



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000301454

Kolger Kf. 1816 in

GRUNDLAGEN
DER
WASSERBAUKUNST

VON

G. TOLKMITT,
KÖNIGLICH PREUSSISCHER BAURATH.

MIT 62 ABBILDUNGEN IN HOLZSCHNITT.



BERLIN 1898.
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.
(VORMALS ERNST & KORN.)

W. 1/27

Nachdruck verboten.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

III 15852

Akc. Nr.

4031/49

Vorwort.

Das vorliegende Buch verdankt seine Entstehung einer Anregung des Herrn Verlegers, welcher die Bearbeitung eines kurzgefaßten Führers und Berathers auf dem Gebiete der Wasserbaukunst für wünschenswerth erachtete. Das Werk sollte dem studirenden Bauingenieur das Eindringen in den Wasserbau erleichtern und eine zwar kurze, aber weder taschenbuchmäßige noch laienhafte Grundlage desselben bieten. Es sollte auch für die in verwandten Berufen thätigen Personen ein brauchbares Werkzeug sein, um sich auf dem genannten Gebiete stets von neuem wieder zu unterrichten und zu recht zu finden. Dies war das gesteckte Ziel, und wenn es nur unvollkommen erreicht werden konnte, so wird jeder, der die Schwierigkeit der Aufgabe kennt, ein milder Beurtheiler sein.

Die Fülle des Stoffes nöthigte zur Beschränkung auf dasjenige, was für wesentlich erachtet wurde. Der Grundbau, die Erdarbeiten, Baggerungen und Hafenbauten wurden ganz fortgelassen, die Bauconstructions als bekannt vorausgesetzt, und die baulichen Anlagen nur vom wasserwirthschaftlichen Standpunkte erörtert. In der Erwägung, daß es an Mittheilungen über Bauausführungen aller Art nicht fehlt, und daß sie sehr ausführlich sein müssen um lehrreich zu sein, wurde vorzugsweise derjenige Theil der Wasserbaukunst behandelt, welchen man als den reinen Wasserbau bezeichnen könnte. Aber auch hier war Beschränkung auf die praktischen Zwecke des Werkes namentlich in den theoretischen Fragen zu üben. Da

eine kritische Darstellung des Entwicklungsganges der Wissenschaft nicht gegeben werden konnte, und ohne diese die Aufzählung und Mittheilung vieler Theorien und Formeln zwecklos, sogar verwirrend sein würde, hat der Verfasser auf Vollständigkeit in dieser Hinsicht verzichtet. Die theoretischen Ergebnisse wurden vielmehr dem gegenwärtigen Stande der Forschung gemäß ohne Rücksicht auf ihre Entstehung und Fortentwicklung in thunlichster Kürze dargestellt, und die als irrthümlich erkannten oder minder brauchbaren Theorien und Vorstellungen unerwähnt gelassen. Das Werk dürfte dadurch an Uebersichtlichkeit und praktischer Brauchbarkeit nichts eingebüßt haben.

Der Umstand, daß Litteraturangaben fast ganz fehlen, wird nach dem Vorstehenden nicht befremden. Es könnten wohl zahlreiche in unseren technischen Büchereien vorhandene Veröffentlichungen aus dem Gebiete des Wasserbauwesens aufgezählt werden, insofern sie auf Inhalt und Form dieses Werkes mehr oder weniger eingewirkt haben. Aber es würde sehr schwierig sein, solchen Einfluß im einzelnen festzustellen und auf die wirklichen Quellen zurückzuführen.

Charlottenburg, im April 1898.

Der Verfasser.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Akc. Nr. _____

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Erster Abschnitt: Niederschläge und Quellen.	
Art. 1. Entstehung der Niederschläge	1
„ 2. Regenmengen	5
„ 3. Verdunstung	9
„ 4. Versickerung	11
— „ 5. Quellenbildung	13
— „ 6. Bewegung des Grundwassers	16
— „ 7. Höhe und Menge des Grundwassers	18
— „ 8. Beschaffenheit des Wassers	22
Zweiter Abschnitt: Wassergewinnung.	
Art. 9. Cisternen	25
„ 10. Kesselbrunnen	27
„ 11. Rohrbrunnen	31
„ 12. Artesische Brunnen	34
„ 13. Brunnenstuben	37
„ 14. Sammelcanäle	38
„ 15. Sammelbecken	41
„ 16. Filter	45
Dritter Abschnitt: Gewässer.	
Art. 17. Arten der Gewässer	51
„ 18. Abflusvorgang	52
„ 19. Abflusmengen	57
„ 20. Bildung der Flussbetten	63
„ 21. Bewegung der Sinkstoffe	68
— „ 22. Wasserstände	70
— „ 23. Geschwindigkeiten	74
„ 24. Eis in den Wasserläufen	79
Vierter Abschnitt: Bewegung des Wassers.	
Art. 25. Anwendbarkeit der Theorie	81
— „ 26. Ausfluß durch Oeffnungen	83
— „ 27. Bewegung in Rohrleitungen	91

	Seite
— Art. 28. Gleichförmige Bewegung in offenen Betten	102
" 29. Ungleichförmige Bewegung	108
— " 30. Staucurven	113
" 31. Senkungscurven	121
— " 32. Stauhöhe bei Einbauten	125
— " 33. Hochwasserwellen	128

Fünfter Abschnitt: Hydrometrische Arbeiten.

Art. 34. Stromkarten	135
— " 35. Peilungen	138
— " 36. Wasserstandsbeobachtungen	141
— " 37. Geschwindigkeitsmessungen	144
— " 38. Ermittlung der Wassermengen	148

Sechster Abschnitt: Wasserlaufbetten.

Art. 39. Form und Abmessung der Gerinne	151
— " 40. Wassermenge und Wasserstand	157
— " 41. Flusbett und Wasserstand	162
" 42. Doppelprofile	167
" 43. Gefälle	169
" 44. Mündungsstrecken	171

Siebenter Abschnitt: Die Beförderung des Wasserabflusses.

Art. 45. Ursachen der Versumpfung	174
" 46. Die Vorfluth bei Stauanlagen	175
" 47. Flufsregulirungen	178
" 48. Unterhaltung der Wasserläufe	183
" 49. Entwässerungen	185
" 50. Drainirung	189
" 51. Canalisation	191
" 52. Küstenmarschen	197
" 53. Berechnung der Siele	200
" 54. Künstliche Entwässerung	204

Achter Abschnitt: Das Wasser im Fluthgebiet.

Art. 55. Die Wellen	208
" 56. Geschwindigkeit der Wellen	213
" 57. Gezeiten	217
" 58. Fluthwellen	222
" 59. Fluth und Ebbe in den Strommündungen	229
" 60. Wassermengen im Fluthgebiet	232
" 61. Wind- und Wellenschlag	234

Neunter Abschnitt: Die Wasserbenutzung.

Art. 62. Das Wasser als Triebkraft	239
" 63. Wasser- und Dampfkraft	243
" 64. Bewässerungen	245
" 65. Kosten der Wasserhebung	252

	Seite
Art. 66. Colmation	257
„ 67. Wasserversorgung	260

Zehnter Abschnitt: Wasserstraßen.

Art. 68. Flößerei	266
„ 69. Binnenschifffahrt	269
„ 70. Schiffbarkeit der Flüsse	273
„ 71. Schiffahrtscanäle	277
„ 72. Wasserbedarf und Speisung der Canäle	282

Anhang:

Ausnutzung unzugänglicher Wasserkräfte	289
--	-----

Erster Abschnitt.

Niederschläge und Quellen.

1. Entstehung der Niederschläge. Die Quellen und Flüsse verdanken ihren Ursprung und ihre Speisung dem Wasser, welches aus der Luft als Regen oder in anderen Formen, als Thau, Reif, Nebel, Hagel oder Schnee, auf die Erdoberfläche herabfällt. Die Luft enthält stets Wasser in Form von Wasserdampf. Ihre Aufnahmefähigkeit für letzteren wächst mit ihrer Temperatur und wenn sie weniger enthält als sie aufzunehmen vermag, so saugt sie Wasser auf und es verdunstet dann jede von ihr berührte Oberfläche der Gewässer und aller nassen Gründe. Durch Verdunstung gelangt also das Wasser von der Erdoberfläche in die Luft, welche es strömend fortleitet und anderswo wiederum ausscheidet. Die Ausscheidung findet nur bei der Abkühlung der Luft statt und beginnt, sobald dabei der Sättigungspunkt erreicht wird, d. h. die Luft diejenige Temperatur hat, bei welcher sie mit dem vorhandenen Wasserdampf gerade gesättigt ist.

Wird eine mit Wasserdampf gesättigte Luftmasse erwärmt, so erhält sie von neuem das Vermögen, Wasser in sich aufzunehmen, und wenn sie abgekühlt wird, so scheidet sie einen Theil des Wassers aus, das sie bisher gebunden hatte. In der bisher ganz durchsichtigen Luft bilden sich dann Nebel oder Wolken und indem die feinen Wasserkügelchen, aus denen diese bestehen, sich nach und nach zu Tropfen verbinden, fallen sie als Regen nieder.

Je wärmer die Luft ist, desto schneller wächst ihre Aufnahmefähigkeit für Wasserdampf, sodafs bei gleich großen Temperaturzunahmen die Zuwachse der Wassermengen immer gröfser werden. Hieraus folgt zunächst, dafs die atmosphärischen Niederschläge im allgemeinen in heifsen Zonen reichhaltiger sein müssen als in kalten. Ferner ergibt sich, dafs bei jeder Vermischung zweier Luftmassen von verschiedener Temperatur, wenn beide mit Wasserdampf gesättigt sind, Niederschläge eintreten müssen. Denn der Sättigungspunkt für den im Ganzen vorhandenen Wasserdampf liegt höher als

die mittlere Temperatur der beiden Luftmassen, weshalb ein Theil des Wasserdampfes niedergeschlagen wird.

Man hat früher angenommen, daß die Niederschläge vorzugsweise durch die Vermischung eines warmen und eines kalten Luftstroms entstünden. Nach den neueren Untersuchungen trifft dies aber nur theilweise zu, denn es ist die Bildung der Wolken und der Niederschläge in den tropischen Zonen fast stets, und in den gemäßigten häufig, die Folge einer durch einen aufsteigenden Luftstrom erzeugten Abkühlung der Luft. Bei jedem Aufsteigen muß die Luft sich ausdehnen, weil ihr Druck geringer wird, und da sie nach den Grundsätzen der mechanischen Wärmetheorie bei der Ausdehnung Arbeit verrichtet und dazu Wärme verbraucht, so muß sie sich abkühlen. Absteigende Luftströme können dagegen niemals Regen bringen, sondern werden wärmer und damit zugleich trockener.

Die Hauptstätte der Verdunstung ist das Meer. Auf seiner Oberfläche, welche 73 Hundertstel der ganzen Erdoberfläche ausmacht und 2,7 mal größer ist als die Oberfläche des Festlandes, findet unter dem Einfluß der wärmenden Sonnenstrahlen eine fortwährende Verdunstung statt. Die darüber befindliche Luft verbreitet sich strömend über das Land und läßt in Niederschlägen als Thau, Schnee und Regen das Wasser fallen, welches sie aus dem Ocean gesogen hat. Die Quellen und Flüsse aber führen den Ueberschuß der Niederschläge über Verdunstung und Verbrauch des Festlandes in das Meer zurück. So sehen wir in stets wiederholtem Kreislaufe das Wasser vom Meere in die Luft, von der Luft auf das Land und vom Lande wieder in das Meer wandern.

Durch Abkühlung kann jede Luft gesättigt werden. Die Temperatur, bei welcher die Sättigung eintritt, wird der Thaupunkt genannt. Für verschiedene Thaupunkte sind nachstehend die Gewichtsmengen des in 1 cbm Luft enthaltenen Wassers in Gramm angegeben und in den beiden folgenden Spalten für die nämlichen Temperaturen noch die Spannungen des in der gesättigten Luft enthaltenen Wasserdampfes in mm Quecksilberhöhe sowie die Gewichte der trockenen Luft bei 760 mm Quecksilberhöhe in kg/cbm hinzugefügt. (Siehe Tabelle auf S. 3.)

Man kann aus der Tafel ersehen, wie bedeutend der Wassergehalt der gesättigten Luft, d. i. ihre absolute Feuchtigkeit, mit der Temperatur zunimmt und welchen Einfluß dies auf die Stärke der Niederschläge hat. Wenn beispielsweise gesättigte Luft von 30° C. auf 28° abgekühlt wird, so scheidet jedes cbm Luft 30,13—27,02 = 3,11 g oder 0,00311 kg Wasser aus, während 1 cbm Luft von 10°

Wärme bei der Abkühlung um 2° C. nur $9,37 - 8,26 = 1,11$ g = $0,00111$ kg Regenmenge liefert.

Unter relativer Feuchtigkeit versteht man des Verhältniſſes der in der Luft wirklich vorhandenen Wassermenge zu derjenigen, welche bei gleicher Temperatur ihrem Sättigungspunkte entspricht und man drückt sie gewöhnlich in Procenten aus. Bei 20° C. und der rela-

Temperatur in Graden Celsius	Wassergehalt der gesättig- ten Luft in g/cbm	Spannung des Wasser- dampfes in mm Queck- silbersäule	Gewicht der trockenen Luft bei 760 mm Q.-S. in kg/cbm
— 20	1,06	0,93	1,396
— 15	1,59	1,42	1,368
— 10	2,30	2,09	1,342
— 5	3,36	3,10	1,317
± 0	4,88	4,60	1,293
+ 2	5,58	5,30	1,284
4	6,37	6,10	1,275
6	7,26	7,00	1,265
8	8,26	8,02	1,256
10	9,37	9,16	1,248
12	10,62	10,46	1,239
14	12,01	11,91	1,230
16	13,55	13,54	1,222
18	15,27	15,36	1,213
20	17,18	17,39	1,205
22	19,29	19,66	1,197
24	21,62	22,18	1,189
26	24,17	24,99	1,181
28	27,02	28,10	1,173
30	30,13	31,55	1,165
32	33,55	35,36	1,157
34	37,29	39,56	1,150
36	41,39	44,20	1,142
38	45,88	49,30	1,135
40	50,77	54,91	1,128
42	56,10	61,06	1,121
44	61,88	67,79	1,114
46	68,18	75,16	1,107
48	75,01	83,20	1,100
50	82,40	91,98	1,093

tiven Feuchtigkeit = 80 ist beispielsweise in 1 cbm Luft $\frac{80}{100} \cdot 17,18 = 13,74$ g Wasser enthalten. Wird diese Luft nun um 4° abgekühlt, so sinkt ihre Aufnahmefähigkeit auf 13,55 g und sie wird daher, da der ursprüngliche Wassergehalt gröſſer war, nicht bloſs die relative Feuchtigkeit 100, d. i. den Sättigungspunkt erlangen, sondern noch den Ueberschufs von $13,74 - 13,55 = 0,19$ g als Regen ausscheiden.

Die Feuchtigkeit der Luft wird häufig durch den Dunstdruck, d. i. die Spannung des in ihr enthaltenen Wasserdampfes in mm Quecksilberhöhe ausgedrückt, und man versteht dann unter relativer Feuch-

tigkeit das Verhältniß des wirklich vorhandenen Dunstdruckes zu demjenigen, welcher bei gleicher Temperatur der Luft ihrem Sättigungspunkte entspricht. In der obigen Tafel ist deshalb in der dritten Spalte der Dunstdruck der gesättigten Luft angegeben. Die bezüglichen Zahlen weichen nur wenig von denen der zweiten Spalte ab, für kalte Luft sind sie etwas kleiner, für warme etwas größer als jene und bei 16° sind beide gleich groß. Annähernd enthält also jedes Kubikmeter Luft so viel Wasser in Gramm als seine Dunstspannung in mm Q.-S. hoch ist. Diese einfache Regel ist für praktische Zwecke allgemein anwendbar und zwar nicht bloß für gesättigte Luft, sondern auch für solche von beliebiger relativer Feuchtigkeit.

Die relative Feuchtigkeit ist auf dem Meere gewöhnlich = 75 bis 80 und es ist also beispielsweise bei 36° Luftwärme der Dunstdruck durchschnittlich etwa = 33 mm, d. h. in 1 cbm Luft sind etwa 33 g Wasser enthalten. Auf dem Festlande ist die relative Feuchtigkeit sehr verschieden. Sie ist am geringsten, wo warme und bereits wenig Wasser enthaltende Luft über stark erhitze öde Flächen streicht, indem sie sich dann noch mehr erhitzt und ihre Aufnahmefähigkeit im Vergleich zu der Wassermenge, welche sie enthält, noch größer wird. Dann geschieht es, daß auch bei bedeutender Abkühlung der Thaupunkt nicht erreicht wird und daß die Trockenheit des Bodens, wie etwa auf ausgedehnten Sandflächen, die Bildung von Regen verhindert. In der Sahara soll die Dunsthöhe selbst im Juli, also bei der größten Luftwärme, durchschnittlich kaum 10 mm betragen, während sie am Ganges in Ostindien auf 26 mm geschätzt wird und in dem kältesten Monat, dem Januar, in Westeuropa durchschnittlich 5 bis 10, in Osteuropa 2 bis 5 mm beträgt.

Die Menge des Regens ist sehr veränderlich. Man hat vielfach die Vermuthung ausgesprochen, daß die Vegetation einen merkbaren Einfluß auf die Niederschläge ausübt und letztere geringer werden, sobald ausgedehnte Waldungen verschwinden. Obwohl einzelne That-sachen diese Annahme bestätigen, stehen andere damit im Widerspruch, und es scheint daher, daß die Luftströmungen vorzugsweise die ungleiche Vertheilung des Regens verursachen. Hauptsächlich sind es die aufsteigenden Luftströmungen, welche zu Niederschlägen Veranlassung geben, während beim Niederfallen die Luft sich verdichtet, erwärmt und dadurch relativ trockener wird. Deshalb sind die Niederschläge auf der dem herrschenden Winde zugekehrten Seite der Gebirge größer als auf der anderen Seite, welche darum Regenschattenseite genannt wird. Außer seiner Lage zu den Gebirgen ist

für die Niederschlagsmenge eines Ortes noch seine Höhe über dem Meere und seine Entfernung von demselben von wesentlichem Einflusse.

Dafs die Flüsse und Ströme bei zunehmender Bodencultur ihren Charakter auffallend verändern und während der Dürre viel weniger, bei Hochwasser aber viel mehr Wasser abführen als in früherer Zeit, ist freilich nicht zu bezweifeln. Doch findet diese Erscheinung ihre ausreichende Erklärung in dem Umstande, dafs bei zunehmender Cultur das Wasser durch Gräben und Drainirung schneller abgeführt wird, wodurch die Abflussmengen auch ohne Veränderung der Niederschläge ungleichmäfsiger werden müssen.

2. Regenmenge. Die Messung der Niederschläge gehört zu den Aufgaben der Meteorologie, weshalb auf die Einzelheiten dieses Gebietes hier nicht näher einzugehen ist und nur eine Uebersicht gegeben werden soll.

Die Niederschläge werden gewöhnlich in Regenhöhe ausgedrückt und man versteht darunter die Höhe der Wasserschicht, mit welcher sich eine wagerechte Bodenfläche bedecken würde, wenn weder Abflufs noch Verdunstung noch Versickerung stattfände. Der Schnee wird zur Messung des Niederschlags geschmolzen, da die Messung der Schneehöhe wegen wechselnder Dichtigkeit der Schneedecke nicht auf Wasserhöhe übertragen werden kann. Nur für ganz oberflächliche Schätzungen ist die Regel

12 mm Schneehöhe = 1 mm Wasserhöhe
anwendbar.

Zur Beobachtung bedient man sich der Regenmesser, welche gewöhnlich aus einem Auffanggefäfs von 200 bis 2000 qcm Grundfläche, einem Sammler und einem Mefsglase bestehen. Auf den Stationen des preussischen meteorologischen Instituts ist die Auffangfläche 200 qcm grofs, auf den forstlich meteorologischen Stationen in Preussen und den Reichslanden 2000, auf den Stationen der Deutschen Seewarte 500 qcm. Die Mefsgläser sind so eingetheilt, dafs man die Regenhöhe unmittelbar ablesen kann. Auffang- und Sammelgefäfs müssen derartig eingerichtet und aufgestellt werden, dafs alle Verluste und störenden Einflüsse thunlichst gering ausfallen. Deshalb erhält das erste zur Erleichterung des Abflusses einen trichterförmigen Boden und das letztere zur Einschränkung der Verdunstung seines Wasserinhaltes einen äufseren Schutzbehälter, während der Aufstellungsort zwar geschützt gegen Wind, aber von Bäumen, Mauern und anderen hohen Gegenständen um ihre Höhe über dem Regenmesser entfernt sein soll. Wichtig ist ferner die Höhe des Regenmessers über dem Erdboden, weil diese Höhe einen

auffallend großen Einfluß auf das Ergebniss der Messung ausübt. Man findet nämlich die Regenmenge um so kleiner, je höher der Regenschirm über dem Erdboden steht und es hängt dies wahrscheinlich damit zusammen, daß der heftigere Wind in der größeren Höhe, indem er dem Regenschirm ausweicht, einen Theil des Wassers seitwärts vorbeiführt und daß zweitens auch die feinen Wassertheilchen, die nicht sichtbar herabfallen, sondern noch schwebend sich langsam senken, selbst bei Windstille dem Regenschirm etwas ausweichen und nicht so vollständig aufgesammelt werden als in tieferer Lage, wo sie sich den hindurchfallenden Tropfen vollständiger angeheftet haben. Wo also verschiedene Beobachtungen der Regenmenge miteinander verglichen werden sollen, darf die Aufstellungshöhe der einzelnen Regenschirme nicht verschieden sein oder im Laufe der Beobachtungszeit verändert werden.

Gewöhnlich wird die Regenhöhe täglich gemessen. Es giebt aber auch selbstzeichnende Regenschirme, durch welche die wirkliche Dauer jedes Regensfalls und die Regendichte in den einzelnen Zeitabschnitten festgestellt werden kann, was für manche Zwecke, insbesondere für städtische Entwässerungsanlagen sehr wichtig ist.

Im allgemeinen ist die wirklich auf den Erdboden gelangende Niederschlagsmenge stets größer als die Regenschirme angeben, weil in denselben nicht alle Feuchtigkeit angesammelt werden kann und insbesondere der Thau verloren geht. Die Verlustmenge scheint ziemlich erheblich zu sein, weshalb die wirkliche Niederschlagsmenge im Jahresdurchschnitt um 20 bis 25 % größer als die gemessene Regenhöhe geschätzt wird.

Hinsichtlich der Häufigkeit und Dauer der Niederschläge, ihrer Vertheilung auf die einzelnen Jahreszeiten oder Monate, an den einzelnen Orten sowie auf die einzelnen Landstriche und Länder ist man ganz auf die Beobachtungen angewiesen. Es giebt jetzt eine sehr reichhaltige Statistik der Niederschläge, deren man sich in gegebenen Fällen bedienen kann.

Es giebt nasse und trockene Jahre, welche große Unterschiede in der Summe aller Niederschläge, d. i. der jährlichen Regenhöhe aufweisen. Noch ungleicher sind die monatlichen Niederschläge. In Mitteleuropa bringen die Sommermonate reichlichere Niederschläge als die Wintermonate, in den Mittelmeerländern ist dagegen der Regen in den Sommermonaten sehr gering. In den heißen Zonen ist im allgemeinen die Vertheilung des Regens viel ungleichmäßiger als in den gemäßigten. So fällt in Havanna mehr als der vierte Theil des ganzen jährlichen Niederschlags während des Monats Juni

herab, und in Bombay regnet es in den sieben Monaten November bis Mai fast gar nicht, in den Monaten Juni bis September aber sehr stark.

Ebenso wie die einzelnen Jahre mehr oder weniger reich an Niederschlägen sind, hat man aus den Beobachtungen auch säculare Schwankungen festgestellt, d. i. regenreiche und regenarme Perioden, welche nach Brückner je 17 bis 18 Jahre dauern und miteinander wechseln, auch auf der ganzen Erde gleichzeitig auftreten sollen.

Für ganz Deutschland beträgt die mittlere jährliche Regenhöhe 660 mm, aber in Wildenstein in den Vogesen 2520, in Clausthal an der Regenseite des Harzes 1490 mm. Von der mittleren jährlichen Regenhöhe Deutschlands entfallen auf den Frühling, Sommer, Herbst und Winter der Reihe nach 22,4 bezw. 36,0, 23,5 und 18,1 vom Hundert. Der regenreichste Theil der Erde ist Südamerika, für welches die durchschnittliche jährliche Regenhöhe auf 1670 mm geschätzt wird. Die monatlichen Regenhöhen und besonders deren Höchstwerthe sind für den Wasserbau wichtiger als die jährlichen.

Aus einem großen Beobachtungsmaterial für 45 Stationen in Deutschland ergab sich folgende

Zusammenstellung großer Monatsniederschläge

Monat	Höchstwerth mm	Mittel der Höchstwerthe aller Stationen mm	Monat	Höchstwerth mm	Mittel der Höchstwerthe aller Stationen mm
Januar. .	139	86	Juli. . .	296	177
Februar .	152	93	August .	310	170
März . .	152	100	September	181	121
April . .	180	104	October .	190	127
Mai. . .	178	114	November	181	119
Juni . .	225	153	Dezember	187	120

Auf größte Monatsniederschläge von 200 bis 250 mm ist in Deutschland überall zu rechnen. Die täglichen Regenhöhen steigen in dem norddeutschen Flach- und Hügellande bis zu 100 mm, in den Gebirgen etwa bis 150 und ausnahmsweise an einzelnen Orten bis über 200 mm. Sie erreichen also fast die Höhe der größten Monatsniederschläge, doch erstrecken sich die größten Sturzregen niemals auf ein großes Flächengebiet, während die ein oder mehrere Tage anhaltenden Landregen Regenhöhen von täglich 30 bis 50 mm für große Landstriche bringen können. Schon bei allgemeinem Landregen von 40 bis 60 mm Gesamthöhe des Regenfalls pflegen Uberschwemmungen einzutreten. Auch die stündlichen Regenhöhen sind

bisweilen sehr groß, was sich daraus erklärt, daß die starken Regengüsse, welche die größten Regenhöhen liefern, nur kurze Zeit, bisweilen weniger als eine Viertelstunde dauern. Deshalb sollte man nicht, was bisweilen geschieht, die Ergiebigkeit der Sturzregen auf die Stundeneinheit beziehen, weil dadurch Irrthümer entstehen können, sondern stets die ganze Höhe und Dauer des Sturzregens angeben. Wenn also z. B. ein Sturzregen in 20 Minuten eine Regenhöhe von 40 mm liefert, würde nicht eine Regendichte von 120 mm Höhe in der Stunde, sondern eine solche von 40 mm in 20 Minuten oder allenfalls von 2 mm in der Minute mit 20 Minuten Dauer zu notiren sein.

Wie aus der nachstehenden Zusammenstellung großer Regenfälle zu ersehen ist, findet sich bisweilen sehr große Regendichte bei nur mäßiger Gesamthöhe des Regens, während in anderen Fällen die Regendichte nur gering, aber die ganze Regenhöhe vermöge der langen Dauer des Regens sehr beträchtlich ist. In der letzten Spalte der Zusammenstellung ist die Regenmenge in Secundenlitern (sl) ausgedrückt und 1 ha als Grundflächeneinheit angenommen.

1 mm Regenhöhe ergibt für 1 ha Fläche eine Wassermenge von

$$\frac{100 \cdot 100 \text{ m}^2}{1000} = 10 \text{ cbm}$$

und für 1 qkm 1000 cbm.

Zusammenstellung großer Regenfälle.

Ort	Monat und Jahr	Ganze Regenhöhe mm	Dauer des Regens		Durchschn. Regenmenge für 1 ha und Secunde in Litern	Bemerkungen.
			Stunden	Minuten		
Marseille . . .	Sept. 1872	240	2	—	333	
München . . .	Aug. 1873	51	—	30	283	
Paris	Sept. 1867	41	—	20	342	
Zürich	Sept. 1876	21	—	10	350	
Posen	Juni 1863	24	—	20	200	
Wien	Juni 1894	37	—	20	309	
Wien	Aug. 1896	55	1	10	131	
Flinsberg (Queis)	Aug. 1888	215 ^{a)}	18	—	33	a) Größte Regendichte hierbei = 330 sl.
Colberg	Sept. 1880	102 ^{b)}	7	—	42	b) Größte Dichte 28 mm Regenhöhe in 30 Min. = 155 sl.
London	Aug. 1846	100	1	—	278	
Berlin	Oct. 1883	17	—	15	189	
Berlin	Mai 1861	43	1	—	119	
Bern	Juni 1877	66	—	45	244	
Königsberg . . .	Juni 1864	55	—	45	192	
Ausreichende Annahme ^{c)} .		27	—	30	150	c) nach Frühling, für norddeutsche Stadtentwässerungen.
Desgl. für Landregen . .		52	48	—	3	

Da die Stunde 3600 und der Tag 86400 Secunden hat, so finden zwischen der Regenhöhe, der Regendauer und der auf 1 ha Bodenfläche in der Secunde niederfallenden Regenmenge die in nachstehender Tafel angegebenen Beziehungen statt.

Tafel zur Verwandlung der Regenhöhe in Secundenliter.

Regen- höhe in mm	Regenmenge auf 1 ha Fläche				Bemerkungen.
	cbm	In Secundenlitern			
		bei 24 Stunden	bei 1 Stunde	bei 1 Minute	
Regendauer					
1	10	0,116	2,78	166,7	<i>1 l = 1 cbm</i> <i>1000 l = 1000 cbm = 1 cbm</i> <i>1 cbm = 1000 cbm</i> <i>1 mm = 10 cbm</i> <i>41 mm = 410 cbm</i> <i>in 20 Min</i> <i>$\frac{410}{20} = 20,5 \text{ cbm/Min}$</i> <i>$\frac{20,5}{60} = 0,3416 \text{ cbm/Sec}$</i> <i>= 341,6 Seculiter</i>
2	20	0,232	5,56	333,3	
3	30	0,347	8,33	500,0	
4	40	0,463	11,11	666,7	
5	50	0,579	13,89	833,3	
6	60	0,695	16,67	1000,0	
7	70	0,810	19,44	1166,7	
8	80	0,926	22,22	1333,3	
9	90	1,042	25,00	1500,0	

Beispiel. Die Regenhöhe sei 41 mm und die Regendauer 20 Minuten. Dann ist für 1 ha die ganze Regenmenge

$$41 \cdot 10 = 410 \text{ cbm}$$

und die durchschnittliche Regenhöhe in 1 Minute $\frac{41}{20} = 2,05 \text{ mm}$, also die secundliche Regenmenge

$$\text{für 2 mm} \quad \dots \quad 333,3$$

$$\text{„ 0,05 mm} \quad \dots \quad 8,3$$

$$\text{zusammen für 2,05 „} \quad \quad \quad 341,6$$

oder rund 342 sl.

3. Verdunstung. Die Messung der Verdunstung ist sehr schwierig und unsicher, weshalb die darüber zu machenden Angaben nur als Schätzungswerthe anzusehen sind. Die verdunstete Wassermenge wird ebenso wie die Regenmenge in mm Wasserhöhe der verdunstenden Fläche ausgedrückt: Verdunstungshöhe.

Zu den Versuchen über die Verdunstung feuchter Erdoberflächen benutzt man gewöhnlich einfache Zinkkasten, welche mit den vorher durchfeuchteten Bodenarten gefüllt und vor Beginn der Versuche sowie während derselben gewogen werden. Der Gewichtsverlust giebt die verdunstete Wassermenge. Der Verdunstungsmesser oder Atmidometer wird entweder überdacht, doch so, daß die Luft frei durchziehen kann, oder es wird die aufgenommene Regenmenge durch einen Regenschirm festgestellt. Der Verdunstungsmesser darf der Sonne und dem Winde nicht zu stark ausgesetzt sein, sondern

nur ungefähr in dem Maße wie durchschnittlich die zu untersuchende Fläche. In entsprechender Weise wird die Verdunstung freier Wasserflächen beobachtet.

Die Verdunstung ist größer bei trockener als bei feuchter Luft, größer bei bewegter Luft als bei unbewegter, sie ist ferner auf kleinen Verdunstungsflächen größer als auf umfangreicheren, also z. B. größer auf Canälen und Flüssen als auf Seen. Eine freie Wasserfläche verdunstet durchschnittlich mehr Wasser als nackter Boden, dagegen bedeutend weniger als ein mit Culturgewächsen bestandener Boden zu verdunsten im Stande ist, wenn es ihm nicht an Feuchtigkeit fehlt. Durch Austrocknung der Oberfläche wird aber die Verdunstung sehr vermindert und nimmt deshalb bei ausbleibendem Regen bald ab. Hierbei ist auch der Stand des Grundwassers von Einfluß auf die Verdunstung. Wenn nämlich das Grundwasser so hoch steht, daß die Bodenoberfläche durch die Haarröhrchenanziehung dauernd feucht erhalten wird, so zeigen bei ausbleibendem Regen die humus- und thonreicheren Bodenarten eine schnellere Abnahme der Verdunstung als die sandigen Bodenarten und alle solche, welche große Capillarität besitzen, während in drainirtem Boden und überhaupt bei tiefem Grundwasserstande die letzteren Bodenarten weniger verdunsten als die ersteren. Den größten Einfluß auf die Verdunstung des Bodens übt seine Bedeckung aus. Todte Bedeckung (Streu, Laub etc.) vermindert, lebende Bedeckung (Pflanzenwuchs) erhöht die Verdunstung. Wiesen und Getreidefelder verdunsten in der Vegetationsperiode vielleicht dreimal mehr als Wald und dieser wiederum verdunstet durchschnittlich mehr als unbebautes Feld.

Im allgemeinen versteht man unter der Verdunstungshöhe stets diejenige freier Wasserflächen. Dieselbe ist für den praktischen Wasserbau am wichtigsten und zugleich genauer zu ermitteln als diejenige fester Oberflächen. Folgende Angaben können für Mitteleuropa als etwas reichliche und jedenfalls auskömmliche Schätzungen gelten. Verdunstungshöhe auf Canälen während eines sehr heißen Sommers 900 mm, desgl. an einzelnen heißen Sommertagen je 10 mm. Größte monatliche Verdunstungshöhe in den Sommermonaten 120 bis 180 mm. Jährliche Verdunstungshöhe größerer Wasserflächen 500 bis 800 mm, wobei den nassen Jahren die kleineren, den trockenen die größeren Zahlenwerthe ungefähr entsprechen dürften. Für Marseille ist die jährliche Verdunstungshöhe der Wasserflächen auf 2300 mm, für London auf 650 mm ermittelt worden, und in dem sehr trockenen Gebiet von Nukus am Amu Darja soll die monatliche Verdunstungshöhe im Sommer je 500 mm betragen. Die Verdunstung der Wasser-

flächen ist schon in der gemäßigten Zone an vielen Orten größer als die Regenhöhe, weshalb daselbst Binnenseen, die keine oder im Verhältniß zu ihrer Größe nur unbedeutende Zuflüsse erhalten, allmählich austrocknen müssen. Auf dem festen Lande kann dagegen, abgesehen von kleineren durch Grundwasser gespeisten Abschnitten, die wirkliche Verdunstung nicht dauernd größer als die Regenhöhe sein, weil nach Aufzehrung des vorhandenen Vorrathes die weitere Aufsaugung von Wasser durch die Luft von selber aufhören muß. Hierin liegt der große Unterschied zwischen der Verdunstung auf Landflächen und Wasserflächen. Auf ersteren ist die wirkliche Verdunstung stets geringer als die Verdunstungsmöglichkeit und von der Regenmenge verdunstet ein größerer Antheil, wenn die Niederschläge häufig und schwach sind, als wenn sie selten und in großer Stärke vorkommen. Aus dem Vorstehenden wird nun auch erklärlich, daß regenarme heiße Länder gar kein Wasser an den Ocean abgeben und daß sogar die ihnen zufließenden Ströme gänzlich versiegen, indem ihr Inhalt von der über sie hinstreichenden heißen und trockenen Luft völlig aufgezehrt wird. Das Meer mit seinem unerschöpflichen Vorrath ist der gewaltige Verdampfungskessel, aus welchem das Festland mit befruchtendem und belebendem Wasser versorgt wird, während das Innere der großen Continente zur Wüstenbildung neigt, weil die Aufnahmefähigkeit der Luft für Wasserdampf größer ist als die Verdunstungsmöglichkeit, und ihre Trockenheit wiederum die Entstehung von Regen erschwert.

4. Versickerung. Das auf die Erdoberfläche fallende Regenwasser dringt theilweise in den Boden ein und bewegt sich, den Gesetzen der Schwere folgend, darin abwärts, so lange es leere Räume findet, die es ausfüllen kann. In der obersten Bodenschicht bleibt das eingedrungene Wasser noch der Aufsaugung durch die Pflanzen und der Verdunstung ausgesetzt und zwar der letzteren dadurch, daß es durch die Capillarität in dem Maße, wie es an der Oberfläche verdunstet, aus der Tiefe nachgezogen wird. Diese Wirkung der Capillarität erstreckt sich aber nur auf eine dünne Schicht und schon in der Tiefe von 0,30 bis 0,60 m unter der Oberfläche ist das Wasser der Verdunstung überall entzogen. Kann es nun die obere Schicht verhältnißmäßig schnell durchdringen und findet es darunter weiteren Abfluß, so wird ein großer Theil der Niederschläge durch Versickerung in den Boden gelangen, während da, wo diese Voraussetzungen weniger vollständig zutreffen, ein größerer Theil der Niederschlagsmenge auf der Oberfläche verbleibt und dort zum Theil verdunstet, zum Theil oberirdisch abwärts fließt.

Die GröÙe der Versickerung wird durch Versickerungsmesser oder Lysimeter in ähnlicher Weise wie die Verdunstung gemessen. Solche Untersuchungen sind insbesondere von Wollny gemacht worden. Er fand, daß die Versickerung um so ergiebiger ist, je geringer das Verdunstungsvermögen und die wasserzurückhaltende Kraft des Bodens, und je größer seine Durchlässigkeit ist. Der Sand liefert stets die größten Sicker Mengen, dann folgt der Torf und zuletzt der Lehm. Eine Beimischung von Sand bewirkt stets eine Vermehrung, eine Beimischung von Lehm oder Torf eine Verminderung des Sickerwassers. Die Durchlässigkeit des Sandes wird schon durch eine geringe Beimischung von Lehm sehr vermindert, beispielsweise versickerten bei den Versuchen Wollnys in dem mit reinem Sande von $\frac{1}{2}$ bis 1 mm KorngröÙe gefüllten Versuchsgefäß 367 l und bei der Vermischung des Sandes mit 10 % Lehm nur noch 47 l Wasser stündlich auf 1 qm Oberfläche. Die Stärke der Bodenschicht betrug hierbei 20 cm und die Wasserschicht über derselben war 0,50 m hoch. Bedeckung des Bodens mit Waldstreu, Sand oder anderer toten Bedeckung befördert die Versickerung, indem sie die Verdunstung vermindert. Schon eine 1 cm dicke Sanddecke ist in dieser Hinsicht sehr wirksam. Im Grasboden versickert dagegen zu allen Jahreszeiten sehr viel weniger Wasser als in dem nackten Boden und zwar ist der Unterschied am stärksten im Sommer. Eine Moosdecke liefert im allgemeinen etwas größere Versickerung als freies Feld. Unter sonst gleichen Umständen nimmt ferner der Boden um so weniger Wasser auf, je mehr er bereits damit gesättigt ist.

Die Geschwindigkeit, mit welcher das Regenwasser in den Boden eindringt, ist sehr verschieden und beträgt bei sandiger Oberfläche etwa 1 m, im Moor dagegen nur 40 bis 60 mm und in Lehm Boden nur 10 bis 20 mm in der Stunde (vgl. Artikel 6 u. 16). Es läßt sich hiernach der große Einfluß der Drainirung in lehmigem Boden auf die Schnelligkeit des unterirdischen Wasserabflusses beurtheilen.

Indem wasserleitende Bodenschichten große Wassermassen aufzunehmen vermögen, läßt sich durch künstliche Zuleitung die Menge des Sickerwassers daselbst bedeutend vermehren. Man macht hiervon bei der Berieselung häufig Gebrauch. Bisweilen ist es auch gelungen, die Ergiebigkeit von Quellen auf diese Weise zu erhöhen, indem das versickerte Wasser an einer unterhalb gelegenen Stelle wieder zum Vorschein kommt.

In der Sierra Nevada wird das Wasser bei den Anschwellungen des Flusses Guadalefe durch eine 5 km lange Leitung auf eine durchlässige Fläche geleitet

und 20 Tage später beginnt es etwa 3 km unterhalb zum Vorschein zu kommen, worauf es zur Bewässerung der Vega von Mecina benutzt wird. *) Diese eigenartige Bewässerungsanlage besteht bereits, wie die meisten derartigen Anlagen des südlichen Spaniens seit der maurischen Zeit.

Die Versickerung ist von grosser Wichtigkeit für Bewässerungs- und Schiffahrtskanäle und es sind darüber besonders an französischen Canälen Beobachtungen gemacht worden. Man hat gefunden, dass die über dem Grundwasserstande liegenden Canäle von 1,6 m Wassertiefe, 10 m Sohlenbreite und $1\frac{1}{2}$ fachen Böschungen bei guter Dichtung der Wände durchschnittlich 5 sl auf 1 km Länge oder täglich etwa 430 cbm versickern und dass die Versickerung unter sonst gleichen Umständen mit der Zunahme der Wassertiefe schnell wächst. Sie stieg bei 2,0 m Wassertiefe auf das Doppelte und bei 3,0 m Tiefe auf das Vierfache des obigen Werthes, nämlich auf 10 bezw. 20 sl auf 1 km Länge.

Der Verlust durch Versickerung beträgt auf der 48 km langen Strecke des Saarkohlencanals von Mittersheim nach Saargemünd, nachdem das Canalbett gehörig gedichtet worden ist, noch 4,6 sl auf 1 km Länge, während vorher streckenweise das Zehnfache dieses Betrages verloren ging.

5. Quellenbildung. Durch die Bodenoberfläche hindurchsickernd und dadurch dem Einflusse der Verdunstung entzogen, sucht das Wasser tiefer abwärts zu gelangen, wobei der Weg, dem es folgt, von der Beschaffenheit der Bodenarten und ihrer Lagerung abhängt und stets derjenige ist, der es am leichtesten abwärts führt. Sobald aber wasserundurchlässige Bodenarten angetroffen werden und die Hohlräume der durchlässigen Schichten mit Wasser angefüllt sind, müßte die Bewegung aufhören, wenn nicht irgendwo ein Ausflusssich eröffnete und zwar an einer Stelle, die tiefer liegt als der Raum, in dem das Wasser sich angesammelt hat. Auf solche Art tritt das Wasser durch Sand- und Kiesschichten oder klüftiges Gestein meist in der Nähe einer Anhöhe oder an den Ufern von Bächen und Flüssen als Quell wieder an die Oberfläche und infolge des langen Aufenthaltes im Innern nimmt es die Temperatur desselben an.

Den geringsten Widerstand findet das versickerte Wasser in kiesigen und sandigen Schichten, welche es je nach der Korngrösse und der Neigung der Schicht mehr oder weniger schnell durchdringt. Aber auch hier erfolgt die Abwärtsbewegung erst dann, wenn der obere Theil der Schicht ganz mit Wasser benetzt ist. Denn in jedem Boden wird ein gewisser Wassergehalt durch die Haarröhrchenanziehung so fest zurückgehalten, dass die Wirkung der Schwere

*) Llaorado: Aguas y Riegos.

sich nicht zu erkennen giebt; nur der Ueberschufs an Wasser wird nach unten abgegeben. Andererseits steigt auch das Wasser durch die Haarröhrchenanziehung bis zu einer gewissen Höhe aufwärts und auf solche Art stellen sich zwei verschiedene Wasserspiegel, die durch zwischenliegende Sand- und Kiesmassen voneinander getrennt sind, nach und nach ins Gleichgewicht. Deshalb ist es auch so schwierig, im Sandboden einen Wasserstand zu halten, der höher oder niedriger ist als der Grundwasserstand, d. i. die Höhe, bis zu welcher die Hohlräume des Bodens zusammenhängend mit Wasser angefüllt sind.

Zwischen Grundwasser und Quellwasser ist kein großer Unterschied. Das eine wie das andere ist versickertes Regenwasser, welches Grundwasser genannt wird so lange es sich im Erdboden befindet und Quellwasser, wenn es zu Tage tritt oder in offene Gewässer ausmündet. Indessen ist mit dem Begriff der Quelle immer ein Fließen verbunden, während Grundwasser ganz ohne Bewegung sein kann.

Eine durchlässige Bodenschicht wird dadurch, daß das Wasser an ihrem unteren Ende einen Ausfluß findet, wasserleitend und bildet, wenn sie am oberen Ende Wasser aufnimmt, einen natürlichen Quell. Erreicht sie aber die Oberfläche nicht und bleibt sie des Wasserdrucks ungeachtet mit einer undurchdringlichen Schicht bedeckt, so wird sie häufig Ursache zur Versumpfung, indem das von oben zugeleitete Wasser keinen Abfluß findet. Dann läßt sich durch Oeffnung der undurchlässigen Decke ein Abfluß schaffen, wodurch Brunnen gespeist werden und das Wasser unter Umständen bis hoch über die Bodenfläche emporsteigt. In letzterem Falle erhalten wir einen sog. Artesischen Brunnen. Auch diejenigen Kiesschichten, denen ein natürlicher Abfluß nicht ganz fehlt, sind zur Speisung von Brunnen geeignet und können sogar fließende Brunnen bilden, wenn man sie durch Graben oder Bohren erreicht und das Wasser auf dem neuen künstlichen Wege leichter entweicht als durch den ursprünglichen natürlichen Abfluß.

