Ebenso auf den weiter unterhalb folgenden Stromstrecken.

6. Die Weser hat a) auf der 47,8 km langen Strecke von Carls- hafen bis Polle ein Durchschnittsgefälle von 0,000370 und eine kleinste Wassermenge von 32 cbm; die Regulirung ist daher für eine Tauchtiefe von 1 m nicht möglich; b) auf der 42,9 km langen Strecke von Polle bis Hameln ein Durchschnittsgefälle von 0,000370 und eine



Tafel der geringsten Wassermengen für bestimmte Gefälle.

Abb. 3. Durchschnitts-Gefälle in mm auf 1 km.

400 1000
2000-3000

400 1000
2000-3000



kleinste Wassermenge von 40 cbm; die Regulirung für eine Tauchtiefe von 1 m ist daher nach Ganguillet und Kutter noch möglich, nach Hagen und nach der Elbeformel hingegen nicht; c) auf der 47,7 km langen Strecke von Hameln bis Vlotho ein Durchschnittsgefälle von 0,000 360 und eine kleinste Wassermenge von 42 cbm; die Regulirung für eine Tauchtiefe von 1 m ist daher nach Ganguillet und Kutter und nach Hagen I möglich, nach Hagen II und nach der Elbeformel nicht; d) auf der 39 km langen Strecke von Vlotho bis Windheim (unterhalb Minden) ein Durchschnittsgefälle von 0,000 315 und eine kleinste Abflusmenge von 48 cbm; die Regulirung für eine Tauchtiefe von 1 m ist daher möglich; e) auf der 45,6 km langen Strecke von Windheim bis Nienburg ein Durchschnittsgefälle von 0,000 260 und eine kleinste Wassermenge von 50 cbm; die Regulirung ist daher für eine Tauchtiefe von etwa 1,20 m möglich; f) auf der 57,1 km langen Strecke von Nienburg bis zur Allermündung ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000 190 bis 0,000 200 und eine kleinste Wassermenge von 54 cbm; die Regulirung ist daher möglich für eine Tauchtiefe von 1,25 bis 1,30 m; g) auf der 42 km langen Strecke von der Allermündung bis Bremen ein Durchschnittsgefälle von 0,000 160 und eine kleinste Wassermenge von 92 cbm; die Regulirung ist daher für eine Tauchtiefe von 1,50 m und mehr möglich.

7. Die Mosel hat auf der 138 km langen Strecke von Trier bis Cochem ein Durchschnittsgefälle von etwa 0,000 337 und von Cochem bis Coblenz (51 km) ein solches von etwa 0,000 358; wenn man selbst die kleinste Abflusmenge auf der oberen Strecke zu 60 cbm und auf der unteren zu 70 cbm annimmt, so würde die Regulirung — selbst für die etwas kleine Fahrwasserbreite von 30 m — immerhin nur für Tauchtiefen von 1,20 m bis höchstens 1,40 m möglich sein. (Dem Verfasser standen genaue Angaben nicht zur Verfügung.)

8. Für den Rhein sind gleichfalls einige Untersuchungen angestellt worden, doch konnte dabei die Tabelle nicht benutzt werden, weil es sich bei diesem Strome um gröfsere Abmessungen handelte: a) unterhalb Kehl ist ein durchschnittliches Gefälle von etwa 0,000 530 und eine kleinste Wassermenge von etwa 400 cbm vorhanden; die in ähnlicher Weise angestellten Berechnungen ergeben, dafs eine geringste Tauchtiefe von 2 m bei einer Fahrwasserbreite von mindestens 80 m durch Regulirung erreicht werden kann; b) unterhalb Köln ist ein durchschnittliches Gefälle von etwa 0,000 174 und eine kleinste Wassermenge von etwa 700 cbm vorhanden; es ergibt sich überschläglich, dafs auf dieser Strecke eine Tauchtiefe von 5 m bei einer Fahrwasserbreite von etwa 80 m durch Regulirung erreicht werden könnte.

In dieser Weise kann man von vornherein ungefähr beurtheilen, ob und wie weit ein bestimmter Fluß durch Regulirung schiffbar gemacht werden kann. Fällt die Prüfung verneinend aus, so ist darum die Unmöglichkeit der Regulirung noch nicht vollständig bewiesen. Man wird vielmehr bei wichtigen Fällen nach Mafsgabe des folgenden Abschnittes in die Untersuchung der besonderen Wasserhältnisse des Flusses eintreten und namentlich auch in Erwägung

ziehen müssen, ob etwa unter den obwaltenden Umständen von den oben ermittelten geringsten Fahrwasserbreiten von 25 und 30 m abgewichen werden kann. Führen diese Untersuchungen zu keinem günstigen Ergebnis, so muß man auf die Canalisirung des Flusses Bedacht nehmen.

II.

Die Aufstellung von Regulirungs-Entwürfen.

Nachdem im vorstehenden Abschnitte versucht worden ist, für die Grenzen der Regulirbarkeit von geschiebeführenden Flüssen maßgebende Gesichtspunkte zu entwickeln, soll jetzt weiter untersucht werden, wie die Querschnitte — Normalprofile — für bestimmte vorliegende Stromverhältnisse namentlich mit Rücksicht auf wechselnde Wasserstände zu berechnen und welche Bedingungen hierfür zu stellen sind. Gleichzeitig soll dieser Abschnitt eine Anleitung dazu geben, Entwürfe zu Stromregulirungen nach dem heutigen Stande der hydraulischen Wissenschaft, soweit sie aus Versuchen und Beobachtungen hergeleitet ist, aufzustellen.

Der Zustand eines Stromes hängt ab von seinem Gefälle, seiner Wassermenge und der Beschaffenheit des Bettes (Gestalt und Material der Ufer und der Sohle); diese drei Factoren werden auch für die Profilbestimmung maßgebend sein.

In erster Linie wird **das Gefälle** des zu regulirenden Stromes zu ermitteln sein und zwar nicht nur innerhalb der zunächst auszubauenden Strecke, sondern auch — möglichst in ebenso großer Ausdehnung — oberhalb und unterhalb derselben. Zu diesem Zwecke sind auf beiden Ufern des Stromes nicht weiter als 10 bis 20 m von dem Wasserrande entfernt und möglichst dort, wo das Gelände 0,5 bis 1 m über Mittelwasser liegt, in Abständen von 0,5 bis 1 km Festpunktsteine anzuordnen, welche aus großen Werksteinen, Ziegelmauerwerk oder Beton auf hinreichend starkem Unterbau (zusammen 0,5 bis 0,8 cbm) in frostfreier Tiefe (1 bis 1,25 m) so herzustellen sind, daß sie nur um etwa 0,1 m über das Gelände hervorragen und von dem Eisschube mithin nicht leicht getroffen werden können. In die Oberflächen dieser Steine sind eiserne prismatische, unten schwalbenschwanzförmig gestaltete Bolzen von 0,15 bis 0,20 m Länge und 25 bis 30 mm Dicke mit runden kalottenförmig abgedrehten Köpfen von 50 bis 60 mm Durchmesser einzusetzen. Diese Bolzenköpfe sind durch ein wiederholt auszuführendes zuverlässiges Präcisions-Nivellement zu verbinden, wobei auch die Festpunkte der Pegel und eine möglichst große Anzahl von Höhenbolzen, welche in massiven Gebäuden und Brückenpfeilern anzubringen sind, mit angeschlossen werden müssen. Alsdann kann mit der Ausführung der Wasserspiegel-Nivellements vorgegangen werden. Zu diesem Zweck wird während eines angenäherten Beharrungszustandes des Stromes

— also wenn die Wasserstände an den Pegeln weder wachsen noch fallen — in unmittelbarer Nähe eines jeden Festpunktsteines der Wasserstand durch einen nahe am Ufer einzuschlagenden Holzpfehl mit seitlich eingetriebenem Drahtstifte festgelegt, indem man entweder diesen sogenannten Spiegelpfehl so weit nachschlägt, bis die Oberfläche des Nagelschaftes genau im Wasserspiegel liegt, oder indem der Abstand zwischen dieser Oberfläche und dem Wasserspiegel genau gemessen wird. Um zuverlässige Ergebnisse zu erhalten, ist es nöthig, daß diese Festlegung des Wasserspiegels auf der ganzen Stromstrecke möglichst zu demselben Zeitpunkte ausgeführt wird. Bei dem Einsetzen der Spiegelpfähle ist ferner darauf zu achten, daß dieselben in fließendem Wasser stehen und nicht durch irgend welchen Stau beeinflusst werden. An Strömen, welche mit Bühnen ausgebaut sind, muß man daher die Pfähle entsprechend der Mitte zwischen zwei Bühnenköpfen anordnen, wodurch man den Einfluß der Stauwirkung der Bühnen unschädlich machen kann. An Ufern mit lebhaftem Schiffsverkehrsverkehr, wo die Beschädigung der Spiegelpfähle zuweilen nur schwer zu verhindern ist, empfiehlt es sich, mehrere Spiegelpfähle neben einander anzuordnen.

Nachdem der Wasserstand durch die Spiegelpfähle festgelegt ist, hat man die Höhenlage der Drahtnägeln gegen die benachbarten Festpunktsteine einzunivelliren und die genaue Lage der Spiegelpfähle nach km der Strommittellinie aus den Stromkarten zu ermitteln.

Zur Aufstellung der Regulirungs-Entwürfe empfiehlt es sich, solche Spiegelnivellements auszuführen:

1. bei Niedrigwasser,
2. bei gewöhnlichem Wasserstande,
3. bei gemitteltem Wasserstande und, wenn möglich,
4. bei Wasserständen von 0,50 bis 1 m über Mittelwasserstand.

Bei den beiden letztgenannten Wasserständen ist die Ausführung dadurch erschwert, daß dann im allgemeinen nur selten angenäherte Beharrungszustände eintreten. Bei noch höheren Wasserständen ist dies überhaupt so gut wie ausgeschlossen und man kann dann nur das wirklich aufgetretene gleichzeitige Gefälle aus den Pegelbeobachtungen angenähert herleiten.

Trägt man die Ergebnisse der Spiegelnivellements zeichnerisch auf, wozu ein Maßstab der Längen von 0,001 und der Höhen von 0,01 bis 0,02 zu empfehlen ist, so erkennt man zunächst, daß — wenigstens bei den Geschiebe führenden Flüssen in der norddeutschen Ebene, welche hier in erster Linie behandelt werden — das relative Gefälle von der Quelle bis zur Mündung allmählich abnimmt. Die Abnahme folgt im allgemeinen dem natürlichen Abfall des Geländes und ist bei allen unregulirten Strömen keine gleichmäßige. Ob dieselbe dabei einer bestimmten Kurve oder einem bestimmten Naturgesetze entspricht, wie von einzelnen Schriftstellern zu beweisen versucht worden ist, mag dahingestellt bleiben.

Die Wasserspiegellinie bei Niedrigwasser zeigt stets die größten Unregelmäßigkeiten, namentlich bei stark verwilderten Flufs-

läufen; die Ursachen hierzu sind entweder Sand- und Kiesbänke, Steinriffe und Felsen, welche die Sohle durchsetzen, oder auch unregelmäßige künstliche und natürliche Einengungen des Bettes. Es ist eine wesentliche Aufgabe der Flufsregulirung, diese Gefälls-Brüche zu beseitigen.

Bei höheren Wasserständen nehmen die Unregelmäßigkeiten in den Gefällslinien allmählich ab; es eignet sich daher am besten das bei gewöhnlichem Wasserstande aufgenommenen Spiegelnivellement zur Ermittlung des Durchschnittsgefälles für die einzelnen Stromstrecken, welches den Regulirungs-Entwürfen zugrunde zu legen ist, und durch den planmäßigen Ausbau des Stromes für alle Wasserstände erreicht werden soll.

Die natürlichen Abschnitte eines Stromes werden durch die Einmündungen der erheblichen Nebenflüsse bestimmt, weil an diesen Stellen nicht nur stets die Wassermenge, sondern auch öfters infolge der Zuführung anderen Geschiebes das Gefälle sich ändert; innerhalb dieser Abschnitte wird man bestrebt sein, das schwankende Gefälle auszugleichen und durch ein gleichmäßiges durchschnittliches zu ersetzen. Das letztere wird nicht immer möglich sein, weil mit einer zu erheblichen Aenderung des dem natürlichen Gelände entsprechenden Gefälles nicht nur technische Schwierigkeiten und große Geldausgaben, sondern auch unter Umständen eine Schädigung der angrenzenden Ländereien verbunden sein kann; man muß in solchen Fällen mehrere verschiedene Durchschnittsgefälle für kürzere Strecken anordnen. Bei dieser Arbeit, welche am besten auf zeichnerischem Wege bewirkt wird, muß vor allem darauf geachtet werden, daß die einzelnen Durchschnittsgefälle in der Richtung von der Quelle nach der Mündung allmählich abnehmen, damit auf diese Weise eine gleichmäßige Fortbewegung des Geschiebes erreicht wird, dessen Größe und Gewicht — wie noch später erörtert werden soll — mit der Geschwindigkeit und mit dem Gefälle in bestimmtem Zusammenhange stehen.

Es ist schließlich noch das Verhalten des Gefälles bei verschiedenen hohen Wasserständen zu untersuchen. Wenn man den Ausgleich der nivellirten und aufgezeichneten Wasserspiegellinien für die oben genannten verschiedenen Wasserstände und auch unter Benutzung der Pegelbeobachtungen für die höchsten Wasserstände vornimmt, so wird man stets — wenigstens auf längeren Strecken — angenähert parallele Linien erhalten, vorausgesetzt, daß dabei die Stationirung des Stromes unverändert geblieben ist. Dies erscheint auch im allgemeinen naturgemäß, da — wie oben erwähnt — das Gefälle dem natürlichen Gelände folgt. Ausgenommen ist hiervon die Mündungsstrecke, falls der Flufs sich in das Meer oder in ein anderes Gewässer ergießt, dessen Wasserstand entweder überhaupt unveränderlich oder hinsichtlich seiner Schwankungen anderen Gesetzen unterworfen ist. In diesen Mündungsstrecken wird das Gefälle bei Hochwasser natürlich wesentlich stärker als bei mittleren und niedrigen Wasserständen sein müssen. In den übrigen Flufsstrecken bleibt jedoch das Durchschnittsgefälle im Beharrungszustande

bei allen Wasserständen ziemlich unverändert, wenigstens in geraden Stromstrecken; in gekrümmten Strecken wird dies etwas anders: falls man die Stationirung des Flusses, also seine Längenmessung nach dem Thalwege oder nach dem Stromstriche bei Niedrigwasser macht, so wird bereits bei Mittelwasser das Gefälle etwas stärker sein, weil der Stromstrich dann mehr der Mitte des Stromes folgt und die Länge desselben dadurch geringer wird. Noch stärker wird das Gefälle aus demselben Grunde bei Hochwasser, wenn der Fluß ausfuhrt, das Mittelwasserbett verläßt und einen noch kürzeren Weg einschlägt.

Eine Zunahme des durchschnittlichen relativen Gefälles mit steigendem Wasserstande tritt somit nur durch eine Verkürzung der Stromlänge ein. Wenn man berücksichtigt, daß es die Aufgabe der Regulirung ist, die übermäßigen Krümmungen des Stromes zu beseitigen, und wenn man ferner die Längenmessung des Flusses — seine Stationirung — nach der Mittellinie desselben bei gewöhnlichem Wasserstande einrichtet, so kann man für die Regulirungs-Entwürfe annehmen, daß — abgesehen von den oben erwähnten Mündungsstrecken — das durchschnittliche relative Gefälle bei allen Wasserständen innerhalb derselben Stromstrecke ebenso wie das absolute angenähert unverändert bleibt. Die vollständige Ausgleichung und Unveränderlichkeit des Gefälles kann nur durch einen planmäßigen Ausbau des Stromes nach richtigen Normalprofilen von Niedrigwasser bis Hochwasser erreicht werden.

Nachdem in der beschriebenen Weise für jede Stromstrecke das durchschnittliche relative Gefälle festgestellt ist, kommt es darauf an, den zweiten wesentlichsten Factor, die **Abflussmenge** zu ermitteln. In jeder natürlichen begrenzten Stromstrecke zwischen den Einmündungen von je zwei bedeutenden Nebenflüssen sollte sich ein regelmäßig beobachteter Pegel befinden. In der Nähe eines jeden solchen Pegels müssen in einem hierzu geeigneten Querschnitte die Abflussmengen für die verschiedenen Pegelstände in Abständen von etwa 0,20 bis 0,50 m von Niedrigwasser bis Hochwasser gemessen werden. Wenn der betreffende Pegel nicht weit von der Einmündung des Nebenflusses entfernt liegt, so empfiehlt es sich, gleichzeitig die Messung im Hauptstrome und im Nebenflusse auszuführen, wobei man durch Abziehen oder Hinzufügen der in dem letzteren gefundenen Wassermenge auf einmal die Abflussmengen in beiden benachbarten Stromstrecken ermitteln kann. Ueber die zweckmäßigste Art und Weise der Wassermengenmessungen soll an dieser Stelle nicht gesprochen werden: doch ist darauf hinzuweisen, daß für die Ermittlung von Normalprofilen, namentlich in den Grenzen zwischen Niedrigwasser und Mittelwasser, ganz besonders sorgfältige Beobachtungen angestellt werden müssen. Die Ergebnisse der Messungen trägt man zeichnerisch auf, indem man die Pegelstände als Abscissen und die gefundenen Wassermengen in Cubikmetern nach passendem Maßstabe als Ordinaten nimmt, wie in umstehender Abb. 4. Indem man die Endpunkte der Ordinaten mit einander verbindet, erhält man die Wassermengenkurve, aus welcher man für jeden beliebigen Pegelstand die dazu gehörige Abflussmenge entnehmen kann. Von ein-

zelen Schriftstellern ist versucht worden, dieser Kurve ein bestimmtes mathematisches Gesetz zu Grunde zu legen; dies erscheint jedoch im allgemeinen zwecklos, da einfache Untersuchungen zu der Erkenntnis führen, daß die Form dieser Kurve unter sonst gleichbleibenden Verhältnissen lediglich durch die Querschnittsgestaltung des Stromes an der Pegelstelle bedingt ist. Nöthig wird die Einschaltung einer bestimmten Kurve nur, wenn die Wasserstände während der Vorarbeiten nicht so niedrig werden, daß man die kleinsten Abflussmengen wirklich messen kann. Es empfiehlt sich dann aber, nur für die Messungen unterhalb der Linie des gewöhnlichen Wasserstandes die wahrscheinlichste Curve aufzusuchen, weil dieselbe in diesem Falle sich viel besser den wirklichen Messungsergebnissen anschmiegt, als wenn man für alle Wasserstände ein gemeinschaftliches Gesetz aufsuchen wollte. Wenn man in dem durch die nebenstehende Abb. 4 dargestellten Falle zwischen G. W. und N. W. die sieben dort aufgeführten Messungen gemacht hat, welche von +1,27 m am Pegel bis zu 0,34 m am Pegel hinabreichen, so kommt es darauf an, für den niedrigsten Wasserstand von +0,15 m die kleinste Wassermenge zu berechnen. Hierzu muß zunächst die Lage des Nullpunktes der Kurve, also die ideelle Sohle oder der Abstand derselben (z) vom Pegel-Nullpunkte ermittelt werden. Dieses Maß findet man

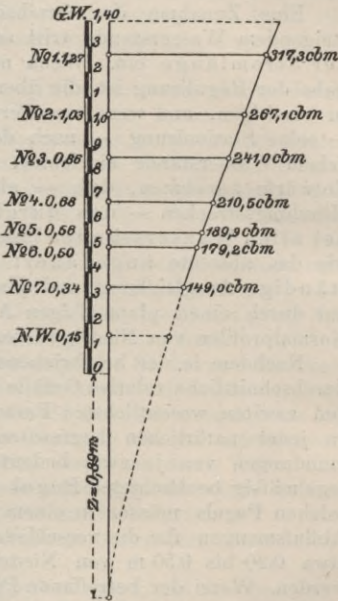


Abb. 4.

durch eine genaue Peilung des Thalweges innerhalb der Stromstrecke, für welche der betreffende Pegel gilt. Wenn man aus den auf den seichtesten Stellen desselben, also auf den »Uebergängen« gefundenen Fahrwassertiefen das arithmetische Mittel nimmt, so kann man annehmen, daß — wenigstens bei der beweglichen Sohle eines geschiebeführenden Flusses — bei dieser Tiefe oder bei dem entsprechenden Pegelstande ($= z$ unter Null) eintretenden Falles die Abflussmenge gleich Null werden würde. In dem hier benutzten Beispiele ist das Maß für z zu 0,89 m gefunden worden. Man legt dann nach dem Vorgange Harlachers eine Parabel unbestimmten Grades von der Form

$$11) \quad Q = P \cdot (H + z)^n$$

zugrunde, worin Q die Abflussmenge und H den Pegelstand be-

deutet, während für den Koeffizienten P und den Grad der Parabel n mit der Methode der kleinsten Quadrate die wahrscheinlichsten Werthe zu berechnen sind. Da z für jeden Pegel eine unveränderte Gröfse bleibt, so schreibt sich die Gleichung (11) einfacher:

$$12) \quad Q = P \cdot h^n, \text{ worin } h = H + z.$$

Zur Anwendung der Methode der kleinsten Quadrate ist es zweckmäfsig, die Logarithmen einzuführen; die Genauigkeit des Endergebnisses wird dadurch nicht beeinträchtigt, ob man für P oder für $\log P$ den wahrscheinlichsten Werth bestimmt.

Schreibt man die Gleichung (12) mithin:

$$13) \quad \log Q = \log P + n \cdot \log h,$$

so hat man für die Bestimmung von $\log P$ und von n die beiden Bedingungen:

$$I) \quad \Sigma (\log Q) = m \cdot \log P + n \cdot \Sigma (\log h) \text{ und}$$

$$II) \quad \Sigma (\log Q \cdot \log h) = \log P \cdot \Sigma (\log h) + n \cdot \Sigma [(\log h)^2],$$

worin m die Anzahl der vorliegenden Messungen — in unserem Beispiele 7 — bedeutet.

Aus der Gleichung I ergibt sich:

$$n = \frac{\Sigma (\log Q) - m \cdot \log P}{\Sigma (\log h)}$$

und wenn man diesen Werth in die Gleichung II einsetzt, erhält man:

$$14) \quad \log P = \frac{\Sigma [(\log h)^2] \cdot \Sigma (\log Q) - \Sigma (\log h) \cdot \Sigma (\log Q \cdot \log h)}{m \cdot \Sigma [(\log h)^2] - [\Sigma (\log h)]^2}$$

Ebenso erhält man durch Einsetzung des Werthes

$$\log P = \frac{1}{m} \cdot [\Sigma (\log Q) - n \cdot \Sigma (\log h)]$$

aus Gleichung I in die Gleichung II den Werth für n :

$$15) \quad n = \frac{m \cdot \Sigma (\log h \cdot \log Q) - \Sigma (\log h) \cdot \Sigma (\log Q)}{m \cdot \Sigma [(\log h)^2] - [\Sigma (\log h)]^2}$$

Es mag die einfache Rechnung für unser Beispiel durchgeführt werden:

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|----------------------------|-----------------|---------------------|----------------------|----------|-----------|--------------|-----------------------|---|
| Nr. der Mes- sung | Pegel- stand | $h =$ $H + 0,89$ | Wasser- menge Q | $\log h$ | $\log Q$ | $(\log h)^2$ | $\log h \cdot \log Q$ | Wasser- menge nach dem Gesetze |
| | m | m | cbm | | | | | cbm |
| 1 | 1,27 | 2,16 | 317,3 | 0,33 445 | 2,50 147 | 0,111 857 | 0,836 617 | 316,6 |
| 2 | 1,03 | 1,92 | 267,1 | 0,28 330 | 2,42 667 | 0,080 259 | 0,687 476 | 271,3 |
| 3 | 0,86 | 1,75 | 241,0 | 0,24 304 | 2,38 202 | 0,059 069 | 0,578 926 | 240,4 |
| 4 | 0,68 | 1,57 | 210,5 | 0,19 590 | 2,32 325 | 0,038 377 | 0,455 125 | 208,5 |
| 5 | 0,56 | 1,45 | 189,9 | 0,16 137 | 2,27 852 | 0,026 040 | 0,367 685 | 187,9 |
| 6 | 0,50 | 1,39 | 179,2 | 0,14 301 | 2,25 334 | 0,020 452 | 0,322 250 | 177,8 |
| 7 | 0,34 | 1,23 | 149,0 | 0,08 991 | 2,17 319 | 0,008 084 | 0,195 392 | 151,5 |
| | | | $\Sigma =$ | 1,45 098 | 16,33 846 | 0,344 138 | 3,443 471 | |

Es ist demnach:

$$\log P = \frac{0,344 138 \cdot 16,33 846 - 1,45 098 \cdot 3,443 471}{7 \cdot 0,344 138 - 2,105 343}$$

$$\log P = 2,06 268 \text{ und } P = 115,5;$$

ebenso ist:

$$n = \frac{7 \cdot 3,443 471 - 1,45 098 \cdot 16,33 846}{7 \cdot 0,344 138 - 2,105 343}$$

$$n = 1,309.$$

Es lautet also das Abflufgesetz für die Wasserstände unter G. W.:

$$Q = 115,5 (H + 0,89)^{1,309}$$

oder

$$\log Q = 2,06 268 + 1,309 \cdot \log (H + 0,89).$$

Setzt man probeweise hierfür die den sieben Messungen entsprechenden Pegelstände H ein, so erhält man die in der Spalte 9 aufgeführten Wassermengen und kann daraus beurtheilen, wie sich die Kurve den wirklichen Messungsergebnissen anschmiegt.

Die dem niedrigsten Wasserstände von $+ 0,15$ m am Pegel entsprechende gesuchte Wassermenge erhält man in gleicher Weise, wenn man $H = 0,15$ m einsetzt:

$$Q_{min} = 121 \text{ cbm.}$$

Wir müssen ferner einige Betrachtungen dem Verhalten der Wasserstände widmen. Aus den vorstehenden Erörterungen über die Wassermengenkurve könnte man schliessen, daß für denselben Pegel bei einem gewissen Wasserstände auch stets eine bestimmte unveränderliche Wassermenge abgeführt wird. Dies trifft aber im allgemeinen nicht zu. Jeder sich selbst überlassene Strom ändert seinen Lauf un-

aufhörlich nicht nur in wagerechtem, sondern auch in senkrechtem Sinne; diese Veränderungen nehmen zu, sobald künstliche Bauanlagen an ihm geschaffen werden, seien dies Eindeichungen und Brückenbauten oder Regulirungen des Mittelwasserbettes zum Zweck der Schiffbarmachung. Es ergiebt sich deshalb die Nothwendigkeit, bei der Aufstellung von Entwürfen für die Regulirung eines Stromes und zu Normalprofilen stets die Abflussmengen wenigstens für die Wasserstände unter Mittelwasser von neuem zu messen und ältere Ergebnisse nicht ohne sorgfältige Prüfung dabei zu verwenden. Die Erfahrung hat bei einzelnen im Ausbau begriffenen Strömen gelehrt, daß den kleinsten vor etwa 10 oder 15 Jahren gemessenen Abflussmengen zur Zeit ganz andere Pegelstände entsprechen; die letzteren sind zuweilen um 0,30 bis 0,50 m höher oder niedriger gefunden worden. Es ist die Aufgabe einer auf wissenschaftlicher Grundlage ausgeführten Stromregulirung, derartigen Veränderungen des Flusses möglichst für alle Zeit vorzubeugen.