Manche Kiesschichten haben am oberen Ende keinen natürlichen Zufluß, während sie unten geöffnet sind. Wenn in solche zufälligerweise oder absichtlich durch Eröffnung einer Zuleitung Wasser eindringt, so werden sie dieses leicht aufnehmen und abführen. Dasselbe geschieht auch in anderen Schichten, wenn die Abflußfähigkeit größer ist als die zugeführte Wassermenge. Dieses sind die ableitenden Schichten, die sehr geeignet sind, einen Zweck zu erfüllen, welcher dem der gewöhnlichen Brunnen gerade entgegengesetzt ist. Bisweilen findet man wasserleitende und ableitende Schichten in verschiedener Tiefe übereinander. Liegt die

letztere tiefer als die erste, so wird ein Brunnen, der durch diese gespeist wird, bei einer Vertiefung bis zu jener versiegen. Wenn dagegen die wasserleitende Schicht unter der ableitenden liegt, muß man die Brunnenwandungen durch diese wasserdicht hindurchführen, um aus jener Wasser zu erhalten. Endlich kommt es gar nicht selten vor, daß zwei verschiedene wasserleitende Schichten durch eine undurchlässige Schicht getrennt übereinander liegen. In den Gebirgsformationen ist die Bildung der Quellen zuweilen besonders auffallend, insofern einige Gebirgsarten dem Wasser einen noch weit leichteren Durchfluß gestatten als Kiesablagerungen. Besonders ist das bei klüftigem Kalk, dann auch bei manchen Sandsteinarten der Fall. Es entstehen dort bisweilen vollständige Wasserleitungen, und indem die Spalten in dem Kalkstein durch das hindurchfließende Wasser fortdauernd erweitert werden, sogar weit ausgedehnte unterirdische Bach- und Flußbetten. Solche unterirdische Strömungen geben sich auf mancherlei Art zu erkennen, so z. B. durch das Einstürzen der Oberfläche, welches erfolgt, wenn die Höhlungen sich zu stark verbreiten, durch das plötzliche Hervorbrechen sehr starker Quellen oder durch das Verschwinden von Bächen oder Flüssen.

Beispiele. Die Pader entspringt am Fusse des Domhügels in Paderborn. Auf einer Fläche von etwa 3 ha bricht eine Wassermenge von etwa $7 \frac{\text{cbm}}{\text{Secunde}}$ hervor.

Die Quelle der Lippe tritt bei Lippspringe in einem Weiher von kaum 20 a Größe zu Tage und ist so stark, daß sie sofort eine Mühle treibt.

Die Drome in der Normandie verschwindet bald nach ihrem Entstehen in einer weiten Wiese und kommt später als starker Bach wieder hervor. Die Guadiana verliert sich in der Provinz La Mancha in Spanien, nachdem sie schon 60 km geflossen ist und kommt erst 30 km unterhalb wieder zum Vorschein.

Manche dieser in den Erdboden verschwundenen Wasserläufe kommen überhaupt nicht wieder an die Oberfläche, sondern ergießen sich direct in das Meer, wo bisweilen noch in großer Entfernung von der Küste Quellen süßen Wassers hervorbrechen. Starke Süßwasserquellen auf dem Meeresgrunde finden sich u. a. im Persischen Meerbusen, bei Spezzia, in den Häfen von Tarent und Cataro, ferner südlich von St. Augustine, wo das Quellwasser bis über den Meereswasserspiegel hinaus hervorsprudelt.

Das Quellwasser kommt oft aus sehr bedeutenden Tiefen. So wird ein Theil des Trinkwassers für Wilhelmshaven dicht an der Nordseeküste aus Schichten gewonnen, welche etwa 200 m unter dem Meeresspiegel liegen, und bei Memel wurde nahe der Ostsee fast 230 m unter dem Meeresspiegel Wasser erbohrt, welches 10 m

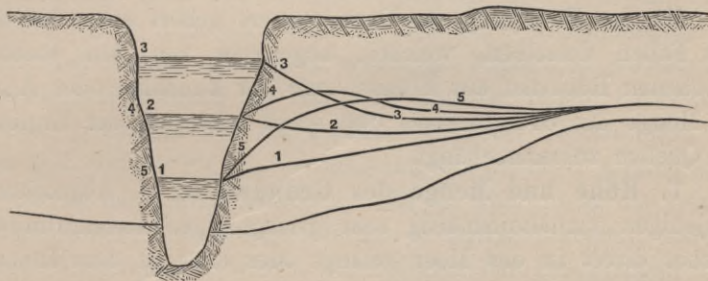
hoch über Bodenoberfläche in einer Menge von 350 l je Minute ausströmte. Der Brunnen auf dem Herbert-Platz in Paris ist sogar 720 m und derjenige im Stadtwäldchen zu Budapest 970 m tief. Warme und heisse Quellen kommen namentlich in vulkanischen Gegenden vor.

6. Bewegung des Grundwassers. Die Beschaffenheit und Lage der wasserführenden Schichten, in denen sich das Grundwasser abwärts bewegt, entzieht sich der äusseren Beurtheilung und kann im allgemeinen nur durch Bohrungen ermittelt werden. Sie ist also stets mehr oder weniger unbekannt und ebenso steht es um die Richtung des Abflusses, die Gröfse der Abflussmenge und die Oberflächengestaltung der undurchlässigen Schicht, welche gewissermassen das Bett des Grundwasserstromes bildet. Für die Aufstellung einer Theorie der unterirdischen Strömungen reichen die in einzelnen Fällen gemachten Beobachtungen nicht aus und selbst wenn eine solche Theorie zu Grunde gelegt werden könnte, würde sie doch höchst selten practisch anwendbar sein. Man hat freilich versucht, Formeln für das Gefälle des Grundwasserspiegels und die Geschwindigkeit der Grundwasserströmung aufzustellen und den Versuchen anzupassen, doch mufs das Verfahren noch als verfrüht und deshalb willkürlich bezeichnet werden, ja sogar als schädlich; weil es einem noch unbekanntem Gegenstande einen falschen wissenschaftlichen Anschein verleiht. Nur ganz allgemein läfst sich annehmen, dafs die Geschwindigkeit unter sonst gleichen Umständen ungefähr in gleichem Verhältnifs mit dem Gefälle sich ändert, also beispielsweise auf das Doppelte oder Dreifache anwächst, wenn das Gefälle des Grundwasserspiegels die doppelte oder dreifache Gröfse erhält. Auf die Bewegungsrichtung des Grundwassers läfst sich häufig aus der Gestaltung des Geländes und der natürlichen Wasserläufe schliessen, auf die Reichhaltigkeit der Grundwasserströmung aus den zu Tage tretenden Quellen oder aus der Wasserzunahme von Flüssen und Seen. Gewifsheit kann man aber nur durch Versuchsbrunnen und deren Beobachtung erhalten.

Um die Geschwindigkeit der Grundwasserströmung kennen zu lernen, hat Thiem zwei Versuchsbrunnen in der muthmafslichen Strömungsrichtung angelegt und in den oberen Kochsalz eingebracht, welches von dem Wasser begierig aufgenommen wird und durch chemische Untersuchung leicht nachgewiesen werden kann, überdies nicht gesundheitsschädlich ist. Indem in kurzen Zwischenräumen dem unteren Brunnen Proben entnommen wurden, konnte man Schlüsse auf die Geschwindigkeit der Grundwasserströmung ziehen. Dafs letztere im Vergleich mit den Geschwindigkeiten des in offenen Betten

fließenden Wassers fast stets sehr gering ist, kann aus den Erfahrungen beim Reinigen des Wassers im Filterbecken geschlossen werden, ferner giebt die Verspätung bei dem Fallen und Steigen des Grundwassers in der Nähe von Flußbetten einen Beurtheilungsmaßstab. Wo nämlich Flüsse vom Grundwasser gespeist werden, was überall der Fall ist, wo das Flußbett die wasserleitende Schicht zertheilt und bis in die undurchlässige Schicht eingeschnitten ist, da ist der Grundwasserstand im Beharrungszustande höher als der Wasserspiegel des Flusses und gewöhnlich erhebt er sich mit der Entfernung vom Ufer ziemlich schnell über denselben. Schwillt nun der Fluß plötzlich an, so wird das Grundwasser zurückgestaut, es kann aber nur langsam folgen und so bildet sich in der Nähe des Ufers ein entgegengesetztes Gefälle, wobei das Steigen des Grundwassers je

Abb. 1.



nach dem Abstände vom Ufer noch mehr oder weniger lange andauert, wenn die Anschwellung im Flusse schon vorüber und daher bereits im Sinken ist. Abb. 1 veranschaulicht diesen Vorgang und zeigt zugleich, wie die Veränderungen des Grundwassers mit dem Abstände vom Flusse immer geringer werden. 1 bis 5 sind aufeinanderfolgende Grundwasserprofile vom Beginn der Anschwellung im Flusse bis zu ihrem Ende. Derartige Beobachtungen, welche zwischen dem Fuhsecanal und der Aller angestellt wurden, ergaben, daß bei einer Anschwellung der Aller im April 1886 der höchste Wasserstand

in 50 m Abstand vom Ufer	4 Tage	} später eintrat als in dem Flusse
„ 140 m „ „	5 „	
„ 351 „ „ „	10 „	

Wie langsam sich das Grundwasser bewegt, giebt sich auch dadurch zu erkennen, daß viele Quellen erst geraume Zeit nach einem Regen sich verstärken und daß bei neuen Brunnen erst nach Monaten und

selbst nach Jahren der umgebende Sand rein ausgewaschen ist, worauf sie brauchbares Wasser geben. Im allgemeinen ist die Geschwindigkeit von 1 m in der Stunde schon als reichlich anzusehen und häufig beträgt sie kaum 1 m täglich, während in den muldenförmigen Erweiterungen der durchlässigen Schichten, den sog. Grundwasserbecken, eine eigentliche Strömung ebenso wenig wie in den oberirdischen Seen stattfindet. Uebrigens wächst die Geschwindigkeit mit dem Gefälle und in stark geneigten wasserleitenden Schichten kommen wahrscheinlich Geschwindigkeiten bis zu 2 m in der Secunde oder 180 m in 24 Stunden vor, ähnlich wie innerhalb der Absenkungsweite eines Brunnens. In förmlichen Spalten und Klüften fließt das Wasser natürlich in gleicher Weise wie in oberirdischen Betten. Die Beobachtungen des Grundwassers werden entweder in offenen Brunnen oder besser mittels besonderer Standröhren von 0,10 m l. W. mit Schwimmermafsstab vorgenommen.

Zu der Bewegung des Grundwassers gehört auch das Steigen und Fallen desselben, welches, abgesehen von dem soeben besprochenen Rückstau aus Flüssen, mit der Zunahme oder Abnahme der Menge des Grundwassers und somit auch mit der Ergiebigkeit der Quellen zusammenhängt.

7. Höhe und Menge des Grundwassers. Abgesehen von demjenigen verhältnismäfsig sehr geringfügigen Tiefengrundwasser, welches direct in das Meer gelangt oder etwa in dem Innern der Erde verbleibt, gelangt alles Grundwasser durch die Quellen in die offenen Gewässer des Festlandes. Die Bäche, Flüsse und Seen werden nicht blofs durch das ihnen oberirdisch zufließende Wasser, sondern zu einem sehr erheblichen Theile und manche fast ausschließlich durch Grundwasser gespeist. Nun lassen sich die Wassermengen der genannten Gewässer ziemlich genau durch Messung und Berechnung feststellen und man erhält dadurch einen Mafsstab für die Beurtheilung der in bestimmten Gebieten abfließenden Grundwassermengen. Wenn beispielsweise ein Fluß bei A 5 cbm und an der unterhalb gelegenen Stelle B 8 cbm in der Secunde abführt und zwischen A und B nur 0,5 cbm durch offene Zuflüsse erhält, so ist leicht zu ersehen, dafs ihm 2,5 cbm durch Grundwasser innerhalb jener Strecke zufließen müssen. Aehnlich verhält es sich bei einem See, dessen Abfluß- und Zuflufsmengen bekannt sind. Der Unterschied beider ist seine Grundwasserspeisung, wobei man aber, wenn es sich um die Berechnung für einen längeren Zeitraum handelt, die auf die Oberfläche des Sees selber entfallende Niederschlagsmenge abziehen und die Verdunstung hinzufügen mufs. Diese Aufgaben

sind daher ziemlich einfach zu lösen. Schwieriger ist die Frage nach der auf die Flächeneinheit, z. B. auf 1 qkm entfallenden Ergiebigkeit der Grundwasserströmung zu beantworten, weil, wie schon früher hervorgehoben wurde, die Neigungsverhältnisse der wasserleitenden Schichten im allgemeinen unbekannt sind und die Wasserscheiden des Grundwassers keineswegs immer mit denen des Oberflächenwassers übereinstimmen. Indessen sind doch bedeutende Verschiedenheiten der oberirdischen und unterirdischen Abflussgebiete nicht als Regel, sondern eher als Ausnahmen anzusehen und bei einiger Aufmerksamkeit wird sich in gewöhnlichen Fällen beurtheilen lassen, ob solch ein Ausnahmefall vorliegen und besondere Untersuchungen erforderlich machen dürfte.

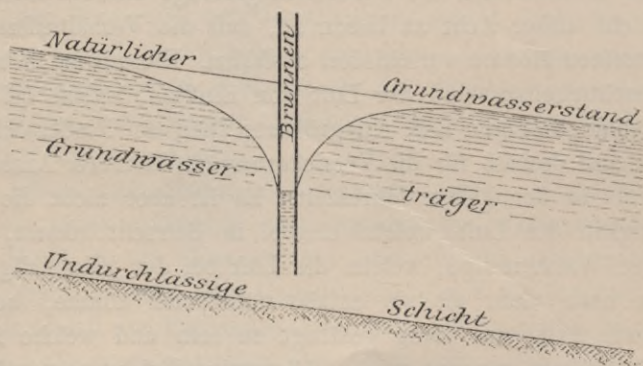
Die Frage nach der Ergiebigkeit des Grundwassers ist insbesondere für Wasserversorgungszwecke von Wichtigkeit und man pflegt sie nach Hundertsteln der Niederschlagsmenge auszudrücken, wobei aber nicht außer Acht zu lassen ist, daß die Verhältniszahlen für die einzelnen Monate verschieden ausfallen. Hierauf ist insbesondere der Feuchtigkeitszustand der Luft von Einfluß, indem bei warmer und wenig gesättigter Luft ein größerer Theil der Niederschläge verdunstet und deshalb für die Versickerung ein kleinerer Antheil übrig bleibt als in der kalten Jahreszeit. Es ist aber nicht die relative Feuchtigkeit der Luft, welche hierbei in Betracht kommt, sondern diejenige Wassermenge, welche die Luft bei der jedesmaligen Temperatur noch mehr als sie enthält aufnehmen könnte, welche ihr also noch fehlt, um völlig gesättigt zu sein und welche ihr Sättigungsdeficit genannt wird. Allgemeine Erfahrungsregeln lassen sich über den Zusammenhang zwischen Sättigungsdeficit und Regenhöhe einerseits, mit der Ergiebigkeit des Grundwassers im Verhältniß zu der Regenhöhe andererseits nicht aufstellen, und es ist sogar zuverlässiges Beobachtungsmaterial darüber fast gar nicht vorhanden. Am geringsten pflegt die Grundwassermenge nach vorangegangener langandauernder Kälte im Januar und Februar sowie nach langer Trockenheit im August und September zu sein.

Leichter als die Veränderungen der Menge des Grundwasserstromes lassen sich die Schwankungen der Höhe des Grundwasserstandes beobachten, wozu man sich der vorstehend in Art. 6 erwähnten Standröhren bedient. Die Tiefe des Grundwasserstandes unter der Bodenoberfläche ist von sehr großer Bedeutung für die Vegetation, ferner haben die Schwankungen desselben einen großen Einfluß auf die landwirthschaftlichen und gesundheitlichen Verhältnisse. Durch hochstehendes Grundwasser wird der Boden kalt und

ertraglos, wohl gar sumpfig und durch Fieberluft gesundheitsschädlich. In bewohnten Orten hat das Sinken des Grundwassers häufig ungesunde Zeiten mit Neigung zum Auftreten des Typhus durch Zersetzung der feucht gebliebenen fäulnisfähigen Bestandtheile des Bodens zur Folge. Deshalb muß man dahin streben, den Grundwasserstand der Städte möglichst unveränderlich zu machen, wozu zweckmäßig angelegte Drainirungen und Stauanlagen wesentlich beitragen können.

Während das Grundwasser gewöhnlich in die Bäche und Flüsse abfließt und demgemäß höher als deren Wasserspiegel liegt, kommt auch der umgekehrte Fall vor. Namentlich in Gebirgsgegenden fließen kleinere Wasserläufe oft in einem durchlässigen Gelände

Abb. 2.



streckenweise hoch über dem Spiegel des Grundwassers und sie geben dann, anstatt durch Grundwasser gespeist zu werden, Sickerwasser an letzteres ab. Noch häufiger geschieht dies bei künstlichen Wasserläufen, als Schiffahrts- und Bewässerungscanälen.

Durch Entnahme von Grundwasser, z. B. aus Brunnen, wird eine örtliche Senkung des Grundwasserspiegels herbeigeführt. Die Absenkungshöhe unter dem ungesenkten Wasserspiegel nimmt mit dem Abstände von der Entnahmestelle ziemlich schnell ab und man hat gefunden, daß die Absenkungscurve parabelartig ist, wie Abb. 2 veranschaulicht. Je größer die Absenkungstiefe an der Entnahmestelle ist, desto mehr Wasser fließt daselbst zusammen, desto ergiebiger ist also der Brunnen und so bietet die probeweise Entnahme aus Versuchsbrunnen, wenn neben der Wassermenge auch die jedesmalige Absenkung gemessen wird, ein Schätzungsmittel für

die Ergiebigkeit des Grundwasserstromes. Man muß aber die Versuche längere Zeit fortsetzen und darf nicht außer Acht lassen, daß die Ergiebigkeit nicht alle Zeit gleich groß ist und daß ferner die Reichhaltigkeit der Quellen bei ihrer ersten Eröffnung am größten zu sein pflegt.

Wenn auch die unterirdisch abfließenden Wassermengen nicht so große Schwankungen aufweisen als die oberirdischen, so sind doch die Unterschiede oft recht bedeutend. Am deutlichsten zeigt sich dies in der Ergiebigkeit der Quellen. So z. B. schwankt die Wiener Hochquellenleitung bei einer mittleren Ergiebigkeit von 1000 sl zwischen 2880 und 280 sl, die Pfaffenbornquellen, welche zur Wasserversorgung von Wiesbaden nutzbar gemacht sind, ergeben 103 bis 8, im Mittel 51 sl und manche Quellen versiegen in trockenen Zeiten ganz. Von Einfluß auf die Größe dieser Schwankungen dürfte neben den Veränderungen der Sickerwassermenge auch die mehr oder weniger große Masse der wasserleitenden Schicht als des Grundwasserträgers sein, dessen Inhalt einem Schwamme vergleichbar mehr oder weniger ausgleichend wirkt.

Von Interesse sind ferner einige äußere Merkmale, woraus man auf das Vorhandensein von Grundwasser schließen kann. Als solche sind zu nennen das Fehlen von offenen Wasserläufen oder deren spärliches Vorkommen, die geringe Anschwellung kleiner Wasserläufe nach starkem Regen, die durchlässige Beschaffenheit des Bodens an der Oberfläche und das Vorkommen von Quellen am Fusse von Abhängen oder am Rande tief eingeschnittener Wasserläufe. Die Grundwasserträger finden sich vorzugsweise in den Flufsthälern und verlassenen Flußbetten, zwischen Berghängen und Niederungen sowie in großen Mulden. Diejenigen Stellen, wo das Grundwasser der Oberfläche nahe ist, sind oft durch das Vorkommen von Binsen und anderen Sumpfpflanzen zu erkennen.

Näherungsweise läßt sich die Menge des in einer geschlossenen Kiesschicht abfließenden Grundwassers aus seiner Geschwindigkeit, dem Querprofil des Grundwasserträgers und der Verhältniszahl der darin enthaltenen Hohlräume einschätzen.

Es sei z. B. die Dicke der wasserführenden Schicht = 3 m, der Inhalt ihrer Hohlräume = 30 Hundertstel und die Geschwindigkeit des Grundwasserstromes = 15 m täglich. Dann ist auf 100 m Breite des letzteren, quer zur Strömungsrichtung gemessen, der reine Wasserquerschnitt

$$100 \cdot 3,0 \cdot 0,30 = 90 \text{ qm,}$$

die Geschwindigkeit = 15 m in 24 Stunden, also die Wassermenge
 $90 \cdot 15 = 1350$ cm³ täglich
 oder, da der Tag 86 400 Secunden hat,

$$\frac{1350}{86400} \cdot 1000 = 15,6 \text{ sl.}$$

Die in den wasserführenden Schichten vorhandenen Hohlräume betragen durchschnittlich 25 bis 30 % des Rauminhaltes, wenn aber die Schicht aus Sand oder Kies von sehr gleichmäßiger Korngröße besteht, so sind die Hohlräume größer und betragen rechnermäßig etwa 48 % unabhängig von der Größe der Körner. Sind dagegen Körner von verschiedenen Größen durcheinander gemischt, so vermindern sich die Hohlräume bis unter 20 %.

8. Beschaffenheit des Wassers. Das Grundwasser ist niemals chemisch rein, weil schon das Regenwasser stets Bestandtheile der Luft und deren Beimischungen aufgelöst enthält. Solche sind außer Sauerstoff und Stickstoff vornehmlich Kohlensäure. Im Innern der Erde sind der auflösenden Kraft des luft- und kohlenstoffhaltigen Regenwassers besonders die fast überall vorkommenden kalk- und mergelhaltigen Erdarten zugänglich, sodann finden sich im Grundwasser häufig Eisenverbindungen und Kochsalz. Wenn die obere Bodenschicht verunreinigt ist, was in den meisten Städten der Fall ist, so nimmt das Wasser beim Durchsickern auch organische Stoffe auf, doch wird der größte Theil dieser fäulnisfähigen Verbindungen bei der späteren Sickerung durch reine Bodenschichten wieder umgewandelt und unschädlich gemacht. Von schwebenden Beimengungen ist aber das Grundwasser gewöhnlich frei, da die wasserleitenden Schichten wie ein Filter wirken.

Man nennt das Wasser hart oder weich je nach seinem Gehalt an Kalk oder Magnesia und man bezeichnet diesen Gehalt nach Härtegraden. Ein deutscher Härtegrad entspricht einem Gewichtstheil Kalk oder 0,7 Gewichtstheilen Magnesia auf 100 000 Gewichtstheile Wasser (10 g Kalk oder 7 g Magnesia auf 1 cbm). Weiches Wasser hat unter 10, hartes über 20 Härtegrade; gutes Trinkwasser muß 18 bis 20 Grad Härte, 9 bis 12 ° C. Wärme haben und etwas Sauerstoff und Kohlenstoff enthalten. Zur Bestimmung des Härtegrades benutzt man am bequemsten eine titrirte Seifenlösung; je härter das Wasser ist, desto mehr Seifenlösung wird verbraucht, bis nach kräftigem Schütteln sich Schaum bildet. Das Grundwasser ist häufig hart und da es außer dem Kalk noch andere Mineralstoffe enthält, so ist leicht zu ersehen, daß es dem Boden sehr bedeutende Mengen von gelösten Stoffen ent-

ungenügend Beispiel gew ≈ 1
 1 dm = 1000 cdm
 1 cdm = 1000 cem = 1000 gr
 1 cbm = 1000 000

gelöste Stoffe 104 gr = $\frac{104}{10000} \% = 0,0104\%$
 fäuln. 91 gr = $\frac{91}{10000} \% = 0,0091\%$

23

zieht. Auch das Flufswasser ist an solchen reicher als gewöhnlich vermuthet wird. Beispielsweise wurden in 1 cbm Elbwasser 91 g schwebende und 104 g gelöste Stoffe gefunden und es war also die Menge der letzteren größer als die Menge der Sinkstoffe.

Die schwebenden Theilchen oder Sinkstoffe geben dem Wasser ein trübes Ansehen und machen sich dadurch schon äußerlich erkennbar. Schon 1 g geschlämmter Thon in 1 cbm trübt das Wasser, während ganz klares Wasser reich an gelösten Stoffen sein kann. Die Menge und Beschaffenheit der Sinkstoffe ist in dem Flufswasser außerordentlich verschieden. Bei Hochwasser überwiegen die von den Uferabbrüchen herstammenden Geschiebemassen, und bei Niedrigwasser machen sich die schlammigen Verunreinigungen durch Abwässer in stark bevölkerten und industriereichen Gegenden oft sehr bemerkbar. Besonders nachtheilig sind die Schmutzstoffe, wenn sie in Fäulniß übergehen, während sie in frischem Zustande gesundheitlich weniger bedenklich sind. Durch die Fäulniß werden Schwefelwasserstoff, Ammoniak und andere Zersetzungsproducte gebildet, welche giftig sind und außerdem noch dadurch nachtheilig wirken, daß sie dem Wasser den vorhandenen Sauerstoff entziehen. Ein solcher Vorgang (Reductionsproceß) tritt bisweilen plötzlich ein und dann sterben die Fische, indem ihnen das nöthige Lebenselement genommen wird.

Durch künstliche Reinigung lassen sich die schwebenden Stoffe ziemlich vollständig ausscheiden, wobei neben sonstigen Fällungsmitteln durchweg Kalk im Ueberschuß angewendet wird. Die in Lösung enthaltenen Stoffe sind dagegen sehr viel schwieriger zu beseitigen, und es gelingt dieses in der Hauptsache nur so weit, als die organischen Stoffe im Erdboden oxydirt, und die mineralischen von den Pflanzen aufgenommen werden, also durch Berieselung. Bei der Oxydation der organischen Kohlenstoff-, Schwefel- und Stickstoffverbindungen in dem Boden scheint die Thätigkeit von kleinsten Lebewesen (Mikroorganismen, Bacterien usw. genannt) eine nützliche Rolle zu spielen und in ähnlicher Weise dürfte auch die Selbstreinigung der Flüsse zustande kommen. Daß eine solche stattfindet, ist durch zahlreiche Versuche festgestellt worden; ein wirksames chemisches Fällungsmittel für gelöste Fäulnißstoffe ist dagegen noch nicht aufgefunden. Man kann nur den Nachtheilen der Zersetzung durch künstliche Mafregeln entgegenwirken, und unter diesen ist die Zuführung von Luftsauerstoff am wichtigsten.

Die innige Berührung mit der atmosphärischen Luft ist ferner ein wirksames Mittel, um das Wasser weicher zu machen und seinen

Eisengehalt zu vermindern. Der letztere macht das Wasser wegen der sich bildenden rothbraunen Niederschläge für viele Benutzungszwecke unbrauchbar. Das sogenannte Enteisenungsverfahren, welches in einer Durchlüftung mit nachfolgender Filterung besteht, hat sich als ein wirksames Mittel erwiesen und die Benutzung des Grundwassers für Wasserversorgungsanlagen hat dadurch erhöhte Bedeutung gewonnen.

Zweiter Abschnitt.

Wassergewinnung.

9. Cisternen. Wo der Boden entweder kein Wasser giebt oder der sumpfige und vielleicht mit Seewasser durchzogene Grund alle Brunnen mit unbrauchbarem Wasser speist, ist die Auffangung und Aufbewahrung des Regenwassers in Cisternen das einfachste Mittel zur Versorgung mit Wasser. Man findet sie daher häufig in Marschgegenden, ferner in klüftigem Felsgelände, wo das Grundwasser in unerreichbare Tiefen versinkt. Die Cisternen haben das Regenwasser von den Dächern, auch wohl von gepflasterten Höfen aufzunehmen. Sie bestehen aus wasserdichten und gewöhnlich überwölbten Behältern, die so tief im Boden liegen, daß weder Frost noch Sonnenwärme eindringt. Sie müssen mit Vorrichtungen zur Zuleitung, Reinigung und Entnahme des Wassers versehen und so groß sein, daß sie den Bedarf für regenlose Zeiten, womöglich für einige Monate fassen können. Im österreichischen Küstenlande gilt als Regel, daß der in den Cisternen zu sammelnde Vorrath für 4 bis 6 Monate ausreichen soll. Man kann annehmen, daß 80 Hundertstel der Regenhöhe von den Dachflächen und 60 Hundertstel von den Höfen in die Cisterne gelangen, dies giebt beispielsweise bei 100 qm Dachfläche, 200 qm Pflaster und 60 cm Regenhöhe jährlich

$$\frac{60}{100} \left\{ 0,80 \cdot 100 + 0,60 \cdot 200 \right\} = 120 \text{ cbm}$$

was bei 15 l Tagesbedarf auf den Kopf für 22 Personen ausreichen würde.

Die auf solche Weise zu gewinnende Wassermenge ist also recht bedeutend. Nimmt man an, daß zu häuslichen Zwecken n l für den Kopf und Tag gebraucht werden, so berechnet sich die für jeden Einwohner erforderliche Dachfläche in qm bei h cm Regenhöhe aus der Gleichung

$$\frac{0,80 \cdot h x}{100} = \frac{365 \cdot n}{1000}$$

zu

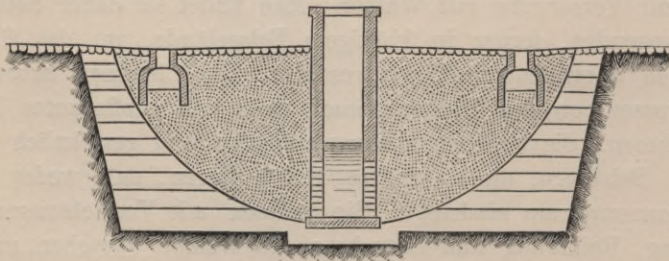
$$x = 45,6 \cdot \frac{n}{h} \text{ qm}$$

und für

$$n = 20 \text{ l, } h = 60 \text{ cm ist } x = 15,2 \text{ qm.}$$

Wasserdichtigkeit ist bei einer Cisterne das erste Erfordernis und muß sowohl gegen Versickern von innen nach außen als gegen Durchsickern von außen nach innen vorhanden sein. Deshalb ist große Sorgfalt hinsichtlich der Fundierung, um der Entstehung von Rissen vorzubeugen, und bei der Ausführung des Mauerwerks geboten. Die Cisternen werden am besten massiv in Cementmörtel hergestellt; die Innenseiten erhalten einen sehr sorgsam herzustellenden glatten Cementputz, auch die Außenseiten werden gewöhnlich verputzt. Für die Um- und Ueberfüllung ist fetter Thonboden am besten

Abb. 3.



geeignet, letztere mindestens 0,50 m stark zu machen. Für die Lage ist ein schattiger doch nicht dumpfer Ort im Freien zu wählen. Das beste Wasser liefern Schieferdächer; das Wasser von Strohdächern ist selten gut und das von Pappdächern gesammelte für Genufszwecke unbrauchbar. Es ist zweckmäßig, das erste Wasser beim Beginn des Regens nicht in die Cisterne gelangen zu lassen und am Einlauf ein Gitter und einen Fangkasten anzubringen, auch zur Sicherheit gegen Ueberfüllung einen Ueberlauf vorzusehen. Bei guter Anlage geben die Cisternen ein recht brauchbares weiches Wasser.

Häufig hat man noch besondere Filtereinrichtungen getroffen. So ist bei der venetianischen Cisterne, welche vor Einrichtung der Wasserleitung in Venedig üblich war, in der Mitte des Cisternenraumes ein Brunnenkessel vorhanden, dessen unterstes Stück durchbrochene Wandungen hat (Abb. 3). Der übrige Raum ist mit Sand angefüllt, und das auf die Oberfläche des Sandes geleitete Wasser muß die ganze Höhe der Filterschicht durchsickern, um in den inneren Brunnenkessel zu gelangen, aus welchem es durch Aus-

schöpfen oder Auspumpen entnommen wird. Die Sandschüttung gewährt hierbei den Vortheil, daß das Wasser nicht bloß filtrirt, sondern auch zurückgehalten wird, sodafs es nur nach und nach in den Brunnenkessel gelangt. So lange es aber in den Zwischenräumen des Sandes bleibt, ist es vor Verunreinigung und vor der Bildung eines organischen Lebens geschützt. Diese Cisterne giebt also, ähnlich den natürlichen Quellen, immer reines und frisches Wasser und versiegt niemals ganz.

In amerikanischen Cisternen wird der fehlende Filtersand häufig durch einen freistehenden, zum Reinigen und Auswechseln eingerichteten Filterkorb ersetzt, in welchen das Saugrohr der Pumpe hineinreicht. Ausgedehnte Cisternenanlagen kommen im Carstgebiet in Dalmatien vor, wo z. B. auf einer steilen Thallehne eine 15000 qm große Fläche zur Auffangung des Regenwassers hergerichtet ist und 80 Hundertstel der Regenmenge gewonnen werden.

10. Kesselbrunnen. Das gewöhnlichste Mittel zur Wasserbeschaffung ist der Kesselbrunnen, ein lothrecht bis unter den tiefsten Stand des Grundwassers hinabgeführter und durch den Brunnenmantel gegen Einsturz gesicherter Schacht. Derselbe erhält gewöhnlich 1 bis 1,5 m lichten Durchmesser und einen massiven Mantel aus Ziegelmauerwerk, wozu man passend geformte Brunnensteine verwendet. Es sind aber auch Formstücke aus Cementbeton, welche als ringförmige Trommeln bis zu 2 m Höhe und 1,5 m Lichtweite bei etwa 10 cm Wandstärke fabrikmäßig angefertigt werden, ferner lagerhafte Bruchsteine und Werkstücke im Gebrauch. Hölzerne Brunneneinfassungen sind nicht zu empfehlen, weil sich in der Höhe des wechselnden Wasserstandes Algen und Pilze bilden und zahlreiche kleine Lebewesen entwickeln. Trockenmauerwerk muß wenigstens in den oberen Schichten vermieden werden, um das Durchsickern von unreinem Wasser zu verhindern. Zu diesem Zwecke muß auch die Außenseite des Mantels mit einem Thonschlage entsprechend tief umgeben, und die obere Abdeckung etwas über die Bodenoberfläche gelegt, letztere in der näheren Umgebung des Brunnens abgepflastert werden. Die Nähe von Abtritt- und Schwindgruben, Pfützen, Berdigungsstätten sowie Abwässer- und Gasleitungen ist zu vermeiden.

Der Brunnen muß so tief hinunter reichen, daß er bei dem tiefstem Stande des Grundwassers noch wenigstens 1,0 bis 1,5 m Wassertiefe hat. Bei starker Wasserentnahme sinkt aber der Grundwasserstand in der Nähe des Brunnens, weshalb zur Ermittlung der Absenkung und der Ergiebigkeit längeres Probepumpen unbedingt erforderlich ist. Eine zu große Tiefe ist zu vermeiden, weil sonst

die Erneuerung des Wassers zu langsam vor sich geht und dieses absteht, andererseits ist eine zu geringe Tiefe wegen Auflockerung der Sohle nachtheilig. Die Brunnenweite richtet sich theils nach dem Tagesbedarf, theils nach dem für aufsergewöhnliche Fälle nöthigen Wasservorrath; Strafsenbrunnen, die für Feuerlöschzwecke gebraucht werden, dürfen nicht unter 1,5 m Weite erhalten.

Um der Gefahr einer Aufwühlung der Sohle zu begegnen, ist letztere bei sehr feinkörnigem Boden mit einer starken Lage grobkörnigen Materials zu beschütten. Alsdann ist eine Auflockerung selbst bei 4 bis 6 sl Zuflufs für 1 qm Bodenfläche nicht zu befürchten. Gewöhnlich wird aber nur auf 0,3 bis 0,6 sl oder täglich 25 bis 50 cbm zu rechnen sein, während andererseits Brunnen, welche im Kies oder Gerölle von Flufsthälern stehen, unter besonders günstigen Umständen 6 sl oder 500 cbm täglich je qm Brunnensohle liefern können.

Häufig wird dem Wasser auch durch Oeffnungen in den Brunnenwandungen Zutritt gelassen, indem man entweder offene Stofsfugen oder Lochsteine anwendet oder Drainröhren einlegt. Um hierbei das Eindringen von feinem Sande zu verhindern, hat man die Lochsteine als Formstücke construiert, die mit Kies von verschiedener Korngröfse gefüllt wurden. Endlich hat man zu dem gleichen Zwecke dem Brunnen noch einen äufseren Mantel gegeben und den Zwischenraum zwischen beiden Mänteln mit gesiebttem Kies ausgefüllt. Diese zuerst von Gill ausgeführten Brunnen haben den Namen Filterbrunnen erhalten.

Die Ausführung der Brunnen erfolgt entweder in einer wasserfrei gehaltenen Baugrube, was aber bei starkem Wasserandrang schwierig oder gar unmöglich wird, oder durch Absenkung. Die Senkbrunnen werden in solcher Weise hergestellt, dafs man bis nahezu auf Grundwasser gräbt, dann einen in sich fest verbundenen hölzernen Brunnenkranz aus zwei oder mehr Bohlenlagen verlegt und auf diesem den massiven Brunnenkessel vorläufig etwa 2 m hoch aufmauert. Durch Abgraben im Innern senkt man diesen Theil so weit, bis der Kranz unter Wasser liegt und führt alsdann die Mauer weiter auf, wobei oben eine Rüstung aufgebracht und von dieser aus der Bodenaushub mit einem Sackbohrer oder in geeigneter anderer Weise — mit indischer Schaufel, Kettenbagger, Sandpumpe u. dergl. — fortgesetzt wird, während zugleich der Kessel sich entsprechend senkt. Zur Erleichterung der Senkung belastet man die Rüstung und durch wiederholtes Aufmauern kann man den Brunnen bis zu grofsen Tiefen herabführen, ohne ein Ausschöpfen vornehmen zu müssen.

Um den Mantel gegen Zerreißen infolge von ungleichmäßigem Setzen zu sichern, empfiehlt es sich, in Abständen von 3 bis 4 m, bei größeren Kesselweiten schon alle 2 m Zwischenkränze oder eiserne Platten einzulegen. Bisweilen werden die Zwischenkränze, welche übrigens nur im unteren Theile des Mantels nöthig sind und bei Tiefen unter 10 m gewöhnlich ganz entbehrt werden können, mit dem unteren Brunnenkranze durch eiserne Anker verbunden. Zur Verminderung der Reibung an dem Brunnenmauerwerk läßt man die Kränze 2 bis 3 cm nach aufsen vortreten. Große Brunnen erhalten Kränze von Eisen oder mit eiserner Schneide. Die Mantelstärke beträgt bei den Brunnen unter 3 m Weite gewöhnlich nur ein Stein.

Die Wasserentnahme erfolgt bei kleinen Brunnen häufig durch Schöpfen mit einem Eimer. Der Brunnenmantel wird alsdann bis zur Brusthöhe über Bodenoberfläche hochgeführt und der Eimer an einer Kette befestigt, welche über eine Kurbelwelle gewickelt wird, während ein kleines Häuschen den Ueberbau bildet. In mancher Hinsicht noch bequemer ist der Ziehbrunnen, bei welchem der Eimer an einem schlagbaumartigen Gerüst hängt und um den Aufhängepunkt beliebig bewegt werden kann, der aber nur für geringe Tiefen anwendbar ist. Für Tiefen bis zu etwa 25 m sind die sogenannten Norien vielfach in Anwendung und sie haben besonders in früherer Zeit bei den Bewässerungsanlagen in den südeuropäischen Ländern eine wichtige Rolle gespielt. Indessen ist bei ihnen die zu bewegende todte Last ziemlich groß, und es sind die in neuerer Zeit sehr verbesserten Pumpen als die vollkommeneren Anlagen zu bezeichnen.

Bis 7 m Hubhöhe genügt eine gewöhnliche, auf die Abdeckung zu stellende Handpumpe, und bis 12 m kommt man mit einer Saug- und Hubpumpe aus, deren Stiefel unter den Pfosten gestellt wird. Tiefere Brunnen müssen eine Druckpumpe erhalten und man betreibt sie bei kleineren Anlagen durch Hand mit Kurbelvorgelege, bei größeren durch Maschinenkraft.

Tiefe Brunnen werden in neuerer Zeit häufig mit eisernem Mantel hergestellt. Dieser hat den Vorzug, daß sich in den Wandungen eine größere Gesamtfläche der Oeffnungen als bei steinernem Mantel anbringen läßt. Ein Nachtheil ist die Rostbildung, welche jedoch bei dauernd großer Wasserentnahme nicht ins Gewicht fällt. Der Mantel besteht aus gußeisernen Ringen (Tubbings) von etwa 1 m Höhe, welche aufeinander geschraubt werden und sich bequem einbringen lassen, oder bei kleiner Lichtweite aus Röhren,

die in den Boden eingeprefst werden. Die Oeffnungen (Mantelschlitze) können bei eisernen Brunnen $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{4}$, bei steinernen höchstens $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{7}$ der ganzen Mantelfläche betragen.

Die Ergiebigkeit eines Brunnens, d. i. der Zuflufs des Grundwassers zu demselben, wächst annähernd in geradem Verhältnifs mit der Absenkungstiefe, um welche der Wasserspiegel im Brunnen unter der Höhe des ungesenkten Grundwasserspiegels steht (vergl. Artikel 7).

Je mehr Wasser man also dem Brunnen entnimmt, desto kräftiger strömt das Wasser zu, wobei unter Umständen die Brunnensohle aufgewühlt und das Wasser trübe wird, jedoch kann der Zuflufs natürlich nicht über das durch die Bodenverhältnisse bedingte Mafs hinaus beliebig gesteigert werden. Wenn die Wasserentnahme aufhört, steigt der Wasserstand in dem Brunnen allmählich wieder bis zu der natürlichen Höhe des Grundwassers an. Der Zuflufs zum Brunnen wird dabei immer geringer und hört schliesslich ganz auf, worauf die Grundwasserströmung ebenso vor sich geht als wenn der Brunnen nicht vorhanden wäre. Aus dieser Erwägung ergibt sich der Einfluss des Brunnens auf den Stand und die Bewegung des Grundwassers. Der Einfluss reicht nur so weit, als eine Senkung des Grundwasserspiegels stattfindet, er hört also stets mit dieser Senkung auf und erstreckt sich niemals über die Absenkungsweite hinaus. Letztere ist von der Beschaffenheit des Grundwasserträgers abhängig und lässt sich nicht theoretisch berechnen. Es verhält sich aber damit ähnlich wie mit der Senkungsweite in offenen Wasserläufen (vergl. Artikel 31). Obwohl eine geringfügige Absenkung wahrscheinlich noch in grosser Entfernung von dem Brunnen vorhanden ist, so hat dieselbe doch in dem Grenzgebiete auf die Bewegung des Grundwassers fast gar keinen Einfluss mehr. Die Absenkung ist aber meistens schon in 100 bis 200 m Abstand vom Brunnen selbst dann sehr gering, wenn sie im Brunnen 2 bis 3 m beträgt. Unter der Annahme, dass die Absenkungcurve eine Parabel ist (vergl. Artikel 7) lässt sie sich construiren, wenn der Grundwasserstand in dem Brunnen und in einem benachbarten Standrohr beobachtet wird und man kann alsdann die Einflussweite mit ziemlicher Sicherheit einschätzen.

Wenn es sich darum handelt, auf einer gegebenen Grundfläche möglichst viel Grundwasser zu gewinnen, so wird der Zweck durch Ausführung einer Anzahl kleiner Brunnen vollständiger erreicht als mit einem oder wenigen Brunnen von grossem Durchmesser. Wo eine Wassergewinnungsanlage aus mehreren benachbarten Brunnen

besteht, verbindet man dieselben häufig mit einander in solcher Weise, daß die Entnahme nur aus einem Brunnen stattfindet und demselben das Wasser der übrigen Brunnen zufließt. Das Verbindungsrohr kann zur Erleichterung der Ausführung heberartig angelegt werden, sofern die zulässige Saughöhe (theoretisch 10,3 m, praktisch 8 m) nicht überschritten wird. Im Ruhezustande steht alsdann das Wasser in allen Brunnen gleich hoch, sobald aber der Wasserspiegel an der Entnahmestelle gesenkt wird, treten auch die Heber in Thätigkeit.

11. Rohrbrunnen. Die Rohrbrunnen eignen sich für große Tiefen besser als die Kesselbrunnen, für welche die Grenze der praktischen Anwendbarkeit etwa bei 25 m Tiefe anzunehmen ist. Sie sind trotz ihres meist kleinen Durchmessers verhältnißmäßig viel ergiebiger als Kesselbrunnen, weil sie gewöhnlich tiefer in den Grundwasserträger hineinreichen und das Wasser nicht bloß von unten, sondern vorzugsweise durch die Wandungen aufnehmen. Ueberdies wächst die Ergiebigkeit überhaupt bei allen Brunnen langsamer als der Durchmesser.