Die wichtigsten, hierbei in Frage kommenden Wasserstände sind der gewöhnliche und der niedrigste Wasserstand. Der erstere wird bekanntlich aus den Häufigkeiten der verschiedenen Pegelbeobachtungen berechnet und ist derjenige Wasserstand, welcher innerhalb eines gewissen Zeitraumes ebenso oft überschritten, als nicht erreicht worden ist. Dieser Wasserstand ist nicht nur für die Schifffahrt, sondern vor allem auch für das am Strome gelegene Gelände von großer Bedeutung. Es ist eine sehr wichtige Aufgabe der Stromregulirung, dafür zu sorgen, daß dieser Wasserstand unverändert bleibt oder — je nachdem die anliegenden Wiesen oder Aecker es wünschenswerth erscheinen lassen — um ein gewisses, örtlich zu bestimmendes Maß dauernd gehoben oder gesenkt wird. Unter Umständen wird sich dies Maß durch Vergleiche mit dem gemittelten Sommerwasserstande oder mit den gemittelten Monatswasserständen — je nach der Kulturart der betreffenden Gelände — angemessen berechnen lassen.

Mit Rücksicht auf die oben erwähnte Veränderlichkeit der Wasserstände empfiehlt es sich, für die Entwürfe zu Stromregulirungen den gewöhnlichen Wasserstand für den Zeitraum der letzten zehn Jahre zu ermitteln und den Berechnungen zugrunde zu legen.

Der niedrigste Wasserstand ist derjenige, bei welchem der Strom innerhalb der in Frage stehenden Strecke die kleinste Wassermenge abführt. Wie im ersten Abschnitte gezeigt wurde, ist diese für die Schiffbarmachung eines Flusses von größter Bedeutung; sie muß daher so sorgfältig wie möglich ermittelt werden. Es ist öfters die Erfahrung gemacht worden, daß an einem Pegel ein so niedriger Wasserstand beobachtet wurde wie nie zuvor; es ergab aber die angestellte Wassermengenmessung, daß die Abflussmenge größer war, als sie in früheren Jahren bei höherem Pegelstande gefunden wurde. Wenn in solchen Fällen keine Messungsfehler vorliegen, so kann man mit Sicherheit darauf schließen, daß der niedrigste Wasserstand sich gesenkt hat und man muß dann untersuchen,

welcher Pegelstand eintreten würde, wenn die früher gemessene kleinste Wassermenge wiederum abgeführt werden würde, weil dieser dann für die Zeit der Untersuchung bzw. für die Aufstellung der Regulierungs-Entwürfe als der wirklich niedrigste Wasserstand anzusehen ist. Hierzu bedient man sich des oben besprochenen Abflusgesetzes. Wenn wir in unserem Beispiele annehmen, daß die kleinste Abflusmenge von 121 cbm aus älteren Messungen her bekannt wäre — und vielleicht früher bei einem Wasserstande von etwa 0,26 m gemessen wurde — so würde es, wenn während der Zeit der Vorarbeiten kein niedrigerer Wasserstand als 0,34 m eintrat, darauf ankommen, festzustellen, welcher Pegelstand zur Zeit der Abflusmenge von 121 cbm entspricht. Nach dem Gesetze:

$$121 = 115,5 (H + 0,89) 1,309$$

würde sich dann ergeben:

$$H = 0,15 \text{ m}$$

und würde man diese Zahl als sogenannten theoretischen Niedrigwasserstand der weiteren Berechnung zugrunde legen müssen, auch wenn er noch niemals wirklich beobachtet worden wäre. Beiläufig bemerkt, würde sich hieraus bei unserm Beispiele ergeben, daß der Niedrigwasserspiegel sich seit der Zeit jener früheren Messung um $0,26 - 0,15 = 0,11 \text{ m}$ gesenkt hätte. —

Was die anderen, zuweilen bei Stromregulierungsplänen benutzten Wasserstände, namentlich den gemittelten — dies ist ein viel passenderer Ausdruck als „der mittlere“ — Jahreswasserstand und den mittleren niedrigsten Wasserstand betrifft, so muß darauf hingewiesen werden, daß alle beide für genauere Untersuchungen nicht brauchbar sind, weil sie zu sehr von Zufälligkeiten z. B. von einzelnen besonders hohen Anschwellungen beeinflusst werden. Namentlich würde der letztere als Grundlage für Regulierungs-Entwürfe im allgemeinen zu unbrauchbaren Ergebnissen führen. Es muß daran festgehalten werden, daß allein die kleinste jemals gemessene oder berechnete Wassermenge die geeignete Unterlage ist.

Wir kommen nun zu dem letzten wesentlichen Factor für die Bestimmung der geeigneten Querschnittsabmessungen: dies sind die **Geschiefeführung** und die Bestandtheile des Flußbettes und der Ufer.

Jeder Fluß führt mehr oder weniger Geschiebe (Sinkstoffe) mit sich in der Form von Steinen, Kies, Sand oder erdigen und vegetabilischen Stoffen (Schlick oder Schlamm). Diese Stoffe werden ihm theils durch die Quellflüsse, Nebenflüsse und Seitengraben, theils durch Ufer-Abbrüche an diesen oder an seinen eigenen Ufern zugeführt. Wenn auch durch die weiter schreitende Kultur, durch Regulirung der bisher sich selbst überlassenen Zuflüsse und durch Befestigung aller Ufer die Menge der dem Strome zugeführten Geschiebe oder Sinkstoffe allmählich immer geringer werden kann, so wird sie doch niemals aufhören. In welcher Weise die Fortbewegung des Geschiebes — worunter alle die obengenannten Abarten verstanden werden sollen — vor sich geht, ist durch die bisher in nur

kleinem Umfange angestellten Untersuchungen noch nicht endgültig festgestellt.

Als wichtige Forschungen auf diesem Gebiete sind zu erwähnen:

Dubuat (Principes d'hydraulique I), Hagen (Handbuch, Ströme § 8 und § 21), Sternberg (Zeitschrift für Bauwesen 1875) und Hochenburger (Geschiebsbewegung und Eintiefung fließender Gewässer 1886, Leipzig bei Engelmann).

Ob sich das grobe Gerölle durch Abrieb allmählich in Kies und in Sand verwandelt oder nicht, kann hier unerörtert bleiben. Thatsache ist es, daß innerhalb einer und derselben Stromstrecke sich Geschiebe von verschiedener Korngröße vorfindet; doch kann dies vielleicht durch die in unregulirten Flüssen vorhandene starke Veränderlichkeit der Geschwindigkeit erklärt werden. Es ist ferner Thatsache, daß das Wasser schon bei geringer Strömung aufgelöste vegetabilische und erdige Stoffe, bei stärkerer Strömung feinen Sand und bei heftiger Strömung sogar groben Sand und Kies schwebend mit sich zu führen vermag, während für gewöhnlich sich das gröbere Geschiebe (Steine, Kies und Sand) rollend auf der Sohle fortbewegt; in allen Strömen wird bei Hochwasser mehr Geschiebe bewegt, als bei mittleren und niedrigen Wasserständen. In sich selbst überlassenen oder nicht vollständig regulirten Flüssen wird bei höheren Wasserständen das Geschiebe in der Form von Bänken bewegt, während bei niedrigen Wasserständen der Strom in Schlangenumwindungen zwischen diesen Bänken fließt und infolge der geringeren Geschwindigkeit — welche außerdem noch durch das kleiner gewordene relative Gefälle hervorgerufen wird — fast gar keine oder doch nur sehr wenig Sinkstoffe vorwärts treibt.

Man überzeugt sich am besten hiervon durch Peilungen, indem man dazu zwei verschiedene Stangen benutzt, von denen die eine unten einen Teller von 0,10 bis 0,15 m Durchmesser — je nach der Feinheit des Geschiebes — trägt, und die andere in eine stumpfe eiserne Spitze von 0,02 bis 0,05 m Durchmesser ausläuft. Mit der ersten Stange mißt man die Wassertiefe bis auf die Oberfläche der Sohle, während man mit der anderen Stange durch die bewegte Sohle bis auf den festen Boden stößt. Da ruhender Sand und Kies unter stillem Wasser — wie in Landseen — dem Eindringen einer stumpfen Stange bekanntlich kräftigen Widerstand entgegensetzt, so wird dies Durchstoßen im allgemeinen nur so weit gelingen, die als Flußsohle sich in Bewegung befindet. Man muß dabei aber sehr vorsichtig zu Werke gehen, da die Strömung leicht das Ende der Stange freispült und dieselbe dann immer tiefer einsinkt, sodafs man leicht zu falschen Ergebnissen kommen kann. Doch wird man sich bei solchen Untersuchungen davon überzeugen, daß bei Hochwasser die Sohle bis zu bedeutender Tiefe beweglich ist, daß bei mittleren und gewöhnlichen Wasserständen — je nach dem Grade der Regulirung des Stromes — die Sohle sich entweder in ganzer Breite oder nur an den tieferen Stellen in einer Schicht von einer gewissen Dicke bewegt und daß bei niedrigen Wasserständen auf den Uebergängen des Flußweges — zwischen den Bänken — meistens keine Bewegung mehr zu erkennen

ist, höchstens noch in den großen Tiefen am einbuchtenden (concaven) Ufer. Bei sehr stark künstlich eingeengten Flüssen wird aber auch bei Niedrigwasser eine lebhaftige Bewegung der Sinkstoffe wahrgenommen.

Es ist die Aufgabe der Regulirung, diese ungleichmäßige Bewegung des Geschiebes in eine gleichmäßige zu verwandeln: Die Sinkstoffe müssen sich in einem regulirten Flusse nicht mehr in Form von Bänken, sondern mit gleichmäßiger Geschwindigkeit auf der Sohle bezw. in der Sohle vorwärts bewegen, wobei wir unter „Sohle“ hinfort den ganzen in Bewegung befindlichen und aus Geschiebe bestehenden Theil des Querschnittes verstehen. Bei jedem Wasserstande einer im Beharrungszustande befindlichen Stromstrecke von unveränderlichem Gefälle wird natürlich nur Geschiebe bis zu einer bestimmten Größe, Form, Dichte und einem bestimmten Reibungskoeffizienten bewegt, entsprechend der auf dasselbe einwirkenden Wassergeschwindigkeit. Um eine gleichmäßige Geschiebebewegung hervorzurufen und zu erhalten, wird man daher den Querschnitt des Stromes so bemessen müssen, dass in der Sohle diese entsprechende Geschwindigkeit hervorgerufen und dauernd erhalten wird. Die Aufgabe kann vollständig nur gelöst werden, wenn einerseits das Abhängigkeitsverhältniss zwischen Geschiebe und Geschwindigkeit und andererseits die Menge des in der bestimmten Stromstrecke sekundlich zu bewegendes Geschiebes bekannt ist. In der ersten Richtung liegen bisher nur sehr wenige, in der letzten zur Zeit noch fast gar keine Beobachtungen und Untersuchungen vor. Bei unseren Strömen handelt es sich außerdem in erster Linie darum, die jetzt darin befindlichen übergroßen Geschiebemengen zu entfernen, und sobald dies in dem nöthigen Umfange erfolgt ist, darum, für die gleichmäßige Fortbewegung der dem Strome weiter regelmässig zugeführten Geschiebemengen zu sorgen. Für die erstere Aufgabe wird mithin eine dickere Sohlen-Querschnittsfläche in Bewegung zu halten sein, als für die zweite; es ist daher der Fall vorzusehen, dass die anfänglich eingeführte Sohlengeschwindigkeit später (nach Beseitigung der übergroßen Geschiebemassen) durch Erweiterung des Profils etwas verringert werden muss, oder dass zur ersten Aufgabe noch andere künstliche Mittel — Baggermaschinen — zur Hilfe genommen werden.

Wenn es gelingt, die Dicke der in Bewegung befindlichen Geschiebeschicht an der Flusssohle durch direkte Messungen zu bestimmen, so kann man durch eine hinlänglich große Zahl von Querprofilaufnahmen bei verschiedenen Wasserständen die einem jeden der letzteren entsprechende durchschnittliche Größe der beweglichen Sohlenquerschnittsfläche (f in der folgenden Abb. 5) berechnen und hieraus einen Schluss auf die Menge der abgeführten Sinkstoffe ziehen, soweit dieselben nicht etwa schwebend vorwärts bewegt werden.

Mit Bezug auf die Abb. 6 ist es klar, dass sich die Sohlenfläche f keineswegs mit der Geschwindigkeit w vorwärts bewegt, weil w nur die Geschwindigkeit des Wassers auf der Oberfläche der Sohle ist; die Geschwindigkeit des Geschiebes selbst ist infolge der größeren — inneren und äußeren — Reibungswiderstände erheblich

geringer und nimmt von der Oberfläche der Sohle bis zu dem unbeweglichen festen Boden allmählich bis auf Null ab. Wenn wir also für die durch den Querschnitt bewegte Geschiebemenge (q) die Gleichung aufstellen

$$16) \quad q = \lambda \cdot v \cdot f,$$

so ist der Coefficient λ jedenfalls kleiner als 0,5.

Auf diesem Wege könnte man in ähnlicher Weise wie für die Wassermengen auch für die Geschiebemengen eine Art von Abflus-

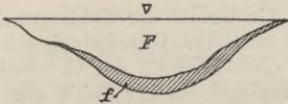


Abb. 5.

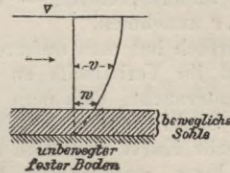


Abb. 6.

bezw. Abführungskurve aufstellen und wäre dann in der Lage, aus derselben denjenigen Wasserstand abzuleiten, bei welchem die durchschnittliche jährliche Geschiebemenge vorwärts bewegt wird. Die bei diesem Wasserstande zur Zeit vorhandene mittlere Sohlengeschwindigkeit wäre dann diejenige, welche für die Aufstellung des Normalprofils zugrunde gelegt werden müßte.

Ob derart beschriebene Untersuchungen und Messungen sich bei allen Strömen mit Erfolg ausführen lassen, muß vorläufig eine offene Frage bleiben, da noch zu wenig Erfahrungen vorliegen. So wichtig auch die Beobachtung und die Messung der Geschiebeführung für die Beurtheilung und für die richtige Behandlung eines Stromes sind, so ist denselben doch bisher leider wenig Beachtung geschenkt worden.