Die einfachsten Rohrbrunnen heißen Ramppumpen oder nach ihrer bemerkenswerthen Verwendung im Feldzuge der Engländer gegen den Abessinierkönig Theodor im Jahre 1868 Abessinierbrunnen. Sie sind besonders für vorübergehende Zwecke sehr geeignet und bestehen aus einem schmiedeeisernen, unten mit Stahlspitze oder Schraube versehenen Rohr von 25 bis 80 mm Weite und einer aufgeschraubten Saugpumpe. Der untere Theil des Rohrs oder der Sauger ist auf 0,6 bis 1 m Länge oder auch noch höher hinauf mit 3 bis 6 mm weiten Löchern oder Schlitzten versehen und zur Verhütung des Rostens verzinkt. Zur Abhaltung feinen Sandes, und um die Löcher vor dem Verstopfen zu schützen, wird häufig ein Ueberzug von Gewebe aus Kupfer- oder Messingdraht, und im Innern dicht über dem durchlöcherten Theil ein einfaches Kugelventil angebracht. Das Eintreiben in den Boden geschieht durch Rammen oder Einschrauben, bisweilen unter gleichzeitiger Anwendung der Wasserspülung, wodurch man ausnahmsweise Tiefen bis zu 20 m im Thonboden, und gegen 40 m im Sandboden erreicht hat. Die gewöhnliche Tiefe der Abessinierbrunnen beträgt aber nur 5 bis 10 m. Bei größeren Tiefen ist in dichtem und thonhaltigem Boden ein Vorbohren mit Bohrer zu empfehlen. Beim Einrammen wirkt der durchlochte Rammbar auf einen durch ein Klemmfutter an dem Rohre befestigten Rammkopf, oder es schlägt ein im Innern des Rohrs auf und ab bewegter langgestreckter Stempel mit Stahlkopf auf die Ober-

fläche der massiven Rohrspitze. Das Einschrauben ist bei Tiefen über 6 m selbst in weichem Boden gewöhnlich nicht mehr anwendbar. Der Ueberzug wird gewöhnlich in 2 bis 3 Lagen übereinander angebracht und man wählt je nach der Bodenbeschaffenheit solchen mit 300 bis 900 Maschen auf 1 qm.

Die einfachen Abessinierbrunnen sind nur für Rohrweiten bis 80 mm und Tiefen bis zu etwa 10 m üblich. Für grössere Abmessungen werden die Rohrbrunnen gebohrt, wobei meist ein Futterrohr nöthig ist. Futterrohre bis 400 mm Weite werden aus Schmiedeeisen durch Patentschweißung hergestellt, grössere durch Nietung oder aus Gufseisen. Nach Fertigstellung des Bohrlochs bringt man eine Schüttung aus Kies von verschiedener, nach oben zunehmender Korngröfse ein und zieht das Futterrohr bis zur Oberkante derselben hoch, womit der Brunnen fertig ist. Dies ist die einfachste Anordnung. Eine andere Bauweise besteht darin, dafs man statt der Kiesschüttung einen Filterkorb aus durchlöchertem Eisen- oder Kupferrohr mit mehrfacher Umhüllung von Metallgewebe einsetzt, durch welchen das Wasser treten mufs. Der Filterkorb wird mit feinem Kies umschüttet und dann das Futterrohr wie vorhin angehoben. Oder man bringt auf dem Filterkorb ein besonderes Saugrohr in dem Bohrloch an, in welchem Falle das Futterrohr ganz ausgezogen werden kann. Das Saugrohr wird dann häufig aus Kupferblech hergestellt. Wo die wassergebende Schicht aus so feinem Sande besteht, dafs sich schon bei mäfsigem Wasserzuflufs Triebssand bildet, ist in dem Futterrohr unten eine Betondecke anzubringen, worauf man das Saugrohr mit mehreren Hilfscylindern umgiebt und die ringförmigen Zwischenräume mit Kies von verschiedener Korngröfse füllt und dann die Hilfscylinder nebst Futterrohr auszieht. Man erhält dadurch rund um das Saugrohr lothrechte Filterschichten, deren Korngröfse von innen nach aufsen abnimmt.

Wenn der Boden von ungleicher Korngröfse ist und auch gröbere Theile enthält, findet beim Betriebe von selbst eine Auswaschung des feinen Sandes statt und es bildet sich mit der Zeit ein grobkörniges Filter, welches geeignet ist, das spätere Versanden des Brunnens zu verhüten. Zugleich wird die Beschaffenheit des Wassers besser und auch die Ergiebigkeit nimmt zu, indem das Grundwasser in der grobkörniger gewordenen Umgebung leichteren Zugang zu dem Brunnen findet. Es mufs aber der anfangs angesammelte Sand entfernt werden können. Starke Wasserentnahme bei dem Beginne des Betriebes ist daher für den Rohrbrunnen noch mehr als für Kesselbrunnen zu empfehlen.

Ein weiter Brunnenkessel hat vor einem engen Bohrloch den Vorzug, daß das Wasser, welches vielleicht nur langsam eindringt, sich darin ansammelt und daß sonach ein Vorrath für zeitweilig eintretenden starken Bedarf vorhanden ist. Dieser Zweck wird aber schon erreicht, wenn der Kessel nur wenig unter den Grundwasserstand hinabreicht, während vielleicht die Ergiebigkeit des Brunnens dadurch, daß man ihn tiefer in den Grundwasserträger einsenkte, erheblich zu steigern sein würde. Alsdann läßt sich der Zweck am bequemsten durch Einsenkung eines Rohrs in die Sohle des Kesselbrunnens erreichen und man erhält einen Kessel- und Rohrbrunnen.

Solche Anlagen sind in neuerer Zeit häufig zur Ausführung gekommen, u. a. bei der Wasserversorgung von Minden i. W. Der Kesselbrunnen ist daselbst 3,06 m weit und etwa 10 m tief und erhält das Grundwasser nicht durch die Wandungen, sondern nur durch die Sohle, welche durch eine 1,5 m starke Kiesschüttung vor dem Eindringen des feinen Sandes geschützt ist. Von der Sohle führen zwei Stück 500 mm weite und 9,80 m lange Rohre hinunter, welche unten geschlossen, in den Wandungen auf 8,4 m Länge durchlocht und mit doppeltem, über aufgelöthete Drähte gespannten Metallgewebe bezogen sind und somit als Filterkörbe wirken. Die Einbringung derselben erfolgte nach Versenkung von 750 mm weiten Futterröhren, welche später ausgezogen wurden, nachdem der ringförmige Raum zwischen Futterrohr und Filterkorb mit feinem Kies gefüllt worden war. Das Wasser wird durch Saugrohre entnommen, welche in die Filterkörbe hinabreichen; jeder Brunnen liefert täglich etwa 800 cbm.

Durch Rohrbrunnen lassen sich dem Grundwasser recht erhebliche Wassermengen entnehmen, weshalb sie vielfach zur Wasserversorgung für Fabriken und selbst für ganze Städte angewandt werden. Allerdings ist dann eine große Anzahl erforderlich, was aber bei ihren geringen Kosten und der Möglichkeit, auf kleinem Raume zahlreiche Brunnen anzulegen, nicht nachtheilig ist. Ein einzelner Abessinierbrunnen liefert bei 25 mm Rohrweite etwa 0,6 sl und bei 80 mm Weite 2,5 sl und darüber, dies giebt täglich rund 52 bzw. 215 cbm. Die Stadt Brooklyn bezieht täglich gegen 84000 cbm aus einer großen Zahl 5 cm weiter Rohrbrunnen, welche in langen Doppelreihen derartig angebracht sind, daß die beiden Reihen 5 m Abstand von einander haben, und die Brunnen in jeder Reihe etwa 4 m auseinanderstehen. Jeder Brunnen liefert etwa 2,5 sl.

12. Artesische Brunnen. In den Bohrlöchern erhebt sich das Wasser, sobald der Grundwassererträger erreicht wird, häufig zu bedeutender Höhe über die Oberfläche der wasserführenden Schicht und steigt zuweilen bis über die Bodenoberfläche, wo es dann frei ausströmt. Gebohrte Brunnen mit freier Ausströmung des Wassers nennt man artesische, weil sie in der Landschaft Artois in Frankreich fast überall erbohrt werden können, in besonders großer Zahl vorhanden sind und allgemeine Aufmerksamkeit erregt haben. Bekannt waren sie aber schon im Alterthum und dienten in Egypten zum Bewässern der Oasen, während die ältesten Ausführungen den Chinesen zuzuschreiben sein dürften, welche das Seilbohren erfunden und Brunnen zur Gewinnung von Salzsoole in großer Zahl und bis 1200 m Tiefe erbohrt haben. Artesische Brunnen von großer Tiefe hat man gegenwärtig in vielen Ländern und ihre Zahl nimmt infolge der Vervollkommnung der Bohrtechnik stetig zu.

Das eigentliche Gebiet der artesischen Brunnen sind die Flötzgebirge und vorzugsweise ist es die Kreide, in und unter welcher sich die geeigneten Wasseradern finden. Denn hier bildet das durchsickernde Wasser durch Auflösung der Kreide weite Wasseradern und förmliche Höhlungen, welche sogar oft von Fischen bewohnt zu sein scheinen *) und große Wassermassen aufzunehmen vermögen. Hat nun die Kreideschicht eine geneigte Lage, so ist klar, daß beim Anbohren einer mit Wasser gefüllten langgestreckten Spalte das Wasser in dem Bohrloche in ähnlicher Weise aufsteigen muß als in einer angebohrten Druckrohrleitung. Und wenn die Oberfläche des Bohrlochs niedriger liegt als der Stand des Wassers in der unterirdischen Ader, so wird freie Ausströmung aus dem Bohrloche stattfinden, bis durch den Abfluß eine entsprechende Senkung des Wasserstandes der Ader eintritt. Aus diesem Beispiele lassen sich die geognostischen Verhältnisse, welche bei Bohrbrunnen einen günstigen Erfolg herbeigeführt haben oder erwarten lassen, im allgemeinen beurtheilen.

Die Wasserader, die einen reichen Zufluß gewährt, kann nur in einem klüftigen Gestein oder in ausgedehnten Spalten gesucht werden. Urgebirge geben deshalb keine überfließenden Brunnen. Diejenigen Brunnen, welche den Felsboden nicht erreichen und nur zu den Sand- und Kiesschichten im aufgeschwemmten Boden herab-

*) Ein artesischer Brunnen in Frankreich warf eine Menge kleiner lebendiger Aale aus, ein anderer einen großen lebendigen Aal, der sich durch sehr große Augen auszeichnete, was auf einen dauernden Aufenthalt in dunklen Räumen schließen liefs.

geführt sind, pflegen weniger ergiebig zu sein; aber aus wasserführenden Schichten, die unter einer Kreideschicht liegen, sprudelt das Wasser oft mit großer Heftigkeit reichlich empor.

Die Höhe, zu welcher das Wasser steigt, ist sehr verschieden und ebenso verschieden ist die Reichhaltigkeit der artesischen Brunnen, welche übrigens mit der Steighöhe in solcher Art zusammenhängt, daß ein Brunnen um so weniger Wasser giebt, je höher man das Wasser ansteigen läßt. Dies erklärt sich dadurch, daß mit der Steighöhe der Druck zunimmt und das Wasser sich dann um so stärker in die anderen natürlichen Abzugscanäle ergießt. In jedem Brunnen giebt es eine gewisse Höhe, zu der das Wasser nur eben noch ansteigt und der Abfluß hört ganz auf, wenn der Ausfluß oberhalb dieser Grenze liegt. Durch Senkung der Ausflußöffnung ist eine Steigerung der Ergiebigkeit in vielen Fällen erzielt worden.

Wenn ein artesischer Brunnen, der vielleicht nur wenig Wasser liefert, vertieft wird, so erreicht man zuweilen in einer tieferen Schicht einen reicheren Quell. Mitunter trifft man aber auch Schichten, die nach ihrer Beschaffenheit wasserleitend sind, jedoch von oben her nicht gespeist werden, wohl aber am unteren Ende einen Abfluß haben. Dann wird das in dem Bohrloche befindliche Wasser in sie abfließen und man erhält einen ableitenden Brunnen, der bisweilen das bequemste Mittel ist um überflüssiges oder unreines Wasser los zu werden. Uebrigens unterscheiden sich solche Brunnen nicht wesentlich von den gewöhnlichen, denn jeder artesischer Brunnen verhält sich derartig, daß er Wasser giebt, wenn sich die Steigröhre nicht bis zu der Höhe erhebt, welche dem Drucke in der wasserführenden Schicht entspricht, im entgegengesetzten Falle aber Wasser verschluckt.

Durch Erbohrung eines artesischen Brunnens erhält die unterirdische Wasserader neben ihrem bisherigen einen neuen Abfluß und je kräftiger der eine wirkt, um so weniger Wasser wird bei gleichem Zuflusse der andere abführen. Daraus erklärt es sich, daß bisweilen durch Erbohrung eines zweiten Brunnens in der Nähe des ersten, wenn nämlich beide durch dieselbe Wasserader gespeist werden, die Ergiebigkeit des ersten merklich geschwächt werden kann, während in anderen Fällen sich diese Erscheinung nicht zeigt. Auch die vielfach beobachteten dem Gezeitenwechsel entsprechenden Schwankungen der Wassermenge von artesischen Brunnen in der Nähe des Meeres lassen sich in ähnlicher Weise erklären. Denn die erbohrte wasserführende Schicht hat ihren natürlichen Abfluß in das Meer und wenn der Meeresspiegel steigt, so wird jener Abfluß ge-

schwächt, weshalb der künstliche durch das Bohrloch kräftiger wirkt. In der Vega von Murcia in Spanien, wo seit 1870 mehr als 80 artesische Brunnen für Bewässerungszwecke angelegt sind, hat man jedoch eine Abnahme der Ergiebigkeit infolge der Anlage benachbarter neuer Brunnen nicht bemerkt, obwohl der Abstand bisweilen nur 100 m beträgt. Diese Brunnen sind durchschnittlich nur 35 m tief, kosteten durchschnittlich 2000 Mk. und haben 10 bis 12 cm lichte Weite. Das Wasser steigt bei einzelnen Brunnen bis 6 m über die Bodenoberfläche, während es in anderen unter derselben bleibt und durch Pumpen (Windmühlen) gehoben wird. Die Ergiebigkeit liegt zwischen 3 und 20 sl und beträgt durchschnittlich etwa 8 sl. Zahlreiche Brunnen werden nach Stunden oder Tagen verpachtet, wobei sich der Erlös unter Umständen auf über 1 Pfg. für 1 cbm Wasser berechnet.

Die beim Bohren angetroffenen Quellen sind bisweilen so reich und brechen plötzlich mit so großer Heftigkeit und Stärke hervor, daß dadurch große Verlegenheiten entstehen können. Die Röhren lassen sich dann nicht absperren, indem der Propfen immer mit großer Heftigkeit herausgeworfen wird, bevor man ihn fest eintreiben kann. Auch dringt das Wasser wohl seitwärts neben der Röhre hervor und letztere kann sogar ganz herausgeschleudert werden. Das sicherste Mittel ist in solchen Fällen, den Zufluß des Wassers nicht etwa sogleich gewaltsam hemmen zu wollen, was doch nicht gelingen würde, sondern zuerst die Steighöhe des Wassers in geeigneter Weise zu vergrößern und dadurch größeren Gegendruck zu erzeugen, inzwischen aber für freien und unschädlichen Abfluß des Wassers zu sorgen.

Die Ausführung der artesischen Brunnen gehört in das Gebiet der Bohrtechnik, weshalb hierüber nur im allgemeinen bemerkt wird, daß die Bohrlöcher gut verrohrt werden müssen, um den Zutritt von unbrauchbarem Wasser aus Zwischenschichten sowie den Abfluß des in der Tiefe erbohrten Wassers in ableitende Schichten zu verhüten.

Die Ergiebigkeit artesischer Brunnen ist im Verhältniß zu ihrer Kostspieligkeit gewöhnlich nur gering und die Versuche, sie für größere Wasserversorgungszwecke, z. B. zur Speisung von Canälen und Hafenbecken anzuwenden, sind nirgends gelungen. Ihr wichtigster Zweck bleibt die Wasserbeschaffung für den häuslichen Bedarf, für Fabriken und zur Bewässerung von Gärten und anderen Culturen. Im allgemeinen sind Brunnen, welche 5 sl Wasser oder 400 bis 500 cbm täglich geben, schon ziemlich selten, doch kommen auch Beispiele vor, daß sie 20 bis 30 sl liefern. Der Brunnen von Passy,

welcher freilich auch fast 600 m tief und 0,75 m weit ist und über eine Million Franken kostete, liefert sogar täglich 6000 cbm oder rund 70 sl. Dieser im Jahre 1861 vollendete Brunnen lieferte in der ersten Zeit seines Bestehens sogar 230 sl und es verminderte sich die Ergiebigkeit des $2\frac{1}{2}$ km entfernten und ebenso tiefen artesischen Brunnens bei Grenelle von früher 10,5 auf 9 sl. In Algier giebt es artesische Brunnen, welche 50 sl und mehr Wasser liefern und etwa 70 m tief sind. Der Unglücksbrunnen in Schneidmühl hat zeitweise etwa 60 sl Wasser mit 12 bis 14 % Schlammgehalt ausgeworfen.

13. Brunnenstuben. Wo das Grundwasser als Quelle zu Tage tritt, besteht das gewöhnliche Mittel zu seiner Nutzbarmachung in der Herstellung einer Brunnenstube. Derartige Einrichtungen sind am einfachsten bei den von unten hervorbrechenden Quellen und bestehen dann aus einem brunnenartigen, in den Seitenwänden wasserdicht gemauerten Behälter, in welchem das aufsteigende Quellwasser gesammelt und aus welchem es geschöpft oder fortgeleitet wird. Liegt die Quelle an einem Abhange, so läßt man das Wasser durch die bergseitige Wand des Behälters eintreten und dieser letztere erhält gewöhnlich zwei Abtheilungen behufs vollständiger Ausscheidung der mitgeführten feinen Sandtheilchen. Die mit Schlitzfenstern versehene bergseitige Umfassungsmauer wird häufig mit durchlässigem Material hinterpackt und nicht selten treibt man in der Richtung der Quelle noch Stollen vor, um sie vollständiger zu erschließen.

Die Quellen sollen thunlichst auf der undurchlässigen Schicht abgefangen und die Brunnenstuben und Stollen dementsprechend tief angelegt werden. Eine Ueberdeckung ist erforderlich, um fremdes Wasser fern zu halten sowie zum Schutz gegen Verunreinigungen und zur Ermäßigung der Temperaturschwankungen. Die Brunnenstube muß behufs Reinigung und Ausbesserung von außen zugänglich sein, ferner eine Vorrichtung zum Lüften und nöthigenfalls auch zur Entleerung sowie einen selbstwirkenden Ueberlauf haben.

Häufig wird eine Gruppe einzelner Quellen in eine gemeinschaftliche Sammelstube geleitet, wobei für die Einzelquellen kleine Fassungen genügen. Wo das Eindringen von unreinem Wasser zu befürchten ist, muß auch die Sohle der Brunnenstube wasserdicht hergestellt werden.

Brunnenstuben von großer Ausdehnung, die zugleich Sammelbecken sind, werden auch Wasserschlösser genannt. Zu den größten Anlagen dieser Art gehört das Wasserschloß Kaiserbrunn der Wiener Hochquellenleitung, worin die aus klüftigem Kalkstein

hervortretenden mächtigen Quellen gesammelt werden und welches über 500 cbm aufnehmen kann. Zwei bergmännisch in den Felsen hineingetriebene Stollen verstärken die Zuflüsse. Noch größer sind die an dem Abhange des Corcovado angelegten Wasserschlösser, welche zur Aufnahme des Quellwassers für die Versorgung der brasilianischen Hauptstadt Rio de Janeiro dienen.

Die vorerwähnten Stollen, welche im Anschlusse an Brunnenstuben bisweilen angelegt werden, haben den Zweck, den Wasseradern, welche die Quellen speisen und welche vielleicht noch anderen Abfluß haben, den Zutritt zu der Quelle zu erleichtern und sie in stärkerem Maße heranzuziehen. Jedoch sind die Stollen, welche in Längen von mehreren Kilometern zur Ausführung gekommen sind, des Wasserzudranges wegen schwierig herzustellen und sehr kostspielig. Ferner ist zu berücksichtigen, daß die Stollen, wenn sie sehr lang sind, eine Verminderung des im Innern aufgespeicherten Wasservorrathes zur Folge haben und da in trockenen Zeiten die Quellen nur aus diesem Vorrathe gespeist werden, so ist stets zu gewärtigen, daß der Stollen, welcher im allgemeinen die Ergiebigkeit der Quelle steigert, auch die Ergiebigkeitsschwankungen vergrößert und möglicherweise eine Verminderung der kleinsten Ergiebigkeit herbeiführt. Auch die Senkung des Grundwasserstandes, welche durch einen tief in das Innere hineinreichenden Stollen in großer Ausdehnung verursacht werden kann, muß in jedem Falle wegen der möglicherweise eintretenden nachtheiligen Folgen sorgfältig berücksichtigt werden.

Einfacher als die zur Gewinnung von Trinkwasser dienenden Brunnenstuben sind die für Bewässerungszwecke dienenden Quellenfassungen, welche in großer Zahl in der Lombardei vorhanden sind. Hier findet eine starke Grundwasserströmung statt und die wasserführende Schicht liegt häufig in geringer Tiefe unter der Oberfläche. An solchen Stellen gräbt man Teiche und senkt darin hölzerne Tonnen ohne Boden ein, welche 2 bis 3 m lang und 1 m weit sind, neuerdings an Stelle der Tonnen auch eiserne Röhren von 8 bis 10 cm Durchmesser und 3 bis 4 $\frac{1}{2}$ m Länge. Die Teiche werden etwa 100 m lang und 20 bis 40 m breit angelegt, die Sohle in solcher Tiefenlage, daß sich die Wassertiefe auf 0,5 bis 1 m stellt. Die Tonnen oder Röhren erleichtern den Zufluß des Wassers, und dieses wird durch Bewässerungsgräben nach tiefer liegenden Flächen hin geleitet.

14. Sammeleanäle. Die unterirdischen Grundwasserströme sind an manchen Stellen sehr breit und ergiebig. Insbesondere finden sich solche Ströme, wie schon im Artikel 7 erwähnt wurde,

in der Nähe von Flussbetten zwischen Berghängen und Niederungen. Ist hier der Grundwasserträger, d. i. die wasserführende Bodenschicht, von großer Mächtigkeit oder liegt sie tief unter der Oberfläche, so sind Brunnen zur Wassergewinnung am geeignetsten. Wo indessen das Bett des Grundwasserträgers, also die unter diesem liegende undurchlässige Schicht in geringer Tiefe angetroffen wird, läßt sich das Grundwasser gewöhnlich am vollständigsten und leichtesten durch Sammelcanäle abfangen.

Alle Sammelcanäle sind annähernd rechtwinklig zur Strömungsrichtung des Grundwassers anzulegen. Sie sind um so ergiebiger, je vollständiger sie den Grundwasserträger durchschneiden oder in diesen eingebettet sind.

Offene Gräben sind nur in seltenen Fällen anwendbar, jedoch findet man sie in großer Ausdehnung in den holländischen Dünen. Das Wasser ist darin der Verunreinigung und den Temperaturveränderungen ausgesetzt, es bildet sich Pflanzenwuchs und thierisches Leben, durch Verdunstung entstehen Wasserverluste und es sind häufige Reinigungen nothwendig, auch wird der Abfluß im Winter durch Eisbildung und Schneewehen gestört.

Am häufigsten bestehen die Sammelcanäle aus durchlochtem Rohrleitungen und sie werden dann Sammelrohre genannt. Dieselben können aus Eisen, Cementbeton oder gebranntem Thon hergestellt werden. Ihre Oeffnungen sind entweder runde Löcher oder kurze Schlitzte und man giebt ihnen zur Vermeidung des Verstopfens durch Sinterung oder (bei Eisen) durch Rost mindestens 8 mm Weite. Die Gesamtgröße aller Oeffnungen darf nicht zu klein bemessen werden, damit die Eintrittsgeschwindigkeit selbst bei der größten Wasserentnahme klein genug bleibt, um die in der wasserführenden Schicht vorhandenen feinen Sandtheilchen nicht in Bewegung zu setzen. Als zulässig ist nur eine Geschwindigkeit von 5 bis 6 mm in der Secunde anzusehen, wobei jedoch nicht die ganze Fläche der Oeffnungen in Rechnung zu stellen ist, sondern nur der nicht durch Kiesstückchen versperrte Theil derselben, welcher etwa 60 bis 70 vom Hundert der ganzen Fläche beträgt. Demnach berechnet sich die nothwendige Größe der Oeffnungen unter der Annahme, daß ihre ganze Fläche mit 3 bis 4 mm secundlicher Geschwindigkeit durchströmt werden darf und es muß also mindestens 1 qm Fläche der Eintrittsoeffnungen

für 3 bis 4 l Wasser in der Secunde oder

„ 10 „ 15 cbm „ „ „ Stunde

vorhanden sein, während die wirklich zu gewinnende Wassermenge

durch die Vergrößerung der Eintrittsöffnungen natürlich nicht beliebig gesteigert werden kann. (Vergl. Art. 10 und 16.)

Das Sammelrohr muß äußerlich mit einer schützenden Hülle von Steinschlag oder gewaschenem und gesiebttem Kies umgeben werden, dessen Korngröße von innen nach außen wie bei den Filterschichten abnimmt. Die Ueberschüttung erfolgt dann bis zur Höhe des Grundwasserspiegels mit Kies oder Sand, welcher mit einer 30 bis 50 cm starken Lehmdecke zur Abhaltung des oberen unreinen Wassers zweckmäßigerweise abzudecken ist.

Eine Erschwerung des Eindringens von Sand in die Leitung läßt sich auch dadurch erreichen, daß man den Eintrittsöffnungen eine von außen nach innen aufwärts geneigte Richtung giebt; diese Anordnung kommt aber vorzugsweise für die gemauerten Sammelcanäle in Betracht.

Um die niemals ganz zu vermeidenden Sandablagerungen beseitigen zu können, sind besteigbare Schächte mit vertiefter Sohle, ähnlich wie bei den städtischen Entwässerungscanälen einzuschalten. Auch an dem unteren Ende mündet das Sammelrohr in einen Sammelschacht.

Die Wassermengen, welche durch Sammelcanäle unter günstigen Umständen gewonnen werden, sind ziemlich bedeutend. Beispielsweise werden einem 1500 m langen und 0,45 bis 0,65 m weiten Sammelrohr der Dresdener Wasserwerke täglich 40000 cbm entnommen, also 26,7 cbm für 1 m Länge, und der Sammelcanal am Ufer der Scrivia, welcher für die Wasserversorgung von Genua dient und 1,5 m breit, 2,1 bis 2,4 m hoch ist, soll niemals weniger als 79,6 cbm für 1 m Länge täglich liefern. Dieser Canal durchschneidet eine mächtige Kiesschicht und ist bis zu dem sie tragenden Fels hinuntergeführt, weshalb er nur an der stromaufwärts gelegenen Seite mit Einlaßöffnungen versehen ist. Eine Sammelrohranlage für die Wasserversorgung von Hannover gab dagegen nicht die Wassermenge von 25000 cbm, auf welche man nach dem Ergebnisse von Versuchsschlitten und Versuchsbrunnen sicher rechnen zu dürfen glaubte, sondern nur 14000 cbm täglich bei 920 m Länge und 0,80 m Weite des Sammelrohrs, also nur 15,2 cbm täglich oder etwa 0,18 sl für 1 m Länge.

Wenn Sammelrohre in den wasserführenden Schichten an den Ufern der Flüsse und unter dem Niedrigwasser der letzteren angelegt werden, so erhält man unter Umständen ein Gemisch von Grundwasser und filtrirtem Flußwasser. Die Menge des letzteren ist von der Entfernung vom Flußufer, von der Durchlässigkeit des Fluß-

bettes und der Gröfse der Absenkung abhängig und giebt sich in der Temperatur und Beschaffenheit des Leitungswassers zu erkennen. Solche Anlagen sind sogar lediglich zur Gewinnung von gefiltertem Flufswasser gemacht worden und unter dem Namen Filtergänge bekannt. Sie bestehen ihrem Zwecke entsprechend aus Sammelcanälen mit offener Sohle und bisweilen großer Breite. Dabei zeigte sich jedoch, daß die Vergrößerung der Breite in ungünstigem Verhältniß zu der Steigerung der Ergiebigkeit stand. Ein 10 m breiter Filtergang bei Angers ergab nur 12,2 cbm, andere von ähnlicher Breite lieferten gar nur 6 bis 4 cbm täglich für die ganze Sohlenfläche.

Auch Sickercanäle und Drainleitungen liefern Wasser, jedoch ist bei ihnen der Zweck der Anlage in der Regel nicht die Wassergewinnung, sondern die Ableitung des in dem Boden vorhandenen überflüssigen und nachtheilig wirkenden Wassers.

15. Sammelbecken. Die Teiche und Seen sind natürliche Ansammlungen von Wasser. Sie nehmen das in ihrem Sammelgebiete oberirdisch theils wild, theils in offenen Wasserläufen abfließende Wasser auf und werden außerdem durch das ihnen unterirdisch zufließende Grundwasser sowie durch die unmittelbar auf ihre Oberfläche niederfallenden Niederschläge gespeist. In ähnlicher Art geben sie Wasser ab, nämlich durch oberirdischen und unterirdischen Abfluß und durch Verdunstung. Ihr Wasservorrath nimmt innerhalb eines bestimmten Zeitraumes zu oder ab, je nachdem die Summe aller Zuflüsse größer oder kleiner als die Summe der Abflüsse ist. Der Vorrath läßt sich vermehren durch Hemmung des Abflusses, wobei der Wasserspiegel steigt. In solcher Weise entstehen künstliche Sammelbecken, welche nur ausnahmsweise durch künstliche Ausgrabung, gewöhnlich durch Anstauung des Wassers hergestellt werden.

Die Bedeutung der Sammelbecken für die Wassergewinnung beruht auf ihrer ausgleichenden Wirkung, indem plötzliche starke Zuflüsse theilweise aufgespeichert werden, und der hierbei angesammelte Vorrath zur Verstärkung der Wasserabgabe in wasserarmen Zeiten oder für zeitweiligen größeren Bedarf nutzbar gemacht werden kann.

Ein gefülltes Sammelbecken leistet wichtige Dienste für die verschiedensten Arten der Wasserversorgung und Wasserbenutzung, insbesondere für die Speisung von Wasserleitungen und Schiffahrts-canälen, für die gewerbliche Verwerthung von Wasserkraften und, was für heiße Länder am allerwichtigsten ist, für landwirthschaftliche Bewässerungen. Auch das Vorhandensein eines leeren Sammelbeckens

kann zur Verminderung der durch Ueberschwemmungen herbeigeführten Schäden unter Umständen sehr nützlich sein. Bei den Hafengebäuden werden Sammelbecken zur Spülung benutzt, und selbst zur Verbesserung der Flussschiffahrt durch Wasserzuführung bei Niedrigwasser hat man große Sammelbecken verwerthet. Am Mississippi ist zu diesem Zwecke ein Vorrath von fast $2\frac{1}{2}$ Milliarden cbm durch Anstauung von 4 Seen angesammelt und mit demselben eine um 30 cm größere Niedrigwassertiefe des Flusses erzielt worden.

An jedem Sammelbecken müssen Einrichtungen zur Ableitung des Gebrauchswassers und zur Entfernung des überflüssigen Wassers getroffen werden, häufig ist auch auf die gänzliche Entleerung behufs Reinigung oder Vornahme von Ausbesserungsarbeiten Bedacht zu nehmen. Der Boden darf nicht durchlässig sein, die etwa anzulegenden Staudämme erfordern ganz besondere Sorgfalt und hinsichtlich der zulässigen Höhe der Wasseransammlung sind die gleichen Rücksichten wie bei Stauanlagen zu beobachten.

Die Größe der anzulegenden Sammelbecken und der in ihnen aufzuspeichernden Wassermengen ist nach den örtlichen Verhältnissen und den jedesmaligen Bedürfnissen zu bemessen. An dieser Stelle können nur die allgemeinen Gesichtspunkte erörtert werden.

Gewöhnlich ist man bei den Sammelbecken auf das in einem bestimmten Abdachungsgebiet von märsiger Größe oberirdisch abfließende Wasser vorzugsweise angewiesen, weshalb diese Abflussmengen so genau und sorgfältig als möglich ermittelt werden müssen. Einen Anhalt dafür bietet die Größe der Niederschläge und ihre Vertheilung auf die einzelnen Jahreszeiten oder Monate, woraus sich die Niederschlagsmengen berechnen lassen. Hiervon kommt aber nur ein Bruchtheil zum Abfluß, indem durch Verdunstung und Pflanzenwuchs je nach der Wärme und Feuchtigkeit der Luft, der Beschaffenheit des Bodens und seiner Oberfläche mehr oder weniger verbraucht wird und ferner von der versickerten Niederschlagsmenge nur ein Theil innerhalb des Sammelgebietes wieder an die Oberfläche gelangt. Die Abflussmenge kann daher niemals genau berechnet sondern nur näherungsweise eingeschätzt werden, und man ist dabei auf die bei ausgeführten Anlagen gemachten Erfahrungen angewiesen. Den besten Anhalt gewinnt man, wenn die Beobachtungen auf die jedesmaligen Regenhöhen in der betreffenden Zeit bezogen werden.

Die jährliche Abflussmenge ist für kleine Sammelgebiete bis zu etwa 50 qkm in Elsass-Lothringen, Frankreich, im Elbegebiet und im westfälischen Becken zwischen 30 und 40% der Regen-

höhen gefunden worden, in England hat man 60 bis 85%, an der Gileppe in Belgien für ein 40 qkm großes Gebiet 81% und in einem sehr undurchlässigen 4,5 qkm großen Sammelgebiet im Eschbachthale bei Remscheid sogar 95% der Niederschläge ermittelt. Da man für die Anlage von Sammelbecken Gebiete von geringer Durchlässigkeit zu wählen pflegt, so wird für die Berechnung der Jahresmenge ein ziemlich hoher Bruchtheil der jährlichen Niederschläge anwendbar sein, wobei man jedoch nicht die durchschnittliche Regenhöhe vieler Jahre, sondern die Regenhöhe einzelner trockener Jahre zu Grunde zu legen hat. Das zuletzt Gesagte gilt auch für die monatlichen Regen- und Abflussmengen, jedoch ist hier das Verhältniß zwischen beiden Größen für die einzelnen Monate sehr verschieden. In den Sommermonaten gelangt durchschnittlich bedeutend weniger Wasser zum Abfluss als im Winter. Für Deutschland läßt sich annehmen, daß in den Monaten

Juli bis September nur etwa 8 bis 12%

Mai, Juni und October „ „ 10 „ 18%

der monatlichen Regenmengen durchschnittlich aufgesammelt werden können. Diese Angaben sollen jedoch nur einen ungefähren Anhalt für die Schätzung im allgemeinen bieten und es darf nicht übersehen werden, daß je nach den besonderen Verhältnissen sehr große Abweichungen vorkommen. Die Verhältnißzahl zwischen Regen- und Abflussmenge wächst stets mit der Dauer und Stärke des Regens und kann selbst in ziemlich durchlässigem Boden für kürzere Zeitabschnitte nahezu = 1 werden. Wenn jedoch bei starkem Sturzregen das Wasser plötzlich in großer Menge ankommt, so geschieht es wohl, daß das Sammelbecken nur einen kleinen Theil des Zuflusses aufzunehmen vermag, und indem der Ueberschufs als Freiwasser abgegeben werden muß, geht ein Theil des Zuflusses für die Aufspeicherung verloren. Dieser Fall wird um so häufiger und in so höherem Maße eintreten, je kleiner die Füllmasse, welche das Sammelbecken bei dem Eintreten des Sturzregens noch aufzunehmen vermag, im Verhältniß zu der Zuflussmenge des Sturzregens ist.

Die Entlastungsvorrichtungen für das Ablassen des Freiwassers müssen bei gefüllten Sammelbecken den stärksten Zufluss abzuführen imstande sein, weil alsdann der größte Abfluss aus dem Sammelbecken dem größten Zuflusse zu demselben gleich ist. Wenn jedoch ein Theil der Zuflüsse aufgespeichert werden kann, so wird nicht bloß die ganze Menge des Abflusses, sondern gewöhnlich auch die größte secundliche Abflussmenge des Sammelbeckens geringer ausfallen, wodurch die Hochwassergefahr für die unterhalb gelegenen

Gegenden vermindert wird. In welchem Umfange solcher Schutz wirklich erzielt werden kann, ist in jedem Falle besonders zur untersuchen. Die bezüglichen Berechnungen sind zwar an und für sich nicht schwierig, erfordern aber insofern Vorsicht, als alle in Betracht kommenden Umstände und örtlichen Verhältnisse richtig beurtheilt und in Rechnung gestellt werden müssen.

Beispiel. Das Zuflussgebiet eines Stauweihers sei = 25 qkm und sein Wasserstand 5 m unter der höchsten zulässigen Füllhöhe, der Füllraum zwischen beiden Höhen = 400000 cbm. Bei einem Sturzregen von 5 Stunden Dauer sei die Regenhöhe = 120 mm und es werde angenommen, dass davon 75% dem Stauweiher zufließen, das Wasser von den entferntesten Stellen aber 4 Stunden zur Zurücklegung des Weges brauche. Dann entspricht der ganze Zufluss einer Regenhöhe von $120 \cdot 0,75 = 90$ mm.

Die Zuflussmenge ist

$$25 \cdot 1000 \cdot 1000 \cdot 0,090 = 2250000 \text{ cbm}$$

und bei der Vertheilung auf $5 + 4 = 9$ Stunden durchschnittlich

$$\frac{2250000}{9 \cdot 60 \cdot 60} = 69,5 \frac{\text{cbm}}{\text{Secunde}}$$

Der Zufluss ist aber in Wirklichkeit nicht gleichmäÙig, sondern nimmt 4 Stunden lang stetig zu, hat dann 1 Stunde lang seinen höchsten Werth von

$$\frac{2250000}{5 \cdot 60 \cdot 60} = 125 \text{ cbm/sec}$$

und nimmt darauf 4 Stunden lang stetig ab. Da sich der Stauweiher der Voraussetzung nach füllen soll und 400000 cbm aufnehmen kann, so gelangen nur

$$2250000 - 400000 = 1850000 \text{ cbm}$$

zum Abfluss und in welcher Weise sich dieser vollzieht, hängt von der Einrichtung der Entlastungsvorrichtung ab. Würde letztere erst dann in Wirksamkeit treten, wenn der Stauweiher seinen höchsten Stand erreicht hat, so müsste demnächst der Abfluss ebenso groß als der Zufluss werden, also ebenfalls wie dieser auf 125 cbm steigen. Wenn aber als Entlastungsvorrichtung etwa ein Ueberfall vorhanden ist, dessen Krone 5 m unter der höchsten Füllhöhe liegt, so wird der Abfluss gleich beim ersten Ansteigen des Wassers in dem Stauweiher, allerdings zunächst nur langsam beginnen. Ist nun ferner die Breite des Ueberfalls so groß, dass das Sammelbecken sich nach 5 Stunden noch nicht ganz gefüllt hat, sondern sein Wasserspiegel noch im Ansteigen begriffen ist, so ist leicht einzusehen, dass der Abfluss bis zum Aufhören des Regenfalls stets kleiner als der Zufluss sein wird und den Höchstwerth des letzteren in keinem Augenblicke erreicht. Obwohl in diesem Falle keine bleibende Aufspeicherung von Wasser stattfindet, indem der Abfluss über den Ueberfall nach dem Aufhören des Regenfalls noch so lange andauert, bis das Wasser in dem Stauweiher auf seinem ursprünglichen Stand abgelaufen ist, so findet nichtsdestoweniger eine Ermäßigung der Hochwassermenge und der Hochwassergefahr für die unterhalb gelegenen Gegenden statt. In dem Thale des Baches Furens bei St. Etienne ist durch das Sammelbecken, dessen Verhältnisse unserem Beispiele ungefähr entsprechen, die Hochwassermenge des Baches so erheblich vermindert worden, dass die vorgenannte Stadt in wirksamer Weise gegen Ueberschwemmungen geschützt worden ist.

In ähnlicher Weise wie oben geschildert wirken insbesondere die natürlichen Sammelbecken, die Teiche und Seen. Sie halten einen Theil des Hochwassers zurück, verlangsamen seinen Ablauf und mildern für die unteren Gegenden die Veränderlichkeit der Abflussmengen. Eine Verminderung der Hochwasserschäden durch künstliche Anlage von Sammelbecken läßt sich dagegen nur in kleinen Abwässerungsgebieten und auch hier nur ausnahmsweise praktisch ermöglichen. Denn in dem unteren Laufe der Flüsse sind die Wassermassen, welche zur Erreichung eines solchen Zweckes aufgespeichert werden müßten, außerordentlich groß, und es würde, abgesehen von der Kostspieligkeit der Anlage der Sammelbecken, auch sehr schwierig sein, sie jederzeit zur Benutzung bereit, d. i. leer zu halten und für das Ein- und Auslassen von Wasser überall den günstigsten Zeitpunkt zu wählen. Die wirthschaftliche Bedeutung der künstlichen Sammelbecken liegt daher weniger in der Verminderung der Hochfluthen als in der Vergrößerung der Niedrigwassermengen.

Die Kosten der Anlage von künstlichen Sammelbecken schwanken bei einer großen Zahl ausgeführter Anlagen zwischen 12 und 76 Pfg. für 1 cbm Beckeninhalte und können durchschnittlich auf 40 Pfg. eingeschätzt werden. Bisweilen ist nur eine einmalige Anfüllung im Jahre möglich, während in anderen Fällen der Inhalt zwei- bis viermal erneuert beziehungsweise das entsprechende Vielfache des Fassungsraumes im Laufe eines Jahres aufgespeichert und nutzbar gemacht werden kann.

16. Filter. In den meisten Brunnen und Quellen wird ein zwar nicht chemisch reines aber doch von schwebenden Beimengungen ziemlich freies Wasser gewonnen, indem die Sinkstoffe in der wasserführenden Sandschicht, durch welche das Wasser zufließt, zurückgehalten werden. Von dieser reinigenden Wirkung des Sandes macht man, wie wir früher besprochen haben, zur Reinigung des Regenwassers in der venetianischen Cisterne Gebrauch, und das gleiche Verfahren dient allgemein zur Reinigung von Wasser im großen.

Die in dem Wasser aufgelösten Stoffe lassen sich nur auf chemischem Wege sowie theilweise durch Oxydation oder durch Lüftung entfernen. Chemische Mittel kommen zur Reinigung von Abwässern der Fabriken und von städtischem Canalwasser vielfach zur Anwendung. Die Oxydation findet in den Flüssen statt, indem bei der Berührung des Wassers mit dem Sauerstoff der Luft die organischen Beimengungen des ersteren allmählich umgewandelt werden; dies ist die sogenannte Selbstreinigung der Flüsse, wobei

die in dem Wasser enthaltenen kleinsten Lebewesen eine nützliche Rolle zu spielen scheinen. Von der Lüftung wird zur Verminderung des Gehalts an Kalk oder Eisen neuerdings bei Wasserversorgungsanlagen in geeigneten Fällen Gebrauch gemacht. Zur Reinigung des Wassers für den Hausbedarf giebt es Hausfilter vielerlei Art, als Kohlenfilter, Kohlen-Manganfilter, Cellulosefilter, Asbestfilter, Filter aus gebrannter Infusorienerde u. a. Ihre Anwendung ist jedoch wegen der Beseitigung der zurückgehaltenen Schmutzstoffe und der rechtzeitigen Reinigung in vielen Fällen unbequem. Auch die Ausscheidung der Sinkstoffe durch Abklärung, indem man das Wasser in großen Becken zur Ruhe kommen läßt, ist für die praktische Anwendung nur wenig geeignet und außerdem viel weniger wirksam als die Sandfiltration. Denn die Sinkstoffe lagern sich nur sehr langsam ab, und man braucht deshalb zur Abklärung mindestens zwei, gewöhnlich drei Becken von großer Grundfläche, welche nicht nur kostspielig sind, sondern auch ihrer Ausdehnung wegen nicht leicht den Sonnenstrahlen und dem Staube durch eine Verdachung entzogen werden können.

Die Klärbecken sind jedoch nicht immer zu vermeiden und man benutzt sie besonders für sehr trübes und schlickhaltiges Wasser, um einen Theil der Sinkstoffe darin auszuschcheiden und dann das Wasser den Filterbecken zuzuführen.

Die Klärbecken erhalten gewöhnlich Wassertiefen von höchstens 3 bis 4 m, einen durch Thonschlag wasserdicht gemachten Boden und wasserdichte Umfassungsmauern. Die Ablagerungszeit beträgt 12 bis 36 Stunden. Der Abfluß liegt etwas über der Sohle, und letztere erhält mäßiges Gefälle nach einer flachen ausgemauerten Rinne, welche nach der für die Reinigung zu benutzenden Ausflußöffnung führt.

Bisweilen findet in dem Klärbecken auch ein beständiger Zu- und Abfluß statt, in welchem Falle das Wasser stets an der Oberfläche, wo es am klarsten ist, abfließen, die Geschwindigkeit in dem Becken aber nur 1 bis 2 mm in der Secunde betragen soll.