Das vorgeschilderte Verfahren wird überdies in vielen Fällen entbehrt werden können, weil der Wasserbautechniker, welchem die Aufgabe gestellt ist, für einen bestimmten Strom einen Regulierungsentwurf aufzustellen, im allgemeinen mit dem Charakter dieses Stromes so vertraut sein wird, daß er aus Erfahrung bezw. aus einer kleineren Anzahl von Peilungen — in vorbeschriebenem Sinne — angenähert den Wasserstand bestimmen kann, bei welchem etwa eine gleichmäßige Geschiebebewegung einzutreten pflegt. Es wird dies, je nach dem Grad der Regulierung, etwa der gewöhnliche oder der gemittelte Wasserstand sein. Für diesen Wasserstand wird man alsdann eine möglichst große Zahl von Querprofilen aufnehmen und daraus die durchschnittlichen Werthe für die Querschnittsfläche (F), die Wasserspiegelbreite (B) und die mittlere Tiefe (t) berechnen. Indem man aus der Wassermengenkurve die entsprechende Abflussmenge Q entnimmt, findet man die mittlere Profilgeschwindigkeit $v = \frac{Q}{F}$ und mit Hülfe einer empirischen Formel die Größe der diesem v entsprechenden mittleren Sohlengeschwindigkeit w , welche dem Normalprofil zugrunde zu legen sein wird.

Was nun dies Verhältniß zwischen der mittleren Profilvergeschwindigkeit und der mittleren Sohlengeschwindigkeit in einem Querschnitte anbelangt, so findet man in den Handbüchern über Wasserbau und hydraulische Wissenschaft sehr wenig darüber. Dubuat (Principes d'hydraulique I) leitete aus seinen bekannten Versuchen an kleineren Wasserläufen für die Verhältnisse in einer Senkrechten die Gleichung her:

$$w_1 = (\sqrt{v_1} - 1)^2,$$

während andere Autoren — wie z. B. Sternberg — ohne weiteres $w = \frac{3}{4} \cdot v$ annehmen.

Mehrfach hat man außerdem die Größe der Sohlengeschwindigkeit und ihr Verhältniß zu der mittleren Geschwindigkeit in der Weise untersucht, daß man für die Abnahme der Geschwindigkeit in einer Senkrechten vom Wasserspiegel bis zur Sohle eine gewisse theoretische Kurve zugrunde legte, entweder eine Parabel mit senkrechter bezw. wagerechter Achse oder eine logarithmische Linie. Die hieraus hergeleiteten Beziehungen erscheinen dem Verfasser jedoch an dieser Stelle nicht verwendbar, weil die übrigen der Rechnung zugrunde gelegten Verhältnisse und Formeln lediglich unmittelbaren Beobachtungen und Messungen entnommen sind.

Es wurden deshalb die Messungen an der Elbe benutzt: wie im Abschnitt I erwähnt worden ist, wurde dort in den Jahren 1883 bis 1886 eine große Zahl von genauen Geschwindigkeitsmessungen ausgeführt; von diesen untersuchte der Verfasser 76 Stück, welche bei mittleren und niedrigen Wasserständen und in Querschnitten mit ziemlich regelmäßiger Wasserbewegung vorgenommen waren, in Bezug auf die Sohlengeschwindigkeit. Zunächst kam es darauf an, in den einzelnen Senkrechten dieselbe zu ermitteln. Da die üblichen Flügelinstrumente ein unmittelbares Messen auf der Flußsohle nicht zulassen, so mußte dort die Geschwindigkeit nach Maßgabe des Verlaufes der Geschwindigkeitskurve geschätzt werden. Wenn in untenstehender Abb. 7 ED die Wassertiefe der Senkrechten bedeutet, in welcher die Geschwindigkeiten u_1, u_2 u. s. w. bis u_6 gemessen wurden,

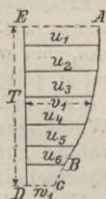


Abb. 7.

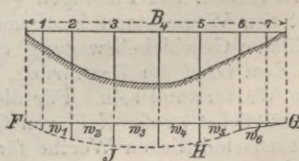


Abb. 8.

so lag der Ort der Messung u_6 meistens noch um 0,15 m über der Sohle und man ermittelte die Größe von w_1 an der Sohle, indem man die Verbindungscurve der aufgetragenen Werthe von u_1 bis u_6 oder die Linie AB bis C entsprechend zeichnerisch verlängerte. Um

nun aus den Werthen w_1 für die einzelnen Senkrechten die mittlere Sohlengeschwindigkeit des ganzen Profils zu finden, benutzte man dieselbe Methode, welche man auch sonst zur Bestimmung der mittleren Oberflächengeschwindigkeit und anderer Geschwindigkeitsmittel anzuwenden pflegt. Das Verfahren ist in der Abb. 8 angedeutet: Auf der Linie FG = der Wasserspiegelbreite B trug man in den einzelnen Stationen 1 bis 7 die Werthe von w_1, w_2 u. s. w. auf und verband die Endpunkte durch eine Linie $FJHG$. Wenn man dann den Inhalt der Fläche $FGHJF$ durch die Länge $FG = B$ dividirte, so war das Ergebniss die mittlere Sohlengeschwindigkeit: w .

Was das Verhältniss $\frac{w}{v}$ betrifft, so liegt es auf der Hand, dass dasselbe sowohl in der einzelnen Senkrechten von der Tiefe T , als auch im ganzen Querprofil von der mittleren Tiefe t abhängen muss. Da ferner für $t = 0$ das Verhältniss $\frac{w}{v} = 1$ wird und nach den angestellten Versuchen mit wachsendem t sehr schnell zunimmt, so lag es nahe, für den Verlauf von $\frac{w}{v}$ oder vielmehr von $\left(1 - \frac{w}{v}\right)$ ein allgemeines Parabelgesetz zugrunde zu legen von der Form:

$$17) \quad 1 - \frac{w}{v} = a \cdot t^x,$$

worin die wahrscheinlichsten Werthe für a und x nach der Methode der kleinsten Quadrate zu ermitteln waren.

Die fraglichen 76 Versuche wurden hierzu in drei Gruppen geordnet, von denen 24 Versuche auf die oberste Strecke mit stärkstem Gefälle bis zur Muldemündung entfielen, 24 weitere auf die Strecke bis zur Havelmündung mit geringem Gefälle und 28 auf die unterste Strecke bis Geesthacht mit noch schwächerem Gefälle.

Es fand sich für:

$$\begin{aligned} \text{Gruppe I: } & a = 0,256 \text{ und } x = 0,444 \\ \text{Gruppe II: } & a = 0,248 \text{ und } x = 0,490 \\ \text{Gruppe III: } & a = 0,242 \text{ und } x = 0,502. \end{aligned}$$

Hiernach schien der Werth $\left(1 - \frac{w}{v}\right)$ durch das Gefälle beeinflusst zu sein, weil mit abnehmendem Gefälle die Werthe für a etwas kleiner und die für x etwas grösser wurden. Bei der Geringfügigkeit der Unterschiede wurde aber zum Zweck der einfacheren Rechnung von dieser Abhängigkeit vollständig abgesehen und für x der Werth 0,50 eingeführt. Es ergab sich dann das Gesetz:

$$18) \quad \left(1 - \frac{w}{v}\right) = 0,245 \cdot \sqrt{t}.$$

Die Uebereinstimmung mit den 76 Messungen war eine so gute, dass man diese Formel mit Zuverlässigkeit überall dort wird an-

wenden können, wo die Verhältnisse ebenso liegen wie an der Elbe, namentlich in betreff der Geschiebebewegung.*)

Die Gültigkeitsgrenzen bei der Elbe sind:

Wassermengen Q von 78 cbm bis 608 cbm,
 Gefälle J von 0,000 075 bis 0,000 250,
 Mittlere Tiefen t von 1,18 m bis 3,15 m und
 Wasserspiegelbreiten B von 84 m bis 290 m.

Ob die Formel über diese Grenzen hinaus und außerdem für höhere Wasserstände noch Gültigkeit besitzt, muß so lange bezweifelt werden, bis weitere Erfahrungen vorliegen. In Ermangelung von genaueren Beziehungen wird man die Gleichung (18) jedoch vorläufig benutzen müssen.

Mit Bezug auf die Gestalt derselben mag erwähnt werden, daß die von Hagen (Bewegung des Wassers 1876, § 17) aufgestellte Gleichung für das Verhältniß der Oberflächengeschwindigkeit (0_1) zu der mittleren Geschwindigkeit (v_1) in einer Senkrechten sehr ähnlich lautet, nämlich:

$$\left(1 - \frac{v_1}{0_1}\right) = 0,0582 \cdot \sqrt{R},$$

wobei allerdings von Hagen an Stelle der mittleren Tiefe der mittlere Radius benutzt worden ist.

Wenn zur Bestimmung des Normalprofils für Niedrigwasser die für eine gleichmäßige Geschiebebewegung erforderliche mittlere Sohlengeschwindigkeit w bekannt ist, so kann man alle übrigen Abmessungen des Querschnitts leicht berechnen. Bringt man die Gleichung (18) mit einer der im Abschnitt I erwähnten Geschwindigkeitsformeln (7,8 oder 10) in Beziehung, so erhält man eine Gleichung für die Ermittlung der entsprechenden mittleren Tiefe t .

Wir wählen die Elbe-Formel (10):

$$v = 46,91 \cdot \sqrt{J} \cdot \sqrt[3]{t}.$$

Aus der Gleichung (18) ergibt sich:

$$v(1 - 0,245 \sqrt{t}) = w$$

und durch Division beider Gleichungen:

$$19) \quad \frac{w}{\sqrt{J}} = 46,91 \cdot \sqrt[3]{t} \cdot (1 - 0,245 \cdot \sqrt{t}).$$

Da sowohl w wie J für jede Stromstrecke als bekannt und unveränderlich vorausgesetzt werden, so wäre hiermit auch t bestimmt.

*) In dem Anhang (Seite 53—56) sind die 76 Versuche an der Elbe mitgeteilt worden; es sind dort die Sohlengeschwindigkeiten in III Gruppen sowohl nach Formel 17 als auch nach Formel 18 berechnet, sodafs man die Uebereinstimmung mit den gemessenen Werthen erkennen kann.

Wenn auch die Formel (10) und (18) lediglich empirischer Natur und nur mit Hülfe der Wahrscheinlichkeits-Rechnung aus einer gewissen Zahl von Beobachtungen hergeleitet sind, so werden die daraus berechneten Zahlen doch wenigstens angenähert der Wirklichkeit entsprechen.

Nach der Gleichung (19) wird die GröÙe $\frac{w}{\sqrt{J}}$ sowohl für $t=0$ als auch für $t=16,687$ m zu Null und erreicht etwa für $t=2,50$ m den größten Werth = 39,03.

Da die Gleichung für t unbequem zu lösen ist, wird man zweckmäßig die nachstehende Zusammenstellung benutzen.

Zusammenstellung III.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|----------|----------------------|--|----------------------|--------------------------------------|-----------|-----------|
| t m | $[1-0,245 \sqrt{t}]$ | $\sqrt[3]{t} \cdot [1-0,245 \sqrt{t}]$ | $\frac{w}{\sqrt{J}}$ | w versuchsweise berechnet für $J=$ | | |
| | | | | 0,000 060 | 0,000 120 | 0,000 240 |
| 1,00 | 0,755 | 0,755 | 35,4 | 0,274 | 0,388 | 0,549 |
| 1,10 | 0,743 | 0,767 | 35,9 | 0,278 | 0,394 | 0,556 |
| 1,20 | 0,732 | 0,778 | 36,5 | 0,283 | 0,401 | 0,565 |
| 1,30 | 0,721 | 0,787 | 36,9 | 0,286 | 0,405 | 0,572 |
| 1,40 | 0,710 | 0,794 | 37,2 | 0,288 | 0,408 | 0,576 |
| 1,50 | 0,700 | 0,802 | 37,6 | 0,291 | 0,413 | 0,582 |
| 1,60 | 0,690 | 0,807 | 37,8 | 0,293 | 0,415 | 0,585 |
| 1,70 | 0,680 | 0,812 | 38,1 | 0,295 | 0,418 | 0,590 |
| 1,80 | 0,671 | 0,816 | 38,3 | 0,297 | 0,420 | 0,593 |
| 1,90 | 0,662 | 0,820 | 38,5 | 0,298 | 0,423 | 0,596 |
| 2,00 | 0,654 | 0,823 | 38,6 | 0,299 | 0,424 | 0,598 |
| 2,10 | 0,645 | 0,826 | 38,7 | 0,300 | 0,425 | 0,599 |
| 2,20 | 0,637 | 0,829 | 38,9 | 0,301 | 0,427 | 0,602 |
| 2,30 | 0,629 | 0,830 | 38,9 | 0,301 | 0,427 | 0,602 |
| 2,40 | 0,621 | 0,831 | 39,0 | 0,302 | 0,427 | 0,604 |
| 2,50 | 0,613 | 0,832 | 39,0 | 0,302 | 0,427 | 0,604 |
| 2,60 | 0,605 | 0,832 | 39,0 | 0,302 | 0,427 | 0,604 |
| 2,70 | 0,597 | 0,831 | 39,0 | 0,302 | 0,427 | 0,604 |
| 2,80 | 0,590 | 0,831 | 39,0 | 0,302 | 0,027 | 0,604 |
| 2,90 | 0,583 | 0,830 | 39,0 | 0,302 | 0,427 | 0,604 |
| 3,00 | 0,575 | 0,829 | 38,9 | 0,301 | 0,427 | 0,602 |
| 3,50 | 0,542 | 0,821 | 38,5 | 0,298 | 0,422 | 0,596 |
| 4,00 | 0,510 | 0,809 | 37,9 | 0,294 | 0,416 | 0,587 |
| 5,00 | 0,452 | 0,773 | 36,3 | 0,281 | 0,400 | 0,563 |

Die in der Spalte 4 enthaltenen Werthe für $\frac{w}{\sqrt{J}}$ und noch mehr die in den Spalten 5, 6 und 7 beispielsweise berechneten Werthe für w zeigen die auffallende Erscheinung, daß innerhalb der in Frage kommenden Grenzen für t von 1 bis 5 m die mittlere Sohlengeschwindigkeit für ein und dasselbe Gefälle nur sehr geringen Schwankungen unterliegt, und in den Grenzen zwischen $t=2$ m und $t=3$ m ganz unveränderlich bleibt. Diese Erscheinung

entspricht den früheren Erörterungen, daß zu einem gewissen Gefälle ein bestimmtes Geschiebe und zu dessen gleichmäßiger Fortbewegung auch eine bestimmte Sohlengeschwindigkeit gehört. Für die Bestimmung sowohl von t wie von w muß man daher innerhalb der Grenzen dieser Zusammenstellung bleiben.