Beim Filtriren des Wassers werden die darin schwebenden Erdtheilchen vollständiger und schneller als bei der Abklärung ausgeschieden. Die übliche und zweckmäßigste Einrichtung besteht darin, daß das Wasser die Filterschicht von oben nach unten durchzieht und sich auf dem wasserdichten Boden des Filterbeckens in kleinen Canälen sammelt, durch welche es der Ableitung zufließt. Die Reinigung findet in dem feinen Sande statt, welcher die Decke des Filterbettes bildet. Unter dieser Decke sind Schichten aus größerem

Material, welche den Zweck haben, dem durch die Filterhaut durchgesickerten Wasser leichten Durchfluß nach den Abzugscanälen zu verschaffen, den Sand aber zurückzuhalten und am Mitfließen zu verhindern. Die einfachste Anordnung der unteren oder Stützschiene des Filterbettes würde darin bestehen, daß man auf dem Boden Sickeranäle oder Sammelrohre, welche nach der Hauptleitung führen, in mäßigen Abständen verlegt und mit nach außen allmählich feiner werdendem Kies umgibt, während der übrige Raum mit Sand ausgefüllt wird. Gewöhnlich werden die einzelnen Schichten wagrecht abgeglichen und die unterste erhält Kiesstücke von Faustgröße oder Wallnußgröße. Dann folgen mehrere immer feinere Schichten, etwa von Haselnuß-, Bohnen- und Erbsengröße, wobei sich eine Gesamthöhe der Stützschiene von 50 bis 60 cm ergibt. Die Filterschiene soll aus gewaschenem und möglichst gleichartigem Sande von $\frac{1}{3}$ bis 1 mm Korngröße bestehen und nicht unter 50 cm stark sein; es kommen aber auch Stärken von nur 30 und bis zu 1,20 m vor und zwischen den gleichen Grenzwerten liegen die Stärken der Stützschiene bei ausgeführten Filteranlagen.

Die Wirkung des Sandfilters beruht darauf, daß zwischen den einzelnen Körnern die im Wasser enthaltenen schwebenden Beimengungen von nicht allzu feinen Sinkstoffen, Pflanzenfasern u. dergl. keinen Durchgang finden und daß sich hierdurch alsbald eine aus solchen Stoffen bestehende Decke bildet, welche nun auch die kleinsten Theile zurückhält. Dadurch erklärt es sich, daß die Filter nicht gleich beim Anlassen ganz reines Wasser zu liefern pflegen, sondern erst dann, wenn sich eine obere Schlammschiene als Filterhaut ausgeschieden hat. Daraus erklärt sich ferner, daß alle unreinen Theile in einer dünnen oberen Schiene verbleiben und der darunter liegende Sand nur wenig verunreinigt wird.

Mit der Verstärkung der Filterhaut nimmt ihre Durchlässigkeit und damit die Leistungsfähigkeit des Filters ab. Deshalb muß das Filter von Zeit zu Zeit außer Thätigkeit gesetzt und die oberste Schiene von 1 bis 3 cm Stärke abgeschält werden, worauf man das Filter, so lange die Filterschiene noch wenigstens 30 cm stark ist, ohne sofortigen Ersatz des fortgeschafften Sandes wieder in Betrieb setzt. Früher hat man wohl statt der Entfernung des verunreinigten Sandes die sogenannte Selbstreinigung angewandt, indem man das Wasser von unten und zwar mit verstärktem Drucke eintreten und durch das Filterbett emporsteigen ließ, wobei es an der Oberfläche des Filters sehr trübe hervorquoll und durch eine besondere Oeffnung abgeleitet wurde. Schon nach wenigen Minuten war in der Regel

die Reinigung bewirkt und folgte wieder klares Wasser, worauf man das Filter in gewöhnlicher Art wieder gebrauchen konnte. Dieses Reinigungsverfahren hat sich aber nicht bewährt, wahrscheinlich deshalb, weil die aufwärts gerichtete Strömung das Filterbett so in Unordnung brachte, daß später Sand in die Stüttschicht eindringen konnte.

Um das Nachfließen des Sandes in die Hohlräume der Stüttschicht sicher zu verhüten, wendet man in Holland vielfach die am Meeresstrande in großer Menge vorkommenden Muschelschalen zur Unterbettung des Filtersandes an. Hierbei fällt die Höhe der Hohlräume im Verhältniß zu ihrer Grundfläche überall so klein aus, daß der Sand sich unter dem natürlichen Böschungswinkel, welcher für den hier in Betracht kommenden feinen und durchnästen Trieb sand ungefähr einer fünffachen Anlage entspricht, ablagern kann. Ein derartig gelagerter Kegel behält aber seine Lage unverändert und kein Sandkörnchen wird, wie die von Hagen angestellten Versuche ergeben haben, von dem abfließenden Wasser in Bewegung gesetzt. Das Durchfallen des feinen Sandes wird daher sehr sicher verhindert, wenn seine Unterlage Gelegenheit bietet, daß unter allen Fugen die fünffache Anlage sich bilden kann.

Die Ergiebigkeit des Filters hängt unter sonst gleichen Umständen von der Druckhöhe des Wassers ab und wächst annähernd in geradem Verhältnisse mit der letzteren, hat also beispielsweise den dreifachen Werth bei dreifacher Druckhöhe. Als Druckhöhe ist hierbei die Höhe des Wasserspiegels über der Unterkante des feinen Sandes, welche die eigentliche Filterschicht bildet, anzusehen. Denn bis zu dieser Unterkante bildet das Wasser eine zusammenhängende Masse, von der einzelne Wassertheile sich nicht lösen und unabhängig von den oberen herabfließen können, während in den größeren Hohlräumen der Stüttschicht die Luft nicht vollständig entfernt ist, und die einzelnen Wasseradern unabhängig von einander abfließen können, weshalb das Wasser hier nicht mehr an dem darüber schwebenden hängt.

Die Druckhöhe darf nicht zu groß gewählt werden, weil sonst das Wasser nicht genügend gereinigt wird. Man giebt daher der Wasserschicht über der Filterdecke gewöhnlich nicht mehr als 0,8 bis 1,0 m Höhe und die Ergiebigkeit beträgt dann bei einer 0,5 m starken Filterschicht für 1 qm Filterfläche etwa 120 l in der Stunde oder 3 cbm täglich. Hiernach ist die Grundfläche und Druckhöhe der Filterbecken zu bemessen. Bei zahlreichen ausgeführten Filteranlagen für Wasserwerke liegt die Ergiebigkeit zwischen 60 und 200 l

für die Stunde und 1 qm Grundfläche und zwar findet man die kleineren Werthe bei solchen Anlagen, wo besonders feine Schlicktheile auszuschcheiden sind, wie z. B. in Hamburg, die größeren da, wo das Wasser verhältnißmäßig rein ist und auch nur wenig Keime kleiner Lebewesen enthält. Bei der nämlichen Anlage läßt sich die Ergiebigkeit durch Vermehrung der Druckhöhe steigern und dadurch der wechselnden Beschaffenheit des zu filtrirenden Wassers Rechnung tragen. Die Wassermenge wächst dabei annähernd in gleichem Verhältnisse wie die Druckhöhe.

Bei unveränderter Druckhöhe nimmt die Ergiebigkeit ab, wenn die Filterschicht stärker wird, unter sonst gleichen Umständen wächst sie ferner mit der Temperatur des Wassers, jedoch sind die Beobachtungen nicht ausreichend, um ihre Ergebnisse in Formeln darzustellen, zumal es an der theoretischen Grundlage dafür fehlt. Sobald die Filterschicht durch wiederholtes Abschälen der Decke bis auf etwa 30 cm Stärke abgenommen hat, muß sie durch Einbringen von gewaschenem Sand ergänzt werden.

Die ganze Filterfläche einer Anlage wird zweckmäßig in mehrere Becken vertheilt, welche sich einzeln ausschalten und reinigen lassen. Die obere Filterschicht muß je nach der Beschaffenheit des Wassers bisweilen in jeder Woche entfernt werden, hält aber in anderen Fällen 1 bis 2 Monate vor. Der unreine Sand wird gewaschen und kann dann wieder verwendet werden. Von Zeit zu Zeit ist das Filter abzulassen und zu reinigen. Vor dem Gebrauch ist es mit reinem Wasser von unten her langsam anzufüllen, damit die Luft durch die Sanddecke entweichen kann. Um die Kosten der Filterbecken zu ermäßigen, erhalten die einzelnen Becken gewöhnlich gemeinschaftliche Mittelmauern.

Die Filterbecken sind entweder offen oder bedeckt. Bei ersteren wird der Betrieb durch Staub, Pflanzenwuchs, Wasserthiere, Sonne und Eis beeinträchtigt. Besser sind daher bedeckte Filter, freilich auch kostspieliger, und dies letztere gilt besonders für die überwölbten und mit Erde überdeckten Filter. Etwas billiger sind überdachte Filter, welche zugleich einen besseren Zutritt von Luft und Licht als die überwölbten ermöglichen. Offene Filter sind in England und Holland häufiger als in Deutschland, welches einen kälteren Winter hat, und sie erhalten dort gewöhnlich geböschte Seitenwände, gedeckt durch ein in Mörtel verlegtes Pflaster auf starkem Thonschlag, an Stelle der starken Umfassungsmauern, welche in Deutschland üblich sind.

Den Filterbecken wird das Wasser häufig durch Pumpwerke zugeführt, wo aber Klärbecken vorhanden sind, empfiehlt es sich,

die Anlage so einzurichten, daß der höchste Wasserstand in den Filterbecken unter dem tiefsten in den Klärbecken liegt. Das gefilterte Wasser wird gewöhnlich in einen Reinwasserbehälter abgeleitet und dieses so angelegt, daß der Abfluß aus dem Filter mit natürlichem Gefälle erfolgt. Die Wirksamkeit der Filter muß von Zeit zu Zeit, etwa wöchentlich, untersucht werden, wobei es sich empfiehlt, auch die Menge der in dem gefilterten Wasser vorhandenen Keime festzustellen. 100 Keime in 1 ccm Wasser werden noch als unschädlich angesehen. Wird die Anzahl erheblich größer, so muß das Filter entleert und sein ganzer Inhalt gut gelüftet und gewaschen werden.

In besonderen Fällen kann man Filter von größerer Ergiebigkeit anwenden, beispielsweise bei der Filterung von Grundwasser, welches von guter Beschaffenheit ist und wo durch das Filter hauptsächlich nur die durch das Enteisungsverfahren gefällten flockigen Niederschläge von Eisenoxyd ausgeschieden werden sollen. Alsdann ist ein Filtersand von etwa 2 mm Korngröße zulässig und die Arbeitsgeschwindigkeit des Filters kann bis auf etwa 1000 mm in der Stunde, d. i. seine Ergiebigkeit bis auf stündlich etwa 1 cbm für 1 qm Filterfläche bemessen werden.

Dritter Abschnitt.

Gewässer.

17. Arten der Gewässer. Das Wasser ist dem allgemeinen Gesetze der Schwere unterworfen und fließt daher von geneigten Oberflächen herab, wobei es dem stärksten Abhänge oder allgemeiner demjenigen Wege folgt, der die geringsten Hindernisse entgegenstellt. Seine große Beweglichkeit, verbunden mit der Eigenschaft, alle Zwischenräume zu durchdringen, erleichtert seine Abwärtsbewegung. Ueber einen undurchdringlichen oder schon mit Wasser gesättigten Boden fließt es sichtbar und frei ausgebreitet als sogenanntes wildes Wasser fort und auch das in den Boden eingedrungene Wasser kommt zum größten Theil an einer unterhalb gelegenen Stelle als Quell wieder an die Oberfläche. Das wilde Wasser aber läuft in den Falten der Oberfläche zusammen und bildet durch Ausspülung und Fortführung von Bodentheilchen Rinnen; dadurch entstehen die Wasserläufe. Je mehr Wasser zusammenfließt, desto mehr erweitert sich das Bett des Wasserlaufes: aus den Rinnen werden Gräben oder Canäle, Bäche, Flüsse und Ströme. Dies sind die fließenden Gewässer. Stehende Gewässer aber nennt man solche Wasseransammlungen, welche entweder gar keinen freien Abfluss haben oder im Verhältniß zu diesem, falls er vorhanden ist, eine sehr große Oberfläche besitzen. Man nennt sie Teiche oder Seen. Aber auch Sümpfe und Moore gehören zu den stehenden Gewässern, und zu den Teichen auch die künstlich hergestellten Sammelbecken und Stauweiher. Der Begriff des Gewässers wird bisweilen auch auf die unterirdischen Wasseransammlungen als Grundwasserträger, Grundwasserbecken und Grundwasserströme, auf die Quellen und die künstlichen geschlossenen Leitungen ausgedehnt. Dies ist jedoch aus praktischen Gründen, namentlich wegen Erschwerung der Schaffung und Auslegung wasserrechtlicher Vorschriften, nicht zweckmäßig, weshalb man die Begriffe Gewässer und Wasserläufe auf die an der Oberfläche vorhandenen offenen Wasseransammlungen und deren Behälter beschränken sollte. Stehende Gewässer, welche, abgesehen

von Ueberschwemmungen, keinen oberirdischen Abfluss haben, werden geschlossene Gewässer genannt.

Die regelmässig von Wasser bedeckten Theile der Bodenoberfläche bilden das Bett der Wasserläufe und das Becken der stehenden Gewässer; die seitlichen Theile bilden die Ufer, der untere ist die Sohle des Bettes oder Beckens.

Aufser den natürlichen Wasserläufen giebt es auch künstliche, zu letzteren gehören Gräben, Ent- und Bewässerungscanäle, Werk- und Schiffahrtscanäle. Unter den Bächen bilden die Giefsbäche, Wildbäche und Gebirgsbäche besondere Klassen. Die Flüsse werden nach ihrer Benutzbarkeit für Verkehrszwecke in schiffbare, flöfsbare und solche, die weder schiffbar noch flöfsbar sind, eingetheilt. Nach der Beschaffenheit des Geländes, dessen Niederschläge sie abführen, unterscheidet man Gebirgs- und Niederungsflüsse. Diese und noch zahlreiche andere Benennungen, als Hauptflüsse, Neben- und Seitenflüsse, Küstenflüsse, Oberlauf, Mittel- und Unterlauf eines Flusses, Mühlenteich, Landsee, Bergsee, Stauweiher und dergleichen sind ohne Erklärung verständlich.

Für alle natürlichen Gewässer bildet die Regel, dafs sie sowohl oberirdisch als auch durch das Grundwasser gespeist werden und die sämtlichen Abflüsse beiderlei Art aus ihrem Niederschlags- oder Abwässerungsgebiet aufnehmen. Das letztere trifft um so vollständiger zu, je gröfser das Niederschlagsgebiet ist. Die Wasserläufe führen das aufgenommene Wasser abwärts in unterhalb gelegene Gewässer, natürlich abzüglich desjenigen Theiles, welcher an ihrer Oberfläche verdunstet oder etwa auf einzelnen Strecken versickert. In den geschlossenen Gewässern überwiegt die Verdunstung und Versickerung, indem der oberirdische Abfluss entweder ganz fehlt oder doch auf die Zeit der Schneeschmelze beziehungsweise der Ueberschwemmung durch starke Regengüsse beschränkt zu sein pflegt.

Wo nicht blofs der oberirdische Abfluss mangelhaft, sondern auch der Untergrund undurchlässig ist, da bilden sich Sümpfe, und durch die in diesen sich bildenden Wasserpflanzen entstehen die Moore, auch Brüche oder Moose genannt.

18. Der Wasserabfluss in Bächen und Flüssen. Unter der Wassermenge eines Flusses versteht man allgemein diejenige Raummenge des Wassers in Cubikmetern, welche in der Secunde durch ein bestimmtes Flufsprofil fließt. Ist F der Flächeninhalt des fließenden Wasserquerschnitts in Quadratmetern und v seine Ge-

schwindigkeit, d. i. der Weg, welchen das Wasser in einer Secunde zurücklegt, in Metern, so ist die Wassermenge

$$Q = F \cdot v.$$

Ändert sich nun an einer Profilstelle die Wassermenge, so muß auch das Product Fv in gleichem Verhältniß mit Q größer oder kleiner werden. Gewöhnlich nehmen alle drei Größen gleichzeitig zu oder ab, jedoch v weniger als die beiden anderen. Die Veränderung F kann aber, wenn das Bett unverändert bleibt, nur dadurch eintreten, daß die Lage des Wasserspiegels sich ändert, und somit bewirkt die Zunahme der Wassermenge ein Steigen, die Abnahme ein Fallen des Wasserstandes. Die näheren Beziehungen zwischen Wassermenge und Wasserstand kommen später zur Besprechung. Es ist aber schon jetzt hervorzuheben, daß die Wasserstände sich in anderer Weise als die Wassermengen ändern, und daß die Mittelwerthe der einen nicht denen der anderen entsprechen.

Die Veränderlichkeit der Niederschläge hat auch eine solche der Abflusmengen zur Folge. Der geringste an einer Profilstelle vorkommende Abfluß ist die Niedrigwassermenge, der größte die Hochwassermenge. Unter der mittleren Wassermenge versteht man die durchschnittliche Größe des Abflusses für den betreffenden Zeitabschnitt, nämlich

$$Q_m = \frac{\Sigma(Q \cdot \Delta t)}{\Sigma \Delta t}.$$

Je nach der Wahl des letzteren hat man also verschiedenartige Mittelwassermengen zu unterscheiden, beispielsweise diejenige eines einzelnen Monates, die mittlere Wassermenge der Sommermonate, der Wintermonate oder eines ganzen Jahres. Ferner lassen sich die betreffenden Mittel auch für die betreffenden Zeitabschnitte einer Gruppe von Kalenderjahren bilden, also z. B. die Mittelwassermenge des Monats Mai in den zwanzig Jahren 1876 bis 1896. In diesem Falle kann man dann noch neben dem genannten vieljährigen Mittelwerthe die größte und kleinste Mittelwassermenge unterscheiden, welche für den fraglichen Zeitabschnitt in den einzelnen Jahren vorgekommen sind, also z. B. für den Monat Mai von 1876 bis 1890 die durchschnittliche, die größte und kleinste mittlere Monatswassermenge, endlich neben diesen verschiedenen Mittelwerthen auch die größten und kleinsten überhaupt vorgekommenen Einzelwerthe der Wassermenge. Wenn also von einer mittleren oder durchschnittlichen Wassermenge die Rede ist, muß stets genau angegeben werden, in welchem Sinne und Umfange, und da die Wassermenge an den verschiedenen Stellen eines Wasserlaufes verschieden groß

ist, auch für welchen Ort oder noch besser für welche Profilstelle sie verstanden werden soll.

Die Veränderlichkeit der an einer bestimmten Stelle eines Wasserlaufes abfließenden Wassermenge ist um so größer, je schneller und vollständiger die Niederschläge des Abwässerungsgebietes dorthin gelangen und je stärker die Regenfälle sind. Abwässerungsgebiete von geringer Größe liefern bei undurchlässiger, kahler und stark geneigter Bodenoberfläche sehr große Hochwassermengen, aber nach dem Regenfall verlaufen sich die Hochfluthen fast ebenso schnell als sie ankamen, und die Niedrigwassermenge ist sehr gering. Ist das Abwässerungsgebiet langgestreckt und schmal, so wird die Hochwassermenge kleiner ausfallen als für ein sonst gleichartiges und ebenso großes Gebiet, welches größere seitliche Ausbreitung und geringere Längenerstreckung hat, weil starke Regengüsse nur von kurzer Dauer sind und das Wasser von den entfernteren Gegenden erst ankommt, wenn das aus den näheren bereits abgeflossen ist. Trotz gleicher Größe der gesamten abfließenden Wassermenge wird also die Hochwassermenge, d. i. die in der Secunde abfließende Wassermenge kleiner, aber dafür verläuft die Hochfluth weniger schnell.

Je durchlässiger der Boden ist, desto größer ist die Versickerung, und obwohl auch das Grundwasser ebenso wie das oberirdisch abfließende Wasser in die Bäche und Flüsse gelangt, so braucht es doch eine sehr viel längere Zeit als das letztere zur Zurücklegung des Weges. Deshalb ist die Hochwassermenge bei durchlässigem Boden kleiner, die Niedrigwassermenge dagegen größer als bei undurchlässigem.

Die Veränderlichkeit der Wassermengen nimmt ferner allgemein ab, wenn das Zuflußgebiet größer wird, und insbesondere vermindert sich dabei die Hochwassermenge im Verhältniß zur Größe des Flußgebietes sehr bedeutend. Dies erklärt sich einmal aus der Zeitverschiedenheit, mit welcher das Hochwasser aus den einzelnen Theilen des ganzen Flußgebietes ankommt. Es trägt dazu aber auch der Umstand wesentlich bei, daß starke Regengüsse sich niemals über große Gebiete gleichmäßig erstrecken, sondern gewöhnlich nur strichweise vorkommen.

Die für kleine Sammelgebiete in Betracht kommenden Abflusvorgänge sind bereits in Artikel 15 besprochen worden. Für größere Flußgebiete sind die fraglichen Erscheinungen noch mannigfaltiger. Allgemein kann als Regel angenommen werden, daß die Wassermenge der Flüsse um so gleichmäßiger ist, je langsamer das Wasser

aus dem Zuflussgebiete in dieselben gelangt. Sümpfe, Seen und Wälder wirken zurückhaltend, die letzteren dadurch, daß die Bedeckung des Waldbodens den oberirdischen Abfluß verzögert und die Versickerung begünstigt. Die zunehmende Bodencultur wirkt dagegen in entgegengesetzter Richtung, indem der Wasserabfluß durch Gräben und Drainirung beschleunigt wird. Daraus erklärt es sich, daß die Hochwasseranschwellungen vieler Flüsse größer und bedrohlicher geworden sind. Die durchschnittliche jährliche Wassermenge scheint dagegen von der Bewaldung und dem Zustande der Bodencultur nur wenig beeinflusst zu werden, wenigstens lassen sich die großen Schwankungen aus der Veränderlichkeit der jährlichen Regenhöhen ausreichend erklären.

An vielen Flüssen findet sich die auffallende Erscheinung, daß die Hochwassermenge an einem oberen Punkte größer ist als an einem weit unterhalb gelegenen. Dies ist sogar die Regel, wenn zwischen beiden Punkten keine Nebenflüsse einmünden, und die Erklärung ist darin zu suchen, daß die Hochwasseranschwellung auf ihrem Wege stromabwärts immer mehr auseinanderläuft, sich über eine längere Strecke ausbreitet und an Höhe abnimmt. Der geringeren secundlichen Durchflußmenge des unteren Stromprofils steht dann eine längere Dauer des Hochwasserablaufes gegenüber. Die Abnahme der Hochwassermengen ist in anderen Fällen noch viel bedeutender, und zwar vorzugsweise unterhalb eines Sees, welcher den Lauf des Flusses unterbricht. Denn die in den See sich ergießenden Wassermassen breiten sich auf der Oberfläche aus, wodurch der Wasserspiegel des Sees zwar etwas gehoben wird, aber bei weitem nicht so hoch und so schnell, als das Hochwasser den einmündenden Fluß anschwellt. Nun kann der Wasserstand in der ausfließenden Flußstrecke nicht schneller ansteigen, als der Wasserspiegel des Sees, darum bewirkt der letztere eine mitunter sehr bedeutende Abnahme der Hochwassermenge für die unterhalb gelegene Flußstrecke.

Der See ist für diese das wirksamste Schutzmittel gegen Ueberschwemmungen. Bei dem Bodensee steigt z. B. der höchste Wasserstand durchschnittlich nur 2,12 m über den niedrigsten, und bei dem 25000 qkm großen Eriesee in Nordamerika beträgt die Schwankung des Wasserstandes sogar nur 0,40 m.

In ähnlicher Art wirkt jede merkliche Erweiterung des Abflußprofils innerhalb einer Flußstrecke. Wo das Hochwasser sich in weiten, niedrigen Thälern, diese überschwemmend, ausbreiten kann, da verläuft es sich, und die Hochwassermenge wird stromabwärts

immer geringer, falls nicht der Ausfall durch neue Zuflüsse ersetzt wird. Die gleiche Erscheinung tritt auch ein, wenn das Hochwasser des Hauptstromes in das Bett und das Thal eines nicht angeschwollenen Nebenflusses von unten eindringen und diesen zurückstauend anfüllen kann.

Beispiel. Die Hochwassermenge der Elbe verminderte sich im Sept. 1890 zwischen Tetschen und Magdeburg von 4450 cbm an dem ersteren, auf 3200 cbm an dem letzteren Orte. An der Havelmündung strömten etwa 500 cbm aus der Elbe in die Havelniederung ab. Die Wassermenge, welche hier die Havel aufwärts abfließt, wird für die größten Hochfluthen der Elbe auf 900 bis 1000 cbm in der Secunde geschätzt, und es wird dabei in der etwa 400 qkm großen Niederung eine Gesamtwassermenge bis zu 300 Millionen cbm bei einer Elbe-Hochfluth aufgespeichert.

Andererseits ist der Schlufs naheliegend, dafs die Hochwassermenge durch Eindeichung der oberhalb gelegenen Niederungen gegen früher vergrößert wird.

Was vorstehend von der Hochwassermenge gesagt ist, gilt in geringerem Umfange von allen Anschwellungen; je mehr sich das fließende Wasser seitlich ausbreiten kann, desto kleiner an Höhe, aber länger an Dauer werden die Anschwellungen, und die Wassermenge wird gleichmäßiger, was übrigens nicht in allen Fällen vortheilhaft ist. Eine Abnahme der Niedrigwassermenge in der Richtung stromabwärts kann indessen aus denjenigen Ursachen, welche die Abnahme der Hochwassermenge verursachen, niemals vorkommen, da vielmehr jene Ursachen auf einen Ausgleich der Wassermengen hinwirken und eher eine Zunahme des Niedrigwassers als eine Abnahme erwarten lassen.

Da so vielerlei Ursachen von Einfluß auf die Größe der Wassermengen sind, so läßt sich nicht erwarten, dafs man die mittleren, größten und kleinsten Wassermengen nach Formeln genau und zuverlässig berechnen könnte. Jeder Wasserlauf hat seine besonderen Eigenthümlichkeiten, welche durch die Größe und Gestalt seines Abwässerungsgebietes, die Beschaffenheit des Bodens und der Bodenoberfläche, die Vertheilung seiner Nebenflüsse, die Größe der Ueberschwemmungsflächen, die Größe und Vertheilung der Niederschläge, die Wärme und Feuchtigkeit der Luft bedingt sind und wohl niemals bei zwei Flüssen übereinstimmen dürften. Da jedoch die Verhältnisse in benachbarten Flußgebieten häufig ähnlich liegen, andererseits aber auch die Wassermengen in den einzelnen Jahren sehr ungleich und bald größer, bald kleiner als ihre Mittelwerthe ausfallen, so bieten die in einzelnen Fällen angestellten Ermittlungen immerhin einen nützlichen und brauchbaren Schätzungsmaßstab, den

man sich nur hüten muß auf nicht passende Verhältnisse anzuwenden.

19. Abflussmengen. Die genaue Messung der in einem Wasserlaufe abfließenden Wassermenge bietet selbst in den einfachsten Fällen nicht unerhebliche Schwierigkeiten. Sie gelingt noch am besten bei kleinen und mittleren Wasserständen in denjenigen Fällen, wo das Wasser in einem regelmässigen Bette fließt. Sobald es aber ausfert oder sehr unregelmässig ist, wird die Messung ungenau und bei Hochwasser ist man fast stets auf eine ziemlich rohe Schätzung angewiesen. Besonders schwierig ist die Feststellung der gesamten Abflussmengen für eine längere Zeit, etwa ein Kalenderjahr, und es sind dazu äußerst mühsame Arbeiten erforderlich, weil die Wassermenge sich häufig ändert und sogar bei der nämlichen Höhenlage des Wasserspiegels keineswegs immer den gleichen Werth hat, sondern bei steigendem Wasser gröfser als bei fallendem ist. Immerhin gleichen sich diese Unterschiede für einen längeren Zeitraum annähernd aus, indem dabei sowohl fallende als steigende Wasserstände vorkommen, und da man die Wassermenge nicht ununterbrochen messen kann, so begnügt man sich damit, für das gewählte Flufsprofil die Wassermenge bei verschiedenen Wasserständen jedesmal im Beharrungszustande des Flusses zu messen und auf Grund der Ergebnisse eine Abflusstafel zu entwerfen, aus welcher die Wassermenge für jeden Wasserstand entnommen werden kann. (Vergl. Artikel 22.) Die Wasserstände werden regelmässig beobachtet und notirt, und man ist dann im stande, die ganze Abflussmenge für beliebige Zeitabschnitte zu berechnen. Vorsicht ist aber dabei insofern geboten, als man für die Messung eine Flufsstrecke mit unveränderlichem Bett zu wählen hat, weil andernfalls die Abflusstafel bald unbrauchbar wird und berichtigt werden muß. Die ganze Abflussmenge eines Jahres läfst sich mit der Gesamtmenge der Niederschläge des Flufsgebietes vergleichen und dadurch der zum Abflufs kommende Antheil der letzteren ermitteln. Da die Niederschläge innerhalb eines gröfseren Flufsgebietes ungleichmässig vertheilt sind, ist dieses in kleinere Abschnitte zu zerlegen, und wenn G die Fläche eines solchen in Quadratkilometern, h die jährliche Regenhöhe in Metern bedeutet, so ist die Regenmenge gleich

$$1000 \cdot 1000 \cdot \Sigma(Gh) \text{ in cbm.}$$

Wird die Abflussmenge = $\frac{n}{100}$ der Regenmenge gesetzt, so ist

$$\frac{\text{Abflussmenge}}{\text{Regenmenge}} = \frac{n}{100} = \frac{\Sigma(Q \cdot \Delta t)}{1000 \cdot 1000 \cdot \Sigma(Gh)},$$

worin At in Secunden auszudrücken ist, da Q die in einer Secunde abfließende Wassermenge bedeutet. Führt man die mittlere Wassermenge des Jahres ein ($=Q_m$), so ist, da das Jahr rund 31,5 Mill. Secunden hat,

$$\frac{n}{100} = 31,5 \frac{Q_m}{\Sigma(Gh)} \text{ und}$$

$$Q_m = \frac{n}{100} \cdot \frac{\Sigma(Gh)}{31,5} \text{ oder allgemeiner} = \Sigma\left(\frac{n}{100} \cdot \frac{Gh}{31,5}\right).$$

Die letzte Formel kann zur Schätzung der mittleren jährlichen Wassermenge eines Flusses unter Zugrundelegung der Regenhöhe und eines Erfahrungswerthes für n benutzt werden.

Beispiel. Es sei gegeben das Flußgebiet $G = 12000$ qkm, die mittlere Regenhöhe für eine Fläche von 3000 qkm $= 80$ cm und für den Rest $= 60$ cm. Für den Abfluswerth $n = 35$ erhält man

$$Q_m = \frac{35}{100} \cdot \frac{3000 \cdot 0,80 + 9000 \cdot 0,60}{31,5} = \text{rd. } 87 \text{ cbm. /see}$$

Setzt man den Abfluswerth n für die erstgenannte Theilfläche $= 32$ und für die zweite $= 28$, so erhält man

$$Q_m = \frac{32}{100} \cdot \frac{3000 \cdot 0,80}{31,5} + \frac{28}{100} \cdot \frac{9000 \cdot 0,60}{31,5} = \text{rd. } 72,4 \text{ cbm.}$$

Zuverlässige Berechnungen des Abfluswerthes n giebt es bisher nur in geringer Zahl. Die meisten derartigen Ermittlungen beruhen auf ungenügenden Grundlagen und sind nur als Schätzungen anzusehen. Besonders pflegt die Berechnung der jährlichen Abflusmenge mangelhaft zu sein, die bezüglichen Angaben sollten daher sorgfältig geprüft werden, bevor man sie anwendet und wohl gar für allgemeine Schlusfolgerungen über die Zu- oder Abnahme der Wassermenge in den Flüssen, über deren Ursachen oder ähnliche Untersuchungen zu Grunde legt.

Am sorgfältigsten sind bisher die Abflusverhältnisse der Elbe in Böhmen erforscht, weshalb nachstehend einige Angaben darüber folgen, für welche das Heft 4 der Arbeiten des Geographischen Institutes der K. K. Universität Wien benutzt wurde.

Die Messungen der Wassermengen wurden in einem Profil bei Tetschen bei Wasserständen zwischen $-0,35$ und $+5,38$ m am Tetschener Pegel in so großer Zahl ausgeführt, daß die Abflusstafel für alle Wasserstände zwischen Niedrig- und Hochwasser genau berechnet werden konnte. Das Flußbett ist dort in einem engen Durchbruchsthale wenig veränderlich. Da ferner eine Grundwasserabströmung unter der Thalsole den Bodenverhältnissen zufolge ausgeschlossen ist, auch die Wasserscheiden des Niederschlagsgebietes überall so beschaffen sind, daß eine anderweitige Abströmung von

Grundwasser nicht stattfinden kann, so wird in dem Flußprofil die gesamte Abflussmenge des 51000 qkm großen Niederschlagsgebietes gemessen. Bei der Benutzung der Abflußtafel wurden die Wasserstände solcher Wintertage, an welchen sich durch Eisversetzungen Stauwasser gebildet hatte, unter Vergleichung der Wasserstände an anderen Pegelstationen entsprechend herabgesetzt. Die Regenhöhen wurden in dem ganzen Flußgebiete an zahlreichen Stationen (durchschnittlich je eine auf 60 qkm) beobachtet und zur Anfertigung einer Regenkarte benutzt, nach welcher die Regenmengen berechnet wurden. Die Untersuchungen erstreckten sich auf die 15 Jahre von 1876 bis 1890 und sowohl auf die jährlichen als die monatlichen Abfluß- und Regenmengen. Nachstehend sind die Jahresmittel zusammengestellt und zwar die Abflussmengen in gleicher Weise wie die Regenmengen, d. i. in Höhe einer über das ganze Niederschlagsgebiet gleichmäßig vertheilt gedachten Wasserschicht angegeben. In der letzten Reihe ist die auf 1000 qkm des Niederschlagsgebietes entfallende mittlere Jahreswassermenge in Cubikmetern nach der Formel

$$Q_m = \frac{\text{Abflußhöhe in mm}}{31,5}$$

für 1000 qkm

hinzugefügt.

Jahr	1876	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	Mittel 1876/90
Regenhöhe in mm	644	630	644	692	823	664	803	630	678	561	727	547	789	678	858	692
Abflußhöhe in mm	234	172	166	178	240	200	207	190	171	126	180	125	243	186	268	192
Abfluß- werth n in %	36,4	27,3	25,8	25,8	29,2	30,2	25,8	30,2	25,2	22,5	24,8	22,9	30,9	27,5	31,3	27,8
Mittlere Wasser- menge für je 1000 qkm in cbm	7,42	5,45	5,26	5,65	7,61	6,35	6,57	6,02	5,42	4,00	5,71	3,96	7,71	5,90	8,50	6,08

Die regenreichsten Jahre haben, wie die Zusammenstellung zeigt nicht bloß eine größere Abflußhöhe als die trockeneren, sondern

der Abflufs nimmt auch durchschnittlich in stärkerem Verhältnifs zu als der Niederschlag, d. h. auch der Abflufswerth n ist in nassen Jahren durchschnittlich gröfser als in trockenem.

Die folgende Zusammenstellung enthält die Durchschnittswerthe für die einzelnen Monate. In der Reihe c sind die mittleren Verdunstungshöhen angegeben, die allerdings nur auf Schätzung beruhen, da ihre Beobachtung nur für freie Wasserflächen, aber nicht für die Oberfläche eines Landes ausführbar ist. Nun ist die Summe der Reihen b und c (Abflufs + Verdunstung) in einzelnen Monaten kleiner, in anderen gröfser als die Regenhöhe. Der Unterschied ist in den Reihen d und e angegeben und entspricht in dem ersten Falle einer Aufspeicherung von Wasser, die als Schneedecke oder Grundwasseransammlung stattfindet, in dem zweiten Falle dagegen einer Speisung aus jenem aufgesammelten Vorrathe. Die Aufspeicherung und Speisung ist in einzelnen Monaten, und zwar die erste in den Monaten September bis December, die zweite in den Monaten März bis Mai sehr bedeutend und zum Theil sogar gröfser als der Abflufs. Man kann hieraus den grofsen Einflufs des Grundwassers und der Schneedecke auf den Wasserabflufs in den Flüssen erkennen. Zugleich erklärt sich daraus die grofse Verschiedenheit des Abflufswerthes in den einzelnen Monaten und der Umstand, dafs starke Niederschläge sich häufig erst in dem vermehrten Abflusse späterer Monate oder des folgenden Jahres zu erkennen geben. Denn es sind die letzten Monate des Jahres, welche für das folgende Jahr Wasser ansammeln und deren Niederschlagsmenge sich in der Speisung der Flüsse im nächsten Frühjahr bemerkbar macht. Der Schneefall dauert in den böhmischen Randgebirgen von September bis in den Juni und wird für ganz Böhmen auf 19 % der ganzen Niederschlagsmenge geschätzt. Ergebnisse, welche von denen in Böhmen nicht viel abweichen, hat man auch an der Saale und bei anderen deutschen Flüssen erhalten.

Die Monatsmittel weichen in den einzelnen Jahren stärker von einander und von ihrem Durchschnittswerthe ab als die Jahresmittel, und es nähert sich das kleinste Monatsmittel einer längeren Beobachtungsreihe der durchschnittlichen Niedrigwassermenge, während die durchschnittliche Hochwassermenge wegen des schnelleren Ablaufes der Hochfluthen immer noch beträchtlich gröfser als das höchste Monatsmittel zu sein pflegt.

An der Elbe bei Tetschen ist also die durchschnittliche Niedrigwassermenge etwas kleiner als 1,3 und die durchschnittliche Hochwassermenge bedeutend gröfser als 27 cbm für je 1000 qkm des

Niederschläge und Abflussmengen der Elbe bei Tetschen in den 15 Jahren 1876/90.

Reihe Nr.	Gegenstand	Monat												Jahr	Bemerkungen
		Jan.	Febr.	März	April	May	Junii	Juli	Aug.	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.		
		a	Durchschnittliche Regenhöhe in mm	33	31	44	47	63	87	90	84	70	54		
b	Durchschnittliche Abflußhöhe in mm	14	17	33	25	17	13	10	11	12	12	12	16	192	
c	Durchschnittliche Verdunstungshöhe in mm	13	15	28	46	69	79	80	71	45	26	16	12	500	
d	Durchschnittliche Höhe der Aufspeicherung in mm	6	—	—	—	—	—	—	2	13	16	16	17	70	
e	Durchschnittliche Höhe der Speisung in mm	—	1	17	24	23	5	—	—	—	—	—	—	70	
f	Abfluswerth α in % der Regenmenge	42	55	75	53	27	15	11	13	17	22	27	36	28	
g	Mittelwassermenge des Abflusses in cbm für 1000 qkm oder in Litern für 1 qkm	5,3	7,2	12,2	9,6	6,4	5,1	3,6	4,1	4,8	4,5	4,6	5,9	6,1	
h	Desgl. größtes Monatsmittel	15,3	21,3	27,0	18,6	10,2	9,3	7,8	8,8	23,5	8,8	12,6	16,1	8,5	
i	Desgl. kleinstes Monatsmittel	2,0	2,4	5,1	4,0	3,4	1,6	1,7	1,3	1,7	1,6	1,9	1,9	4,0	

Flußgebietes. Die Wassermengenmessungen ergaben die Niedrigwassermenge gleich 1,10 und die größte Hochwassermenge ungefähr gleich 115 cbm, die durchschnittliche Hochwassermenge kann auf etwa 70 cbm für 1000 qkm geschätzt werden.

Zur Schätzung der Wassermengen mitteleuropäischer Flüsse mögen die folgenden Angaben einen ungefähren Anhalt bieten.

Abflusmenge in Sekundenlitern für 1 qkm.

1. Bei Niedrigwasser:
 - a) in flacher oder hügeliger Gegend mit wenig durchlässigem Boden 0,5—1,2
 - b) im Flachlande mit Wäldern und Seen 1,2—2,0
 - c) im bewaldeten Berglande und durchlässigem Hügellande 1,6—2,4
2. Bei gewöhnlichem Sommerwasser 3—5
3. Bei durchschnittlichem Hochwasser für Flußgebiete über 500 qkm Größe:
 - a) im Flachlande mit Seen und großen Ueberschwemmungsflächen 15—40
 - b) in flacher oder hügeliger Gegend mit durchlässigem Boden 30—80
 - c) desgl. bei wenig durchlässigem Boden 60—150
 - d) im Berglande ohne kahles Felsgebiet 80—200

Alle solche Schätzungen sind zwar sehr unsicher, indessen lassen sie sich, wo es an zuverlässigen Beobachtungen fehlt, nicht ganz entbehren. Für die Schätzung der Hochwassermengen hat sich eine von Cramer aufgestellte Formel als ziemlich zuverlässig erwiesen.

Dieselbe lautet

$$(1) \quad Q = \frac{80 \cdot F \cdot \mu h \sqrt[3]{\sin \alpha}}{9 + \sqrt[3]{F \mu h}}$$

worin

$$\mu = 1 - \sin \left(\text{tg} = 18 \frac{f}{Fh} \right)$$

zu setzen ist. F ist das Flußgebiet, f das Ueberschwemmungsgebiet, welches bei Hochwasser überfluthet wird, beides in Quadratkilometern, h ist die jährliche Regenhöhe in Metern und α der mittlere Abdachungswinkel des Niederschlagsgebietes, sodafs

$$\sin \alpha = \frac{\text{mittleres Gefälle}}{\text{mittlere Wegelänge}}$$

der Niederschläge.

Etwa vorhandene Gletscherflächen sind nur mit $\frac{1}{10}$ ihrer Gröfse anzurechnen, die an dem Endpunkte des Niederschlagsgebietes vorhandene Ueberschwemmungsfläche bzw. Seeoberfläche f ist dagegen mit ihrer doppelten Gröfse in die Formel für μ einzusetzen.

Beispiel. Es sei für einen Gebirgsbach ermittelt $F = 600$ und $f = 3$ qkm, $h = 0,80$ m und $\sin \alpha = 0,005$. Dann ist

$$\mu = 1 - \sin \left(\text{tg} = \frac{18 \cdot 3,0}{600 \cdot 0,80} \right) = 0,89$$

$$Q = \frac{80 \cdot 600 \cdot 0,89 \cdot 0,80 \sqrt[3]{0,005}}{9 + \sqrt[3]{600 \cdot 0,89 \cdot 0,80}} = 354 \text{ cbm}$$

und 1 qkm des Flufsgebietes liefert

$$\frac{354}{600} = 0,59 \text{ cbm} = 590 \text{ sl.}$$

Wäre dagegen $f = 15$ qkm, so würde man erhalten

$$\mu = 0,51 \text{ und } Q = 219 \text{ cbm,}$$

also für 1 qkm

$$\frac{219}{600} = \text{rd. } 0,37 \text{ cbm}$$

und wenn die ganze Ueberschwemmungsfläche von 15 qkm an dem unteren Ende liegt, so ist

$$f = 2 \cdot 15 = 30 \text{ qkm}$$

$$\mu = 1 - \sin \left(\text{tg} = \frac{18 \cdot 30}{600 \cdot 0,80} \right) = 0,25 \text{ und}$$

$$Q = 118 \text{ cbm oder rd. } 0,20 \frac{\text{cbm}}{\text{qkm}}.$$

Nach Hefs genügt es, für ebene Gegenden und kleinere Flüsse in Nord- und Mitteldeutschland, wenn man Winterhochwasser und ganz aufsergewöhnliche Sommerhochwasser ausschließt, die abzuführende Wassermenge höchstens zu 27 sl auf 1 qkm anzunehmen. Uebrigens ist klar, dafs aufser der Höhe des Niederschlages und der Gröfse des Niederschlagsgebietes noch die Bodenbeschaffenheit, ob eben oder hügelig, durchlassend oder undurchlassend, sowie die Form des Niederschlagsgebietes, ob langgestreckt und schmal oder beckenartig, und seine Gliederung hinsichtlich der Einmündung der Nebenflüsse von Einflufs auf die Hochwassermenge ist, sodafs man von keiner Formel eine genaue Uebereinstimmung erwarten darf.

20. Bildung der Flufsbetten. Die Entstehung der Flufsthäler ist eine Folge der zerstörenden und auflösenden Wirkungen des fließenden Wassers. Diese Wirkungen zeigen sich selbst in dem härtesten Gestein. Beim Ueberstürzen werden die vorzugsweise von dem Stofse und der Strömung des Wassers getroffenen Stellen am meisten angegriffen, es bilden sich Vertiefungen, die sich zu Spalten erweitern, und indem das Wasser darin in geschlossener Masse entlangströmt und die über seinem Spiegel befindlichen Theile der

ihr Bett zu vertiefen. Wo diesem Bestreben nicht durch entsprechende Verbauung und Befestigung der Sohle Widerstand geleistet wird, rückt die Vertiefung von unten stromaufwärts vor, den Fuß der Gehänge unterspülend und deren Einsturz verursachend, während die abgestürzten Geröllmassen in die Thäler geführt werden.