Wenn man andere Geschwindigkeitsformeln zugrunde legt, so bekommt man ähnliche Ergebnisse; doch können dieselben aus den früher mitgetheilten Gründen zur Anwendung bei unseren norddeutschen Strömen nicht empfohlen werden. Ueberhaupt wird man sich am meisten der Wahrheit nähern, wenn man für jeden zu regulirenden Fluß aus einer hinreichend großen Zahl von genauen Geschwindigkeitsmessungen die entsprechenden Gesetze für v und w besonders herleitet und dem Regulierungsentwurfe zugrunde legt.

Nach diesen Voruntersuchungen sind die Abmessungen der Normalprofile für Niedrigwasser bestimmt, da man aus w und t oder aus J und t den entsprechenden Werth für v berechnen kann, woraus sich $F = \frac{Q}{v}$ und $B = \frac{F}{t}$ ergeben.

Beispiel. Es sollen die Normalprofilabmessungen für eine Stromstrecke ermittelt werden, deren Durchschnittsgefälle durch Spiegelnivellements und durch den Vergleich mit den anschließenden Strecken zu 0,000 120 bestimmt worden ist. Es sind für den niedrigsten und gewöhnlichen Wasserstand sowohl die Pegelstände wie die Abflussmengen und durch Aufnahme einer genügenden Zahl von Querprofilen auch die durchschnittlichen Flächeninhalte der entsprechenden Querschnitte berechnet worden. Die Ergebnisse dieser Messungen und Aufnahmen sind nachstehend zusammengestellt:

| | | N. W. | G. W. |
|----------------|--|----------|----------|
| beobachtet ist | der Pegelstand . . . = | - 0,44 m | + 1,00 m |
| gemessen sind | die Abflussmengen Q = | 170 cbm | 510 cbm |
| | die mittleren Querschnittsflächen = | 353 qm | 703 qm |
| | die mittleren Wasserspiegelbreiten = | 251 m | 271 m |
| berechnet sind | die mittleren Tiefen = | 1,40 m | 2,60 m |
| | die mittleren Profilschwindigkeiten . = | 0,482 m | 0,726 m |
| | die mittleren Sohlengeschwindigkeiten . = | 0,342 m | 0,439 m |

Die Beobachtung hatte ergeben, daß bei G. W. in der betreffenden Stromstrecke eine angenähert gleichmäßige Geschiebebewegung stattfand; hiernach hätte für das Normalprofil eine mittlere Sohlengeschwindigkeit von 0,439 m zugrunde gelegt werden sollen. Wie aber die Zusammenstellung III für $\frac{w}{\sqrt{J}}$ zeigt, ist bei einem Gefälle von

$J = 0,000\ 120$ (Spalte 6) nur eine Sohlengeschwindigkeit $w = 0,427$ m zulässig. Dieser Geschwindigkeit entspricht eine mittlere Tiefe t von 2,20 bis 3 m; zur Vermeidung einer übergroßen Einschränkung und mit Rücksicht auf die unerhebliche Abweichung soll $t = 2$ m gewählt werden, wobei sich $w = 0,424$ m ergibt. Man findet hieraus für N. W. unter Annahme eines parabolischen Querschnitts:

$$v = 46,91 \cdot \sqrt[3]{t} \cdot \sqrt{J} \text{ oder } v = \frac{w}{(1 - 0,245 \sqrt{t})} = 0,648 \text{ m}$$

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{170}{0,648} = 262 \text{ qm}$$

$$B = \frac{F}{t} = \frac{262}{2,0} = 131 \text{ m}$$

und das Böschungsverhältnis in der Wasserlinie:

$$\text{tang } t = \frac{B}{6 \cdot t} = 10,9.$$

Es wird also bei N. W. eine Einschränkung der Wasserspiegelbreite um $251 - 131 = 120$ m vorgenommen werden müssen, eine Verminderung des Querschnitts um $353 - 262 = 91$ qm und eine Vergrößerung der mittleren Geschwindigkeit um $0,648 - 0,482 = 0,166$ m.

Wir fahren jetzt in unsern Untersuchungen fort und bestimmen die Form der Normalprofile bei höheren Wasserständen.

Damit der Gleichgewichtszustand des Stromes auch bei wechselnden Wasserständen erhalten bleibt, sodafs einerseits Geschiebeablagerungen und andererseits zu lebhaftes Geschiebebewegungen, welche zu unerwünschten Austiefungen führen würden, vermieden werden, ist es durchaus erforderlich, dafs bei allen Wasserständen die Bewegung des Geschiebes eine gleichmäfsige und unveränderliche ist.*) Dies wird erreicht, wenn die mittlere Sohlen-Geschwindigkeit w unverändert bleibt. Aus der Gleichung (19) kann man schliessen, dafs diese Bedingung nur erfüllt wird, wenn auch die mittlere Tiefe t bei allen Wasserständen unverändert bleibt; die Ergebnisse der Tabelle III zeigen jedoch, dafs innerhalb gewisser Grenzen für t die mittlere Sohlen-Geschwindigkeit sich nur sehr unerheblich verändert, sodafs eine Zunahme der mittleren Tiefe bei wachsendem Wasserstande innerhalb jener Grenzen nicht ausgeschlossen ist. Die Untersuchung für die Form des Querschnitts über N. W. wird daher allgemein so zu führen sein, dafs bei einem Wasserstande $= x$ über N. W. eine Zunahme von t um $f(x)$ zugrunde gelegt wird. Gesucht wird dann die entsprechende Wasserspiegelbreite $= 2y$ von der Eigenschaft, dafs die dadurch abgeschnittene gesamte Wasserfläche $F_1 = 2y [t + f(x)]$ wird und die ursprüngliche Sohlen-Geschwindigkeit w entsprechend der Zusammenstellung III angenähert unverändert bleibt.

*) Vergleiche Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1886, Seite 556.

Mit Bezug auf die untenstehende Abb. 9 hat man:

$$\begin{aligned} d\left(\frac{F_1}{2}\right) &= y \cdot dx = d(y \cdot [t + f(x)]) \\ &= [t + f(x)] \cdot dy + y \cdot d[t + f(x)] \\ \text{oder} \quad \frac{dy}{y} &= \frac{dx - d[t + f(x)]}{t + f(x)}. \end{aligned}$$

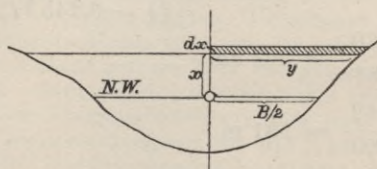


Abb. 9.

Legt man für $f(x)$ die einfachste Form ($m \cdot x$) zugrunde, worin m einen echten Bruch bedeutet, so erhält man:

$$\begin{aligned} \frac{dy}{y} &= \frac{1-m}{t+mx} \cdot dx; \text{ oder} \\ \int \frac{dy}{y} &= (1-m) \cdot \int \frac{dx}{t+mx}, \text{ woraus} \\ \ln y &= \frac{1-m}{m} \cdot \ln(t+mx) + C. \end{aligned}$$

Für $x=0$ wird $y = \frac{B}{2}$ und

$$\begin{aligned} \ln\left(\frac{B}{2}\right) &= \frac{1-m}{m} \cdot \ln t + C, \text{ woraus} \\ C &= \ln\left(\frac{B}{2}\right) - \frac{1-m}{m} \cdot \ln t, \end{aligned}$$

sodafs die Gleichung der Kurve lautet:

$$20) \quad \ln\left(\frac{2y}{B}\right) = \frac{1-m}{m} \cdot \ln\left(\frac{t+mx}{t}\right).$$

Dies ist eine logarithmische Linie, welche sich einfacher auch in der Form schreiben läfst:

$$20a) \quad 2y = B \cdot \left[\frac{t+mx}{t}\right]^{\frac{1-m}{m}}.$$

Wenn man die Forderung stellt, dafs w vollständig unverändert bleiben soll und dementsprechend auch v und t , so hat man in Gleichung (20) den Coefficienten $m=0$ zu setzen und erhält nach Auflösung des unbestimmten Werthes $\left(\frac{0}{0}\right)$:

$$\ln \frac{2y}{B} = \frac{x}{t} \text{ oder}$$

$$21) \quad x = t \cdot \ln \left(\frac{2y}{B} \right).$$

Diese Querschnittsform für unveränderliche mittlere Profilvergeschwindigkeit ist nicht neu; sie scheint zuerst von Baumgarten oder Woltman untersucht zu sein und wird auch von Sternberg (Zeitschrift für Bauwesen 1875) behandelt. Diese Autoren sind aber nicht davon ausgegangen, daß zur Erreichung einer gleichmäßigen Geschiebbewegung die Bedingung einer unveränderten Sohlengeschwindigkeit aufgestellt werden muß.

Zu welchen Abmessungen diese entwickelten logarithmischen Gesetze führen, wird sich am besten aus unserem oben benutzten Beispiel zeigen.

Es soll zu der Berechnung einerseits $m = 0$ eingeführt werden, wobei t und v bei allen Wasserständen unverändert bleiben und andererseits $m = 1/3$ bezw. $= 1/3$ angenommen werden.

Aus Gleichung (20a) ergibt sich für $B = 131$ m und für $t = 2$ m;

$$\text{wenn } m = 0,2 : B' = 131 \cdot (1 + 0,1 \cdot x)^4 \text{ und}$$

$$\text{wenn } m = 0,33 : B' = 131 \cdot \left(\frac{2 + 0,33 \cdot x}{2} \right)^2.$$

In der nachstehenden Zusammenstellung IV sind hiernach die entsprechenden Ergebnisse für die Wasserspiegelbreiten (B), Querschnittsflächen (F), mittlere Geschwindigkeiten (v) und Abflusmengen (Q) zusammengestellt, wobei zur Bestimmung der beiden letzteren Größen die Elbeformel (10) benutzt wurde.

Zusammenstellung IV.

| x | m=0; t=2,00; v=0,648 m | | | m = 0,2 | | | | | m = 0,333 | | | | |
|------|---------------------------|------|------|---------|------|------|-------|------|-----------|-----|------|-------|------|
| | B | F | Q | t | B | F | v | Q | t | B | F | v | Q |
| | m | qm | cbm | m | m | qm | m | cbm | m | m | qm | m | cbm |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| 0,0 | 131 | 262 | 170 | 2,0 | 131 | 262 | 0,648 | 170 | 2,0 | 131 | 262 | 0,648 | 170 |
| 0,2 | 145 | 290 | 188 | 2,04 | 142 | 289 | 0,652 | 188 | 2,07 | 140 | 289 | 0,655 | 189 |
| 0,6 | 177 | 354 | 229 | 2,12 | 165 | 351 | 0,660 | 232 | 2,20 | 158 | 349 | 0,668 | 233 |
| 1,0 | 216 | 432 | 280 | 2,20 | 192 | 422 | 0,668 | 282 | 2,33 | 178 | 416 | 0,679 | 283 |
| 1,5 | 277 | 554 | 359 | 2,30 | 229 | 527 | 0,678 | 357 | 2,50 | 205 | 512 | 0,697 | 357 |
| 2,0 | 356 | 712 | 461 | 2,40 | 272 | 652 | 0,688 | 449 | 2,67 | 233 | 621 | 0,713 | 443 |
| 3,0 | 587 | 1174 | 761 | 2,60 | 374 | 973 | 0,707 | 686 | 3,00 | 295 | 884 | 0,741 | 655 |
| 4,0 | 968 | 1936 | 1254 | 2,80 | 503 | 1409 | 0,724 | 1020 | 3,33 | 364 | 1202 | 0,767 | 922 |
| 5,0 | 1596 | 3192 | 2068 | 3,00 | 663 | 1990 | 0,741 | 1475 | 3,67 | 440 | 1615 | 0,792 | 1280 |
| 6,0 | 2631 | 5262 | 3410 | 3,20 | 859 | 2747 | 0,757 | 2080 | 4,00 | 524 | 2096 | 0,816 | 1710 |
| 7,0 | 4341 | 8682 | 5626 | 3,40 | 1094 | 3720 | 0,773 | 2874 | 4,33 | 615 | 2665 | 0,838 | 2232 |
| 8,0 | — | — | — | 3,60 | 1375 | 4951 | 0,788 | 3899 | 4,67 | 703 | 3282 | 0,859 | 2818 |
| 9,0 | — | — | — | — | — | — | — | — | 5,00 | 819 | 4094 | 0,879 | 3597 |
| 10,0 | — | — | — | — | — | — | — | — | 5,33 | 932 | 4968 | 0,897 | 4459 |

Am wichtigsten ist es, die Verhältnisse bei gewöhnlichem Wasserstande näher zu untersuchen. Nach den früheren Mittheilungen betrug die von dem Strome bei G. W. abgeführte Wassermenge 510 cbm und wurde dieselbe bei einem Pegelstande von + 1 m oder bei $x = 1,44$ m abgeführt. Wie wird sich dies bei den drei versuchsweise berechneten Normalprofilen gestalten, oder: bei welchem Wasserstande oder für welchen Werth von x wird $Q = 510$ abgeführt, je nachdem $m = 0, = 0,2$ oder $= 0,333$ gewählt wird?