Die Kraft des Wassers zur Bewegung der Geschiebe ändert sich mit seiner Menge und Geschwindigkeit. Da nun die abfließenden Wassermengen innerhalb weiter Grenzen veränderlich sind, auch die Schwankungen häufig und unregelmäßig eintreten, so ist klar, daß der Gleichgewichtszustand, bei welchem weder Geschiebe abgelagert noch das Bett angegriffen wird, nicht dauernd vorhanden sein kann. Es könnte sich vielmehr nur um einen durchschnittlichen Gleichgewichtszustand in solchem Sinne handeln, daß die Veränderungen des Bettes sich innerhalb eines längeren Zeitraumes ausgleichen. Aber selbst das ist selten vollständig anzutreffen. Aus den Wirkungen der Vergangenheit darf man auf die der Zukunft schließen. Die aufgeschwemmten Flußthäler haben sich bisher erhöht, und das Flußbett ist dem Thale gefolgt. Die Mündungen der Flüsse in das Meer rücken vor, wodurch ihr Lauf verlängert, das Gefälle verändert, und die Vorfluth des Mündungsgebietes schwieriger wird. Große Versumpfung sind auf diese Weise entstanden, und ehemals blühende Gegenden unbewohnbar geworden. Freilich kommen auch Senkungen des Flußbettes vor, doch scheint dies, abgesehen von den vorher besprochenen Erscheinungen an Wildbächen und bei ähnlichen Anlässen, nur örtlicher Natur und eine Folge der zunehmenden Ausgleichung des Gefälles zu sein, sodafs den Senkungen an einer Stelle Hebungen an einer anderen gegenüberstehen.

Nur durch vollständigen Ausbau der Gebirgsbäche und Deckung der Ufer aller Wasserläufe in der Ebene könnte die Menge der Sinkstoffe derart vermindert werden, daß die Aufhöhung der Thäler und Flußbetten dauernd unterbliebe und wohl gar statt dessen eine allgemeine Eintiefung der letzteren eintreten könnte.

Die Veränderungen des Flußbettes werden vorzugsweise durch den Abbruch der Ufer veranlaßt. Man könnte vermuthen, daß das Wasser bestrebt sein müßte, einen geraden Lauf zu verfolgen, weil dieser die geringste Länge und also das stärkste Gefälle bedingt. Beim Hochwasser findet dieses auch wirklich statt; sobald das Wasser aber in sein eigentliches Bett zurücktritt, muß es demselben folgen, und die Veränderungen sind durch zufällige Umstände bedingt. Ein kleines Hinderniß an einer oder der anderen Stelle des Bettes, etwa eine kleine Uferbank an der Einmündung eines Seiten-

Wände nicht mehr angegriffen werden, richtet sich der Angriff auf weitere Vertiefung, wodurch die Wände immer höher und steiler werden und theilweise einstürzen. In zerklüftetem und geschichtetem Gestein werden Hohlräume noch leichter ausgewaschen, auch der Frost begünstigt die Zerstörung dadurch, daß das gefrierende Wasser seinen Raumgehalt vergrößert und das Gefüge der Bodenmassen lockert. In die Bachbetten stürzen Fels- und Geröllmassen von den steilen Hängen herab, dem Wasser den Ablauf sperrend oder hemmend. Dann staut sich das Wasser an und sucht sich einen Abfluß neben dem Schuttkegel oder über denselben hinweg, wobei sich die Austiefung des Bettes wiederholt. Die eingestürzten großen Blöcke bleiben in dem Bette liegen, das kleinere Gerölle wird fortgerissen und abwärts bewegt. Dies ist das Geschiebe der Wasserläufe.

Wo die Geschwindigkeit des Wassers kleiner wird, reicht seine Kraft nicht aus, um die mitgeführten Geschiebe fortzubewegen und die gröberen Theile kommen zur Ablagerung. Dadurch entstehen Aufhöhungen des Flußbettes. Durch abwechselnde Aufhöhungen und Vertiefungen vermindern sich die ursprünglichen Unterschiede und es bilden sich längere Täler, in denen sich der Wasserablauf, wenn auch auf Umwegen und mit wechselndem Gefälle, doch schon in ausgebildeten Betten vollzieht. Natürliche Dämme, welche den Abfluß noch hemmen, verursachen eine seeartige Aufstauung des Wassers bis zu solcher Höhe, daß sie überströmt werden, wobei das Wasser sie auswäscht und schließlich durchbricht, worauf der See verschwindet. Feste Felsbänke halten als natürliche Dämme länger vor und geben Anlaß zur Bildung von Stromschnellen und Wasserfällen. Aber auch hier schreitet die zerstörende Wirkung des Wassers unaufhaltsam fort. Der Niagarafall rückt dadurch jährlich etwa um 1 m stromaufwärts vor und wird in vielleicht vier bis fünf Jahrhunderten den ihn vom Eriesee trennenden Felsdamm durchbrochen haben. In solcher Weise ist der Rhein bei Bingen durchgebrochen und ähnliche Durchbrüche lassen sich an vielen Strömen noch deutlich erkennen.

In den aufgeschwemmten Ebenen ist die Ausbildung der Flußbetten im wesentlichen beendet, und es treten nur noch verhältnißmäßig kleinere Veränderungen ein. In den Gebirgen dagegen dauert der Bildungsvorgang noch im großen fort und verursacht große Veränderungen, denen man nur durch sorgsame Schutzmaßregeln einigermaßen vorbeugen kann. Die Wildbäche sind Gewässer, welche ein stärkeres Gefälle haben, als zur Fortbewegung ihrer Geschiebe ausreichend sein würde und welche deshalb das Bestreben haben,

gewässers, veranlaßt schon das Wasser, sich bald rechts, bald links zu wenden, und da es infolge seines Beharrungsvermögens diese Richtung beizubehalten sucht, greift es abwechselnd die Ufer an. So entstehen Krümmungen aus zufälligem Anlaß und die einmal vorhandenen werden immer schärfer, weil die Strömung sich durch das Beharrungsvermögen des Wassers dem einbuchtenden Ufer zuwendet und dieses in Abbruch setzt, während die fortgerissenen Erdtheilchen an dem strömungsschwächeren ausbuchtenden Ufer sich ablagern. Je länger die Windungen werden, desto schmaler wird der die einzelnen Schleifen trennende Landstreifen und schließlicly wird derselbe durchbrochen, wodurch der Fluß sich in gewissem Sinne selbst regulirt. So wandert der Fluß in seinem Thale in Schlangenwindungen hin und her, immer von neuem Uferflächen abwechselnd abreisend und neubildend. Die letzteren haben natürlich kein sehr festes Gefüge und wenn schließlicly fast das ganze Thal aus solchen früheren Ablagerungen besteht und diese, ehemals an einem ausbuchtenden Ufer entstanden, später sich einem einbuchtenden vorgelagert finden, so wird der Widerstand der ungedeckten Ufer gegen den Angriff der Strömung immer geringer.

Vorzugsweise sind es die Wirbelbewegungen der Wassertheilchen, durch welche die Ufer angegriffen werden und welche in dieser Hinsicht viel gefährlicher sind, als gleichmäsig strömende Wasserfäden. In den Krümmungen, woselbst die Wirbel durch die schiefe Richtung der Wasserfäden gegen das einbuchtende Ufer entstehen, ist dieses daher selbst bei mäfsiger Strömungsgeschwindigkeit starken Angriffen ausgesetzt. Die inneren Bewegungen im Wasser sind es auch, welche der Ablagerung der schwebenden Bodentheilchen entgegenwirken. Von den letzteren wird der Thon im Wasser ganz fein zertheilt, weshalb er sich sehr lange schwebend erhält und erst niederfällt, wenn das Wasser beinahe ganz bewegungslos ist. Der Sand fällt dagegen sogleich zu Boden, sobald die inneren Bewegungen sich mäfsigen. Er wird aber dadurch dem Einflusse des Stromes nicht ganz entzogen, sondern die einzelnen Körnchen werden durch den Druck des Wassers, wenn dieser dazu ausreicht, also vorzugsweise bei Hochwasser, auf der Oberfläche des Bettes fortgeschoben.

Mit der Höhe des Wasserstandes ändert sich nicht blofs die Geschwindigkeit des Wassers, sondern häufig auch die Lage und Richtung der Hauptströmung, des sogenannten Stromstrichs, und es entstehen dadurch zu verschiedenen Zeiten verschiedenartige Ablagerungen. Besonders das Hochwasser strömt häufig schräge oder quer über das eigentliche Flußbett, und dieses pflegt alsdann stark

verflacht zu werden. Dasselbe geschieht an den Stellen, wo die Hochwasserströmung das Bett verläßt und wiederum in dasselbe eintritt. Daraus dürften die an diesen Stellen häufig vorkommenden Untiefen oder Furthen sich erklären lassen, während diejenigen Flusstrecken, welche in der Strömungsrichtung des Hochwassers liegen, durch große Tiefen sich auszeichnen. Die Furthen werden aber auch oft durch Felsbänke veranlaßt, welche das Flußbett durchsetzen, und häufig sind es die seitwärts einmündenden Bäche, die bei jeder Anschwellung das Geschiebe, welches in der geringeren Strömung des Hauptflusses nicht fortbewegt werden kann, hier abgelagern.

Große Uferabbrüche treten oft beim Wechsel des Wasserstandes ein und zwar vorzugsweise bei einem schnellen Fallen des Wassers nach vorangegangenem hohem Wasserstande, zumal bei festem Thonboden, wenn der Fuß durch die Hochwasserströmung steil abgebrochen wurde. Das Ufer steht dann häufig während des hohen Wasserstandes unbeweglich, stürzt aber in großen Massen ein, sobald der Wasserspiegel sinkt und der Gegendruck aufhört. Auch der Rückfluß des angestauten Grundwassers sowie überhaupt Quellenbildung trägt zu dem Uferabbruch bei.

Die Verwilderung des Flußbettes wird ferner häufig durch Baumstämme veranlaßt und besonders durch das in Urwaldströmen oft massenhaft vorkommende Treibholz, durch welches nicht nur die Schifffahrt gefährdet wird, sondern auch die Inselbildungen eingeleitet und begünstigt werden, welche in besonders großem Umfange in dem Mündungsdelta des Mississippi vorkommen.

Inseln entstehen vorzugsweise dadurch, daß niedrige Landzungen, die stromabwärts vortreten, bei hohen Fluthen durchbrochen werden, sie bilden sich aber auch durch das Anwachsen von Bänken, die in breiten Betten als sogenannte Mittenfelder durch das querüberströmende Hochwasser abgelagert werden. Jede Spaltung ist nachtheilig, weil das Wasser bald in dem einen, bald in dem anderen Arme seinen vorzugsweisen Abfluß findet und durch den Wechsel neue Unregelmäßigkeiten entstehen. Am ausgedehntesten sind die Spaltungen an den Mündungen der Ströme in das Meer, woselbst an geschützten Buchten bisweilen große Deltas entstehen. Durch Küstenströmungen pflegt aber die Deltabildung verhindert zu werden, weil die Sinkstoffe sich vor der Mündung nicht abgelagern können, sondern durch die Strömung fortgeführt werden.

Bemerkenswerth ist ferner die Erscheinung, daß die Sinkstoffe sich häufig stärker an den Uferändern als auf den entfernteren

Theilen der Thalfächen ablagern, sodafs die letzteren dadurch in ihrer natürlichen Entwässerung behindert werden. Der gleiche Fall bildet in den hochwasserfrei eingedeichten Thälern die Regel, indem die Binnenniederung von der Aufhöhung durch die Sinkstoffe des Flusses ganz ausgeschlossen wird, während die niedrigeren Sommerdeiche solche Wirkung nicht haben.

Vielfach ist die Meinung verbreitet, dafs die in dem Zeitalter der Gegenwart abfließenden Wassermassen viel zu gering seien, um die Bildung der breiten Flufsthäler durch ihre Wirkung befriedigend zu erklären. Man nimmt daher an, dafs die Flüsse in vorgeschichtlicher Zeit einst viel gröfsere Wassermengen abzuführen hatten und sucht dies durch gröfsere Wärme und Wärmeunterschiede der Luft zu erklären, wobei natürlich auch die Niederschläge sehr viel stärker sein mufsten. Insbesondere soll einer in Zeitläufen von 21 000 Jahren regelmäfsig eintretenden langdauernden Eiszeit mit ihrer Gletscherbildung und gewaltigen Eisströmen die Ausbildung und Ausdehnung der Flufsthäler vorzugsweise zuzuschreiben sein. Diese Erklärung dürfte jedoch auf die heifse Zone kaum anwendbar sein.

21. Bewegung der Sinkstoffe. Das Vorkommen der Geschiebe und der kleineren in den Flufsbetten fortbewegten oder abgelagerten festen Stoffe ist in Artikel 20 erläutert. Dafs in den Flufsbetten vorzugsweise Kies und Sand abgelagert ist, erklärt sich dadurch, dafs die sonstigen Bestandtheile der Gesteine und Erdarten theils in dem Wasser aufgelöst, theils so fein zertheilt werden, dafs sie nicht sogleich niedersinken, sondern von dem Wasser schwebend fortgeführt werden und erst in gröfserer Entfernung von ihrem Ursprungsorte niederfallen oder bis in das Meer gelangen. Deshalb findet sich in dem unteren Theile der Ströme, vorzugsweise in den Mündungsdeltas, häufig tiefer Schlick. Die gröbereren Sinkstoffe dagegen, als Gerölle und Kies, werden weniger weit fortbewegt, sondern fallen bald zu Boden, wobei eine Sonderung nach der Gröfse stattfindet und die schweren Stücke vorzugsweise im Stromstriche, wo die Geschwindigkeit am gröfsten ist, die feineren an den geschützteren Theilen des Bettes und des Ueberschwemmungsgebietes zu finden sind. Bei jeder Geschwindigkeitszunahme tritt eine Vermehrung, bei jeder Abnahme eine Verminderung der Sinkstoffbewegung ein, und die bei kleinem Wasser entstandenen Ablagerungen werden bei Hochwasser häufig wieder in Bewegung gesetzt. Zur Bewegung der Sinkstoffe ist Arbeit erforderlich, und der gröfste Theil der lebendigen Kraft des fließenden Wassers wird zu dieser Arbeitsleistung verbraucht, beziehungsweise in solche umgewandelt. Die

Geschwindigkeit des Wassers ist daher an der Sohle und den Wänden des Bettes am kleinsten.

Nach Versuchen am Oberrhein setzten sich die auf der Sohle in Ruhe angetroffenen Sinkstoffe beim Aufrühren mittels Stangen in Bewegung, wenn die Geschwindigkeit des Wassers, gemessen in 5 cm Höhe über der Sohle, folgende GröÙe hatte:

für Steine bis 2,5 kg Gewicht .	$v = 1,80$ m
" " " 1,0 " "	$v = 1,59$ "
" Kies bis TaubeneigröÙe . .	$v = 1,12$ "
" " " HaselnufgröÙe . .	$v = 0,92$ "
" " " BohnengröÙe . .	$v = 0,90$ "
" " " ErbsengröÙe . . .	$v = 0,75$ "

Die Fortbewegung der aufrührten Sinkstoffe hört dagegen nach den Versuchen Dubuats für Kies von BohnengröÙe bei 0,33 m und für Kies von ErbsengröÙe bei 0,19 m Geschwindigkeit auf.

Der Sand zeigt bei nicht zu kleiner Wassergeschwindigkeit eine schwimmende und springende Bewegung und die sich im Wasser bildenden Wirbel reißen nach Dubuats Beschreibung die feinen Sandtheilchen mit sich wie der Wind den Rauch fortreibt. In mäÙig bewegtem Wasser findet dagegen vorzugsweise ein rollendes und gleitendes Vorrücken statt. Das letztere erfolgt nach den besonders von Dubuat angestellten Untersuchungen dadurch, daß sich auf der Sohle Rücken mit flacher aufwärts gekehrter Oberfläche und nach abwärts steil abfallendem Abhänge bilden. Die Sandkörnchen steigen erst gleitend, dann rollend langsam aufwärts und fallen den Abhang hinab, wo sie von den nachfolgenden begraben werden, bis das Spiel nach entsprechendem Vorrücken der Bodenwelle sich wiederholt.

Die Geschwindigkeit dieses Vorrückens betrug bei Wassergeschwindigkeiten von 0,16 bis 0,21 m an der Sohle etwa 0,25 bis 0,26 m in einer Stunde oder 5 km in zwei Jahren, nach anderen Versuchen

bei der Oberflächengeschwindigkeit von 0,60 m etwa 2,6 m
 " " " " " " 1,00 " " 10,3 "
in 24 Stunden. Die Kiesbänke am Oberrhein rücken jährlich etwa 300 bis 600 m fort.

Ein wie großer Theil der gesamten Sinkstoffe aus den Gebirgen stammt und mit dem fließenden Wasser, wenn auch viel langsamer, abwärts wandert, hat noch nicht festgestellt werden können. Die Annahme, daß auch die feineren Geschiebe einen solchen Ursprung hätten und aus den gröÙeren Geschieben durch

Abwaschen und Zerkleinerung entstanden, steht mit verschiedenen vergleichenden Untersuchungen über die Beschaffenheit der Geschiebe im Widerspruch. Es ist wahrscheinlich, daß der größte Theil von den Uferabbrüchen in der Nähe der Ablagerungsstellen her stammt und daß nur ein verhältnißmäßiger kleiner Theil auf weite Strecken abwärts gelangt.

Die Masse der Sinkstoffbewegung ist bisweilen sehr bedeutend. In dem Donaudurchstich bei Wien sollen im April 1879 etwa 93000 cbm abgelagert, im März 1877 dagegen 556000 cbm fortgeführt worden sein. Für den Mississippi wurden die Sinkstoffe auf $\frac{1}{1500}$ Gewichtstheile der abfließenden Wassermenge und die jährlich in das Meer geführte Menge derselben auf 180 Millionen cbm geschätzt. (Vergl. Art. 65.)

22. Wasserstände. Die Höhe, bis zu welcher ein Flußbett sich mit Wasser füllt, hängt bei gegebener Form des Bettes von der Geschwindigkeit und der Menge des fließenden Wassers ab.

Mit den Bezeichnungen in Artikel 18 ist

$$Q = Fv$$

und es sei ferner B die Wasserspiegelbreite, z die Höhe des Wasserspiegels über einem beliebig angenommenen Nullpunkte. Vermehrt sich nun die Wassermenge um dQ , während das Flußbett unverändert bleibt, so muß der Wasserspiegel um dz steigen, wodurch der Querschnitt um

$$dF = Bdz$$

wächst und es gilt zwischen dQ und dz die Gleichung

$$dQ = Fdv + v dF = Fdv + v Bdz$$

$$dz = \frac{dQ - Fdv}{Bv}$$

Dementsprechend ist auch für eine kleine endliche Hebung des Wasserstandes

$$(2) \quad \Delta z = \frac{\Delta Q - F \Delta v}{Bv}$$

Durch diese Formel wird der Zusammenhang zwischen der Wassermenge und dem Wasserstande eines gegebenen Profils ausgedrückt. Außer diesen beiden Größen kommen darin noch die Größen B und v vor und man erkennt, daß für einen gegebenen Zuwachs ΔQ der Wassermenge die Hebung Δz des Wasserstandes um so kleiner ausfällt, je größer die Wasserspiegelbreite B und die Zunahme Δv der Geschwindigkeit ist. Die Hebung wird unter sonst gleichen Umständen doppelt so groß, wenn die Breite um die

$$F = 4 \text{ qm} \quad v = 1 \text{ m/sec} \quad \omega = 4 \text{ cbm/sec}$$

$$F = 3 \text{ qm} \quad v = 3 \text{ m/sec} \quad \omega = 9 \text{ cbm/sec}$$

Hälfte kleiner wird, und andererseits kann sie, wenn die Geschwindigkeit stark zunimmt, gleich Null oder gar negativ werden. In dem letzten Falle würde daher eine größere Wassermenge sogar bei einem niedrigeren Wasserstande abfließen.

Die Beziehungen zwischen Wasserstand und Wassermenge sind daher keineswegs so einfach, daß ohne weiteres aus der Höhe des ersteren stets auf die Größe der letzteren geschlossen werden dürfte. Diesem Gegenstande muß vielmehr stets eine besondere Aufmerksamkeit zugewandt werden, und zwar um so mehr, als auch das Flußbett nicht unveränderlich zu sein pflegt.

Die Wassermenge ist in den Bächen und Flüssen im allgemeinen eine gegebene Größe, d. h. sie läßt sich nicht beliebig festsetzen, vermehren oder vermindern, sondern an jeder Stelle muß jederzeit ungefähr ebensoviel abfließen, als ihr von oben zufließt. Bleibt diese Wassermenge eine Zeit lang unverändert, so wird auch der Wasserstand seine Höhe beibehalten und der Fluß befindet sich alsdann im Beharrungszustande. Auch für jede andere Wassermenge wird bei hinreichend langer Dauer ein Beharrungszustand, natürlich mit einer anderen Wasserhöhe, eintreten, und somit besteht, wenn man nur die Beharrungszustände in Betracht zieht, und wenn das Flußbett sowohl an der Beobachtungsstelle wie auch oberhalb und unterhalb unverändert bleibt, eine bestimmte Beziehung zwischen Wassermenge und Wasserstand. Die fragliche Beziehung läßt sich nur durch Beobachtung und Messung auffinden und muß für jede zu untersuchende Abflußstelle besonders ermittelt werden. Hat man für diesen Zweck durch Messung der bei verschiedenen Wasserständen in dem jedesmaligen Beharrungszustande abfließenden Wassermenge eine ausreichende Unterlage erhalten, so lassen sich die Zwischenwerthe durch Einschaltung, am besten unter Mitbenutzung eines zeichnerischen Verfahrens bestimmen und man kann die in Artikel 19 erwähnte Abflußtafel berechnen oder construieren, welche für jeden Wasserstand die abfließende Wassermenge liefert. Dieselbe ist aber nur für die betreffende Profilstelle anwendbar und bedarf jedesmal, wenn in der zugehörigen Flußstrecke eine Aenderung, sei es der Abflußprofile oder des Längenprofils nach Höhenlage oder Form und Größe eintritt, der Berichtigung.

Von großer Wichtigkeit ist ferner die Art der Beobachtung des Wasserstandes. Man bedient sich dazu der Pegel. Dies sind Höhenmaßstäbe, gewöhnlich hölzerne oder eiserne Latten, welche nach Metermaß eingetheilt und so aufgestellt sind, daß man den Stand des Wasserspiegels unmittelbar ablesen kann. Die Art der

Aufstellung und die Höhe des Nullpunktes der Pegeltheilung ist an und für sich gleichgültig und kann beliebig gewählt werden. Denn der Pegel soll weiter nichts sein als ein Beobachtungsmittel für die örtlichen Wasserstandsänderungen und er steht in gar keinem inneren Zusammenhange mit dem Flusse. Man hat sich wohl manchmal von der Absicht leiten lassen, die Pegelnullpunkte nach einer bestimmten Regel festzusetzen und die verschiedenen Pegel eines Wasserlaufes beispielsweise so anzubringen, daß ihre Nullpunkte sämtlich auf Niedrigwasser oder um ein überall gleiches Maß darunter liegen sollten. Aber dieser Zweck läßt sich, wenn überhaupt, so doch nur vorübergehend erreichen, weil kein Wasserlauf dauernd unverändert bleibt. Aehnliche Schwierigkeiten zeigen sich bei jeder anderen Regel für die Pegelsetzung. Wollte man z. B. sämtlichen Pegelnullpunkten eine gleiche Höhe über dem Meeresspiegel (Normalnull) geben, so wäre für jeden Pegel ein genauer Anschluß an das allgemeine Höhennetz des Landes erforderlich. Wenn nun hierbei Fehler vorkommen, was sich kaum ganz vermeiden läßt, so geht der beabsichtigte Zweck doch verloren, und indem man zwischen der ursprünglich angenommenen und der nach späteren Ermittlungen wirklich vorhandenen Höhe zu unterscheiden hat, entstehen Unbequemlichkeiten und Irrthümer. Eine spätere Veränderung der Höhenlage eines bereits aufgestellten Pegels ist aber im höchsten Maße bedenklich und sollte womöglich als ganz unzulässig angesehen, mindestens aber nicht ohne sehr triftige Gründe vorgenommen werden. Andernfalls könnte der wichtigste Zweck der Pegelbeobachtungen, nämlich die Erforschung und Beurtheilung der an der Beobachtungsstelle in einem langen Zeitraum stattgehabten Höhenänderungen des Wasserspiegels, leicht verloren gehen. Jeder Pegel wird deshalb am zweckmäsigsten ohne Nebenrücksichten so aufgestellt, wie es für die Beobachtungen den örtlichen Verhältnissen am besten entspricht. Die einmal gewählte Höhenlage ist unverändert beizubehalten und dauernd zu überwachen. Zur Prüfung der richtigen Lage muß der Nullpunkt an mindestens einen sicheren Festpunkt durch Höhenmessung angeschlossen werden, wodurch man zugleich ein sicheres Mittel gewinnt, um die zur Auswechslung oder zur Erneuerung des Anstriches abgenommene oder etwa verloren gegangene Pegelplatte richtig wieder anzubringen. Zweckmäsig ist die Vorschrift, auf allen Pegellisten die Höhe des Nullpunktes unter dem Festpunkte zu vermerken. Unter allen Umständen sollte eine etwaige Veränderung des Nullpunktes oder der Festpunkte sorgfältig festgestellt und auf den Pegellisten angegeben werden.

Der Wasserstand wird gewöhnlich täglich zu einer bestimmten Stunde abgelesen und notirt. Abweichende Vorschriften sind im Fluthgebiet angezeigt, wo die Beobachtungszeit sich nach dem Eintritt des Hochwassers und Niedrigwassers zu richten hat und wo übrigens selbstschreibende Pegel den Vorzug verdienen. Bei Hochfluthen ist eine täglich mehrmalige Ablesung auch im Binnenlande üblich.

Aus den Pegellisten bildet man Monats- und Jahresmittel und für eine längere Beobachtungszeit deren durchschnittliche, höchste und niedrigste Werthe und es gilt dafür dasselbe, was in Artikel 18 über die Wassermengen gesagt worden ist. Letztere wurden vorangestellt, weil sie die Ursache der Veränderungen der Wasserstände sind. Es würde unlogisch sein, zu sagen, ein Fluß hätte eine größere Wassermenge abzuführen, weil sein Pegelstand gestiegen sei, da vielmehr der letztere nur deshalb steigt, weil die Wassermenge größer geworden ist. Freilich ist die Aenderung der Wassermenge sehr viel schwieriger festzustellen, als die Aenderung des Wasserstandes. Der Wasserstand läßt sich leicht beobachten, die Wassermenge aber muß, wenn man von der umständlichen Messung absieht, auf Grund der Pegelablesungen unter Benutzung einer Abflustafel berechnet werden. Darum begnügt man sich in den meisten Fällen mit Wasserstandsbeobachtungen, deren genaue Kenntniß auch in zahlreichen Fällen noch wichtiger ist, als die Kenntniß der Wassermengen. Man muß sich aber hüten, beides mit einander in einen falschen Zusammenhang zu bringen und z. B. die mittlere Wassermenge eines Monats oder Jahres nach seinem mittleren Wasserstande zu berechnen.

Die Größe der Wasserstandsschwankungen ist aus den am Anfange dieses Artikels angeführten Gründen nicht an allen Stellen eines Flusses gleich groß, auch nicht an solchen, wo die Wassermengen gleiche Größe haben. Je breiter der Wasserspiegel ist, desto langsamer steigt oder fällt derselbe. Ferner ist auch das Gefälle darauf von Einfluß, denn mit dem Gefälle des Wasserspiegels wächst die Geschwindigkeit und der Zuwachs Δx der Pegelhöhe ist für den Zuwachs ΔQ der Wassermenge bei gleichbleibendem Flußbett um so kleiner, je größer die Geschwindigkeit ist. Dieser Unterschied kann aber durch eine größere Breite der schwächer geneigten Strecke ausgeglichen werden.

Die Anschwellungen erreichen nicht nur an verschiedenen Stellen des Flusses eine sehr verschiedene Höhe, sondern sind auch in der Geschwindigkeit des Fortschreitens sehr verschieden. Im all-

gemeinen erfolgt das Fortschreiten um so schneller, je höher die Anschwellung ist, jedoch erleidet diese Regel eine Ausnahme in dem Falle, wo bei dem Eintritte der Ueberschwemmung das Wasser ausfert und sich über große Flächen ausbreitet. In diesem Zeitpunkte verlangsamt sich sowohl das Ansteigen des Wassers als das Fortschreiten der Anschwellung, während später wiederum die allgemeine Regel befolgt wird.

Die Anschwellungen der Flüsse bilden im Längenprofil einen weit ausgedehnten Wasserberg oder eine Welle, die sich in der Richtung der Strömung fortbewegt. Auf ihrer vorderen Abdachung ist das Gefälle stärker, auf der hinteren schwächer als im Beharrungszustande. Die Länge der Welle wird während ihres Fortschreitens immer größer, indem sie sowohl nach vorne voraneilt als auch in ähnlicher Weise nach hinten zurückbleibt. Der Ablauf der Anschwellungen vollzieht sich daher immer langsamer als das Steigen des Wasserstandes, und es trägt dazu noch der Umstand wesentlich bei, daß bei Eintritt eines starken Regenfalles oder der Schneeschmelze die Zuflüsse sehr bald größer werden, dann aber längere Zeit andauern und später viel langsamer abnehmen, als sie anfangs zugenommen haben.

Die höchsten Wasserstände kommen an vielen Flüssen zur Zeit der Eisgänge vor und der hohe Stand wird dabei nicht lediglich durch die abzuführende Wassermenge, sondern noch durch andere Umstände, nämlich die Anhäufung von Eismassen in dem Flußbette und die damit verbundene Verkleinerung des Abflußquerschnittes und Vermehrung der Bewegungswiderstände bedingt. Hierauf ist bei der Anwendung der Abflustafel auf die Berechnung der Abflusmengen Rücksicht zu nehmen.

Die mannigfaltigen Schwankungen der Wasserstände und der Wassermengen bringen es mit sich, daß eine gleichförmige Wasserbewegung in den Bächen und Flüssen nur selten vorkommt. Selbst im Beharrungszustande der Wassermenge bilden kleine Stauungen und wechselnde Geschwindigkeiten wegen der wechselnden Beschaffenheit der Betten die Regel. Die besonderen Erscheinungen, welche bei größeren Anstauungen vorkommen, sind in Artikel 30 bis 33 besonders behandelt.

23. Geschwindigkeiten. Wenn von der Geschwindigkeit des Wassers die Rede ist, wird darunter gewöhnlich der in einer Secunde zurückgelegte Weg verstanden, also das Verhältniß

$$v = \frac{\text{Weglänge in m}}{\text{Zeit in Secunden}}$$

Es wurde bisher stillschweigend angenommen, daß alle Wassertheilchen eines Wasserquerschnittes F die gleiche Geschwindigkeit besäßen, und daraus ergab sich die Beziehung

Wassermenge in der Secunde = Wasserquerschnitt \times Geschwindigkeit
oder

$$Q = Fv.$$

In Wirklichkeit trifft diese Voraussetzung in den Wasserläufen niemals zu, vielmehr haben die einzelnen Wassertheilchen an den verschiedenen Stellen eines Querschnittes verschieden große Geschwindigkeiten. Die an einer Profilstelle abfließende Wassermenge kann daher nur dadurch gefunden werden, daß man den ganzen Querschnitt in Theile zerlegt, jedes Flächentheilchen mit der ihm zukommenden Geschwindigkeit multiplicirt und die einzelnen Producte zusammenzählt,

$$Q = \Sigma F' v'.$$

Der Einfachheit wegen pflegt man jedoch die Beziehung $Q = Fv$ beizubehalten und versteht unter der Geschwindigkeit oder genauer der mittleren Profilgeschwindigkeit den Durchschnittswerth

$$v = \frac{\Sigma F' v'}{\Sigma F'}$$

Die Vertheilung der Einzel-Geschwindigkeiten innerhalb eines Querschnittes ist sehr verschiedenartig, und es ist nicht gelungen, sie auf theoretischem Wege festzustellen. Wo es also auf ihre Ermittlung ankommt, ist man auf den Weg der Messung von Fall zu Fall angewiesen. Durch die Messungen hat man jedoch einige allgemeine Beziehungen gefunden, welche die praktischen Anwendungen erleichtern.

Die Geschwindigkeit ist innerhalb des Querschnittes am größten in oder nahe unter der Oberfläche, in der Nähe des Bettes aber am geringsten. Sie ist ferner in dem sogenannten Stromstriche erheblich größer, als in der Nähe der Ufer. Wenn in den untereinander liegenden Punkten einer Peilungslinie oder Verticalen die Geschwindigkeiten gemessen und rechtwinklig zu der Verticalen aufgetragen werden, so pflegen die erhaltenen Linien ziemlich unregelmäßig auszufallen. Wenn man aber für mehrere benachbarte Verticalen die Mittelwerthe bildet oder die Messungen mehrfach wiederholt, so gleichen sich die zufälligen Fehler einigermaßen aus und es läßt sich eine Curve construiren, von welcher die Beobachtungen nur wenig abweichen und welche die Verticalgeschwindigkeitscurve genannt wird. Die vielfachen Bestrebungen, diese Curven einer geometrischen Figur, besonders einer parabolischen Bogenlinie an-

zupassen, haben die theoretische Erkenntnifs der Bewegungsgesetze wenig gefördert und sind praktisch von geringem Nutzen geblieben.

Wichtig ist besonders das Verhältnifs der Oberflächengeschwindigkeit zu der mittleren Geschwindigkeit, da sich die erstere verhältnismäfsig am leichtesten messen läfst, und es wünschenswerth sein würde, hieraus die mittlere Geschwindigkeit ableiten zu können. Drei Fragen kommen hierbei in Betracht, nämlich das Verhältnifs der Oberflächengeschwindigkeit zu der mittleren Geschwindigkeit derjenigen Verticalen, in welcher sie gemessen wurde, zweitens das Verhältnifs der gröfsten Oberflächengeschwindigkeit (im Stromstriche) zu der mittleren Profilgeschwindigkeit und drittens das Verhältnifs der mittleren Oberflächengeschwindigkeit zu der mittleren Profilgeschwindigkeit. Aus den Beobachtungen hat man für sämtliche drei Fälle Mittelwerthe und Formeln abgeleitet, die freilich nicht völlig mit den Messungen übereinstimmende Werthe liefern können, aber doch brauchbar sind und etwa einen gleichen Genauigkeitsgrad als die Geschwindigkeitsformeln haben. Welche der sehr zahlreichen Formeln man anwenden will, ist ziemlich gleichgültig, da sie alle empirisch sind und überdies nicht allzuweit auseinander liegende Werthe liefern. In einer Verticalen beträgt die mittlere Geschwindigkeit etwa $\frac{6}{7}$ oder 0,85 der Oberflächengeschwindigkeit, die Grenzwerthe sind etwa

$$0,78 \text{ bis } 0,93$$

und das wirkliche Verhältnifs nähert sich bei geringen Geschwindigkeiten der unteren, bei grofsen Geschwindigkeiten der oberen Grenze. Die mittlere Geschwindigkeit ist in 0,52 bis 0,60 der ganzen Wassertiefe unter der Oberfläche anzutreffen. Die Geschwindigkeit an der Sohle steht zu derjenigen an der Oberfläche in einem sehr wechselnden Verhältnifs. Durchschnittlich liegt

$$v_s \text{ zwischen } 0,35 \text{ und } 0,70$$

der in derselben Verticalen vorhandenen Oberflächengeschwindigkeit.

Die mittlere Profilgeschwindigkeit v beträgt 0,68 bis 0,82 der gröfsten Oberflächengeschwindigkeit v_0 mit etwa 0,75 als Durchschnittsverhältnifs. Anwendbar sind die Formeln

$$\frac{v}{v_0} = 0,70 + 0,01 \cdot v_0 \text{ (nach v. Wagner),}$$

$$\frac{v}{v_0} = 0,82 - 0,04 \cdot v_0 \text{ (nach de Koning)}$$

und

$$v = v_0 - 14 \sqrt{RJ} \text{ (nach Bazin).}$$

In der letzten Formel bedeutet R den sogenannten Profilradius

$$R = \frac{F}{p} = \frac{\text{Fläche}}{\text{benetzter Umfang}} \text{ des Querprofils}$$

und J das relative Gefälle des Wasserspiegels, d. i. das Gefälle in m auf 1 m Länge.

Endlich ist das Verhältniß der mittleren Profilgeschwindigkeit zu der mittleren Oberflächengeschwindigkeit = 0,90 bis 1,0, durchschnittlich etwa = 0,95 anzunehmen, es nähert sich also am meisten der Einheit. (Vergl. Artikel 38.)

Wenn das Flussbett entweder wegen sehr unregelmäßiger Gestalt oder infolge theilweiser Verbauung durch Regulirungswerke in einigen Theilen stillstehendes Wasser enthält, so sind diese bei der Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit und der Berechnung der Wassermenge als nicht vorhanden anzusehen. Besteht das Abflussprofil aus verschiedenartigen Theilen, z. B. dem eigentlichen Flussbett und einer überschwemmten Thalfäche, so müssen die einzelnen Abflusstheile von einander getrennt und jeder für sich behandelt werden.

Die Formeln für die mittlere Profilgeschwindigkeit kommen in Artikel 28 zur Besprechung. Auf diese Geschwindigkeit ist in erster Linie das Gefälle des Wasserspiegels, dann aber auch der Profilradius und die Rauigkeit des benetzten Umfanges von Einfluss. Bei gleichbleibendem Gefälle nimmt die Geschwindigkeit zu, wenn der Profilradius oder, was auf dasselbe hinauskommt, die mittlere Wassertiefe größer wird. Innerhalb des Profils ist die Geschwindigkeit ebenfalls am größten in dem tiefsten Theile.

In keinem Wasserlauf kommt auf längere Strecken eine beschleunigte Bewegung, ein Abfluss mit stetig zunehmender Geschwindigkeit vor. Hierin unterscheidet sich der Abfluss des Wassers von dem Abwärtsgleiten fester Körper auf geneigter Ebene. Denn wenn in dem letzten Falle die beschleunigende Kraft größer ist als die zu überwindende Reibung, so findet Abwärtsbewegung mit Beschleunigung statt. Beim Abfluss des Wassers nehmen dagegen die Bewegungswiderstände mit der Geschwindigkeit der Bewegung zu, sodafs bald ein Gleichgewichtszustand eintritt. Einmal wachsen die Reibungswiderstände an dem benetzten Umfange mit der Geschwindigkeit und zwar schneller als diese. Alsdann sind aber auch die inneren Bewegungen der Wassertheilchen, die Wirbelbewegungen, um so größer, je größer die Geschwindigkeit ist und es wird dadurch häufig ein großer Theil der lebendigen Kraft verzehrt. Beispiele dafür findet man bei Wasserfällen, im Unterwasser von Stau-

anlagen, Werkcanälen und Flossrinnen, in Stromschnellen, bei Brücken und Profilerweiterungen, wo die gröfsere Geschwindigkeit des ankommenden Wassers überall auf kurzer Strecke verloren geht und von der lebendigen Kraft nichts für die Bewegungsarbeit auf der unteren Strecke nutzbar wird.

Die Geschwindigkeit des Wassers ist daher von dem Gefälle der oberhalb gelegenen Stellen nur in geringem Mafse abhängig und wird beinahe ausschliesslich durch das Gefälle an derjenigen Stelle bedingt, welche das Wasser gerade durchfließt. Ein zu großes Anwachsen der Geschwindigkeit wird aber durch die inneren Bewegungen verhindert.

Aus dem gleichen Grunde wird aber auch das Bett angegriffen, wenn die lebendige Kraft zu groß für einen ruhigen Abfluss des Wassers ist. Sind Bett und Ufer nicht genügend widerstandsfähig, so werden sie aufgewühlt, ausgetieft oder zerstört, während andererseits bei geringen Geschwindigkeiten Ablagerung der aus schneller fließenden Strecken mitgeführten Sinkstoffe stattfindet. Gebirgsbäche würden großen Zerstörungen ausgesetzt sein, wenn ihr Bett nicht mit groben Geschieben bedeckt wäre. Einschränkung der Breite bewirkt gröfsere Wassertiefe, wodurch die Geschwindigkeit vermehrt wird, welche wiederum stärkere Angriffe der Sohle zur Folge hat. Durch Verbreiterung des Bettes werden dagegen die Angriffe der Sohle und der Ufer vermindert.

Die inneren Bewegungen entstehen durch die Krümmungen und Unebenheiten des Bettes, durch Vorsprünge, Stromspaltungen, Querschnittsveränderungen und Einmündung von Seitengewässern. Von großem Einflusse ist aber auch die Verschiedenheit der Geschwindigkeiten, mit welcher sich die einzelnen Wassertheilchen in dem Bette bewegen, und sie werden noch dadurch verstärkt, daß die Wassertheilchen nicht überall in einer Richtung, sondern stellenweise auseinander und gegeneinander fließen. Als ein Beweis für die theilweise Zerstörung der lebendigen Kraft durch die vielfach gegen und auseinander gerichteten inneren Bewegungen kann die bekannte Erscheinung angesehen werden, daß große mit dem Strome schwimmende Massen, wie Schiffe, dem Wasser voraneilen. Denn in dem Schiffe wird die lebendige Kraft, die es beim Abwärtsgleiten erhält, nicht durch innere Bewegungen, sondern nur durch den Widerstand aufgehoben, den das etwas langsamer fließende Wasser darauf ausübt. Wo die inneren Bewegungen im Wasser am größten sind, wie z. B. unterhalb einer Stromschnelle, da ist auch der Unterschied der Geschwindigkeiten am auffallendsten und das Schiff kann,

obwohl es nur vom Strome getrieben wird, scharf und sicher gesteuert werden.

24. Eis in den Wasserläufen. In stehenden Gewässern bildet sich das Eis nur an der Oberfläche, denn sobald das Wasser bis auf $+4^{\circ}$ erkaltet ist, hat es seine größte Dichte erreicht, und wenn die obere Schicht sich noch weiter abkühlt, so wird sie leichter, als das darunter befindliche Wasser und schwimmt auf diesem, welches durch die bei 0° eintretende Erstarrung der Decke vor schneller Abkühlung geschützt wird. Ganz anders ist die Eisbildung in fließendem Wasser. Starke Strömung verhindert die Erstarrung, während durch die Wirbelbewegungen und das sonstige Durcheinanderfließen der verschiedenen Wassertheilchen das ganze Wasser ziemlich gleichmäßig bis auf den Gefrierpunkt erkaltet. Wenigstens gelangen zahlreiche derartig abgekühlte Wassertheile von der Oberfläche nach unten, und wo dieselben alsdann zur Ruhe kommen, da gefrieren sie. Es ist klar, daß unter solchen Umständen die Eisbildung zuerst am Boden, wo die Geschwindigkeit am geringsten und an vielen Stellen gleich Null ist, erfolgen muß. Das ist das Grundeis und es entsteht oft in überraschend großer Menge, namentlich wenn bei Frostwetter und heiterem Himmel eine starke Wärmeausstrahlung stattfindet, ohne daß man vorher eine Eisbildung an der Oberfläche wahrnimmt. Die am Boden entstandenen lockeren Eisstückchen haben, weil sie leichter als Wasser sind, das Bestreben sich loszureißen und emporzusteigen. Sie folgen dann der Strömung, da sie aber nicht so leicht als das flüssige Wasser den vorkommenden Hindernissen ausweichen können, so werden sie häufig aufgehalten. Sie sammeln sich an den Ufern an und überall da, wo eine verminderte Geschwindigkeit des Wassers eintritt, also z. B. hinter Brückenpfeilern, breiten Buchten usw., wo sie bald die Oberfläche bedecken und zusammenfrieren. Wenn nun, nachdem sich eine feste Eisdecke gebildet hat, neue Schollen ankommen, so schieben sich diese manchmal unter, gewöhnlich auf die Decke, wodurch die Eismassen immer tiefer eintauchen und das Abflußprofil einengen, ja manchmal ganz versperren. Hohe Eisberge können sich dabei zusammenschieben und es giebt für solche Eisstopfungen kaum eine Grenze. Sie treten um so leichter ein, je niedriger der Wasserstand war, bei welchem die Eisdecke sich bildete.

Die Beseitigung der Eisstopfungen ist sehr schwierig. Die Hauptsache dabei ist, daß die Schollen am unteren Fusse gelöst werden und abschwimmen können. Deshalb sind Eisbrecher wirksamer als Sprengungen, Eissägen und andere Vorrichtungen. Günstig

für die Lösung der Verstopfungen ist ein unterhalb derselben ansteigender Wasserstand und warmer Regen. Steigender Wasserstand veranlaßt gewöhnlich den Aufbruch der Eisdecke und den Beginn des Eisganges. Der letztere verläuft am günstigsten, wenn die Eisdecke bei niedrigem Wasserstande entstanden war und während des Aufbruches der Wasserzufluß durch Nachfröste verlangsamt wird. Hat sich die Eisdecke bei hohem Wasserstande gebildet, so sind auch die auf den Ueberschwemmungsflächen entstandenen großen Eismassen abzuführen, und da alsdann auch der Aufbruch erst bei hohem Wasserstande stattfindet, so wird der Eisgang gefährlicher.

Vierter Abschnitt.

Bewegung des Wassers.