Die Rechnung ist im ersten Falle einfach; da $\frac{Q_1}{Q} = \frac{B_1}{B}$ ist, so ergibt sich sofort:

$$22) \quad x_1 = t \cdot \ln \left(\frac{Q_1}{Q} \right),$$

worin $Q_1 = 510$ cbm, $Q = 170$ und $t = 2$ ist, während x_1 den Wasserstand über N. W. bedeutet, bei welchem — für $m = 0$ — die gewöhnliche Wassermenge $Q_1 = 510$ cbm abgeführt werden würde. Es ergibt sich:

$$x_1 = 2,198 \text{ m.}$$

Für die beiden anderen Fälle wird die Rechnung mit Benutzung der Gleichung (20a) umständlicher. Wenn man die bestimmten Werthe einsetzt, findet man unter Benutzung der Elbeformel:

$$Q_1 = v_1 \cdot F_1 = B_1 \cdot t_1 \cdot v_1 = 46,91 \sqrt{J} \cdot \sqrt[3]{t_1^4} \cdot B_1$$

oder:

$$510 = 46,91 \cdot \sqrt{0,000120} \cdot \sqrt[3]{t_1^4} \cdot B_1 \text{ und}$$

$$23) \quad B_1 = \frac{510}{46,91 \sqrt{0,000120} \cdot \sqrt[3]{t_1^4}}.$$

Berücksichtigt man, dafs im vorliegenden Falle $t_1 = t + mx$ ist und setzt man den Werth von B_1 in die Gleichung (20a) für $2y$ ein, so findet man abgerundet

$$\text{für } m = 0,2 \text{ oder } m = 0,333$$

$$t_1 = 2,46 \text{ m und } t_1 = 2,78$$

$$\text{mithin: } x_1 = 2,30 \text{ m und } x_1 = 2,35 \text{ m.}$$

In der folgenden kleinen Tabelle sind die Ergebnisse für die dem gewöhnlichen Wasserstande entsprechende Wassermenge $Q = 510$ cbm zusammengestellt.

Wie schon früher erwähnt wurde, ist eine Flufsregulirung ohne eine Veränderung der Wasserstände nicht möglich. Im allgemeinen wird bei dieser Veränderung darauf zu achten sein, dafs der gewöhnliche Wasserstand unverändert bleibt, falls nicht etwa die besonderen Verhältnisse des am Strome gelegenen Ufergeländes eine Hebung oder Senkung dieses Wasserspiegels verlangen sollte; es wird also meistens der Niedrigwasserstand zu

| | Jetziger Zustand | In den Normalprofilen: | | |
|---|---------------------|------------------------|-------------|---------------|
| | | für $m=0$ | für $m=0,2$ | für $m=0,333$ |
| Höhe des Wasserstandes über N.W. | 1,44 m | 2,20 m | 2,30 m | 2,35 m |
| Wasserspiegelbreite . . | 271 m | 394 m | 300 m | 254 m |
| Querschnittsfläche . . . | 703 qm | 788 qm | 735 qm | 706 qm |
| Mittlere Tiefe | 2,60 m | 2,00 m | 2,46 m | 2,78 m |
| Mittlere Profugeschwin- digkeit | 0,726 m | 0,648 m | 0,694 m | 0,723 m |
| Mittlere Sohlengeschwin- digkeit | 0,439 m | 0,424 m | 0,427 m | 0,427 m |

senken sein. Bei dem vorliegenden Beispiele würde diese Senkung betragen:

- a) wenn $m=0$ ist: $2,20 - 1,44 = 0,76$ m,
- b) wenn $m=0,2$ ist: $2,30 - 1,44 = 0,86$ m,
- c) wenn $m=0,33$ ist: $2,35 - 1,44 = 0,91$ m.

Die kleine Tabelle lehrt ferner, daß in den Normalprofilen die Wasserspiegelbreiten sich umgekehrt verhalten wie diese Senkungen:

- a) für $m=0$ wird die Wasserspiegelbreite um $394 - 271 = 123$ m zu vergrößern sein,
- b) für $m=0,2$ wird die Wasserspiegelbreite um $300 - 271 = 29$ m zu vergrößern sein,
- c) für $m=0,33$ wird die Wasserspiegelbreite um $271 - 254 = 17$ m zu verkleinern sein.

In der nachstehenden Abb. 10 sind die Abmessungen für diese Profile aufgetragen worden und ist dabei auch der zur Zeit vorhandene Querschnitt angedeutet.

Zwischen den verschiedenen Formen der Normalprofile wird man zwar im allgemeinen wählen und sich der Gestalt der natürlichen Ufer damit anschmiegen können; in unserem Beispiele wäre aber die flachste Curve (für $m=0$) vorzuziehen, weil die in Frage stehende Stromstrecke bereits mit langen Bühnen ausgebaut ist, deren Köpfe bei G.W. liegen und deren Kronen in einer Neigung von etwa 1:200 nach dem flachen Vorlande ansteigen. Um das Normalprofil herzustellen, würde man die vorhandenen Kronen bis zu der nöthigen Tiefe beseitigen und dann die Bühnen in entsprechender Neigung bis hinunter zu der neuen Niedrigwasserlinie verlängern. Man würde dadurch Bühnen erhalten, wie sie bereits G. Hagen (Wasserbau, Ströme, § 24) empfohlen hat, welche „eigentlich keinen scharf markirten Kopf haben, sondern sich mit sanfter, stetiger Steigung von der Sohle des Bettes aus — bezw. von N.W. — bis ans Ufer herauf ziehen“. Hagen erklärt eine solche Anordnung als die „wirksamste und einfachste“. Die Bedenken, welche derselbe dagegen ausspricht,

können heute nicht mehr als solche gelten: er weist nämlich darauf hin, daß solche Buhnen sich in Packwerk schwer herstellen lassen und daß die vortretenden Steinschüttungen die Schifffahrt gefährden würden. Dagegen muß man erklären, daß die Buhnen entweder aus Steinen und Kies oder aus Senkfaschinen und Sinkstücken erbaut werden können, und außerdem dürfte der Gefährdung der Schifffahrt durch Betonung oder andere Bezeichnung der Fahrstraße leicht vorgebeugt werden. Wir werden deshalb anerkennen müssen, daß technische Bedenken gegen die Herstellung der Normalprofile nicht vorhanden sind.

Wenn die oben angegebene Bedingung der unveränderlichen oder wenigstens angenähert unveränderlichen Sohlengeschwindigkeit voll erfüllt werden soll, so müssen die vorbestimmten Normalprofile bis zum höchsten Wasserstande hergestellt werden. Bevor wir aber in diese Untersuchung eintreten, müssen wir darauf hinweisen, daß einerseits weder unsere üblichen Geschwindigkeitsformeln, noch die ermittelte Beziehung zwischen der mittleren Sohlengeschwindigkeit und der mittleren Profilgeschwindigkeit ohne weiteres auf die Hochwasserverhältnisse übertragen werden dürfen; denn die zur Herleitung dieser Formeln benutzten Messungen sind im allgemeinen nur bei mittleren Wasserständen bezw. bei bordvollen Ufern ausgeführt. Sobald aber der Strom über seine Ufer tritt, werden die Geschwindigkeitsverhältnisse sehr wahrscheinlich andere, weil die Vorländer oft mit Rasen oder Weiden bewachsen sind und mithin keine aus Geschiebe bezw. Sinkstoffen bestehende bewegliche Oberfläche besitzen. Unter diesem Vorbehalt wird es dennoch von Werth sein, den Verlauf der Normalprofile bei Hochwasser zu verfolgen.

Wir wollen uns wieder an das Beispiel halten:

In der fraglichen Stromstrecke wurde die größte Hochwassermenge zu 3800 cbm geschätzt, welche bei einem Pegelstande von + 5,14 m zum Abflufs kommen soll. Es fragt sich wieder, bei welchem Pegelstande oder bei welchem Werthe von x diese Wassermenge in den Normalprofilen abgeführt werden würde, wenn $m = 0$ oder $= 0,2$ oder $= 0,33$ gewählt wird.

Für $m = 0$ erhalten wir wie früher ohne weiteres aus Gleichung (22)

$$x_2 = 2 \cdot \ln \left(\frac{3800}{170} \right) = 6,218 \text{ m.}$$

Für die beiden andern Fälle wollen wir — wie oben — die Elbeformel benutzen und erhalten in ähnlicher Weise abgerundet:

$$\begin{aligned} \text{für } m = 0,2 \text{ oder } m = 0,33, \\ t_2 = 3,58 \text{ und } t_2 = 5,08, \\ \text{mithin } x_2 = 7,9 \text{ und } x_2 = 9,25. \end{aligned}$$

In der folgenden kleinen Tabelle sind in der gleichen Art die Ergebnisse für die Abführung der größten Wassermenge von 3800 cbm zusammengestellt:

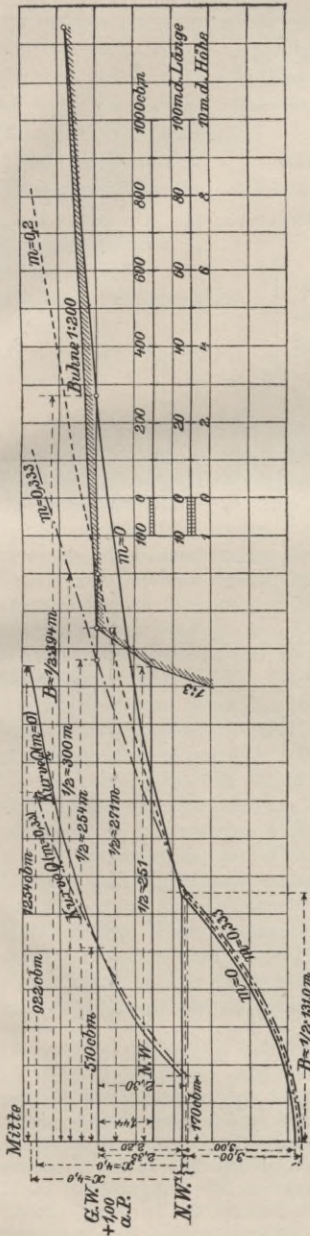


Abb. 10.

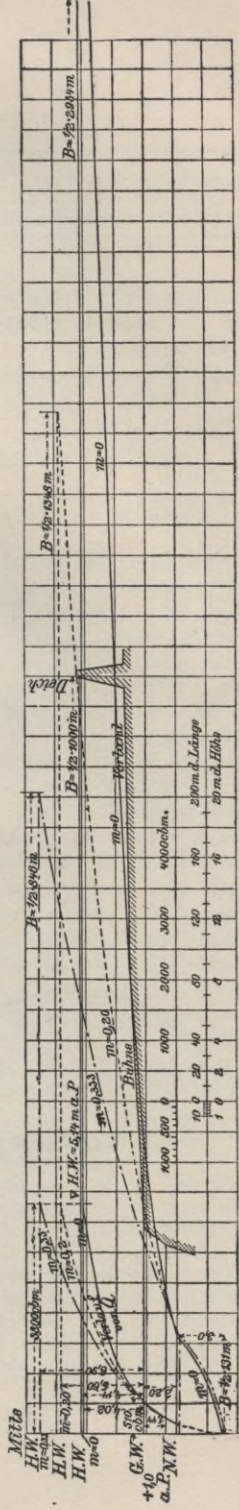


Abb. 11.



| | Jetziger Zustand | In den Normalprofilen: | | |
|---|--------------------------|------------------------|-------------|---------------|
| | | für $m=0$ | für $m=0,2$ | für $m=0,333$ |
| Höhe des Wasserstandes über G. W. | 4,14 m*) | 4,02 m | 5,60 m | 6,90 m |
| Wasserspiegelbreite . . | 700 bis 1000 m | 2934 m | 1348 m | 846 m |
| Querschnittfläche . . . | } sind unbe- kannt | 5868 qm | 4829 qm | 4300 qm |
| Mittlere Tiefe | | 2,0 m | 3,58 m | 5,8 m |
| Mittlere Profilgeschwin- digkeit | | 0,648 m | 0,787 m | 0,884 m |
| Mittlere Sohlengeschwin- digkeit | | 0,424 m | 0,422 m | 0,400 m |

Die in der Spalte für $m=0$ enthaltenen Zahlen zeigen — wie man erwarten konnte, — dafs bei unveränderlicher mittlerer Tiefe und mittlerer Profilgeschwindigkeit bei Hochwasser eine sehr grofse Querschnittsfläche und eine auferordentlich grofse Wasserspiegelbreite erforderlich werden. Zur Zeit ist die fragliche Stromstrecke in einer durchschnittlichen Breite von etwa 700 bis 1000 m eingedeicht. Dafs durch Deiche den Strömen im allgemeinen ein schädlicher Zwang angethan wird, ist von der Mehrheit der Wasserbauingenieure bereits anerkannt; im vorliegenden Falle ist überdies die Weite zwischen den Deichen ohne Zweifel viel zu gering und es läfst sich ohne besondere Messungen wohl richtig vermuthen, dafs bei dieser Einschränkung des Hochwassers ganz unzulässige Geschwindigkeiten hervorgerufen werden. Sehr deutlich wird dies durch den Vergleich mit den Ergebnissen für $m=0,333$. Wenn man hiernach eine profilmäfsige Einschränkung bis auf 846 m vornehmen würde, so wäre eine Hebung des Hochwasserspiegels um $6,90 - 4,14 = 2,76$ m zu erwarten, was natürlich in den meisten Fällen vollständig unzulässig sein dürfte.

In der beistehenden Abb. 11 sind die drei verschiedenen Profilformen und die ihnen entsprechenden Abflussmengen-Kurven dargestellt worden. Da auch für $m=0,2$ bereits eine bedeutende Hebung des Hochwasserspiegels um $5,60 - 4,14 = 1,46$ m eintreten würde, so kann allein das Profil mit $m=0$ für die Ausführung in Frage kommen. Um dieses herzustellen, müfsten die Deiche entfernt und dem Strome ein natürliches Ueberschwemmungsgebiet von 2934 m

*) Die Schätzung der Wassermenge bei H. W. dürfte erheblich zu grofs ausgefallen sein, wie das bekanntlich oft der Fall ist. Es müfste der Wassermenge von 3800 cbm zur Zeit ein bedeutend höherer Wasserstand entsprechen, denn die für die Beseitigung der Deiche berechnete Senkung des Hochwasserstandes um nur $4,14 - 4,02 = 0,12$ m erscheint nicht wahrscheinlich. Bei anderen Beispielen ergaben sich diese Senkungen viel bedeutender: bis zu 1 m und mehr. Das benutzte Beispiel entspricht ungefähr den Verhältnissen der Elbe zwischen den Einmündungen der Jeetzel und der Sude.

Breite zugestanden werden. In einem so geregelten Stromlaufe würden selbstverständlich auch alle Gefahren vor Überschwemmung und Eisverstopfung so gut wie beseitigt sein. Da aber derartige Eingriffe meistens nach Lage der Verhältnisse ausgeschlossen sind, so kann man nur dahin streben, das Vorland bis zu dem Deichfusse entsprechend den Formen des Normalprofils umzugestalten. Bei den höchsten Anschwellungen wird hierbei allerdings das Auftreten größerer Geschwindigkeiten nicht vermieden; wie wir aber gesehen haben, bleiben dieselben ziemlich unschädlich, so lange sie in den berechneten Grenzen von $m=0$ bis $m=0,333$ bleiben, was in den einzelnen Fällen zu untersuchen sein wird. Werden die Geschwindigkeiten zu groß, so wird auf eine Erweiterung des Hochwasserprofils Bedacht zu nehmen sein; falls dies — z. B. innerhalb einer Stadt — in keiner Weise möglich sein sollte, so muß man einen entsprechenden Theil der Hochwassermenge in einem künstlichen Kanale um diese enge Stelle herumführen, wie dies z. B. bei Magdeburg durch den sogenannten Umfluthkanal geschieht.

Durch die geschilderten Schwierigkeiten, welche sich der Fortführung der geeigneten Normalprofile bis zum höchsten Wasserstande oft entgegenstellen werden, darf man sich nicht abhalten lassen, diese Profile wenigstens für N. W., G. W. und darüber hinaus, so weit wie thunlich, auszuführen. Denn wenn auch bei H. W. infolge vermehrter Geschwindigkeit gewisse Unregelmäßigkeiten in der Geschiebebewegung eintreten und dadurch Ablagerungen und Austiefungen hervorgebracht werden, so lassen sich deren üble Folgen immer wieder beseitigen, wenn man nach Ablauf des Hochwasser die erforderliche Anzahl von Baggermaschinen in Dienst stellt. Sobald diese einmalige Räumung bewirkt ist, kann man während der übrigen Zeit des Jahres auf angenäherte Gleichgewichtszustände rechnen, was bei einem schlecht regulirten Flusse hekanntlich nie der Fall ist. Derartige Räumungen nach Ablauf der Hochwasser werden sich überhaupt kaum vermeiden lassen, da, wie bereits oben bemerkt, unsere Kenntnisse über die Geschwindigkeitsverhältnisse bei H. W. noch sehr lückenhafte sind. Außerdem ist zu beachten, daß wir bisher bei allen unseren Untersuchungen einen Beharrungszustand vorausgesetzt haben, welcher bei H. W. nicht zu erwarten ist. Wir wissen vielmehr, daß die plötzlich auftretende Fluthwelle eine starke örtliche Vergrößerung des Gefälles hervorruft, womit unter allen Umständen eine Vermehrung der Geschwindigkeit verbunden ist. Ein verstärkter Angriff auf die Sohle und eine Ungleichmäßigkeit in der Geschiebebewegung kann dabei nicht verhindert werden und die Folgen davon werden stets auf künstlichem Wege beseitigt werden müssen.

Wenn wir diese Untersuchungen über die Aufstellung von Normalprofilen nochmals zusammenfassen, so kommen wir zu dem Schlusse, daß in erster Linie die Feststellung des Profils für die kleinste Wassermenge erforderlich ist, wozu unsere bisherigen Formeln und Beobachtungen ausreichend sind; in zweiter Linie wird für die Querschnittsfläche zwischen N. W. und G. W. und dann darüber hinaus,

soweit wie thunlich, die angemessene Form der Böschungen bezw. des Vorlandes zu bestimmen sein. Auch diese Aufgabe wird sich in der oben beschriebenen Weise leicht lösen lassen. Es bleibt dann übrig, die Wirkungen dieser Profile auf die Hochwasser-Abführung zu untersuchen und nach den oben gegebenen Andeutungen die in den einzelnen Fällen auftretenden Schwierigkeiten so gut wie möglich zu überwinden. Jedenfalls wird es sich empfehlen, auch für H. W. ein Normalprofil aufzustellen, auf dessen allmähliche Durchführung in ähnlicher Weise wie bei einem städtischen Bebauungsplane Vorsorge zu treffen sein wird.

Nach Feststellung der Normalprofile sind die neuen Verhältnisse zunächst in den Höhenplan (Längenprofil) einzutragen und dabei — wie oben auseinandergesetzt — eingehend zu erwägen, ob die neuen Höhenlagen der Wasserstände von N. W. und G. W. der Kultur des anliegenden Ufergeländes entsprechen, bezw. welche Veränderung derselben wünschenswerth ist. Hierauf folgt die Einzeichnung der Profil-Abmessungen in die Lagepläne. Es ist nicht erforderlich und oft auch nicht zweckmässig, die symmetrische Form der Normalprofile durchweg beizubehalten. Es kommt vielmehr nur darauf an, dass bei jedem Wasserstande die dem Normalprofil entsprechende Wasserspiegelbreite und damit auch die richtige Querschnittsfläche vorhanden ist. In der Linienführung des neuen Flussbettes ist es ferner von keinem grossen Werthe, möglichst viele lange gerade Strecken zu entwerfen, weil sanfte Krümmungen der Schifffahrt kein Hindernis bieten und für die Räumung des Flusses vortheilhafter sind. Sehr zu beachten ist ausserdem hierbei, dass man die Strom-Mittellinie möglichst in die Richtung der Hochwasser-Strömung bringt, weil, wie schon erörtert, auf diese durch den Ausbau von Normalprofilen oft ein verhältnissmässig nur geringer Einfluss ausgeübt werden kann. Die vorspringenden (convexen) Ufer baut man zweckmässig mit Buhnen, die einbuchtenden (concaven) Ufer dagegen mit Deckwerken aus. Diesen letzteren giebt man dann steilere Böschungen, als es den Normalprofilen entspricht, und macht dafür auf dem gegenüberliegenden Ufer die Buhnen um so sanfter ansteigend. Diese steileren Böschungen sind an dem einbuchtenden Ufer einerseits erheblich wohlfeiler in Bau und Unterhaltung und anderseits für die Schifffahrt angenehmer, weil diese infolge der Strömung sich nahe an diesem Ufer halten muss, wie es dem natürlichen Laufe des Flusses entspricht. Wenn die Krümmungen und Einbuchtungen so stark werden, dass sie entweder für die Schifffahrt oder für die Wasserführung schädlich wirken, so muss man sie natürlich durch Einbauten abflachen; doch können Buhnenanlagen in solchen Buchten nicht empfohlen werden. Man muss vielmehr an diesen Stellen Parallelwerke anordnen, welche mit dem Ufer in angemessenen Abständen zu verbinden und dem Normalprofil entsprechend vollständig zu hinterfüllen sind. In geraden oder angenähert geraden Strecken sind Buhnen wohlfeil und zweckmässig, wenn sie in angemessenen Abständen und Längen entworfen werden. Kurze Buhnen in weiten Abständen sind mehr schädlich als nützlich

als Handwerksregel muß gelten, daß zwei benachbarte Buhnen mit dem Ufer und der entsprechenden Streichlinie bei G. W. einen Rhombus bilden sollen, daß also in der nebenstehenden Abb. 12 $AB = AC$ und $BD = DC$ wird; kürzere Buhnen oder weitere Abstände sind zu verwerfen. Wenn auf beiden Ufern Buhnen angeordnet werden, so muß man dahin streben, daß sich je zwei Buhnenköpfe bei N. W. gegenüber liegen.

Sobald aber die Buhnen auf dem einen Ufer nur eine zu geringe Länge (von etwa 10 bis 15 m) bekommen, dann ist es bei großen Strömen — welche hier zunächst in Frage kommen — besser, man verschiebt die neuen Uferlinien um dieses Maß und legt auf der betreffenden Strecke ein Deckwerk an, selbst wenn dadurch eine leichte Stromkrümmung hervorgerufen wird.

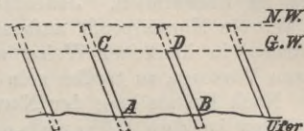


Abb. 12.

Diese Bemerkungen über die zweckmäßigste Art, Stromregulierungswerke zu entwerfen, sind nicht alle neu, sondern von G. Hagen in seinem berühmten Werke zum Theil bereits ausführlich auseinandergesetzt; es erschien dem Verfasser aber von Werth, auf die wesentlichsten Gesichtspunkte von neuem hinzuweisen. Im übrigen wird das erwähnte „Handbuch der Wasserbaukunst“ sicherlich noch für lange Jahre die beste Quelle zur Belehrung bilden, wenn es sich um den Entwurf und um die Ausführung von Stromregulierungen handelt.

Was die letztere betrifft, so möchte der Verfasser zum Schlusse noch auf einen sehr wichtigen Fortschritt aufmerksam machen. Wie die früheren Erörterungen über die Normalprofile ergeben haben, kommt es zum Gelingen der Regulirung in erster Linie darauf an, daß die Höhenlage der Werke genau eingehalten wird. Das kann aber nur erreicht werden, wenn die Höhe jedes Bauwerks unter sorgfältiger Beachtung des festgestellten Höhenplanes und mit fleißiger Benutzung des Nivellirinstrumentes an die früher beschriebenen Festpunktsteine angeschlossen wird. Die bisher ziemlich allgemein übliche Bauweise, die Höhenlage aus dem Wasserstande zu bestimmen, muß als ganz unzuverlässig bezeichnet werden. Wenn in Bezug auf die Ausgleichung des Gefälles die bisher ausgeführten Regulirungen oft nur sehr geringe Wirkungen gehabt haben, so muß die Schuld zum großen Theile der ungenauen und schwankenden Höhenlage der Einschränkungswerke zugeschrieben werden.

Um gute Erfolge zu erzielen, müssen daher alle Höhenangaben in den Entwürfen (Höhenpläne, Querprofile, Thalwegs-Peilungen u. s. w.) stets auf Normal-Null bezogen und auch bei der Ausführung durch direkten Anschluß an die Festpunktsteine ermittelt und festgehalten werden.



Anhang.

Zusammenstellung

der 76 Versuche über das Verhältniß der mittleren Profilgeschwindigkeit (v) zu der mittleren Sohlengeschwindigkeit (w) nach den an der Elbe in den Jahren von 1883 bis 1886 angestellten Geschwindigkeitsmessungen (siehe Seite 36).

Gruppe I. Messungen zwischen der sächsischen Grenze und der Einmündung der Mulde.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
|-----------|-----|-----------------|--------------------|-------|-------|---------------|-------------------|---|-------|--|---|-------|--|
| Nummer | | | | | | | | Berechnete Werthe nach dem Gesetze: $(1 - \frac{w}{v}) = 0,256 \cdot \rho^{0,444}$ | | | Berechnete Werthe nach dem allgemeinen Gesetze: $(1 - \frac{w}{v}) = 0,245 \cdot \sqrt{t}$ | | |
| laufende | | | Mittlere Tiefe t | v | w | $\frac{w}{v}$ | $1 - \frac{w}{v}$ | $1 - \frac{w}{v}$ | w | Unterschied gegen den gemessenen Werth | $1 - \frac{w}{v}$ | w | Unterschied gegen den gemessenen Werth w |
| überhaupt | | bei | m | m | m | | | | m | m | | m | m |
| | | Messungsstelle | | | | | | | | | | | |
| 1 | 99 | Mühlberg; Fähre | 1,182 | 0,729 | 0,519 | 0,713 | 0,287 | 0,275 | 0,524 | -0,009 | 0,266 | 0,535 | -0,016 |
| 2 | 96 | " | 1,393 | 0,787 | 0,560 | 0,712 | 0,288 | 0,296 | 0,554 | +0,006 | 0,289 | 0,560 | - |
| 3 | 109 | Durchstich | 1,452 | 0,511 | 0,356 | 0,695 | 0,305 | 0,302 | 0,357 | +0,001 | 0,295 | 0,360 | +0,004 |
| 4 | 95 | " | 1,781 | 0,676 | 0,463 | 0,685 | 0,315 | 0,330 | 0,453 | +0,010 | 0,327 | 0,455 | +0,008 |
| 5 | 26 | " | 2,924 | 0,757 | 0,469 | 0,620 | 3,380 | 0,365 | 0,481 | -0,012 | 0,365 | 0,481 | +0,012 |
| 6 | 10 | " | 2,418 | 0,805 | 0,500 | 0,621 | 0,379 | 0,378 | 0,500 | - | 0,381 | 0,499 | +0,001 |
| 7 | 14 | " | 2,619 | 0,910 | 0,552 | 0,607 | 0,393 | 0,392 | 0,553 | -0,001 | 0,396 | 0,550 | +0,002 |
| 8 | 110 | Torgau | 1,238 | 0,680 | 0,497 | 0,731 | 0,269 | 0,278 | 0,491 | +0,006 | 0,269 | 0,497 | - |
| 9 | 98 | " | 1,332 | 0,723 | 0,512 | 0,708 | 0,292 | 0,290 | 0,513 | +0,001 | 0,283 | 0,519 | -0,007 |
| 10 | 97 | " | 1,380 | 0,741 | 0,511 | 0,690 | 0,310 | 0,295 | 0,523 | -0,012 | 0,288 | 0,528 | +0,017 |
| 11 | 135 | " | 1,708 | 0,881 | 0,601 | 0,681 | 0,319 | 0,324 | 0,595 | +0,006 | 0,320 | 0,599 | +0,002 |
| 12 | 48 | " | 1,922 | 0,908 | 0,589 | 0,649 | 0,351 | 0,342 | 0,598 | -0,009 | 0,339 | 0,600 | +0,011 |
| 13 | 136 | " | 2,032 | 0,941 | 0,620 | 0,659 | 0,341 | 0,350 | 0,615 | +0,005 | 0,349 | 0,613 | +0,007 |
| 14 | 100 | Gallin | 1,575 | 0,706 | 0,482 | 0,682 | 0,318 | 0,313 | 0,485 | -0,003 | 0,307 | 0,489 | -0,007 |
| 15 | 73 | " | 1,666 | 0,835 | 0,565 | 0,678 | 0,321 | 0,321 | 0,567 | -0,002 | 0,316 | 0,571 | -0,006 |
| 16 | 64 | " | 1,736 | 0,824 | 0,555 | 0,674 | 0,326 | 0,327 | 0,555 | - | 0,323 | 0,558 | +0,003 |
| 17 | 76 | " | 1,842 | 0,864 | 0,559 | 0,647 | 0,353 | 0,335 | 0,574 | -0,015 | 0,332 | 0,577 | -0,018 |
| 18 | 63 | " | 1,851 | 0,956 | 0,645 | 0,674 | 0,326 | 0,336 | 0,635 | +0,010 | 0,333 | 0,638 | +0,007 |
| 19 | 90 | " | 2,097 | 0,818 | 0,512 | 0,626 | 0,374 | 0,335 | 0,528 | -0,016 | 0,335 | 0,528 | +0,016 |
| 20 | 111 | Rosslau | 1,475 | 0,736 | 0,521 | 0,708 | 0,292 | 0,304 | 0,513 | +0,008 | 0,297 | 0,517 | +0,004 |
| 21 | 120 | " | 1,806 | 0,850 | 0,573 | 0,667 | 0,326 | 0,332 | 0,568 | +0,005 | 0,329 | 0,570 | +0,003 |
| 22 | 119 | " | 1,881 | 0,872 | 0,582 | 0,674 | 0,338 | 0,334 | 0,577 | +0,005 | 0,336 | 0,579 | +0,003 |
| 23 | 117 | " | 1,906 | 0,910 | 0,610 | 0,670 | 0,330 | 0,340 | 0,600 | +0,010 | 0,338 | 0,602 | +0,008 |
| 24 | 133 | " | 2,540 | 0,949 | 0,589 | 0,621 | 0,379 | 0,387 | 0,582 | +0,007 | 0,380 | 0,579 | +0,010 |