25. Anwendbarkeit der Theorie. Die Grundlage und der Prüfstein aller Theorie ist die Erfahrung, durch welche allein wir das Gesetzmäßige in dem Wechsel der Erscheinungen bemerken und erkennen können. Das eigentliche Wesen der Dinge bleibt uns verborgen und wir können von ihnen keine andere Erklärung geben und keinen anderen Gebrauch machen, als innerhalb der uns zugänglichen Erscheinungen. Je unzulänglicher die Beobachtungen und Versuche über einen Gegenstand sind, desto unbestimmter ist unser Begriff von demselben und um so unsicherer ist die Theorie, welche zur Erklärung der gegebenen Erscheinungen und zur Anwendung auf ähnliche Fälle eronnen wird. Nun haben die Flüssigkeiten die Eigenthümlichkeit, daß ihre Massentheilchen sich leicht von einander trennen und gegeneinander verschieben lassen, daß sie aber gleichwohl eines gewissen Zusammenhanges nicht entbehren. Durch die Bewegung einzelner Theilchen werden andere, über welche die ersteren hinweggleiten, ebenfalls in Bewegung gesetzt und überall zeigt es sich, daß nur unmerkliche Uebergänge der Geschwindigkeiten zwischen den Wassertheilchen stattfinden. Es ist dies ein Zeichen, daß eine, wenn auch geringe, innere Reibung oder ein sonstiges Wirken innerer Kräfte vorhanden ist. Ebenso verhält es sich mit der Bewegung des Wassers an festen Wandungen und bei der Berührung mit solchen, ja sogar mit der Luft. So lange uns nun der innere Zusammenhang der flüssigen Elemente und ihr Zusammen- oder Gegeneinanderwirken nicht genau nach Art und Größe bekannt ist, dürfen wir keine völlig befriedigende Theorie der Bewegung des Wassers erwarten. Andererseits kann es nicht befremden, daß eine Theorie, für welche die offenbar unzutreffende Annahme der Reibungslosigkeit der Flüssigkeiten in Ermangelung einer besseren Kenntniß zu Grunde gelegt werden muß, nicht völlig mit der Erfahrung übereinstimmt.

Der rein theoretische Weg hat bisher in der Hydraulik noch zu keinem Ergebnisse geführt, welches durch die Beobachtungen bestätigt wäre. Nichtsdestoweniger ist es ein dringendes Bedürfnis, bei jeder hydrotechnischen Anlage den zu erwartenden Erfolg wenigstens annähernd vorher beurtheilen zu können und dazu ist nöthig, die unter ähnlichen Verhältnissen gemachten Erfahrungen zu sammeln und durch dieselben die mangelhafte theoretische Erkenntniss zu ergänzen. Wo das allgemeine Gesetz unbekannt ist, darf man aus den Beobachtungen nur innerhalb gewisser Grenzen auf die Anwendbarkeit der aus jenen hergeleiteten Regeln schliessen. Ob diese noch über die Grenzen der gemachten Beobachtungen hinaus gelten, kann man nicht wissen, innerhalb jener Grenzen können aber die aus sorgfältigen Beobachtungen hergeleiteten Erfahrungsregeln eine für praktische Zwecke ausreichende Grundlage bieten.

Man hat sich vielfach bemüht, die Bewegungserscheinungen des Wassers auf Gesetze zurückzuführen. Daraus erklärt sich die große Zahl von Regeln und Formeln, sie beruhen indessen gewöhnlich auf ganz unsicheren und sogar in vielen Fällen augenscheinlich unrichtigen Voraussetzungen. Deshalb ist Vorsicht in der Benutzung der Formeln anzurathen. Man kann sie nicht entbehren, darf sich aber auch nicht blindlings auf sie verlassen. Es würde auch der Sachlage wenig entsprechen, wenn man die Formelwerthe mit sehr großer Genauigkeit ausrechnen wollte, während doch die Grundlage so unbestimmt ist, dass die wahrscheinlichen Abweichungen der Berechnung von der Wirklichkeit selbst in den günstigsten Fällen mindestens 1 vom Hundert, häufig aber das 3- bis 5fache und bisweilen noch mehr betragen. Eine große Schärfe der Ausrechnungen ist daher nicht bloß zwecklos, sondern wegen des falschen Scheines wissenschaftlicher Gründlichkeit auch wenig angemessen, und man wird sie nicht selten als ein Zeichen mangelnder Umsicht oder Einsicht ansehen dürfen. Besser ist es, mehrere Formeln oder Regeln versuchsweise anzuwenden und je nach den dabei erhaltenen Ergebnissen und den besonderen Umständen des Falles die gesuchte Größe einzuschätzen.

Um die theoretischen Ergebnisse, welche unter den nothwendigen vereinfachenden Annahmen erhalten werden, mit den Beobachtungen in Uebereinstimmung zu bringen, wendet man Erfahrungscoefficienten an. Aber da das zu Grunde gelegte Gesetz keine allgemeine Gültigkeit hatte, so darf man auch nicht darauf rechnen, mit einer unveränderlichen Größe als Erfahrungscoefficient auszukommen, vielmehr müssen diesen in den praktischen Formeln für

verschiedene Anwendungen gewöhnlich verschieden große Werthe beigelegt werden. Je weniger sich der Coefficient ändert, desto brauchbarer ist im allgemeinen die Formel, je weiter seine Werthe auseinander gehen, desto vorsichtiger muß man bei der Anwendung sein und um so weniger ist man berechtigt, die Formel außerhalb der Versuchsgrenzen anzuwenden.

26. Ausfluß durch Oeffnungen. Der Druck, welchen das in einem Gefäße enthaltene ruhende Wasser auf seine Wände ausübt, ist an jeder Stelle genau so groß als das Gewicht einer lothrechten Wassersäule, welche den betreffenden Theil der Wand zur Grundfläche hat und von dort bis zu der Höhe des freien Wasserspiegels reicht. Dieser Druck wirkt normal zur Wandfläche. Durch Oeffnungen in der Wand fließt das Wasser mit einer Geschwindigkeit aus, welche derjenigen eines aus der Höhe h der Wassersäule frei herabfallenden Körpers gleich ist. Es ist also

$$v = \sqrt{2gh}.$$

Ein mit dieser Geschwindigkeit senkrecht emporgeworfener Körper steigt bekanntlich bis zur Höhe h an, sodafs auch der ausfließende Wasserstrahl,

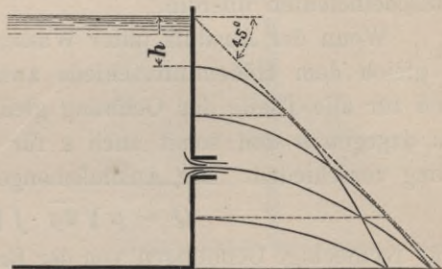
wenn er aufwärts gerichtet ist, sich bis zu derjenigen Höhe, welche der Wasserspiegel in dem Gefäße hat, erheben müßte. Und die Versuche ergeben wirklich die theoretisch zu erwartende Steighöhe so genau, daß der Unterschied trotz des Luftwiderstandes nur 1 bis 2 vom Hundert ausmacht. Noch bessere Uebereinstimmung zeigt sich, wenn die Curve eines in wagrechter Richtung ausfließenden Wasserstrahles mit der theoretischen Wurfbewegung, deren Anfangsgeschwindigkeit gleich $\sqrt{2gh}$ ist, verglichen wird.

Man könnte nun erwarten, daß auch die ausfließende Wassermenge ihrem theoretischen Werthe, d. i. dem Producte $F \cdot v$ aus Geschwindigkeit und Ausflußquerschnitt, gleich sein müßte. Sie ist aber in Wirklichkeit nur

$$Q = \mu F \sqrt{2gh}$$

und der Ausflußcoefficient μ ist stets erheblich kleiner als 1. Rein äußerlich erklärt sich der Minderwerth der Wassermenge daraus, daß der ausfließende Wasserstrahl sich zusammenzieht und sein

Abb. 4.



Querschnitt in geringer Entfernung von der Oeffnung stets erheblich kleiner als die Fläche der letzteren ist. Die Zusammenziehung ist am gleichmäßigsten bei den Oeffnungen mit sehr scharfen dem Strome zugekehrten Kanten in einer dünnen Wand, sie wird vermindert und die Ausflussmenge also vermehrt durch Abrundung der Ränder, durch Leitflächen im Inneren, die sich an die Oeffnung glatt anschließen und durch ebensolche Ansatzstücke nach außen. Die Abflussmenge ist alsdann größer als bei vollständiger Zusammenziehung. Bei letzterer kann man die Einschnürung des Wasserquerschnitts sehr deutlich wahrnehmen. Die Geschwindigkeit ist dabei nicht an allen Stellen des Wasserstrahls gleich groß, sondern an den Rändern gering und sie nimmt von dort nach der Mitte hin bedeutend zu. Das Verhältniß, in welchem die Querschnittsverminderung eintritt, d. i. der Einschnürungscoefficient, stimmt deshalb nicht ganz mit den Ausflusscoefficienten überein.

Wenn der Ausfluß unter Wasser erfolgt, so ist die Druckhöhe h gleich dem Höhenunterschiede zwischen Ober- und Unterwasser und für alle Theile der Oeffnung gleich groß. Bei freiem Ausflusse ist dagegen h und somit auch v für die einzelnen Theile der Oeffnung verschieden. Die Ausflussmenge ist demnach allgemein

$$Q = \mu \sqrt{2g} \cdot f \sqrt{h} \cdot dF.$$

Für rechteckige Oeffnungen von der Breite b und der Höhe a , welche ganz über dem Unterwasser liegen, lautet die obige Formel

$$(3) \quad Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [h_1^{3/2} - h_2^{3/2}].$$

Hierin bedeuten h_1 und h_2 die Druckhöhen an der unteren und oberen Kante der Oeffnung.

Setzt man $H = \frac{h_1 + h_2}{2}$, so ist (Abb. 5)

$$h_1^{3/2} - h_2^{3/2} = \left(H + \frac{a}{2}\right)^{3/2} - \left(H - \frac{a}{2}\right)^{3/2}$$

und durch Reihenentwicklung

$$h_1^{3/2} - h_2^{3/2} = \frac{3}{2} a \sqrt{H} \left[1 - \frac{1}{96} \left(\frac{a}{H}\right)^2 - \frac{1}{2048} \left(\frac{a}{H}\right)^4 - \dots \right].$$

So lange $\frac{a}{H} < 1$ ist, kann die Klammer auf der rechten Seite unbedenklich gleich 1 gesetzt werden, da der Fehler, welcher durch Vernachlässigung der folgenden Glieder entsteht, kleiner als 1 vom Hundert ist. Alsdann geht die Formel 3 über in

$$(4) \quad Q = \mu b a \sqrt{2gH}$$

welche man in allen Fällen, wo der obere Rand der Oeffnung min-

destens um ihre halbe Höhe unter dem Wasserspiegel liegt, statt der Formel 3 anwenden kann.

Wenn die Oeffnung zum Theil über, zum Theil unter dem Unterwasserspiegel liegt, so zerlegt man sie in zwei Theile und behandelt jeden besonders. Die Formel lautet alsdann (Abb. 6):

$$(5) \quad Q = b \sqrt{2g} \left[\frac{2}{3} \mu (h_1^{3/2} - h_2^{3/2}) + \mu (h_1 - h) \sqrt{h} \right].$$

Dieser Fall kommt u. a. bei den Schutzöffnungen in Wehren und Schleusenthoren vor. Auf die Gröfse des Ausflufscoefficienten hat der Stand des Unterwassers keinen Einfluss und es macht also keinen Unterschied, ob der Ausflufs frei, d. i. über Wasser oder ob er unter Wasser stattfindet.

Wenn die Oeffnung bis zum Oberwasser reicht, so hat man ein Ueberfall- oder ein Grundwehr. Die Wasserhöhe h mufs als-

Abb. 5.

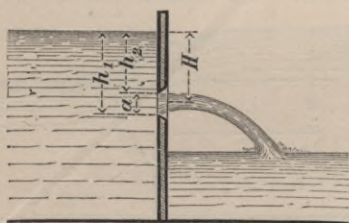
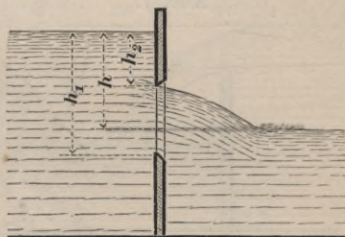


Abb. 6.



dann in einiger Entfernung von der Oeffnung, wo sich der Wasserspiegel noch nicht gesenkt hat, gemessen werden. Kommt das Wasser mit einer merklichen Zuflufsgeschwindigkeit v vor der Oeffnung an, so pflegt man die Geschwindigkeitshöhe

$$k = \frac{v^2}{2g}$$

der Wasserspiegellhöhe des Oberwassers zuzusetzen und die Formeln lauten alsdann

für ein Ueberfallwehr (Abb. 7)

$$(6) \quad Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}]$$

und für ein Grundwehr (Abb. 8)

$$(7) \quad Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h + k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu b a \sqrt{2g} (h + k).$$

Die Ausflufscoefficienten sind am genauesten für Oeffnungen mit scharfen Kanten ermittelt worden, und es ist für dieselben $\mu = 0,59$ bis $0,64$, als Mittelwerth kann $\mu = 0,62$ angenommen werde. Diese Werthe gelten für rechteckige, runde und beliebig anders geformte Oeffnungen, bei denen keine einspringenden Winkel vorkommen.

Für sehr kleine Oeffnungen liegt μ etwas über dem Mittelwerth. Vorausgesetzt ist, daß die Oeffnung sich in einer ebenen Fläche und in hinreichendem Abstände von dem Boden und den Seitenwänden befindet. Durch Anschluß der Oeffnung an die letzteren und den Boden wird μ vergrößert, während der Fortfall der oberen Kante, wenn die Oeffnung bis zum Wasserspiegel reicht, ohne Einfluß bleibt. Es ist also auch hier für offene Schlitz (Ueberfälle) mit scharfen Kanten durchschnittlich $\mu = 0,62$, dabei ist aber die Höhe des Wasserspiegels nicht in der Oeffnung selber, sondern etwas oberhalb, wo er sich noch nicht gesenkt hat, zu messen.

Versieht man die Oeffnung mit einer cylindrischen Ansatzröhre, so bleibt dieselbe, so lange sie noch weniger als ihren Durchmesser zur Länge hat, auf die Wassermenge ohne Einfluß und der Strahl berührt ihre Wände gar nicht. Wird sie aber $2\frac{1}{2}$ bis 3mal so lang

Abb. 7.

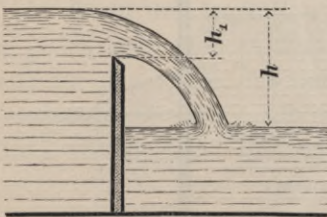
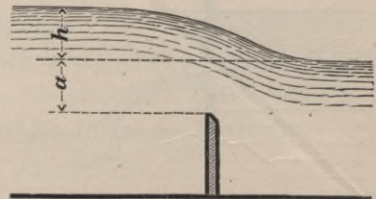


Abb. 8.



als sie weit ist, so haftet das Wasser an dem Umfange der Röhre, der Strahl füllt diese vollständig aus, die einzelnen Wassertheilchen können nicht mehr wie früher nach der Mitte zusammenlaufen, ihre Geschwindigkeit wird gleichmäßiger und der Ausflussscoefficient wird bedeutend größer, nämlich

$$\mu = 0,82.$$

Bemerkenswerth ist die Erscheinung, daß, wenn man die Ansatzröhre an derjenigen Stelle, wo die Einschnürung des frei austretenden Strahls am größten ist, mit Oeffnungen versieht, durch diese kein Wasser ausfließt, sondern Luft eindringt. Dadurch löst sich aber der Strahl von den Wänden ab und der Ausflussscoefficient wird kleiner. Bringt man ferner in der Ansatzröhre statt der kleinen Seitenöffnungen eine Seitenröhre an, welche in ein unterhalb stehendes Gefäß mit Wasser eintaucht, so bleibt μ unverändert und aus jenem Gefäße wird Wasser aufgesogen.

Beim Ausfluß durch ein Ansatzrohr mit einem abgerundeten gut geformten Mundstück ist

$$\mu = 0,96 \text{ bis } 0,98, \text{ also fast } 1.$$

Offene Ansatzgerinne sind weniger wirksam als Ansatzröhren und es kann dadurch die Ausflussmenge nur bei geringer Höhe der Oeffnungen (unter 0,10 m) etwas vermehrt werden. Man giebt den 2,5 bis 3 m langen Gerinnen eine Bodenneigung von 1:10 und erreicht dann bei flachen Ausflufsöffnungen etwa $\mu = 0,65$.

Wenn die Oeffnung bis auf den Boden des Behälters reicht oder durch einen geneigten Vorboden an den letzteren angeschlossen wird, an den Seiten aber scharfkantig begrenzt ist, läßt sich μ je nach dem Verhältniß der Breite zur Höhe der Oeffnung auf 0,63 bis 0,68 einschätzen. Sind auch glatte seitliche Leitflächen vorhanden, so steigt μ bis 0,70.

Anwendbar ist für diese Fälle der unvollständigen Zusammenziehung der Coefficient

$$(8) \dots \dots \mu' = 0,61 + 0,09 \cdot n$$

wo n derjenige Bruchtheil vom Rande der Ausflufsöffnung, welcher mit dem Umfange des Gerinnes zusammenfällt. In dem durch Fig. 9

Abb. 9.

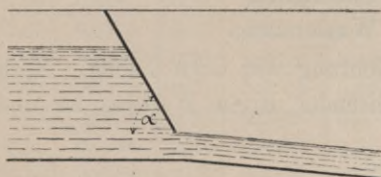
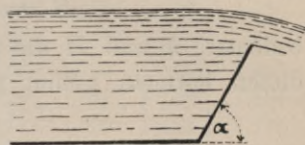


Abb. 10.



dargestellten Falle ist, wenn weder am Boden noch an den Seiten eine Zusammenziehung stattfindet und die den oberen Abschluss der Oeffnung bildende Schütztafel unter dem Winkel α gegen die Wagrechte geneigt ist

für $\alpha =$	60°	50°	45°	40°
$\mu =$	0,75	0,78	0,80	0,82

Für Ueberfälle mit geneigter Schwelle nach Fig. 10 ohne seitliche Zusammenziehung hat man

$$\mu = 0,68 \text{ bis } 0,72.$$

Wenn das Wasser mit merklicher Geschwindigkeit an der Ausflusstelle ankommt, so ist in allen Fällen die betreffende Geschwindigkeitshöhe k der Höhe des Oberwassers zuzusetzen.

Die Ausflusscoefficienten sind für große Oeffnungen in Stauwerken nicht genau bekannt und nur für Ueberfälle mit scharfen Kanten hinreichend sicher festgestellt. Für solche Ueberfälle hat Bazin die Formel

$$(9) \dots \dots \mu = 0,6075 + \frac{0,0045}{h}$$

angegeben, wobei vorausgesetzt ist, daß der Ueberfall die ganze Wasserbreite einnimmt. h bedeutet die Ueberlaufhöhe = Höhe des Oberwasserspiegels über der Ueberfallkante. Freese giebt für den gleichen Fall die Formel

$$(10) \dots \mu = \left(0,615 + \frac{0,0021}{h}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{H}\right)^2\right],$$

worin H die Wassertiefe oberhalb des Wehres (gestaute Wassertiefe) bedeutet, ferner für Ueberfälle mit seitlicher Zusammenziehung die Formel

$$(11) \mu = \left(0,5755 + \frac{0,017}{h + 0,18} - \frac{0,075}{b + 1,20}\right) \left[1 + \left\{0,025 + 0,25 \left(\frac{b}{B}\right)^2 + \frac{0,0375}{\left(\frac{h}{H}\right)^2 + 0,02}\right\} \left(\frac{h}{H}\right)^2\right],$$

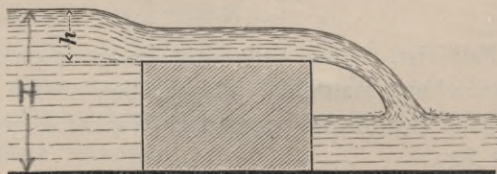
in welcher

b = Breite des Ueberfalles,

B = „ „ Wasserlaufes

bedeutet, h und H die gleiche Bedeutung wie oben haben. Nach diesen Formeln nimmt μ mit wachsender Breite b etwas zu und

Abb. 11.



wird dagegen mit wachsendem h kleiner. Die Formeln gelten unter der Voraussetzung, daß der Strahl sich von der scharfen Ueberfallkante abheben kann, was in der Regel der Fall ist, indem die Luft seitwärts unter den Strahl treten kann. Bei fehlendem Luftzutritt kann sich der Strahl nicht abheben und μ wird etwas größer.

Für Ueberfälle mit breiter wagrechter Krone (Fig. 11) kann durchschnittlich nur

$$\mu = 0,54$$

und für solche mit breiter abgerundeter Krone

$$\mu = 0,60$$

angenommen werden. Der letzte Werth ist auch für Schutzöffnungen in Schleusen und für Grundwehre, deren Rücken über der Flußsohle

liegt, anwendbar, während für die bis zur Sohle reichenden Durchflußöffnungen der Wehre und Freiarchen

$$\mu = 0,65 \text{ bis } 0,70$$

anzunehmen ist. Zur Erleichterung der Berechnung kann die nachfolgende Tafel benutzt werden, aus welcher die Wassermenge der Ueberfälle für $\mu = 0,60$ und $b = 1 \text{ m}$ zu entnehmen ist.

Wassermenge der Ueberfälle nach der Formel

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \text{ für } \mu = 0,60.$$

h m	$Q =$ $1,77 \cdot h^{3/2}$	h m	$Q =$ $1,77 \cdot h^{3/2}$	h m	$Q =$ $1,77 \cdot h^{3/2}$	h m	$Q =$ $1,77 \cdot h^{3/2}$	h m	$Q =$ $1,77 \cdot h^{3/2}$
0,01	0,0018	0,21	0,1701	0,41	0,4647	0,61	0,8433	0,81	1,290
0,02	0,0050	0,22	0,1823	0,42	0,4818	0,62	0,8641	0,82	1,314
0,03	0,0092	0,23	0,1959	0,43	0,4991	0,63	0,8851	0,83	1,338
0,04	0,0142	0,24	0,2080	0,44	0,5166	0,64	0,9062	0,84	1,363
0,05	0,0196	0,25	0,2212	0,45	0,5343	0,65	0,9276	0,85	1,387
0,06	0,0260	0,26	0,2345	0,46	0,5522	0,66	0,9490	0,86	1,412
0,07	0,0327	0,27	0,2481	0,47	0,5703	0,67	0,9707	0,87	1,436
0,08	0,0400	0,28	0,2622	0,48	0,5886	0,68	0,9925	0,88	1,461
0,09	0,0478	0,29	0,2764	0,49	0,6071	0,69	1,015	0,89	1,486
0,10	0,0559	0,30	0,2908	0,50	0,6258	0,70	1,037	0,90	1,511
0,11	0,0644	0,31	0,3055	0,51	0,6446	0,71	1,059	0,91	1,536
0,12	0,0734	0,32	0,3204	0,52	0,6637	0,72	1,079	0,92	1,562
0,13	0,0828	0,33	0,3355	0,53	0,6830	0,73	1,104	0,93	1,588
0,14	0,0926	0,34	0,3509	0,54	0,7024	0,74	1,127	0,94	1,613
0,15	0,1028	0,35	0,3665	0,55	0,7220	0,75	1,150	0,95	1,639
0,16	0,1133	0,36	0,3736	0,56	0,7418	0,76	1,173	0,96	1,665
0,17	0,1239	0,37	0,3984	0,57	0,7617	0,77	1,196	0,97	1,691
0,18	0,1351	0,38	0,4141	0,58	0,7818	0,78	1,219	0,98	1,717
0,19	0,1466	0,39	0,4311	0,59	0,8021	0,79	1,243	0,99	1,744
0,20	0,1582	0,40	0,4478	0,60	0,8226	0,80	1,267	1,00	1,770

Bisher wurde der Wasserbehälter als sehr groß und der Wasserstand in demselben als unveränderlich angesehen. Wenn bei dem Ausflusse aus einem Gefäße der Wasserspiegel in dem letzteren sinkt, so ändert sich mit der Druckhöhe auch die Ausflugs geschwindigkeit in jedem Augenblicke, ferner ist die jedesmalige Druckhöhe nicht mehr wie früher gleich der Höhe des Wasserspiegels über der Öffnung, sondern um diejenige Geschwindigkeitshöhe, welche dem Sinken des Wasserspiegels entspricht, größer als jene. Es sei F die Fläche der Ausflußöffnung und G die Wasserspiegeloberfläche in dem Gefäße, dann sinkt die Oberfläche mit der Geschwindigkeit

$$\frac{\mu F \cdot v}{G}$$

Es ist also, wenn y = Wasserspiegelhöhe über der Oeffnung (Fig. 12)

$$\frac{v^2}{2g} = y + \left(\frac{\mu F \cdot v}{G} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g}$$

und man erhält daraus

$$(12) \dots \dots \dots v = \sqrt{\frac{2gy}{1 - \left(\frac{\mu F}{G} \right)^2}}$$

Die Zeit zum Entleeren erhält man aus der Raumgleichung

$$\mu F v dt = -G \cdot dy$$

oder nach Einsetzung von v

$$dt = -\frac{\sqrt{G^2 - (\mu F)^2}}{\mu F \sqrt{2gy}} \cdot dy.$$

Abb. 12.

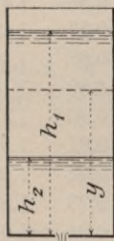
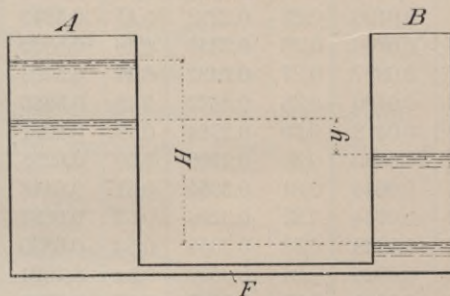


Abb. 13.



Wenn das Gefäß lothrechte Wände hat, so ist G unveränderlich und die Zeit, in welcher der Wasserspiegel um $h_1 - h_2$ sinkt, ist wegen

$$\int \frac{dy}{\sqrt{y}} = 2\sqrt{y}$$

$$(13) \dots \dots t_2 - t_1 = \frac{2\sqrt{G^2 - (\mu F)^2}}{\mu F \sqrt{2g}} \{ \sqrt{h_1} - \sqrt{h_2} \}.$$

Aehnlich ist die Berechnung, wenn der Ausfluss unter Wasser erfolgt, etwa in ein zweites Gefäß mit ebenfalls veränderlicher Wasserfüllung.

Beispiel. Zwei Gefäße, deren Grundflächen = A und B , stehen durch einen Canal von $F = 0,4$ qm Querschnitt in Verbindung (Fig. 13). Es ist $A = 400$, $B = 250$ qm und anfängliches Gefälle $H = 3,00$ m. Wie lange dauert es, bis das Gefälle nur noch $0,10$ m beträgt?

Die Reibungswiderstände in F sowie in den Gefäßen werden vernachlässigt, der Ausflusscoefficient beim Eintritt des Wassers in den Canal F sei wegen ab-

gerundeten Mundstücks = 0,90. Beim Ausflufs aus F findet keine Einschnürung statt. In der Zeit dt fließt durch F die Wassermenge

$$dq = \mu F v dt$$

und der Wasserspiegel sinkt in dem ersten Gefäß um $\frac{dq}{A}$ und steigt in dem zweiten um $\frac{dq}{B}$. Das Wasserspiegelgefälle zwischen beiden Gefäßen sei = y , es nimmt ab um

$$dy = \frac{dq}{A} + \frac{dq}{B}$$

und es ist ferner

$$\sqrt{\frac{2g \cdot y}{1 - \left(\frac{\mu F}{A}\right)^2}} = \frac{4,43 \cdot \sqrt{y}}{\sqrt{1 - \left(\frac{0,90 \cdot 0,40}{400}\right)^2}} = \text{rd. } 4,43\sqrt{y}.$$

Daher ist

$$dq = 0,90 \cdot 0,40 \cdot 4,43 \cdot \sqrt{y} \cdot dt = 1,59 \cdot \sqrt{y} \cdot dt$$

$$dy = \left(\frac{1}{A} + \frac{1}{B}\right) dq = 1,59 \sqrt{y} \left(\frac{1}{400} + \frac{1}{250}\right) dt$$

und

$$t = \int_{0,10}^{3,00} \frac{dy}{\sqrt{y}} = 97 \cdot 2 \{ \sqrt{3,00} - \sqrt{0,10} \} = 275 \text{ Sekunden.}$$

27. Bewegung in Rohrleitungen. In den ganz mit Wasser gefüllten Leitungen ist an jeder Stelle der Wasserquerschnitt F und folglich für eine durchfließende Wassermenge Q vermöge der Beziehung $Q = F \cdot v$ auch die mittlere Geschwindigkeit v bekannt. Während in den offenen Betten die Geschwindigkeit des Wassers an jeder Stelle fast ausschließlich von dem gerade dort vorhandenen Gefälle abhängt, wie wir in Artikel 23 gesehen haben, kommt für die in einer Rohrleitung stattfindenden Geschwindigkeiten nur das Gesamtgefälle zwischen Anfangs- und Endpunkt der Leitung in Betracht. Die Geschwindigkeiten an den einzelnen Profilstellen sind dagegen von deren Höhenlage unabhängig, indem ihr Verhältniß zu einander vielmehr durch die Bedingung, daß das Product Fv überall gleich groß sein muß, gegeben ist.

Von dem Gesamtgefälle H einer Leitung von der Länge l und dem lichten Durchmesser d wird ein Theil W für die Ueberwindung der Bewegungswiderstände in Anspruch genommen und der Rest ist die sogenannte Geschwindigkeitshöhe, also

$$(14) \dots \dots \dots \frac{v^2}{2g} = H - W,$$

wo unter v die Geschwindigkeit am unteren Ende der Rohrleitung, sofern diese verschieden große Querschnitte haben sollte, zu verstehen ist. Wir wollen nun zunächst voraussetzen, daß die Leitung

überall gleich groß, ohne Verengungen, scharfe Biegungen und Abzweigungen sei. In diesem Falle ist der Widerstand im Innern der Leitung offenbar gleichmäßig vertheilt, und es kommt daneben nur noch der Eintrittswiderstand in Betracht. Dieser beruht darauf, daß an der Eintrittsstelle eine Verkleinerung des wirksamen Durchflußquerschnittes durch Zusammenziehung des Wasserstrahls stattfindet. Der wirksame Querschnitt ist also nur αF und folglich ist die mittlere Eintrittsgeschwindigkeit $= \frac{v}{\alpha} > v$. Indem nun das schneller fließende Wasser auf das langsamere stößt, tritt ein Verlust an lebendiger Kraft ein und dieser Verlust ist der Eintrittswiderstand, er ist

$$w_0 = \left(\frac{v}{\alpha} - v\right)^2 \frac{1}{2g} = \frac{v^2}{2g} \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right)^2,$$

d. h. für den Eintrittswiderstand wird die Druckhöhe w_0 verbraucht. Durchschnittlich wird $\alpha = 0,59$ angenommen und demgemäß ist

$$(15) \quad \dots \quad w_0 = \zeta_0 \frac{v^2}{2g} \quad \text{mit} \quad \zeta_0 = 0,50.$$

Durch ein gut abgerundetes Mundstück läßt sich aber ζ_0 bedeutend herabmindern.

Der Widerstand im Innern der Leitung ist seiner Entstehung und Wirkung nach nicht bekannt. Der Bewegungsvorgang in der Leitung ist keineswegs so einfach als vermuthet werden könnte. Ebenso wie in offenen Betten haben die einzelnen Wassertheilchen auch in ganz regelmässigen Leitungen an den verschiedenen Stellen eines Querschnittes verschieden große Geschwindigkeiten und es entstehen dadurch unregelmässige und wirbelnde Bewegungen. Man kann dieselben in Glasröhren deutlich erkennen, wenn man dem Wasser Sägespäne beimengt.

Je größer die mittlere Geschwindigkeit ist, desto größer sind auch die inneren Bewegungen und dadurch dürfte die Thatsache zu erklären sein, daß die Widerstände in der Leitung mit der Geschwindigkeit des Wassers wachsen. Man hat die Widerstände lediglich auf die Reibung an den Wänden zurückführen wollen und verschiedene Annahmen über den Zusammenhang zwischen Reibung und Geschwindigkeit auf die theoretischen Untersuchungen anzuwenden versucht. Die Ergebnisse sind aber nicht befriedigend ausgefallen, und alle Formeln sind daher nur als praktische Anpassungen an die Beobachtungen anzusehen.

Die üblichste Formel für die Widerstandshöhe einer l Meter langen und d Meter weiten Rohrleitung ist

$$w = \frac{v^2}{2g} \cdot \zeta \frac{l}{d}$$

und man erhält dann den Gesamtwiderstand ausgedrückt durch

$$(16) \quad W = w_0 + w = \frac{v^2}{2g} \left(\zeta_0 + \zeta \frac{l}{d} \right).$$

Daher in Verbindung mit 14

$$\frac{v^2}{2g} \left(1 + \zeta_0 + \zeta \frac{l}{d} \right) = H$$

und

$$(17) \quad v = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \zeta_0 + \zeta \frac{l}{d}}}.$$

Dies ist die Weisbachsche Formel und darin (abgerundet)

$$(18) \quad \zeta_0 = 0,50 \text{ und } \zeta = 0,0144 + \frac{0,0095}{\sqrt{v}},$$

während H. Lang für glatte gusseiserne Rohre empfiehlt

$$(19) \quad \zeta = 0,02 + \frac{0,004}{\sqrt{v}}.$$

Bei langen Leitungen mit mälsigen Geschwindigkeiten kann $1 + \zeta_0$ gegen $\zeta \frac{l}{d}$ vernachlässigt werden und für einen nicht kreisförmigen Querschnitt ist

$\frac{R}{4} = \frac{1}{4} \cdot \frac{F}{p}$ anstatt d in obige Formeln einzusetzen, also

$$w = \frac{v^2}{2g} \cdot \zeta \frac{4l}{R}.$$

Die Gröfse w bedeutet die zur Ueberwindung der Leitungswiderstände erforderliche Druckhöhe oder das Widerstandsgefälle der Leitung auf l Meter Länge, es entspricht also der Ausdruck

$$i = \frac{w}{l} = \text{relatives Widerstandsgefälle}$$

dem relativen Gefälle J des Wasserspiegels in offenen Wasserläufen.

Einen Näherungswerth giebt die Eytelweinsche Formel

$$(20) \quad v = 50,9 \sqrt{Ri}$$

und wenn man darin für kreisförmige Querschnitte

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{Q}{\frac{d^2 \pi}{4}}$$

und

$$R = \frac{F}{p} = \frac{d}{4}$$

einsetzt, so erhält man bequeme Näherungsformeln zur Berechnung der Rohrweiten und Wassermengen, nämlich

$$(21) \quad \dots \quad \begin{cases} d = 0,30 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{i}} = v^2 \frac{0,00154}{i}, \\ Q = 20,3 \cdot d^2 \sqrt{i \cdot d}, \\ i = 0,0025 \cdot \frac{Q^2}{d^5} = 0,00154 \frac{v^2}{d}. \end{cases}$$

Tafel für die Wassermengen q in Secundenlitern nach der Näherungsformel

$$q = 1000 \cdot Q = 20,3 d^2 \sqrt{i \cdot d} \cdot 1000.$$

Rohr- durch- messer d in m	Widerstandsgefälle in mm auf 1 m Länge oder $1000 \cdot i =$										Rohr- Quer- schnitt F in qm	
	10	8	6	4	3	2	1,5	1,0	0,5	0,25		0,10
0,05	1,1	1,0	0,88	0,72	0,62	0,51	0,44	0,36	0,25	0,18	0,11	0,0020
0,10	6,4	5,7	5,0	4,1	3,5	2,9	2,5	2,0	1,4	1,0	0,64	0,0079
0,15	17,7	15,8	13,7	11,2	9,7	8,0	6,9	5,6	3,9	2,8	1,8	0,0177
0,20	36	32	28	23	20	16,3	14,0	11,5	8,1	5,7	3,6	0,0314
0,25	63	57	49	40	35	28	24	20	14,2	10,0	6,3	0,0491
0,30	100	90	78	63	55	45	39	32	22	15,8	10,0	0,0707
0,35	147	132	114	93	81	66	57	47	33	23	14,7	0,0962
0,40	205	184	159	130	112	92	79	65	45	32	20	0,1257
0,45	276	247	214	174	151	123	107	87	62	44	28	0,159
0,50	358	321	277	227	196	161	139	113	80	57	36	0,196
0,55	455	407	352	288	249	204	176	144	102	72	45	0,238
0,60	566	507	438	358	310	253	219	179	126	89	57	0,283
0,65	690	620	535	437	378	310	267	218	154	109	69	0,332
0,70	830	745	645	526	456	372	322	263	186	131	83	0,385
0,75	990	890	760	630	542	444	382	313	221	156	99	0,442
0,80	1160	1040	900	740	640	520	450	368	260	184	116	0,503
0,85	1350	1210	1050	860	740	610	523	427	302	214	135	0,567
0,90	1560	1400	1210	990	850	700	605	493	349	247	156	0,636
0,95	1780	1600	1380	1130	980	800	690	565	400	282	178	0,709
1,00	2030	1820	1570	1280	1110	910	786	640	454	321	203	0,785

Bemerkung. Die drei staffelartigen Linien entsprechen in der Reihenfolge von links nach rechts den Geschwindigkeiten $v = 2,0$ bzw. $1,0$ und $0,15$ m.

Allgemein ist

$$v = \frac{q}{1000 F}.$$

Zur Uebersicht dienen die vorstehenden und die nebenstehenden Zusammenstellungen. Die Eytelweinsche Formel stimmt mit der

Formel von Weisbach für die Geschwindigkeiten $v = 0,40$ m und mit der Formel von Lang für $v = 0,15$ m nahezu überein.

Tafel für das Widerstandsgefälle in mm auf 1 m Länge nach der Formel:

$$1000 \cdot i = \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{1}{d} \left\{ 0,02 + \frac{0,004}{\sqrt{v}} \right\} \cdot 1000.$$

Rohr- durch- messer d in m	Geschwindigkeit v in m =											Rohr- Quer- schnitt F in qm
	2,5	2,0	1,5	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	
0,025	286,8	186,2	106,8	49,0	32,0	18,5	13,1	8,58	5,00	2,36	0,67	0,0005
0,05	143,4	93,1	53,4	24,5	16,0	9,23	6,54	4,29	2,50	1,18	0,33	0,0020
0,075	95,6	62,0	35,6	16,3	10,6	6,17	4,36	2,86	1,67	0,79	0,22	0,0044
0,10	71,7	46,5	26,7	12,2	7,98	4,62	3,27	2,15	1,25	0,59	0,17	0,0079
0,125	57,3	37,2	21,4	9,80	6,37	3,70	2,62	1,72	1,00	0,47	0,13	0,0123
0,15	47,7	31,0	17,8	8,16	5,32	3,08	2,18	1,43	0,84	0,39	0,11	0,0177
0,175	41,0	26,6	15,2	7,00	4,55	2,64	1,87	1,23	0,72	0,34	0,095	0,0241
0,20	35,8	23,3	13,3	6,12	3,99	2,31	1,64	1,07	0,63	0,30	0,083	0,0314
0,225	31,9	20,6	11,9	5,44	3,55	2,06	1,46	0,96	0,56	0,26	0,074	0,0398
0,25	28,7	18,6	10,7	4,89	3,19	1,85	1,31	0,86	0,51	0,24	0,067	0,0491
0,275	26,0	16,9	9,73	4,45	2,90	1,68	1,19	0,78	0,46	0,21	0,061	0,0594
0,30	23,9	15,5	8,89	4,08	2,66	1,54	1,09	0,72	0,42	0,20	0,055	0,0707
0,35	20,5	13,3	7,62	3,50	2,28	1,32	0,93	0,61	0,36	0,17	0,048	0,0962
0,40	17,9	11,6	6,67	3,06	2,00	1,15	0,82	0,54	0,31	0,15	0,042	0,1257
0,45	15,9	10,3	5,93	2,72	1,77	1,03	0,73	0,48	0,28	0,13	0,037	0,159
0,50	14,3	9,31	5,34	2,45	1,60	0,92	0,65	0,43	0,25	0,12	0,033	0,196
0,55	13,0	8,46	4,85	2,22	1,45	0,84	0,59	0,39	0,23	0,11	0,030	0,238
0,60	11,9	7,76	4,45	2,04	1,33	0,77	0,54	0,36	0,21	0,098	0,028	0,283
0,65	11,0	7,16	4,10	1,88	1,23	0,70	0,50	0,33	0,19	0,091	0,026	0,332
0,70	10,2	6,65	3,81	1,75	1,14	0,66	0,57	0,31	0,18	0,084	0,024	0,385
0,75	9,57	6,20	3,56	1,63	1,06	0,62	0,44	0,29	0,17	0,079	0,022	0,442
0,80	8,98	5,82	3,33	1,53	1,00	0,58	0,41	0,27	0,16	0,074	0,021	0,503
0,85	8,45	5,47	3,14	1,44	0,94	0,54	0,38	0,25	0,15	0,069	0,020	0,567
0,90	8,00	5,17	2,96	1,36	0,89	0,51	0,36	0,24	0,14	0,066	0,018	0,636
0,95	7,56	4,90	2,81	1,29	0,84	0,49	0,34	0,23	0,13	0,062	0,018	0,709
1,00	7,17	4,65	2,67	1,22	0,80	0,46	0,33	0,22	0,12	0,059	0,017	0,785

Bemerkung. Die Wassermenge in Sekundenlitern (sl) ist
 $q = 1000 \times v \times F.$

In allen Leitungen nimmt sowohl die Glattigkeit der Wandung als auch die Querschnittsfläche im Gebrauche ab, indem sich Niederschläge von Kalk-, Magnesia- und Eisenverbindungen bilden, welche

sehr fest an den Rohrwänden haften; auch Rost, Schlamm- und Muschelbildungen verengen den Querschnitt. Deshalb darf der letztere nicht zu knapp bemessen werden.

Zu dem Bewegungswiderstande in regelmässigen geraden Leitungen kommen noch besondere Widerstände oder Druckhöhenverluste für scharfe Krümmungen und für Querschnittsveränderungen hinzu. Von dem Eintrittswiderstande w_0 war bereits die Rede. Für ein Knie nach Fig. 14 ist die Widerstandshöhe $w_1 = \zeta_1 \frac{v^2}{2g}$ und ζ_1 für $\delta = 60^\circ$ etwa $= \frac{1}{3}$, für $\delta = 90^\circ$ etwa $= 1$ anzunehmen. Für enge Röhren (unter 3 cm Durchmesser) ist aber ζ_1 bedeutend gröfser. Die Widerstände in abgerundeten Krümmungen können wenigstens bei gröfseren Leitungen vernachlässigt werden. Bei einer Verengung

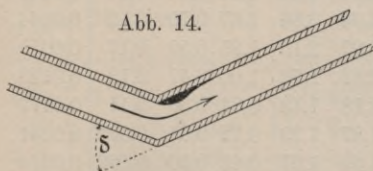


Abb. 14.

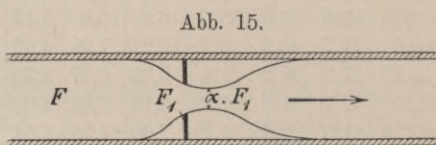


Abb. 15.

nach Fig. 15 wird der Querschnitt von F auf F_1 und der nutzbare Querschnitt auf αF_1 vermindert, wodurch eine Geschwindigkeit

$$v_1 = v \frac{F}{\alpha F_1}$$

gebildet wird. Das mit dieser Geschwindigkeit durchströmende Wasser stößt auf das langsamer fließende, und der dabei entstehende Verlust an lebendiger Kraft ist

$$w_1 = \frac{v^2}{2g} \left\{ \frac{F}{\alpha F_1} - 1 \right\}^2 = \zeta_1 \frac{v^2}{2g}.$$

Nach den Weisbachschen Versuchen ist

für $\frac{F_1}{F} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\zeta_1 =$	226	48	31	7,8	3,8	1,80	0,80	0,29	0,06	0

Solche Verluste treten überall da auf, wo die Geschwindigkeit plötzlich abnimmt, also schnell fließendes Wasser auf langsames stößt, sie sind dagegen beim Anwachsen der Geschwindigkeit nicht vorhanden, indem die zur Vergrößerung der Geschwindigkeit nöthige lebendige Kraft bei der späteren Geschwindigkeitsabnahme bis auf

die etwa durch Stöße verursachten Verluste wiedergewonnen und zur Ueberwindung der Bewegungswiderstände nutzbar gemacht wird. Hierbei ist aber zu beachten, daß bei jeder plötzlichen Geschwindigkeitszunahme, oder was dasselbe ist, bei jeder plötzlichen Querschnittsverkleinerung eine Einschnürung des wirksamen Wasserquerschnitts stattfindet und daß diese Einschnürung einen Kraftverlust durch Stöße zur Folge hat.