Gruppe II. Messungen zwischen den Einmündungen der Mulde und der Havel.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | |
|----------|-------------|----------------------|------------------------------------|----------|----------|---------------|-------------------|-------------------|----------|-------------------|----------|-------------------|---|-------------------|
| laufende | Num- mer | Messungsstelle | Gemessene Werthe | | | | | | | | | | Berechnete Werthe nach dem allgemeinen Gesetze: $(1 - \frac{w}{v}) = 0,245 \cdot \sqrt{t}$ | |
| | | | Mitt- lere Tiefe <i>t</i> | <i>v</i> | <i>w</i> | $\frac{w}{v}$ | $1 - \frac{w}{v}$ | $1 - \frac{w}{v}$ | <i>w</i> | $1 - \frac{w}{v}$ | <i>w</i> | $1 - \frac{w}{v}$ | <i>w</i> | $1 - \frac{w}{v}$ |
| 1 | 103 | bei Bartelswerder | 1,346 | 0,690 | 0,490 | 0,710 | 0,290 | 0,294 | 0,487 | + 0,003 | 0,284 | 0,494 | - 0,004 | |
| 2 | 93 | | 2,027 | 0,856 | 0,556 | 0,650 | 0,350 | 0,348 | 0,558 | - 0,002 | 0,349 | 0,559 | - 0,003 | |
| 3 | 118 | | 2,103 | 0,865 | 0,555 | 0,643 | 0,357 | 0,354 | 0,559 | - 0,004 | 0,355 | 0,559 | - 0,004 | |
| 4 | 131 | | 2,525 | 0,856 | 0,540 | 0,630 | 0,370 | 0,381 | 0,530 | + 0,010 | 0,389 | 0,522 | + 0,018 | |
| 5 | 134 | | 2,562 | 0,872 | 0,542 | 0,623 | 0,377 | 0,384 | 0,538 | + 0,004 | 0,392 | 0,530 | + 0,012 | |
| 6 | 132 | | 2,604 | 0,864 | 0,539 | 0,625 | 0,375 | 0,386 | 0,531 | + 0,008 | 0,395 | 0,523 | + 0,016 | |
| 7 | 45 | | 2,625 | 0,888 | 0,543 | 0,610 | 0,390 | 0,387 | 0,544 | + 0,001 | 0,397 | 0,536 | + 0,007 | |
| 8 | 104 | bei Barby | 1,374 | 0,803 | 0,560 | 0,697 | 0,303 | 0,297 | 0,565 | - 0,005 | 0,287 | 0,573 | - 0,013 | |
| 9 | 108 | | 1,491 | 0,787 | 0,545 | 0,694 | 0,306 | 0,307 | 0,545 | - 0,005 | 0,299 | 0,552 | - 0,007 | |
| 10 | 107 | | 1,580 | 0,816 | 0,560 | 0,686 | 0,314 | 0,314 | 0,560 | - 0,005 | 0,308 | 0,565 | - 0,005 | |
| 11 | 19 | | 1,738 | 0,856 | 0,570 | 0,666 | 0,334 | 0,327 | 0,576 | - 0,006 | 0,323 | 0,580 | - 0,010 | |
| 12 | 65 | | 1,872 | 0,855 | 0,572 | 0,670 | 0,330 | 0,337 | 0,567 | + 0,005 | 0,335 | 0,569 | + 0,003 | |
| 13 | 14 | | 2,129 | 0,887 | 0,564 | 0,638 | 0,362 | 0,355 | 0,572 | - 0,008 | 0,357 | 0,570 | - 0,006 | |
| 14 | 27 | | 2,590 | 0,962 | 0,593 | 0,616 | 0,384 | 0,382 | 0,595 | - 0,002 | 0,389 | 0,587 | - 0,006 | |
| 15 | 46 | | 2,652 | 0,965 | 0,590 | 0,611 | 0,389 | 0,389 | 0,590 | - 0,005 | 0,399 | 0,580 | - 0,010 | |
| 16 | 44 | | 2,777 | 0,976 | 0,584 | 0,600 | 0,400 | 0,397 | 0,589 | - 0,005 | 0,408 | 0,578 | - 0,006 | |
| 17 | 113 | | bei Hämerten | 1,381 | 0,713 | 0,500 | 0,701 | 0,299 | 0,297 | 0,501 | + 0,001 | 0,287 | 0,508 | - 0,005 |
| 18 | 105 | 1,464 | | 0,787 | 0,559 | 0,711 | 0,289 | 0,305 | 0,547 | + 0,012 | 0,296 | 0,554 | - 0,005 | |
| 19 | 67 | 1,780 | | 0,782 | 0,528 | 0,676 | 0,324 | 0,330 | 0,524 | + 0,004 | 0,327 | 0,527 | + 0,001 | |
| 20 | 56 | 1,923 | | 0,881 | 0,572 | 0,650 | 0,350 | 0,341 | 0,581 | - 0,009 | 0,340 | 0,582 | - 0,010 | |
| 21 | 8 | 1,982 | | 0,838 | 0,544 | 0,653 | 0,347 | 0,342 | 0,549 | - 0,005 | 0,340 | 0,550 | - 0,006 | |
| 22 | 66 | 1,936 | | 0,806 | 0,529 | 0,656 | 0,344 | 0,342 | 0,531 | - 0,002 | 0,341 | 0,531 | - 0,002 | |
| 23 | 11 | 2,243 | | 0,818 | 0,520 | 0,636 | 0,364 | 0,363 | 0,521 | - 0,001 | 0,367 | 0,518 | + 0,002 | |
| 24 | 43 | 2,587 | | 0,951 | 0,575 | 0,604 | 0,396 | 0,385 | 0,585 | - 0,010 | 0,394 | 0,577 | - 0,002 | |

Gruppen III. Messungen zwischen der Einmündung der Havel und Geesthacht.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
|--------------------|----|-----------|---------------------|------------------|-------|-------|-------------------|---|-------|--|---|-------|--|
| Nummer | | | | | | | | Berechnete Werthe nach dem Gesetze: $(1 - \frac{w}{v}) = 0,242 \cdot \rho^{0,502}$ | | | Berechnete Werthe nach dem allgemeinen Gesetze: $(1 - \frac{w}{v}) = 0,245 \cdot \sqrt{t}$ | | |
| Messungsstelle | | | | Gemessene Werthe | | | | | | Unterschied gegen den gemessenen Werth | | | Unterschied gegen den gemessenen Werth |
| laufende überhaupt | | bei | Mittlere Tiefe m | v | w | v | $1 - \frac{w}{v}$ | $1 - \frac{w}{v}$ | w | m | $1 - \frac{w}{v}$ | w | m |
| 69 | 68 | Lenzen | 1,727 | 0,711 | 0,477 | 0,670 | 0,330 | 0,318 | 0,485 | — 0,008 | 0,322 | 0,482 | — 0,005 |
| 1 | 2 | | 1,801 | 0,709 | 0,473 | 0,667 | 0,333 | 0,325 | 0,479 | — 0,006 | 0,329 | 0,476 | — 0,003 |
| 3 | 3 | | 2,021 | 0,605 | 0,388 | 0,641 | 0,359 | 0,344 | 0,397 | — 0,009 | 0,348 | 0,394 | — 0,006 |
| 4 | 4 | | 2,115 | 0,745 | 0,481 | 0,646 | 0,354 | 0,352 | 0,483 | — 0,002 | 0,356 | 0,480 | — 0,001 |
| 5 | 5 | | 2,247 | 0,751 | 0,472 | 0,629 | 0,371 | 0,363 | 0,478 | — 0,006 | 0,365 | 0,477 | — 0,005 |
| 6 | 6 | | 2,254 | 0,793 | 0,496 | 0,626 | 0,374 | 0,364 | 0,505 | — 0,009 | 0,368 | 0,501 | — 0,005 |
| 7 | 7 | | 2,500 | 0,850 | 0,525 | 0,618 | 0,382 | 0,383 | 0,525 | — | 0,387 | 0,521 | — 0,004 |
| 8 | 8 | Eichholz | 2,723 | 0,734 | 0,444 | 0,606 | 0,394 | 0,400 | 0,441 | — 0,003 | 0,404 | 0,438 | — 0,006 |
| 9 | 9 | | 3,134 | 0,828 | 0,481 | 0,508 | 0,420 | 0,429 | 0,473 | — 0,008 | 0,444 | 0,469 | — 0,012 |
| 10 | 10 | | 3,151 | 0,835 | 0,481 | 0,576 | 0,424 | 0,430 | 0,476 | — 0,005 | 0,435 | 0,472 | — 0,009 |
| 11 | 11 | Darehan | 1,630 | 0,532 | 0,370 | 0,696 | 0,304 | 0,309 | 0,368 | — 0,002 | 0,313 | 0,366 | — 0,004 |
| 12 | 12 | | 1,712 | 0,583 | 0,403 | 0,691 | 0,309 | 0,317 | 0,398 | — 0,005 | 0,320 | 0,396 | — 0,007 |
| 13 | 13 | | 1,718 | 0,580 | 0,401 | 0,692 | 0,308 | 0,317 | 0,396 | — 0,005 | 0,321 | 0,394 | — 0,007 |
| 14 | 14 | | 1,755 | 0,585 | 0,410 | 0,700 | 0,300 | 0,321 | 0,397 | — 0,013 | 0,324 | 0,395 | — 0,015 |
| 15 | 15 | | 1,947 | 0,667 | 0,436 | 0,655 | 0,345 | 0,338 | 0,442 | — 0,006 | 0,342 | 0,439 | — 0,003 |
| 16 | 16 | | 2,031 | 0,705 | 0,465 | 0,660 | 0,340 | 0,345 | 0,462 | — 0,003 | 0,349 | 0,458 | — 0,007 |
| 17 | 17 | | 2,346 | 0,774 | 0,474 | 0,613 | 0,387 | 0,387 | 0,475 | — 0,001 | 0,391 | 0,472 | — 0,002 |
| 18 | 18 | Artenburg | 1,509 | 0,546 | 0,388 | 0,711 | 0,289 | 0,297 | 0,384 | — 0,004 | 0,361 | 0,382 | — 0,006 |
| 19 | 19 | | 1,725 | 0,553 | 0,368 | 0,666 | 0,334 | 0,318 | 0,377 | — 0,009 | 0,322 | 0,375 | — 0,007 |
| 20 | 20 | | 1,749 | 0,546 | 0,369 | 0,676 | 0,334 | 0,320 | 0,371 | — 0,002 | 0,324 | 0,368 | — 0,001 |
| 21 | 21 | | 2,189 | 0,569 | 0,367 | 0,645 | 0,355 | 0,358 | 0,365 | — 0,002 | 0,362 | 0,363 | — 0,004 |
| 22 | 22 | | 2,226 | 0,568 | 0,362 | 0,638 | 0,362 | 0,361 | 0,363 | — 0,001 | 0,365 | 0,361 | — 0,001 |
| 23 | 23 | | 2,291 | 0,578 | 0,362 | 0,628 | 0,372 | 0,367 | 0,366 | — 0,004 | 0,371 | 0,364 | — 0,002 |
| 24 | 24 | | 2,382 | 0,607 | 0,379 | 0,625 | 0,375 | 0,374 | 0,380 | — 0,001 | 0,378 | 0,378 | — 0,001 |
| 25 | 25 | | 2,453 | 0,622 | 0,382 | 0,615 | 0,385 | 0,379 | 0,386 | — 0,004 | 0,384 | 0,383 | — 0,001 |
| 26 | 26 | | 2,475 | 0,640 | 0,397 | 0,620 | 0,380 | 0,381 | 0,396 | — 0,001 | 0,385 | 0,394 | — 0,003 |
| 27 | 27 | | 2,641 | 0,668 | 0,409 | 0,612 | 0,388 | 0,394 | 0,405 | — 0,004 | 0,398 | 0,402 | — 0,007 |
| 28 | 28 | | 2,306 | 0,742 | 0,444 | 0,599 | 0,401 | 0,406 | 0,441 | — 0,003 | 0,410 | 0,438 | — 0,006 |



S. 61

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

31580

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298258