Beispiel. Nach Fig. 16 findet zunächst ein Stoß bei *A* statt und es ist daselbst

$$v_1 = v \frac{F}{F_1}, \quad v - v_1 = v \frac{F_1 - F}{F_1}.$$

Also die Widerstandshöhe bei *A*

$$w_1 = \frac{v^2}{2g} \left(\frac{F_1 - F}{F_1} \right)^2.$$

In dem Rohre F_2 ist

$$v_2 = v \frac{F}{F_2}$$

und bei *B* wegen der Einschnürung

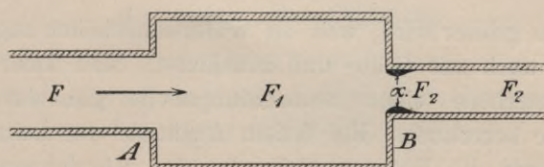
$$v'_2 = \frac{v_2}{\alpha} = v \frac{F}{\alpha F_2}.$$

Daher die Widerstandshöhe bei *B*

$$w_2 = \frac{(v'_2 - v_2)^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} \left(\frac{F}{F_2} \right)^2 \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right)^2.$$

In der vorstehend angegebenen Weise lassen sich die Widerstandshöhen für die einzelnen Strecken und Stellen einer Rohrleitung

Abb. 16.



berechnen. Ihre Summe vom Anfangspunkte bis zu einer gegebenen Profilstelle bildet für die letztere die Widerstandshöhe W und es ist

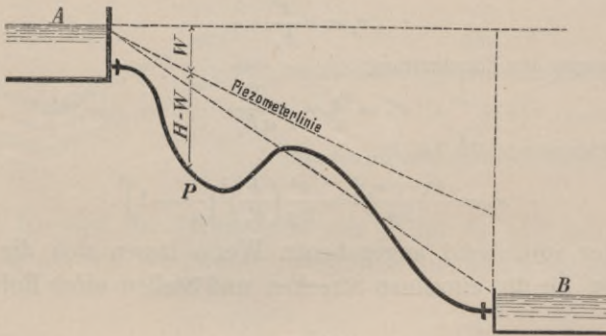
$$(22) \quad \dots \quad W = w_0 + \Sigma w_1 + \Sigma i l,$$

worin w_1 die an einer einzelnen Stelle und i die auf 1 m Länge der regelmäßigen Leitung zu überwindende Widerstandshöhe bedeutet. Der Unterschied $H - W$ zwischen derjenigen Druckhöhe H , welche im Ruhezustande des Wassers vorhanden sein würde, und der ganzen Widerstandshöhe W ist die bei der Bewegung vorhandene Druckhöhe und wird durch die Piezometerhöhe gemessen, d. i. die Höhe, bis zu welcher das Wasser in einer bei P angebrachten offenen

Standröhre emporsteigt. Wenn an einer Stelle der Leitung W größer als H ist, so steht die Röhre daselbst nicht mehr unter innerem, sondern unter äußerem Ueberdruck; durch ein Anschlußröhrchen würde kein Wasser ausfließen, sondern solches angesaugt werden und wenn schließlich die Saughöhe $W - H$ größer als der Atmosphärendruck wird, so reißt das Wasser ab. Hiernach bestimmt sich für jede Profilstelle die Höhenlage, welche höchstens noch zulässig ist und nicht überschritten werden darf. Als sehr zweckmäßig kann empfohlen werden, das sogenannte Widerstandsgefälle in das Längenprofil der Leitung einzutragen, wie Fig. 17 veranschaulicht.

An der beliebigen Profilstelle P entspricht jeder Wassermenge eine bestimmte Piezometerhöhe und diese nimmt ab, wenn die

Abb. 17.



Wassermenge größer wird, weil die Widerstandshöhen zugleich mit v und folglich auch mit Q ab- und zunehmen. Man kann daher aus der Piezometerhöhe einer Beobachtungsstelle die durchfließende Wassermenge berechnen. Bei freiem Ausflusse der Leitung in das Gefäß B würde die Piezometerhöhe an der Mündungsstelle gleich Null sein und die Leitung die größtmögliche Wassermenge liefern. Bei einer kleineren Wassermenge hebt sich die Piezometerlinie und der Druckhöhe an der Mündungsstelle steht eine entsprechende Verengung des Mündungsquerschnittes durch den Absperrschieber gegenüber. Wenn zwei Leitungen L_1 und L_2 sich zu der Hauptleitung L vereinigen, so müssen alle drei Leitungen in dem Vereinigungspunkte P die gleiche Piezometerhöhe haben. Hiernach regelt sich der Antheil der Zweigleitungen an der Speisung der Hauptleitung.

Beispiel. Die Hauptleitung L habe 0,40 m Durchmesser und ihre Piezometerhöhe in P sei laut Beobachtung $h = 6,00$ m. Bei dieser Piezometerhöhe sei das Gefälle der Zweigleitungen $h_1 = 16$ m und $h_2 = 37$ m; ferner sei gegeben

$$l_1 = 1200 \text{ m und } d_1 = 0,20 \text{ m,}$$

$$l_2 = 800 \text{ m und } d_2 = 0,10 \text{ m.}$$

Welche Wassermenge wird von jeder Zweigleitung geliefert?

Wenn die Eintrittswiderstände vernachlässigt werden, ist das Widerstandsgefälle von L_1

$$i_1 = \frac{h_1}{l_1} = \frac{16}{1200} = 0,0133$$

oder

$$13,3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}.$$

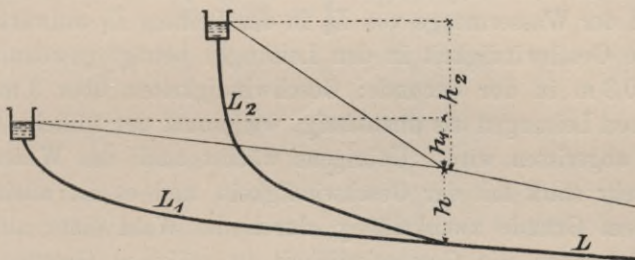
Aus der Tafel für das Widerstandsgefälle findet man die zugehörige Geschwindigkeit des 0,20 m weiten Rohres = 1,50 m und daher die Wassermenge

$$Q_1 = F_1 \cdot v_1 = 0,0314 \cdot 1,50 = \text{rd. } 0,047 \text{ cbm.}$$

Ebenso findet man für L_2

$$i_2 = \frac{37}{800} = 0,0463 \text{ m} = 46,3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Abb. 18.



und für das 0,10 m weite Rohr die zugehörige Geschwindigkeit = rd. 2,0 m. Es ist also

$$Q_2 = 0,0079 \cdot 2,0 = \text{rd. } 0,016 \text{ cbm}$$

und

$$Q_1 + Q_2 = 47 + 16 = 63 \text{ sl.}$$

Unter Benutzung der Näherungsformeln 21 würde man erhalten

$$Q_1 = 20,3 \cdot 0,20^2 \sqrt{0,0133 \cdot 0,20} = 0,042 \text{ cbm}$$

und

$$Q_2 = 20,3 \cdot 0,10^2 \sqrt{0,0463 \cdot 0,10} = 0,014 \text{ cbm.}$$

Würde nun der Hauptleitung unter entsprechender Stellung des unteren Absperrschiebers eine geringere Wassermenge entnommen, so hätten auch die Zweigleitungen weniger zu liefern und die Piezometerhöhe in P müßte daher größer werden. Es sei $h = 16 \text{ m}$, also um 10 m größer als vorhin. Dann ist

$$h_1 = 16 - 10 = 6 \text{ m und } h_2 = 27 \text{ m.}$$

Die bezüglichen Widerstandshöhen sind

$$1000 \cdot i_1 = \frac{6 \cdot 1000}{1200} = 5,00 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

und

$$1000 \cdot i_2 = \frac{27 \cdot 1000}{800} = 33,8 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

und die Näherungsformel 21 liefert

$$Q_1 = 20,3 \cdot 0,20^2 \sqrt{0,0050 \cdot 0,20} = 0,026 \text{ cbm,}$$

$$Q_2 = 20,3 \cdot 0,10^2 \sqrt{0,0338 \cdot 0,10} = 0,012 \text{ „}$$

$$Q_1 + Q_2 = 38 \text{ sl.}$$

Der Antheil von L_2 ist daher verhältnißmäßiger größer, derjenige von L_1 kleiner als im ersten Falle. In der Hauptleitung ist die Piezometerhöhe bei P größer als vorhin und da auch das Widerstandsgefälle entsprechend der geringeren Wassermenge kleiner ist, so steht sie durchweg unter höherem Druck und der größeren Piezometerhöhe an der Mündung steht die größere Widerstandshöhe in der engeren Oeffnung des Absperrschiebers gegenüber.

Aehnlich verhält es sich bei der Gabelung einer Leitung in mehrere Abzweigungen, und das gegebene Beispiel dürfte den Gang aller bezüglichen Berechnungen verständlich machen. Es ist daraus z. B. leicht zu ersehen, daß der niedriger gelegene Behälter der Leitung L_1 unseres Beispiels bei weiterer Verminderung des Abflusses in der Hauptleitung schließlichs gar kein Wasser mehr an diese abgibt, sondern noch aus dem höheren Behälter gespeist wird, wobei dann ein Theil der Wassermenge von L_2 in der Leitung L_1 aufwärts fließt.

Die Geschwindigkeit in den Leitungen beträgt gewöhnlich nur 0,4 bis 0,8 m in der Secunde; Geschwindigkeiten über 3 m gelten in eisernen Leitungen als unzulässig, weil sonst der übliche Asphaltüberzug abgerissen wird. Uebrigens wächst auch das Widerstandsgefälle sehr stark mit der Geschwindigkeit, und es ist allein schon aus diesem Grunde zweckmäßig, durch die Wahl einer auskömmlichen Rohrweite die Geschwindigkeit in mäßigen Grenzen (unter 1 m) zu halten.

Der Druck, unter welchem das Wasser in der Leitung steht, ist auf die Bewegung und die Bewegungswiderstände ohne Einfluß, sofern nur der Unterschied der Druckhöhen zwischen den Endpunkten einer Strecke unverändert bleibt.

Die Bewegungswiderstände sind von der Beschaffenheit der Wandungen abhängig und demgemäß am geringsten für Wandungen aus glattem Cement oder Holz, dann kommen solche aus glasirtem Thon, Quadern oder Backstein, es folgen die eisernen und schließlichs diejenigen aus Bruchsteinmauerwerk. Um der Beschaffenheit der Wandungen Rechnung zu tragen, hat man zahlreiche Formeln aufgestellt, welche sich auf die Weisbachsche Formel mit entsprechend veränderten Coefficienten zurückführen lassen, indessen weder zuverlässiger noch allgemeiner anwendbar sind als die vorstehend angegebene Formeln.

Uebrigens ist ein großer Genauigkeitsgrad in der Berechnung der Geschwindigkeiten und Wassermengen geschlossener Leitungen überhaupt nicht zu erreichen, die Abweichungen betragen vielmehr

oft 10 bis 20 vom Hundert und noch mehr, und es ist dies erklärlich wegen der Schwierigkeit der Reinigung des Leitungsquerschnittes und der starken Einschränkung, welche derselbe durch Anwüchse an den Wandungen erleidet.

Die Eytelweinsche Formel 20 wird für die Berechnung von Drainröhren gewöhnlich in der Form

$$(20a) \quad v = 3,59 \sqrt{50 d \cdot i}$$

angewandt, welche mit jener genau übereinstimmt, indem

$$R = \frac{d}{4} \text{ und}$$

$$3,59 \sqrt{50} = \frac{50,9}{2} \text{ ist.}$$

Um eine bessere Uebereinstimmung mit den Beobachtungen zu erzielen, hat man die Formel wie folgt umgestaltet:

$$v = 3,59 \cdot m \sqrt{\frac{50 \cdot d \cdot h}{l + 50 d}}$$

Hierin bedeutet h das Gefälle und l die Länge der Leitung und es ist

$$\text{für } d = 0,03 \quad 0,05 \quad 0,10 \quad 0,15 \text{ m,}$$

$$m = \frac{2}{3} \quad \frac{3}{4} \quad \frac{4}{5} \quad \frac{7}{8}.$$

Der Coefficient m kann für $d = 0,20$ m gleich 1 gesetzt und für kleinere Durchmesser nach den vorstehenden Werthen eingeschätzt werden. Wenn

$$\frac{h}{l + 50 d} = i$$

gesetzt wird, so erhält man nach Formel 21 unter Einführung des Coefficienten m

$$Q = 20,3 \cdot m \sqrt{d^5 \cdot i}$$

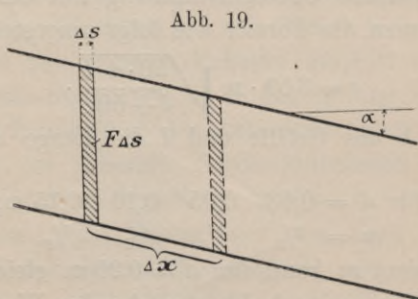
und

$$i = 0,0025 \cdot m^2 \frac{Q^2}{d^5}.$$

Nachstehend sind die Werthe von $\frac{v}{\sqrt{i}}$ und $\frac{q}{\sqrt{i}}$ für die üblichen Drainrohrweiten zusammengestellt, q bedeutet die Wassermenge in Secundenlitern (sl) = $1000 \cdot Q$.

Rohrdurchmesser in m	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,15
Geschwindigkeit v in $m = \sqrt{i} \times$	2,93	3,60	4,25	4,75	5,60	6,42	7,35	8,60
Wassermenge q in sl = $\sqrt{i} \times$	2,07	4,53	8,35	13,4	28,2	50,4	83,1	152,0

28. Gleichförmige Bewegung in offenen Betten. Die Bewegung des Wassers wird gleichförmig genannt, wenn die mittlere Geschwindigkeit in den aufeinanderfolgenden Querschnitten sich nicht verändert, und also die fließende Wassermasse weder Beschleunigung noch Verzögerung erfährt. Man pflegt dabei noch vorauszusetzen, daß auch die Querprofile in ihrer Form nicht sehr verschieden sind. Wo diese Voraussetzungen zutreffen, wie bei künstlichen offenen Leitungen und canalartigen Wasserläufen, sind die Bewegungserscheinungen des Wassers noch am wenigsten ungleichmäÙig und für eine theoretische Behandlung wenigstens einigermaßen geeignet. Man ging dabei von der Voraussetzung aus, daß alle Wassertheilchen eine gleiche Geschwindigkeit hätten und also auch die zwischen zwei



benachbarten Querschnitten vorhandene Wasserschicht von der Dicke Δs sich gleichmäÙig und ohne innere Bewegungen abwärts bewege, daß ferner der beschleunigenden Kraft der Schwere nur die Reibung an den Wänden entgegen wirke. Es sei

F der Flächeninhalt und p der benetzte Umfang } eines Wasserquerschnitts

Δs die Dicke der zu betrachtenden Wasserschicht und

γ = Gewicht der Raumeinheit (1 cbm) Wasser.

α = Neigung der Wasserspiegeloberfläche gegen die Wagrechte.

Man nehme ferner an, daß die Reibung im Verhältniß zu der Größe der reibenden Fläche und zu dem Quadrate der Geschwindigkeit stehe, dann wirkt auf die Wasserscheibe, während sie sich um Δx abwärts bewegt, eine Kraft

$$K = \frac{\gamma}{g} F \Delta s \cdot g \sin \alpha$$

und ein Widerstand

$$W = \gamma \zeta \cdot p \Delta s \cdot v^2,$$

wo $\gamma \zeta$ eine noch näher zu bestimmende Größe bezeichnet. Der

Wasserdruck, welchen die Schicht in den Schnittflächen erleidet, ist auf beiden Seiten für alle einander entsprechenden Flächenelemente gleich und entgegengesetzt, kommt also für die Bewegung nicht in Betracht. Da weder Beschleunigung noch Verzögerung stattfinden soll, muß

$$K \Delta x = W \Delta x$$

sein, dies giebt

$$\zeta p v^2 = F \sin \alpha \text{ oder}$$

$$(23) \quad \dots \dots \dots \frac{F}{p} \sin \alpha = \zeta v^2$$

und wenn man ζ durch $\frac{1}{c^2}$ ersetzt, wo nunmehr c einen Erfahrungswert bedeutet, so erhält man

$$v = c \sqrt{\frac{F}{p} \sin \alpha}.$$

Der Neigungswinkel α ist stets so klein, daß man $\sin \alpha$ durch $\tan \alpha$, d. i. das relative Gefälle des Wasserspiegels

$$J = \frac{\text{Höhenunterschied}}{\text{Weg}}$$

ersetzen kann, und setzt man dann noch

$$\frac{F}{p} = R, \text{ so erhält man die Formel}$$

$$(24) \quad \dots \dots \dots v = c \sqrt{R J}.$$

Dies ist die allgemein angenommene Grundform der Ausdrücke für die Geschwindigkeit des Wassers in offenen Wasserläufen.

Die bei der Ableitung der Formel gemachten Voraussetzungen sind sowohl hinsichtlich der gleichen Geschwindigkeit aller Wassertheilchen als des Nichtvorhandenseins innerer Bewegungen offenbar unrichtig, sie entsprechen auch hinsichtlich der Reibungswiderstände an den Wandungen wahrscheinlich nicht ganz der Wirklichkeit. Ferner kann die Menge und Beschaffenheit der Sinkstoffe nicht ohne Einfluß auf die Geschwindigkeit sein und es darf daher nicht überraschen, daß für den Coefficienten c sich sehr verschiedene Werthe bei der Berechnung der Beobachtungen ergeben haben.

Eytelwein berechnete denselben auf Grund der Dubuatschen Beobachtungen an Canälen und fand (für Metermaß) $c = 50,9$. Da dies mit späteren Beobachtungen an anderen Wasserläufen nicht übereinstimmte, hat man c als Veränderliche betrachtet und es sind zahlreiche Formeln entstanden, welche sämtlich eine befriedigende theoretische Grundlage nicht haben. Deshalb ist es statthaft und

der leichteren Uebersicht wegen zweckmässig, alle Formelausdrücke auf die Grundform (24) zurückzuführen, sodafs man nur die Coefficienten c zu vergleichen braucht.

Den allgemeinsten Ausdruck für c enthält die Formel von Ganguillet und Kutter, nämlich

$$(25) \quad c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

Die Gröfse n richtet sich nach der Beschaffenheit des Bettes und kann durchschnittlich wie folgt angenommen werden

1) für Gerinne mit glatt geriebenen Cementwandungen oder sauber gehobelten Brettern	$n =$ 0,010
2) für Gerinne aus gewöhnlichen Brettern	0,012
3) für Canäle aus Quadern oder gut gefugten Backsteinen	0,014
4) für Canäle aus Bruchsteinen	0,017
5) für Canäle in Erde mit ebener Sohle und gemauerten Seitenwänden, sorgfältig unterhalten, Wasser ohne Sinkstoffe	0,020
6) Canäle und Flüsse, ziemlich regelmässig und rein . . .	0,025
7) desgl. theilweise steinig oder etwas Wasserpflanzen . .	0,030
8) desgl. schlecht unterhalten, mit Wasserpflanzen oder Geschiebe	0,035

Zur Erleichterung des Gebrauchs dieser Formel giebt es ausführliche Tabellen und geometrische Tafeln. Eine bequeme Uebersicht bieten die Zusammenstellungen auf Seite 105 und 106, aus welchen man die Veränderlichkeit des Geschwindigkeitscoefficienten c und die in Bächen und Flüssen vorkommenden Geschwindigkeiten übersehen und beurtheilen kann.

Die Formel von Ganguillet und Kutter ist für alle Wasserläufe, sowohl Flüsse und Bäche, als Canäle, Gräben und Gerinne anwendbar. Für canalartige regelmässige Wasserläufe eignet sich ausserdem besonders die Formel von Hagen

$$(26) \quad v = 43,7 \sqrt[6]{R} \cdot \sqrt{RJ}$$

und für Gerinne und kleine Flüsse die Bazinsche Formel

$$(27) \quad v = \frac{\sqrt{RJ}}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$$

bei welcher 4 Hauptklassen unterschieden werden, nämlich

Zusammenstellung der Werthe des Coefficienten c .

$$\text{A. nach Ganguillet und Kutter: } c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}};$$

$$\text{B. nach Hagen: } c = 43,7 \sqrt[6]{R}.$$

R	$n = 0,035$			$n = 0,030$			$n = 0,025$			$n = 0,020$			$c =$ $43,7 \sqrt[6]{R}$ (nach Hagen)	R
	1000 $J =$			1000 $J =$			1000 $J =$			1000 $J =$				
	1,0 und mehr	0,2	0,05	1,0 und mehr	0,2	0,05	1,0 und mehr	0,2	0,05	1,0 und mehr	0,2	0,05		
0,1	14 ⁺	14 ⁻	—	18 ⁻	16 ⁺	—	22	21 ⁻	—	29	27	—	30	0,1
0,2	18 ⁺	17 ⁺	—	22	21	—	27	26	—	35 ⁺	34	—	33 ⁺	0,2
0,3	21 ⁻	20	—	25 ⁻	24 ⁻	—	30 ⁺	29 ⁺	—	39 ⁺	38	—	36	0,3
0,4	22 ⁺	22	—	27 ⁻	26	—	33 ⁻	32	—	42	41	—	37 ⁺	0,4
0,5	24	23 ⁺	23 ⁻	28 ⁺	28	26 ⁺	34 ⁺	34	32 ⁺	44	43	41	39	0,5
0,6	25	25	24	30 ⁻	29 ⁺	28	36	35 ⁺	34	45 ⁺	45	43 ⁺	40	0,6
0,7	26 ⁺	26	25 ⁺	31	30 ⁺	30 ⁻	37	37	36 ⁻	47	46 ⁺	45 ⁺	41	0,7
0,8	27	27	26 ⁺	32 ⁻	31 ⁺	31	38	38	37 ⁺	48	48 ⁻	47	42	0,8
0,9	28	28	28 ⁻	32 ⁺	32 ⁺	32	39	39	39 ⁻	49 ⁻	49	49	43	0,9
1,0	29 ⁻	29 ⁻	29 ⁻	33 ⁺	33 ⁺	33 ⁺	40	40	40	50	50	50	44 ⁻	1,0
1,2	30	30	30 ⁺	35 ⁻	35	35 ⁺	41 ⁺	41 ⁺	42	51	52 ⁻	52	45	1,2
1,4	31	31	32 ⁻	36 ⁻	36	37	42 ⁺	43 ⁻	44 ⁻	52 ⁺	53	54	46	1,4
1,6	32 ⁻	32	33	37 ⁻	37	38	43 ⁺	44	45	53 ⁺	54	56	47 ⁺	1,6
1,8	32 ⁺	33	34	37 ⁺	38	39 ⁺	44 ⁺	45 ⁻	47 ⁻	54	55	58	48	1,8
2,0	33	34 ⁻	35 ⁺	38	39 ⁻	40 ⁺	45	46 ⁻	48	55	56 ⁺	59	49	2,0
2,2	34 ⁻	34 ⁺	36 ⁺	39 ⁻	39 ⁺	42 ⁻	46 ⁻	46 ⁺	49	56	57	60 ⁺	50	2,2
2,4	34 ⁺	35	37	39	40	43 ⁻	46	47	50	57 ⁻	58	62 ⁺	51 ⁻	2,4
2,6	35 ⁻	35 ⁺	38	40 ⁻	41 ⁻	43 ⁺	47 ⁻	48 ⁻	51	57	58 ⁺	63	51 ⁺	2,6
2,8	35	36	39 ⁻	40	41	44 ⁺	47	48	52	58 ⁻	59	63 ⁺	52	2,8
3,0	35 ⁺	36 ⁺	39 ⁺	40 ⁺	42 ⁻	45	47 ⁺	49 ⁻	53 ⁻	58 ⁺	60 ⁻	64	52 ⁺	3,0
4	—	—	—	42	44 ⁻	48	49	51	56	60	62	68 ⁻	55	4
5	—	—	—	43	45	51 ⁻	50 ⁺	52 ⁺	59	61	63 ⁺	70	57	5
6	—	—	—	44	46 ⁺	52 ⁺	51 ⁺	54 ⁻	60 ⁺	62	65 ⁻	72	59	6
7	—	—	—	45	47 ⁺	54 ⁺	52	55	62 ⁺	63	65 ⁺	74	60 ⁺	7
8	—	—	—	46	48 ⁺	56 ⁻	53	56 ⁻	64 ⁻	63 ⁺	66 ⁺	75 ⁺	62 ⁻	8
9	—	—	—	46 ⁺	49	57	53 ⁺	56 ⁺	65	64	67	76 ⁺	63	9
10	—	—	—	47	49 ⁺	58	54	57	66	64 ⁺	67 ⁺	77 ⁺	64 ⁺	10

Anmerkung. Die Zeichen + und - bedeuten, dass die genauen Formelwerthe um $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ einer Zahleneinheit gröfser beziehungsweise kleiner als die abgerundeten Tafelwerthe sind.

Zusammenstellung
der mittleren Profilgeschwindigkeiten v in Metern nach der
Formel von Ganguillet und Kutter.

R	$n = 0,030$					$n = 0,025$					R
	1000 $J =$					1000 $J =$					
	1,0	0,6	0,4	0,3	0,2	1,0	0,6	0,4	0,3	0,2	
0,1	0,18 ⁻	0,13 ⁺	0,11	0,09 ⁺	0,07 ⁺	0,22	0,17	0,14 ⁻	0,12 ⁻	0,09	0,1
0,2	0,31	0,24 ⁻	0,19 ⁺	0,16 ⁺	0,13 ⁺	0,38	0,29 ⁺	0,24	0,21 ⁻	0,17	0,2
0,3	0,43 ⁻	0,32 ⁺	0,27 ⁻	0,23	0,18 ⁺	0,53 ⁻	0,40	0,33 ⁻	0,28	0,23	0,3
0,4	0,53 ⁺	0,41	0,33 ⁺	0,29	0,23	0,65	0,50	0,41	0,35	0,28 ⁺	0,4
0,5	0,63 ⁺	0,49	0,40	0,34 ⁺	0,28	0,77	0,60	0,49 ⁻	0,42	0,34	0,5
0,6	0,72 ⁺	0,56	0,46 ⁻	0,39 ⁺	0,32	0,88	0,68 ⁺	0,55 ⁺	0,48	0,39	0,6
0,7	0,82 ⁻	0,63	0,51	0,44	0,36	0,98 ⁺	0,76	0,62	0,54 ⁻	0,44	0,7
0,8	0,90	0,69 ⁺	0,56 ⁺	0,49 ⁻	0,40	1,08	0,84	0,68 ⁺	0,59	0,48	0,8
0,9	0,97 ⁺	0,75 ⁺	0,62 ⁻	0,53 ⁺	0,44 ⁻	1,17	0,91	0,74	0,64 ⁺	0,52 ⁺	0,9
1,0	1,05	0,82 ⁻	0,67 ⁻	0,58	0,47 ⁺	1,26 ⁺	0,98	0,80	0,69 ⁺	0,57 ⁻	1,0
1,1	1,13	0,87 ⁺	0,71 ⁺	0,62	0,50 ⁺	1,35	1,04	0,85	0,74	0,61 ⁻	1,1
1,2	1,20	0,93	0,76	0,66	0,54	1,43	1,11	0,91 ⁻	0,79 ⁻	0,64 ⁺	1,2
1,3	1,27	0,98	0,80 ⁺	0,70	0,57	1,51 ⁻	1,17	0,96 ⁻	0,83	0,68	1,3
1,4	1,34	1,03 ⁺	0,85	0,74 ⁻	0,60	1,59	1,23	1,00 ⁺	0,87 ⁺	0,72	1,4
1,5	1,40	1,08 ⁺	0,89 ⁻	0,77	0,63	1,66 ⁺	1,29	1,05 ⁺	0,91 ⁺	0,75	1,5
1,6	1,46 ⁺	1,13 ⁺	0,93	0,81 ⁻	0,66	1,74	1,35 ⁻	1,10	0,95 ⁺	0,79 ⁻	1,6
1,7	1,53	1,18	0,97	0,84	0,69	1,81	1,40	1,14 ⁺	0,99	0,82	1,7
1,8	1,59	1,23	1,01 ⁻	0,87 ⁺	0,72	1,88	1,46 ⁻	1,19	1,03	0,85	1,8
1,9	1,64 ⁺	1,27 ⁺	1,04 ⁺	0,91	0,75 ⁻	1,95	1,51	1,23 ⁺	1,07	0,88	1,9
2,0	1,71 ⁻	1,32	1,08 ⁺	0,94 ⁺	0,77 ⁺	2,01	1,56	1,28	1,11	0,91 ⁺	2,0
2,1	1,76	1,36 ⁺	1,12	0,97 ⁺	0,80	2,08	1,61	1,32	1,15	0,94 ⁺	2,1
2,2	1,82	1,41	1,15	1,00 ⁺	0,83 ⁻	2,15	1,66 ⁺	1,36	1,18 ⁺	0,97 ⁺	2,2
2,3	1,87	1,45	1,19	1,03 ⁺	0,85 ⁺	2,21	1,71	1,40	1,22	1,00	2,3
2,4	1,92	1,49	1,22 ⁺	1,06 ⁺	0,88 ⁻	2,26	1,75 ⁺	1,44	1,25 ⁺	1,03	2,4
2,5	1,97	1,53	1,26	1,09 ⁺	0,90 ⁺	2,32	1,80	1,48	1,29	1,06	2,5
2,6	2,02	1,57	1,29	1,12 ⁺	0,93	2,38	1,85	1,52	1,32 ⁺	1,09	2,6
2,7	2,07	1,61	1,32	1,15	0,95	2,43	1,89	1,55 ⁺	1,36	1,11 ⁺	2,7
2,8	2,12	1,65	1,36 ⁻	1,18	0,97 ⁺	2,49	1,93 ⁺	1,59 ⁺	1,39	1,14	2,8
2,9	2,17	1,68 ⁺	1,39	1,21	0,99 ⁺	2,54	1,98	1,63	1,42	1,16 ⁺	2,9
3,0	2,21	1,72	1,42	1,24 ⁻	1,02	2,59	2,02	1,66	1,45	1,19	3,0

Anmerkung. Die Zeichen + und - bedeuten, dass die genauen Formelwerthe um $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ einer Zahleneinheit grösser beziehungsweise kleiner als die abgerundeten Tafelwerthe sind.

	α	β
1) sehr glatte Wände mit	0,00015	0,0000045
2) glatte Wände (Bretter, Hausteine, Backsteine)	0,00019	0,0000133
3) weniger glatte Wände (Bruchsteinmauerwerk)	0,00024	0,0000600
4) Wände in Erde	0,00028	0,0003500

Die mittlere Geschwindigkeit wächst unter sonst gleichen Umständen stets mit dem Profilradius R , und zwar schneller als \sqrt{R} . Ausser dem Gefälle und der Rauigkeit des Bettes ist daher auch die Form des letzteren von grossem Einflusse auf die Geschwindigkeit. Dieser Umstand ist wichtig für die Wahl der Querprofile, wenn es sich darum handelt, einen Graben, Canal oder sonstigen Wasserlauf für die Ableitung einer gegebenen Wassermenge einzurichten (vergl. Art. 40).

Coefficienten c der Bazinschen
Geschwindigkeitsformel

$$c = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$$

R	K l a s s e			
	4	3	.2	1
	$\alpha = 0,00028$ $\beta = 0,00035$	$\alpha = 0,00024$ $\beta = 0,00006$	$\alpha = 0,00019$ $\beta = \frac{0,0133}{1000}$	$\alpha = 0,00015$ $\beta = \frac{0,0045}{1000}$
0,05	12 ⁻	26 ⁺	47	64 ⁺
0,10	16	34 ⁺	56 ⁻	72 ⁻
0,15	20 ⁻	40 ⁻	60	74 ⁺
0,20	22	43	62 ⁺	76
0,25	24 ⁺	46 ⁻	64	77
0,30	26	48 ⁻	65 ⁺	78
0,35	28	49 ⁺	66	78 ⁺
0,40	29 ⁺	51 ⁻	67	79
0,45	31	52	67 ⁺	79
0,50	32	53 ⁻	68	79 ⁺
0,6	34	54	69 ⁻	80 ⁻
0,7	36	55 ⁺	69 ⁺	80
0,8	37 ⁺	56 ⁺	70 ⁻	80
0,9	39 ⁻	57	70	80 ⁺
1,0	40	58	70	80 ⁺
1,2	42 ⁻	59 ⁻	70 ⁺	81 ⁻
1,4	43 ⁺	59 ⁺	71 ⁻	81 ⁻
1,6	45	60	71	81
1,8	46	60 ⁺	71 ⁺	81
2,0	47	61	71 ⁺	81

Beispiel. Für eine Flussstrecke sei gefunden $F = 45$ qm und $p = 34,6$ m, ferner

$$J = 0,0002 = 200 \frac{\text{mm}}{\text{km}} \text{ oder } 1:5000.$$

Man findet

$$R = \frac{45}{34,6} = 1,30 \text{ m}$$

und aus der Coefficiententafel für $n = 0,025$ den zugehörigen Werth $c = 42$.

Daher ist

$$v = 42 \sqrt{1,30 \cdot 0,0002} = 0,677 \text{ m}$$

$$\text{und} \quad Q = 45 \cdot 0,677 = 30,4 \text{ cbm.}$$

Wäre $Q = 30,4$ cbm, $J = 0,0002$ und der benetzte Umfang (oder die Wasserspiegelbreite) = $34,6$ m gegeben und die mittlere Profiltiefe gesucht, so würde man die Aufgabe nur durch einige Versuchsrechnungen lösen können, da außer R auch c unbekannt ist. Wir setzen $R = x$, dann ist

$$F = px = 34,6 \cdot x \text{ und } v = c \sqrt{x \cdot 0,0002}$$

und wegen

$$Q = Fv$$

$$30,4 = 34,6 \cdot \sqrt{0,0002} \cdot cx^{3/2}$$

$$cx^{3/2} = 62,1.$$

Wenn wir versuchsweise $c = 40$ setzen, so wird $x = 1,34$ m und für diesen Werth von R giebt die Coefficiententafel $c = 42$.

Nummehr liefert die Wiederholung der Rechnung $x = 1,30$. Es ist also

$$R = 1,30 \text{ m und } F = 1,30 \cdot 34,6 = 45 \text{ qm.}$$

29. Ungleichförmige Bewegung. Die vorstehende Art der Wasserbewegung ist in den natürlichen Wasserläufen sehr häufig, denn sie findet überall da statt, wo entweder das Gefälle oder die Form des Bettes in den aufeinanderfolgenden Querschnitten sich in anderer Weise ändert als die abfließende Wassermenge. Wir wollen jedoch von den Aenderungen der letzteren vorläufig ganz absehen und die Wassermenge als unverändert bleibend annehmen. Es hat alsdann die mittlere Geschwindigkeit an jeder Profilstelle ihren bestimmten, durch den Ausdruck

$$v = \frac{Q}{F}$$

gegebene Werth, der aber nicht überall gleich groß ist, wie bei der gleichförmigen Bewegung, sondern von Profil zu Profil in solcher Weise sich ändert, dass das Product $Fv = Q$ unverändert bleibt. Die Fälle, dass auch die Wassermenge entweder von Profil zu Profil oder auch in jedem einzelnen Profil der Zeit nach stetig zu- oder abnimmt, sollen vorläufig noch unerörtert bleiben. (Vergl. Artikel 33, 40 und 56 bis 58.) Bei der gleichförmigen Bewegung stehen die Fläche F des fließenden Wasserquerschnittes und die mittlere Geschwindigkeit v in dem durch die Geschwindigkeitsformel

$$v = c \sqrt{RJ}$$

und den obigen Ausdruck für v gegebenen Abhängigkeitsverhältnisse zu einander und zu Q . Anders verhält es sich aber, wenn die Geschwindigkeit zu- oder abnimmt, weil alsdann die beschleunigenden und verzögernden Kräfte nicht mehr in jedem Augenblicke einander gleich sind. Für eine Wasserscheibe von der Dicke Δs und der Fläche F (vergl. Abb. 19), welche sich in der Zeit Δt um Δx abwärts bewegt und dabei eine Geschwindigkeitszunahme Δv erfährt, ist nicht mehr $K=W$, sondern

$$K = W + \text{Massenbeschleunigung.}$$

Nun ist die Masse der Scheibe

$$m = \frac{\gamma}{g} F \Delta s$$

und ihre Beschleunigung = $\frac{\text{Geschwindigkeitszuwachs}}{\text{Zeit}}$ ist gleich $\frac{dv}{dt}$.

Wegen

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dv}{dx} \frac{dx}{dt} \quad \text{und} \quad \frac{dx}{dt} = v$$

ist aber die Beschleunigung auch = $v \frac{dv}{dx}$. Somit ist für ein sehr kleines endliches Zeittheilchen Δt , in welchem der Weg Δx zurückgelegt wird,

$$v \frac{\Delta v}{\Delta x} = \frac{K - W}{m}.$$

Setzt man für m den obigen Ausdruck und für K und W die in Artikel 28 entwickelten Ausdrücke ein, so erhält man

$$v \frac{\Delta v}{\Delta x} = g \left(\sin \alpha - \zeta \frac{p}{F} v^2 \right)$$

$$\text{und wenn } \zeta = \frac{1}{c^2} \text{ und } \sin \alpha = \alpha = \frac{\Delta y}{\Delta x}$$

gesetzt wird.

$$(28) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{oder} \\ \alpha = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \left(\frac{v}{c}\right)^2 \cdot \frac{p}{F} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta x} \\ \Delta y = \left(\frac{v}{c}\right)^2 \cdot \frac{p}{F} \cdot \Delta x + \frac{v}{g} \Delta v. \end{array} \right.$$

Der Vergleich mit Formel 23 ergibt, daß das Wasserspiegelgefälle der Strecke Δx um das zweite Glied auf der rechten Seite obiger Gleichungen größer ist als bei der gleichförmigen Bewegung. Wäre aber die Bewegung nicht beschleunigt, sondern verzögert, so würde Δv negativ und das Gefälle um das zweite Glied kleiner als bei der gleichförmigen Bewegung sein.

Geht man zu den Differentialen über und integrirt dann die Gleichung 28, so erhält man

$$y - y_0 = \int_{x_0}^x \frac{p v^2}{F c^2} dx + \frac{v^2 - v_0^2}{2g}$$

und wenn v durch $\frac{Q}{F}$ ersetzt wird, so kann man Q , welches in allen Profilen gleich groß vorausgesetzt wurde, vor das Integralzeichen setzen, mithin

$$(29) \quad y - y_0 = Q^2 \int_{x_0}^x \frac{p}{F^3 \cdot c^2} dx + \frac{Q^2}{2g} \left[\left(\frac{1}{F} \right)^2 - \left(\frac{1}{F_0} \right)^2 \right].$$

Die vorstehende Gleichung, in welcher die Größe $y - y_0$ das absolute Gefälle des Wasserspiegels in der Strecke von der Länge $x - x_0$ bedeutet, muß bei den praktischen Anwendungen, weil die Veränderlichen p , F und c nicht als Functionen von x analytisch ausgedrückt werden können, durch ein Näherungsverfahren gelöst werden. Man zerlegt nämlich die ganze Strecke in kleinere Abschnitte von der Länge Δx in solcher Weise, daß für jeden Abschnitt ein mittlerer Querschnitt ohne großen Fehler zu Grunde gelegt werden kann und setzt dann

$$\int_{x_0}^x \frac{p}{F^3 c^2} dx = \sum \frac{p \Delta x}{F^3 c^2}$$

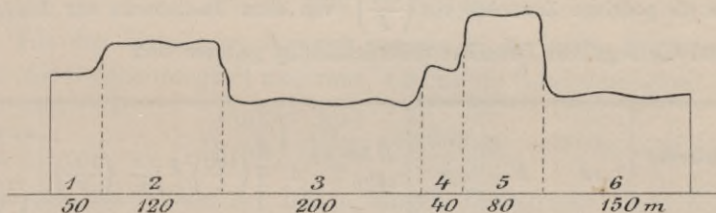
wo jedes Glied unter dem Summenzeichen die dem Durchschnittsprofil der fraglichen Theilstrecke entsprechenden Werthe der Veränderlichen erhält.

Für die Anwendung ist jedoch die entwickelte Formel noch nicht ohne Einschränkung brauchbar. Denn ihre Ableitung beruhte auf der nicht zutreffenden Annahme, daß bei den Geschwindigkeitsänderungen kein Verlust an lebendiger Kraft eintritt. Freilich würde diese Annahme, da plötzliche Querschnittsänderungen hier nicht vorausgesetzt werden, ganz richtig sein, wenn die Verhältnisse bei offenen Wasserläufen ebenso liegen würden wie bei geschlossenen Leitungen, wo die lebendige Kraft, welche zur Erzeugung der größten Geschwindigkeit in engen Profilstrecken nöthig ist, bei dem allmählichen Uebergange in weitere Strecken wenigstens annähernd wieder in Arbeit zur Ueberwindung der Bewegungswiderstände umgewandelt wird.

In offenen Wasserläufen wird jedoch bei der Verminderung der Geschwindigkeit der Ueberschuß der lebendigen Kraft des an-

kommenden Wassers nicht in gleicher Weise zur Beförderung des Abflusses in der unteren Strecke nutzbar gemacht, sondern durch vermehrte innere Widerstände, Wirbel usw. zum größten Theil aufgezehrt. Man kann dies sehr deutlich unterhalb der Stromschnellen wahrnehmen, und der geübte Beobachter wird auch bei weniger schroffem Profilwechsel erkennen, daß da, wo der Querschnitt sich vergrößert, die Strömung des Wassers unregelmäßig wird. Man wird daher die obige Formel, welche aufser den regelmässigen Bewegungswiderständen, deren Ausdruck das erste Glied auf der rechten Seite ist, nur noch den Unterschied der Geschwindigkeitshöhen an beiden Endpunkten enthält, nur in solchen Fällen ohne weiteres anwenden dürfen, wo die Querschnittsflächen F von dem oberen bis zu dem unteren Ende stetig in gleichem Sinne sich ändern, also ent-

Abb. 20.



weder immer abnehmen oder immer zunehmen. Wenn dagegen innerhalb der ganzen zu behandelnden Strecke abwechselnd enge und weite Profile vorkommen, so ist es richtiger, anstatt der Geschwindigkeitshöhen an dem Anfangs- und Endpunkte der ganzen Strecke diejenigen der einzelnen Theilstrecken in die Rechnung einzuführen, dabei aber nur diejenigen Theilstrecken zu berücksichtigen, in welchen eine beschleunigte Bewegung stattfindet, dagegen die Theilstrecken mit verzögerter Bewegung auszulassen. Die für die Anwendung besser geeignete Gleichung lautet daher

$$(30) \quad y - y_0 = Q^2 \sum \frac{p \Delta x}{F^3 \cdot c^2} + \frac{Q^2}{2g} \sum \left\{ \left(\frac{1}{F_2} \right)^2 - \left(\frac{1}{F_1} \right)^2 \right\}$$

mit der Einschränkung, daß unter dem zweiten Summenzeichen auf der rechten Seite nur die positiven Glieder zu vereinigen sind. Um das Niederschreiben sehr kleiner Brüche zu vermeiden, kann man der Gleichung die folgende Form geben.

$$(31) \quad \left(\frac{100}{Q} \right)^2 (y - y_0) = \sum \left\{ \left(\frac{100}{c} \right)^2 \frac{p \cdot \Delta x}{F_3} \right\} + \frac{1}{19,62} \sum \left\{ \left(\frac{100}{F_2} \right)^2 - \left(\frac{100}{F_1} \right)^2 \right\}$$

Ein Beispiel wird die Anwendung am besten erläutern und zugleich den Einfluss der einzelnen Glieder auf das Rechnungsergebnis erkennen lassen.

Beispiel. Eine Flussstrecke von 640 m Länge hat ein unregelmäßiges Profil und Gefälle. In Fig. 20 sind die Profilflächen dargestellt und ist zugleich die Eintheilung in sechs Theilstrecken angegeben. Für diese letzteren sind die Längen Δx sowie die Durchschnittswerthe von F und p ermittelt. Das ganze Wasserspiegelgefälle beträgt 0,80 m. Wie groß ist die Wassermenge Q ?

Auflösung. Man berechnet für die sechs Theilstrecken zunächst $R = \frac{F}{p}$ und ermittelt schätzungsweise den zugehörigen Werth e unter Benutzung der Coefficiententafel, wobei $n = 0,0030$ und $J = 0,001$ angenommen werden möge. Dann werden die Größen

$$\left(\frac{100}{e}\right)^2 \cdot \frac{p \Delta x}{F^3} \text{ und } \left(\frac{100}{F}\right)^2$$

berechnet. Die Ergebnisse sind nachstehend zusammengestellt. Die letzte Spalte enthält die positiven Zuwächse von $\left(\frac{100}{F}\right)^2$ von einer Theilstrecke zur folgenden, während die negativen Zuwächse unberücksichtigt gelassen sind.

Theilstrecke Nr.	Δx m	F qm	p m	$R = \frac{F}{p}$ m	e	$\left(\frac{100}{e}\right)^2 \frac{p \Delta x}{F^3}$	$\left(\frac{100}{F}\right)^2$	Zuwachs von $\left(\frac{100}{F}\right)^2$
1	50	60	86	0,70	31	0,206	2,77	—
2	120	75	76	0,99	33	0,197	1,78	—
3	200	45	40	1,12	34	0,758	4,93	3,15
4	40	62	73	0,85	32	0,120	2,60	—
5	80	90	128	0,70	31	0,146	1,23	—
6	150	50	65	0,77	32	0,760	4,00	2,67
Σ	640	—	—	—	—	2,187	—	5,82

Wir erhalten also, da $y - y_0 = 0,80$ m ist,

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 \cdot 0,80 = 2,187 + \frac{5,82}{19,62} = 2,187 + 0,297$$

und

$$Q = 100 \sqrt{\frac{0,80}{2,187 + 0,297}} = 56,7 \text{ cbm.}$$

Wollte man gemäß Formel 29 nur die Geschwindigkeitshöhen der Endpunkte in Rechnung stellen, so wäre

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 \cdot 0,80 = 2,187 + \frac{4,00 - 2,77}{19,62} = 2,250$$

und

$$Q = 100 \sqrt{\frac{0,80}{2,250}} = 59,7 \text{ cbm.}$$

0,125 m/100 m
= 0,125 %
= 0,00125

$\left(\frac{100}{F_2}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_1}\right)^2$
493 - 1,78
493
4,93
- 1,78
+ 3,15

2,77 - 2,77 = -0,00
4,93 - 1,78 = 3,15

Die Formel 30 liefert für ein gegebenes Gefälle des Wasserspiegels die Wassermenge und für eine gegebene Wassermenge das Gefälle. Um die Wasserspiegellinie innerhalb der zu untersuchenden Strecke zu erhalten, muß man das Gefälle der Theilstrecken einzeln berechnen und den für die gleichförmige Bewegung innerhalb derselben sich ergebenden Werthen die für die Geschwindigkeitszunahmen anzurechnenden Höhen an den betreffenden Stellen hinzufügen.

In dem vorigen Beispiele ist z. B. das Gefälle der 200 m langen Theilstrecke Nr. 3 wegen $Q = 56,7$

$$\Delta y_3 = \left(\frac{56,7}{100}\right)^2 \cdot 0,758 = 0,242 \text{ m}$$

und das relative Gefälle

$$\frac{\Delta y_3}{\Delta x_3} = \frac{0,242}{200} = 1,21 \frac{\text{mm}}{\text{km}}.$$

Für den Uebergang aus der zweiten in die dritte Theilstrecke, wobei die Geschwindigkeit zunimmt, kommt die Geschwindigkeitshöhe

$$\left(\frac{56,7}{100}\right)^2 \cdot \frac{3,15}{19,62} = 0,052 \text{ m}$$

hinzu und das Gefälle der 120 m langen Theilstrecke Nr. 2 beträgt

$$\Delta y_2 = \left(\frac{56,7}{100}\right)^2 \cdot 0,197 = 0,063 \text{ m}.$$

Es ist zu empfehlen, Hand in Hand mit der stückweisen Berechnung der Höhenunterschiede Δy des Wasserspiegels diesen in das Längenprofil des Wasserlaufes einzutragen, um die bezüglichen Querschnittsgrößen richtig feststellen zu können. Denn die am häufigsten vorkommende Aufgabe ist die Ermittlung derjenigen Wasserspiegellinie, welche bei einer bestimmten Wassermenge sich einstellen wird, und in diesem Falle sind die Querschnittsgrößen F und p nicht von vorne herein genau bekannt, indem dieselben von der erst zu ermittelnden Füllhöhe der einzelnen Profile abhängen. Man kann deshalb die Querschnittsgrößen anfangs nur näherungsweise einschätzen und muß die Berechnung von unten anfangend wiederholen, dabei die eingeschätzten Werthe nach Maßgabe der fortschreitenden Berechnung berichtend.

30. Staucurven. Das Gefälle des Wasserspiegels der Bäche und Flüsse stimmt nur selten mit demjenigen der Sohle überall völlig überein, sondern ist bald größer, bald kleiner als jenes, indem es durch die in den benachbarten Strecken veranlaßten Hebungen

und Senkungen des Wasserstandes beeinflusst wird. Der Einfluss ist am auffälligsten oberhalb der Stauanlagen, welche durch theilweise Verbauung des Flußbettes eine oft sehr beträchtliche Hebung des Wasserspiegels bewirken. Denn das Durchflußprofil wird oberhalb des Stauwerks bedeutend vergrößert und die Profilvergrößerung bedingt eine geringere mittlere Geschwindigkeit der abzuführenden Wassermenge und demzufolge ein geringeres Wasserspiegelgefälle als der ungestaute Wasserlauf hatte. Hieraus entsteht nach aufwärts eine Abnahme der Stauhöhe, der gestaute Wasserspiegel kommt dem ungestauten immer näher, bis schließlich der Unterschied nicht mehr bemerkbar ist. Innerhalb der Stauweite wird die Geschwindigkeit bei allen nicht ganz unregelmäßig gestalteten Wasserläufen stromabwärts immer geringer, die Bewegung ist also eine verzögerte. Deshalb kann das zweite Glied auf der rechten Seite der Gleichungen 28 bis 31 vernachlässigt werden und die Bewegungsgleichung für Staucurven lautet für eine kurze Theilstrecke

$$(32) \quad \dots \dots \dots \Delta y = \frac{Q^2 \cdot p \cdot \Delta x}{c^2 F^3}$$

worin für p und F die Mittelwerthe der Theilstrecke einzusetzen sind und dementsprechend auch c einzuschätzen ist.

Durch Anwendung der Gleichung 32 findet man die Staucurve, indem man an dem Stauwerke anfangend die Flußstrecke in Abschnitte Δx zerlegt und zunächst für den ersten Abschnitt den Höhenunterschied Δy des Wasserspiegels zwischen den Endpunkten berechnet, sodann das Verfahren für jeden folgenden Abschnitt wiederholt. Da für F und p die Mittelwerthe der Theilstrecke eingesetzt werden sollen, während die Höhenlage des Wasserspiegels nur für den unteren Endpunkt feststeht und weiter aufwärts noch unbekannt ist, muß man Δy zunächst einschätzen und dann die Rechnung nöthigenfalls wiederholen. Auf diese Weise läßt sich die Staucurve stückweise berechnen und in das Längenprofil eintragen, woraus sich die Stauhöhe an jeder Profilstelle unmittelbar ergibt. Diese Berechnungsart ist zwar etwas umständlich, aber allgemein anwendbar, und man kann dabei den gegebenen Verhältnissen stets Rechnung tragen, also z. B. auch die Veränderung der Wassermenge Q innerhalb der Stauweite infolge von seitlichen Zu- oder Ableitungen von Wasser berücksichtigen.

In regelmäÙig gestalteten Flußstrecken sind die Beziehungen zwischen Wassermenge, Gefälle und Profilgrößen derartig, daß sich dafür mit einiger Genauigkeit mathematische Ausdrücke aufstellen lassen, welche eine allgemeinere Behandlung der Staucurven an

Stelle der stückweisen Berechnung ermöglichen. Zu diesem Zwecke muß man das Durchschnittsprofil der Flußstrecke durch eine demselben angepaßte regelmässige Figur ersetzen, und es eignet sich des leichten analytischen Ausdrucks wegen dazu am besten die Parabel.

Es sei P der Parameter und a die Füllhöhe der Durchschnittsprofilparabel, dann ist die Wasserspiegelbreite

$$B = 2\sqrt{Pa}$$

und die Querschnittsfläche

$$F = \frac{2}{3} B \cdot a = \frac{4}{3} \sqrt{Pa^3},$$

ferner ist annähernd $p = B$. Hieraus erhält man

$$\frac{F^3}{p} = \frac{32}{27} Pa^4$$

und für die um x m grössere Füllhöhe $a + x$

$$(33) \dots \frac{F^3}{p} = \frac{32}{27} P(a + x)^4.$$

Es möge nachstehend a die Füllhöhe der Durchschnittsprofilparabel in der ungestauten Flußstrecke und J das als gleichmässige vorausgesetzte Wasserspiegelgefälle derselben bedeuten, ferner

$$\alpha = \frac{\Delta y}{\Delta x} \text{ (vergl. Abb. 22)}$$

= Gefälle des gestauten Wasserspiegels in der betrachteten Theilstrecke.

Dann geht die Gleichung 32 über in

$$\alpha = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{27}{32} \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{1}{P(a + x)^4}$$

und für $x = 0$ ist $\alpha = J$, also

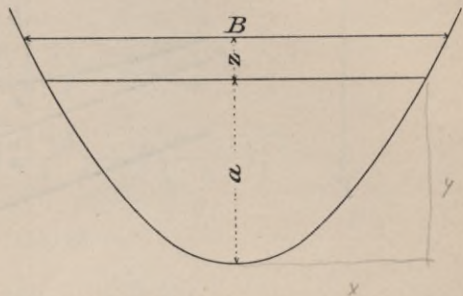
$$J = \frac{27}{32} \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{1}{Pa^4}$$

Wenn dem Geschwindigkeitscoefficienten c in beiden Fällen, d. i. für die Füllhöhen a und $a + x$, der gleiche Werth beigelegt wird, wodurch man keinen grossen Fehler begeht, so ist folglich

$$(34) \dots \alpha = J \left(\frac{a}{a + x}\right)^4.$$

Diese Formel ist sehr bequem zur näherungsweise Berechnung der Gefälle für verschieden grosse Stauhöhen x . Falls keine genauere Bestimmung der Durchschnittsprofilparabel getroffen ist, kann man

Abb. 21.

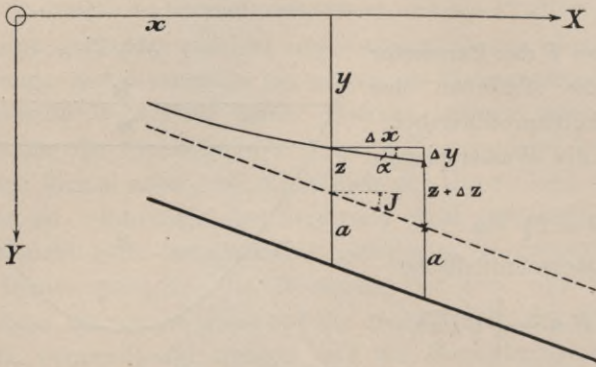


$y^2 = 2Px$
 $x = \frac{y^2}{2P}$
 $B = 2x = \frac{y^2}{P}$
 $B = \dots$

$$(35) \dots \dots \dots a = \frac{3}{2} \frac{F}{B} \text{ oder } = \frac{3}{2} R$$

annehmen.

Abb. 22.



Beispiel. In einer regelmässigen Flussstrecke sei das Gefälle $J = 0,0005$ und $F = 28$ qm, $B = 30$ m. Dann ist

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{28}{30} = 1,40 \text{ m.}$$

Wenn also die Flussstrecke angestaut wird, so beträgt das Gefälle a an derjenigen Stelle, wo die Stauhöhe $z = 1,0$ m ist, nur noch

$$0,0005 \left(\frac{1,40}{1,40 + 1,00} \right)^4 = 0,000058 \text{ oder } 58 \frac{\text{mm}}{\text{km}}.$$

Auf 100 m Länge ist $\Delta y = 5,8$ mm, während das ursprüngliche Gefälle 50 mm betrug. Die Stauhöhe z nimmt also auf 100 m Länge um $50 - 5,8 =$ rd. 44 m stromabwärts zu und stromaufwärts ab, sie ist 100 m unterhalb der Profilstelle $= 1,044$ m und 100 m oberhalb nur noch 0,956 m groß.

Legt man den Koordinatenanfangspunkt in den gestauten Wasserspiegel am Wehr und zählt die x stromabwärts, die y nach unten als positiv, so ist (Abb. 23)

$$dz = (J - a) dx,$$

also wegen Formel 34

$$dx = J \left\{ 1 - \left(\frac{a}{a+z} \right)^4 \right\} dz$$

und daher

$$(36) \dots \dots \dots J dx = dz \left\{ 1 + \frac{a^4}{(a+z)^4 - a^4} \right\}.$$

Die Integration giebt

$$Jx = C + z - \left[\frac{1}{4} \ln \left(1 + \frac{2a}{z} \right) + \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \left(1 + \frac{z}{a} \right) \right]$$

oder

$$\frac{J \cdot x}{a} = \frac{C + z}{a} - \frac{1}{4} \ln \left(1 + \frac{2a}{z} \right) - \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \left(1 + \frac{z}{a} \right).$$

Für $x = h$ muß $x = 0$ sein. Es ist also

$$C = -h + a \left[\frac{1}{4} \ln \left(1 + \frac{2a}{h} \right) + \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \left(1 + \frac{h}{a} \right) \right].$$

Man setze

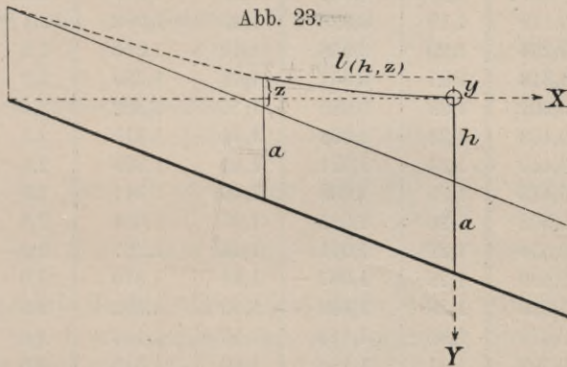
$$(37) \quad F \left(\frac{a+x}{a} \right) = \frac{a+x}{a} - \frac{1}{4} \ln \left(1 + \frac{2a}{x} \right) - \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \left(1 + \frac{x}{a} \right) + \frac{\pi}{4}.$$

Dann ist

$$\frac{J \cdot x}{a} = F \left(\frac{a+x}{a} \right) - F \left(\frac{a+h}{a} \right)$$

oder

$$(38) \quad \dots \quad l_{(h,x)} = \frac{a}{J} \left[F \left(\frac{a+h}{a} \right) - F \left(\frac{a+x}{a} \right) \right]^*$$



Hierin bedeutet $l_{(h,x)}$ die Länge derjenigen stromaufwärts gerichteten Strecke, in welcher die Stauhöhe von h bis auf x abnimmt, oder den Abstand des Profils, in welchem die Stauhöhe nur noch x m beträgt, vom Wehr. Die Werthe der Function $F \left(\frac{a+x}{a} \right)$ können aus der zur Erleichterung der Anwendung berechneten Tafel entnommen werden. Das letzte Glied $\frac{\pi}{4}$ ist der Formel 37 deshalb hinzugefügt worden, weil dadurch der Ausdruck für ein zwar nicht unendlich kleines, aber doch sehr kleines x gleich Null wird. Folglich giebt der Ausdruck $\frac{a}{J} F \left(\frac{a+h}{a} \right)$ die praktische Grenze der Stauweite, d. h. denjenigen Abstand vom Wehr, an welchem die praktische Bedeutung der Stauwirkung aufhört. Die theoretische Grenze liegt

*) Die Theorie der Stau- und Senkungscurven ist von dem Verfasser auch in der dritten Auflage des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften Band 3, erste Abtheilung, erste Hälfte (1892) behandelt worden.

dagegen unendlich weit ab, weil $F\left(\frac{a+x}{a}\right)$ für $x=0$ negativ unendlich wird.

Tafel zur Berechnung der Staucurven.

$$F\left(\frac{a+x}{a}\right) = \frac{a+x}{a} - \frac{1}{4} \ln\left(1 + \frac{2a}{x}\right) - \frac{1}{2} \operatorname{arctg}\left(1 + \frac{x}{a}\right) + \frac{\pi}{4}.$$

$\frac{a+x}{a}$	$F\left(\frac{a+x}{a}\right)$	$\frac{a+x}{a}$	$F\left(\frac{a+x}{a}\right)$	$\frac{a+x}{a}$	$F\left(\frac{a+x}{a}\right)$	$\frac{a+x}{a}$	$F\left(\frac{a+x}{a}\right)$
1,00	$-\infty$	1,16	0,865	1,37	1,221	1,90	1,850
1,005	-0,102	1,17	0,887	1,38	1,235	1,95	1,904
1,01	+0,074	1,18	0,908	1,39	1,249	2,00	1,957
1,015	0,179	1,19	0,928	1,40	1,262	2,1	2,063
1,02	0,254	1,20	0,948	1,41	1,276	2,2	2,168
1,025	0,313	1,21	0,967	1,42	1,289	2,3	2,272
1,03	0,362	1,22	0,985	1,43	1,302	2,4	2,376
1,035	0,403	1,23	1,003	1,44	1,315	2,5	2,478
1,04	0,440	1,24	1,021	1,45	1,328	2,6	2,581
1,045	0,473	1,25	1,038	1,46	1,341	2,7	2,683
1,05	0,502	1,26	1,055	1,47	1,354	2,8	2,785
1,06	0,554	1,27	1,071	1,48	1,367	2,9	2,886
1,07	0,599	1,28	1,087	1,49	1,379	3,0	2,988
1,08	0,639	1,29	1,103	1,50	1,392	3,5	3,492
1,09	0,675	1,30	1,119	1,55	1,453	4,0	3,995
1,10	0,708	1,31	1,134	1,60	1,513	4,5	4,496
1,11	0,738	1,32	1,149	1,65	1,571	5,0	4,997
1,12	0,766	1,33	1,164	1,70	1,628	6,0	5,998
1,13	0,793	1,34	1,178	1,75	1,685	8,0	7,999
1,14	0,818	1,35	1,193	1,80	1,740	10,0	10,000
1,15	0,842	1,36	1,207	1,85	1,795	∞	∞

Beispiel. Es sei wie in dem vorigen Beispiel wiederum $J=0,0005$, $F=28$ und $B=30$ m. Wie groß ist die praktische Stauweite, und in welchem Abstände beträgt die Stauhöhe nur noch 0,05 m, wenn die Stauhöhe am Wehr $=2,20$ m ist? Es ist wie früher $a = \frac{3}{2} \cdot \frac{28}{40} = 1,40$ m, also am Wehr $a+h = 1,40 + 2,20 = 3,60$ m und $\frac{a+h}{a} = \frac{3,60}{1,40} = 2,57$.

Aus der Tafel zur Berechnung der Staucurven findet man $F(2,57) = 2,550$ und es ist daher die Stauweite

$$l = \frac{1,40}{0,0005} \cdot 2,550 = 7150 \text{ m.}$$

Ferner ist

$$\frac{1,40 + 0,05}{1,40} = 1,035 \text{ und } F(1,035) = 0,403,$$

daher für $x=0,05$ m

$$l_{(h,x)} = \frac{1,40}{0,0005} \{2,550 - 0,403\} = \text{rd. } 6000 \text{ m.}$$

Für $x = 1,0$ m erhält man

$$\frac{1,40 + 1,0}{1,40} = 1,71 \text{ und } l_{(h,x)} = 2540 \text{ m.}$$

Auch andere Aufgaben lassen sich mit Benutzung der Stautafel bequem lösen.

Aufgabe. Wie hoch muß das Wasser am Wehr angestaut werden, wenn in der obigen Flusstrecke die Stauhöhe 4 km oberhalb des Wehres noch 0,30 m betragen soll?

Hier ist $l_{(h,x)} = 4000$ m und $x = 0,30$ m gegeben und h unbekannt. Es ist

$$\frac{a + x}{a} = \frac{1,40 + 0,30}{1,40} = 1,214 \text{ und } F(1,214) = 0,974.$$

Daher gilt die Gleichung

$$F\left(\frac{a+h}{a}\right) = \frac{0,0005 \cdot 4000}{1,40} + 0,974 = 2,403$$

und die Tafel liefert den zugehörigen Werth von

$$\frac{a+h}{a} = 2,43.$$

Es ist also die gesuchte Stauhöhe

$$h = 2,43 \cdot 1,40 - 1,40 = 2,00 \text{ m.}$$

Aus der Tafel ist zu ersehen, daß $F\left(\frac{a+h}{a}\right)$ stets kleiner als $\frac{a+h}{a}$ ist und sich diesem Werthe um so mehr nähert, je größer $\frac{h}{a}$

ist. Die praktische Stauweite reicht daher bei großer Stauhöhe und und zwar für $h \cong a$ ungefähr bis zu derjenigen Stelle, in welcher eine durch den gestauten

Wasserspiegel am Wehr gelegte Wagerechte die

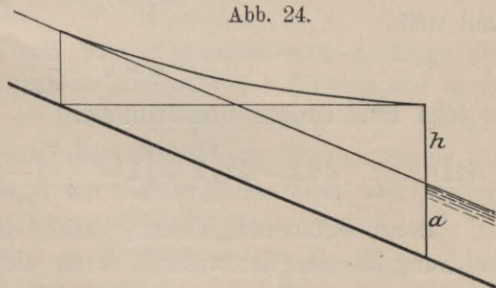
Flusssohle schneidet (vergl. Fig. 24), während sie bei kleiner Stauhöhe kürzer ist.

Wenn der Fluß innerhalb der Stauweite sich ändert, sei es hinsichtlich des ursprünglichen Wasserspie-

gelgefälles und des durchschnittlichen Querprofils oder hinsichtlich der Wassermenge, so ist jeder Abschnitt für sich zu behandeln, oder man muß, was für eine genaue Berechnung ohnehin nöthig ist, die stückweise Berechnung nach Formel 32 anwenden.

Die Anwendung der Stautafel wird etwas unbequem, wenn die Stauhöhe x nur klein und $\frac{x}{a}$ ein sehr kleiner Bruch ist. Man kann alsdann von der Differentialgleichung 36 ausgehen und erhält

Abb. 24.



$$\Delta x = J \cdot \Delta x \frac{(a+x)^4 - a^4}{(a+x)^4}$$

und durch Reihenentwicklung

$$(39) \quad \Delta x = J \cdot \Delta x \left[4 \frac{x}{a} - 10 \left(\frac{x}{a} \right)^2 + 20 \left(\frac{x}{a} \right)^3 - 35 \left(\frac{x}{a} \right)^4 + \dots \right].$$

Beispiel. Es sei gegeben $J = 0,00026$ und $a = 2,0$ m. An einer gegebenen Stelle sei die Stauhöhe $x = 0,04$ m. Dann ist

$$\begin{aligned} \frac{x}{a} &= 0,020 \text{ und} \\ \Delta x &= 0,00026 \cdot \Delta x [0,080 - 0,004 + 0,00015] \\ &= \frac{\Delta x}{1000} \cdot 0,0198. \end{aligned}$$

Für $\Delta x = 300$ m ist $\Delta x =$ rd. $0,006$ m und daher die Stauhöhe im Abstände von 300 m oberhalb der gegebenen Profilstelle nur noch $0,034$ m.

Anmerkung. Wenn man in der allgemeinen Gleichung 28 der ungleichförmigen Bewegung das letzte Glied auf der rechten Seite nicht vernachlässigt, so ergibt sich statt der Gleichung 34 die folgende

$$\alpha = J \left(\frac{a}{a+x} \right)^4 + \frac{v}{g} \cdot \frac{dv}{dx}.$$

Es ist aber

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{3}{4} \frac{Q}{\sqrt{P(a+x)^3}} \text{ und } Q = c \cdot a^2 \sqrt{\frac{32}{27} PJ}.$$

Hieraus erhält man

$$(40) \quad \dots \quad \alpha = J \left(\frac{a}{a+x} \right)^4 \cdot \left(1 - \frac{c^2}{g} \cdot \frac{dx}{dx} \right)$$

und weil

$$\alpha = J - \frac{dx}{dx},$$

so folgt nach einigen Umformungen

$$(41) \quad \dots \quad J dx = dx \left[1 + \left(1 - \frac{Jc^2}{g} \right) \frac{a^4}{(a+x)^4 - a^4} \right].$$

Diese Differentialgleichung kann ebenso wie die Differentialgleichung 36 integriert werden, wenn die Veränderlichkeit des Geschwindigkeitscoefficienten c unberücksichtigt gelassen wird.

Für $J = \frac{g}{c^2}$ wird $\frac{dx}{dx} = J$ und die Staucurve eine wagrechte gerade Linie. Der ungestaute Wasserspiegel geht in diesem besonderen Falle nicht allmählich, sondern plötzlich in den Stauwasserspiegel über und es entsteht an der Uebergangsstelle der sogenannte Wassersprung. Da nach der Geschwindigkeitsformel $c^2 J = \frac{v^2}{R}$ ist, so ergibt sich, daß der Wassersprung eintritt, wenn

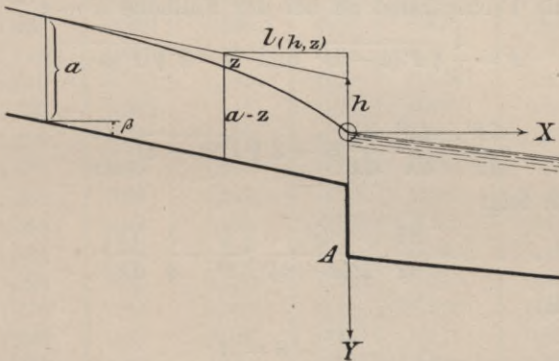
$$R = \frac{v^2}{g},$$

also der Profilradius gleich der doppelten Geschwindigkeitshöhe des Wassers ist.

Aehnliche Erhebungen des Wasserspiegels finden statt, wenn ein sehr starkes Gefälle plötzlich in ein schwächeres übergeht oder wo in dem ersteren eine plötzliche große Profilvergrößerung stattfindet.

31. Senkungskurven. Die ungleichförmige Bewegung mit wachsender Geschwindigkeit findet sich am ausgeprägtesten oberhalb solcher Stellen, wo die Sohle des Wasserlaufes nach Fig. 25 stufenartig abfällt. Die Geschwindigkeit und das Gefälle ist über der

Abb. 25.



Senkungsstufe am größten und nimmt stromaufwärts so lange ab, bis in einem entsprechend großen Abstände der Einfluss der Stufe nicht mehr bemerkbar und die Bewegung gleichförmig wird. Ebenso groß wie die Profilfläche und das Gefälle des Wasserspiegels an jener Stelle ist, würde beides, ein gleichmäßiges Bett und Sohlengefälle vorausgesetzt, ohne den Einfluss der Senkungsstufe auf der ganzen Strecke sein, während in Wirklichkeit die Profilflächen bei der Annäherung an die Senkungsstufe immer kleiner werden, und der Wasserspiegel immer tiefer unter jenen Stand der gleichförmigen Bewegung sinkt, welchen man als ungesenkten Wasserspiegel bezeichnen kann. Die Senkungskurven vorbeschriebener Art kommen häufig vor, beispielsweise an den Mündungstrecken der Flüsse in das Meer oder in Seen sowie oberhalb einer durch Baggerung oder Felssprengung vertieften und erweiterten Flusstrecke, ferner in Canälen, an deren unterem Ende das Wasser über ein Wehr oder durch Ausflusöffnungen frei abfällt.

Die allgemeine Gleichung für diesen Fall der Bewegung, wobei die Geschwindigkeit stromabwärts ununterbrochen größer wird, ist in Formel 28 gegeben. In regelmässigen Strecken kann man wie bei den Staucurven die Profilparabel zu Grunde legen und es ergibt sich dann folgende Entwicklung, wobei J das Gefälle und a die Profiltiefe für die gleichförmige Bewegung oberhalb der Senkungscurve, z die Senkungstiefe im Abstand x von der Senkungsstufe bedeutet und die Coordinaten so gelegt sind, wie Fig. 25 zeigt.

Die Differentialgleichung lautet

$$\alpha = \frac{dy}{dx} = \left(\frac{v}{c}\right)^2 \frac{p}{F} + \frac{1}{2g} \cdot \frac{d \cdot v^2}{dx} \text{ oder wegen } v = \frac{Q}{F}.$$

$$(42) \quad \alpha = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3} - \frac{Q^2}{g \cdot F^3} \cdot \frac{dF}{dx}.$$

Für die Profilparabel ist bei der Füllhöhe $a - z$

$$F = \frac{4}{3} \sqrt{P(a-z)^3} \text{ und } p = 2 \sqrt{P(a-z)}.$$

ferner

$$\frac{dF}{dx} = \frac{dF}{dz} \cdot \frac{dz}{dx} = -2 \sqrt{P(a-z)} \cdot \frac{dz}{dx}.$$

Daraus folgt

$$(43) \quad \alpha = \frac{27}{32} \cdot \frac{Q^2}{P(a-z)^4} \left(\frac{1}{c^2} + \frac{1}{g} \cdot \frac{dz}{dx} \right).$$

Nun ist

$$\frac{dz}{dx} = \alpha - J$$

und für $z = 0$ hat man

$$J = \frac{27}{32} \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{1}{Pa^4}.$$

Wird dem Geschwindigkeitscoefficienten in beiden Fällen der gleiche Werth beigelegt, so erhält man

$$\alpha = J \left(\frac{a}{a-z}\right)^4 \cdot \left\{ 1 + \frac{c^2}{g} \cdot \frac{dz}{dx} \right\} = J + \frac{dz}{dx}$$

und schliesslich

$$(44) \quad -J dx = dz \left[1 - \left(1 - J \frac{c^2}{g} \right) \frac{a^4}{a^4 - (a-z)^4} \right].$$

Es ist aber

$$\int dz \frac{a^4}{a^4 - (a-z)^4} = C - a \left\{ \frac{1}{4} \ln \left(\frac{2a}{z} - 1 \right) + \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{a-z}{a} \right\}$$

und setzt man

$$(45) \quad f \left(\frac{a-z}{a} \right) = \frac{1}{4} \ln \left(\frac{2a}{z} - 1 \right) + \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{a-z}{a},$$

ferner $l_{(h,x)}$ = den Abstand desjenigen Profils, in welchem die Senkungshöhe = x ist, von der Senkungsstufe, so erhält man

$$(46) \quad l_{(h,x)} = \frac{a}{J} \left[f\left(\frac{a-x}{a}\right) - f\left(\frac{a-h}{a}\right) \right] \left(1 - J \frac{c^2}{g}\right) - \frac{h-x}{J}.$$

Die beigegebene Tafel zur Berechnung der Senkungscurven erleichtert die Anwendung.

Tafel zur Berechnung der Senkungscurven.

$$f\left(\frac{a-x}{a}\right) = \frac{1}{4} \ln\left(\frac{2a}{x} - 1\right) + \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{a-x}{a}.$$

$\frac{a-x}{a}$	$f\left(\frac{a-x}{a}\right)$	$\frac{a-x}{a}$	$f\left(\frac{a-x}{a}\right)$	$\frac{a-x}{a}$	$f\left(\frac{a-x}{a}\right)$	$\frac{a-x}{a}$	$f\left(\frac{a-x}{a}\right)$
1,0	∞	0,925	1,185	0,80	0,887	0,65	0,676
0,995	1,889	0,920	1,166	0,79	0,870	0,64	0,664
0,990	1,714	0,915	1,149	0,78	0,854	0,63	0,652
0,985	1,610	0,910	1,133	0,77	0,838	0,62	0,640
0,980	1,536	0,905	1,117	0,76	0,823	0,61	0,628
0,975	1,479	0,90	1,103	0,75	0,808	0,60	0,617
0,970	1,431	0,89	1,075	0,74	0,794	0,55	0,561
0,965	1,391	0,88	1,049	0,73	0,780	0,50	0,506
0,960	1,355	0,87	1,025	0,72	0,766	0,45	0,454
0,955	1,324	0,86	1,002	0,71	0,752	0,40	0,402
0,950	1,296	0,85	0,980	0,70	0,739	0,35	0,351
0,945	1,270	0,84	0,960	0,69	0,726	0,30	0,300
0,940	1,246	0,83	0,940	0,68	0,713	0,20	0,200
0,935	1,224	0,82	0,922	0,67	0,701	0,10	0,100
0,930	1,204	0,81	0,904	0,66	0,688	0	0

Beispiel. Es sei wiederum $F = 28$ qm, $B = 30$ m und $J = 0,0005$ für eine regelmäßige Flussstrecke gegeben. Von der Profilstelle A abwärts wird das Flussbett durch Ausbaggerung vertieft, wodurch bei A eine Senkung des Wasserspiegels um 0,40 m entsteht. In welchem Abstände aufwärts von A beträgt die Senkung nur noch 0,05 m?

Es ist $h = 0,40$ m, $x = 0,05$ m, $J = 0,0005$ und $a = \frac{3F}{2B} = 1,40$ m. Die Tafel giebt

$$f\left(\frac{1,40 - 0,05}{1,40}\right) = f(0,964) = 1,384$$

$$f\left(\frac{1,40 - 0,40}{1,40}\right) = f(0,715) = 0,759$$

Unterschied 0,625.

Da R etwas kleiner als 1 m ist, werde als Mittelwerth für den Geschwindigkeitscoefficienten $c = 38$ angenommen. Dann liefert die Formel 46

$$l = \frac{1,40}{0,0005} \cdot 0,625 \left(1 - 0,0005 \frac{38^2}{9,81}\right) - \frac{0,40 - 0,05}{0,0005} = 1750 \cdot 0,927 - 700 = 920 \text{ m.}$$

$R = \frac{F}{P}$

Es kann vorkommen, daß sich die Senkungcurve über die ganze Länge des zu untersuchenden Wasserlaufes erstreckt, und eine gleichförmige Bewegung in demselben überhaupt nicht stattfindet. Dann ist J und a unbekannt. Man kann aber die Gleichung 43 anwenden und unter a eine beliebig angenommene Füllhöhe verstehen, von welcher aus die Senkungen x gemessen werden. Wenn β das Sohlgefälle bedeutet, so ist

$$\frac{dx}{dx} = a - \beta$$

und dies in Gleichung 43 eingesetzt, giebt

$$dx = dx \frac{(a-x)^4 - \frac{27}{32} \frac{Q^2}{gP}}{\frac{27}{32} \frac{Q^2}{c^2 P} - \beta (a-x)^4}$$

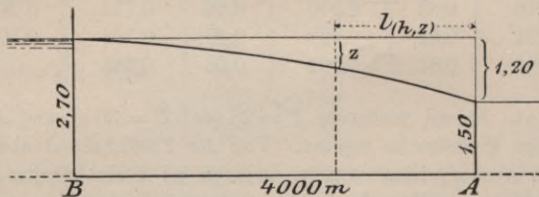
Die Integration ist in endlicher Form ausführbar. In dem besonderen Falle einer wagrechten Canalstrecke ist $\beta = 0$ und dann ist

$$dx = dx \left[\frac{32}{27} P \left(\frac{c}{Q} \right)^2 (a-x)^4 - \frac{c^2}{g} \right]$$

$$x = C - \frac{32}{27} P \left(\frac{c}{Q} \right)^2 \frac{(a-x)^5}{5} - \frac{c^2}{g} x$$

$$(47) \quad l_{(h,x)} = \frac{32}{27} P \left(\frac{c}{Q} \right)^2 \left\{ \frac{(a-x)^5}{5} - \frac{(a-h)^5}{5} \right\} - \frac{c^2}{g} (h-x).$$

Abb. 26.



Beispiel. Ein wagrechter Canal von 4 km Länge dient bei Hochwasser als Vorfluthcanal und es sei die Wassertiefe über Sohle am unteren Ende = 1,50 m, am oberen = 2,70 m, das Wasserspiegelgefälle also = 1,20 m. Die Sohlbreite sei = 16 m, die Böschungen 1:3.

Die Profilberechnung giebt für die obere Wassertiefe von 2,70 m die Wasserspiegelbreite $B = 16 + 2 \cdot 3 \cdot 2,70 = 32,2$ m und die Profilfläche

$$F = \frac{16 + 32,2}{2} \cdot 2,70 = 65,1 \text{ qm.}$$

Für die Durchschnittsprofilparabel erhält man

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{B} = 3,04 \text{ m und}$$

$$P = \frac{B^3}{6F} = 85,5 \text{ m.}$$

80 115

Die Füllhöhen der Profilparabel sind um $3,04 - 2,70 = 0,34$ m größer als die Wassertiefen über der Canalsole. Setzt man also $a = 3,04$ m, so ist am Anfangspunkte des Canals $x = 0$ und am Endpunkte $h = 1,20$ m. Der Geschwindigkeitscoefficient werde $= 42$ gesetzt. Dann lautet die Gleichung 47

$$4000 = \frac{32}{27} \cdot 85,5 \cdot \left(\frac{42}{Q}\right)^2 \cdot \frac{3,04^5 - 1,84^5}{5} - \frac{42^2}{9,81} \cdot 1,20.$$

Hieraus läßt sich die durchfließende Wassermenge Q berechnen und man erhält

$$Q = 45 \text{ cbm.}$$

Nunmehr läßt sich die Gleichung 47 anwenden, um für ein beliebiges x den Abstand $l_{(h,x)}$ vom unteren Endpunkte des Canals zu finden. Man erhält z. B. für $x = 0,50$ m, also für denjenigen Punkt, an welchem der Wasserspiegel um $0,50$ m tiefer als am Anfangspunkte und um $0,70$ m höher als am Endpunkte des Canals steht,

$$l_{(h,x)} = \frac{32}{27} \cdot 85,5 \cdot \left(\frac{42}{45,0}\right)^2 \cdot \frac{2,54^5 - 1,84^5}{5} - \frac{42^2}{9,81} (1,20 - 0,50) = 1360 \text{ m.}$$

32. Stauhöhe bei Einbauten. Jede Verengung des Durchflußprofils verursacht eine Anstauung des Wassers. Während dieselbe bei den Wehren Zweck der Anlage ist, bildet sie bei anderen Einbauten, z. B. den Brückenpfeilern, nur eine unvermeidliche Nebenwirkung, deren richtige Beurtheilung gleichwohl von Wichtigkeit ist.

Brückenpfeiler als Einbauten üben die größte Stauwirkung bei Hochwasser aus, weil das Durchflußprofil um so mehr verengt wird, je höher das Wasser steigt. Die Stauwirkung braucht deshalb nur für das Hochwasser untersucht zu werden. Der Fall liegt hierbei ähnlich wie bei der in Artikel 29 behandelten ungleichförmigen Bewegung. Es sei v die mittlere Geschwindigkeit oberhalb der Brücke und v_1 diejenige in der Brückenöffnung, dann beträgt die Stauhöhe

$$(48) \quad \dots \dots \dots h = \frac{v_1^2 - v^2}{2g}$$

und es handelt sich also nur noch um die richtige Bestimmung von v und v_1 .

Es sei in dem ungestauten Strom F die Profilfläche und B die Wasserspiegelbreite oberhalb der Brücke, Q die Wassermenge, ferner b die Breite und a die mittlere Tiefe der Brückenöffnung. Durch den Einbau wird v vermindert, weil der Querschnitt um Bh größer wird. Es ist also

$$v = \frac{Q}{F + Bh}$$

Für die Berechnung von v_1 ist zu berücksichtigen, daß der wirksame Wasserquerschnitt nicht völlig die Oeffnungen zwischen den Pfeilern ausfüllt, sondern eingeschnürt wird.

Daher ist

$$v_1 = \frac{\mu b(a+h)}{Q}, \quad \frac{Q}{\mu b(a+h)}$$

worin μ den Einschnürungscoefficienten bedeutet. Im allgemeinen liegt μ zwischen 0,80 und 0,95. Bei Zwischenpfeilern mit zugehörten Vorköpfen kann $\mu = 0,90$ bis 0,95 und wenn die Lichtweite im Verhältniß zur Pfeilerdicke sehr groß ist, nahezu = 1 gesetzt werden. Die Gleichung für h lautet

$$(49) \quad h = \frac{1}{2g} \left[\left\{ \frac{Q}{\mu b(a+h)} \right\}^2 - \left(\frac{Q}{F+Bh} \right)^2 \right]$$

und wird am einfachsten dadurch gelöst, daß der Näherungswert

$$(50) \quad h_1 = \frac{1}{2g} \left[\left(\frac{Q}{\mu b a} \right)^2 - \left(\frac{Q}{F} \right)^2 \right]$$

in die Klammer auf der rechten Seite der Gleichung 49 für h eingesetzt wird, wodurch man eine für alle praktischen Zwecke ausreichende Genauigkeit erzielt.

Wenn die zulässige Stauhöhe h gegeben ist, so findet man zunächst die Geschwindigkeit v_1 , nämlich

$$(51) \quad v_1 = \sqrt{2gh + v^2} = \sqrt{2gh + \left(\frac{Q}{F+Bh} \right)^2}$$

und dann die Lichtweite

$$(52) \quad b = \frac{Q}{\mu(a+h)v_1}$$

Soll die Lichtweite so bestimmt werden, daß eine gegebene Geschwindigkeit v_1 nicht überschritten wird, so ist zunächst h zu berechnen, nämlich

$$h = \frac{v_1^2 - \left(\frac{Q}{F} \right)^2}{2g}, \quad \text{genauer} = \frac{v_1^2 - \left(\frac{Q}{F+Bh} \right)^2}{2g}$$

und es ist sodann die vorige Formel anzuwenden.

Beispiel. Eine durch lothrechte Ufermauern begrenzte Flußstrecke soll überbrückt werden. Es ist für Hochwasser gegeben $Q = 600$ cbm, $B = 70$ m und $F = 280$ qm. Die mittlere Geschwindigkeit darf nicht mehr als $v_1 = 3,20$ m betragen und μ ist = 90 zu schätzen. Wie groß muß b sein?

Näherungsweise ist

$$h = \frac{3,20^2 - \left(\frac{600}{280} \right)^2}{19,62} = 0,288 \text{ m,}$$

$$\text{genauer } h = \frac{3,20^2 - \left(\frac{600}{280 + 70 \cdot 0,288} \right)^2}{19,62} = 0,321 \text{ m.}$$

Ferner ist die mittlere Tiefe

$$a = \frac{280}{70} = 4,00 \text{ m,}$$

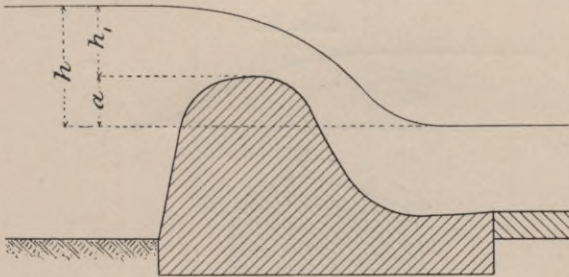
daher

$$b = \frac{600}{0,90 (4,00 + 0,321) \cdot 3,20} = 48,4 \text{ m.}$$

Natürlich muß aber b größer gemacht werden, wenn der bedeutende Stau von 0,32 m nachtheilig sein würde.

Wenn das Durchflußprofil sich aus verschiedenartigen Theilen, insbesondere solchen von ungleicher Wassertiefe zusammensetzt, kann man die obigen einfachen Formeln nicht mehr anwenden, und es ist auch nicht zweckmäÙig eine zusammengesetzte Formel aufzusuchen und zu benutzen, weil dabei durch Irrthümer oder unrichtige Anwendung groÙe Fehler entstehen könnten. Am einfachsten kommt man zum Ziel, wenn die Stauhöhe h eingeschätzt und dann die Wassermenge für die einzelnen Profiltheile besonders berechnet wird. Je nachdem die ganze Wassermenge Q zu klein oder zu groß ausfällt, ist h größer oder kleiner zu machen und wenn man die in

Abb. 27.



dem Vorstehenden enthaltenen einfachen Grundlagen mit der nöthigen Aufmerksamkeit und Umsicht anwendet, wird man jede Aufgabe sicherer und besser lösen als durch Anwendung von Formeln, deren Ableitung unbekannt ist oder für den vorliegenden Fall nicht paßt.

Die Stauhöhe bei Wehren ist nach den in Artikel 26 gegebenen Formeln zu berechnen. Bei den Schützenwehren, deren Oeffnungen verschließbar sind, kommt es hauptsächlich darauf an, daß das Wasser nach Freimachung sämtlicher Oeffnungen ohne Ueberschreitung der zulässigen Stauhöhe abfließen kann. Die Einbauten sind also vorzugsweise mit Rücksicht auf das Hochwasser derartig anzuordnen, daß sie das Durchflußprofil des letzteren wenig verengen. Bei mittleren und niedrigen Wasserständen läßt sich die Stauhöhe durch entsprechende Handhabung der Verschlussvorrichtungen willkürlich verändern.

Feste Wehre erfordern dagegen eine nach der Niedrigwassermenge zu bemessende Höhenlage der Wehrrone, weil meistens eine

bestimmte Stauhöhe h des Oberwassers über dem Unterwasser eingehalten werden soll. Die Tiefe h_1 der Wehrkrone unter dieser niedrigsten Stauhöhe ist aus Formel 6 unter Einsetzung der Niedrigwassermenge für Q zu berechnen. Alsdann ist die Höhe der Krone über dem ungestauten Wasserspiegel

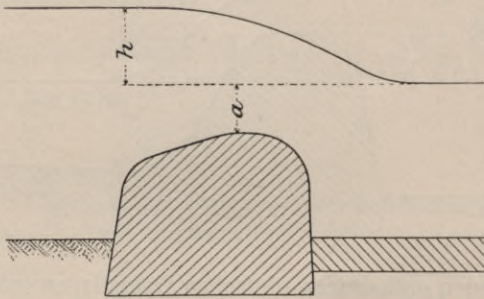
$$a = h - h_1.$$

Unter Vernachlässigung der Geschwindigkeitshöhe k des ankommenden Wassers, welche bei Ueberfallwehren für das Niedrigwasser stets sehr klein ist, erhält man

$$(53) \quad h_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{\frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}}\right)^2} = 0,485 \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{\mu b}\right)^2}$$

Wenn $0,485 \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{\mu b}\right)^2} > h$ ist, so ist die Wehrkrone tiefer als der ungestaute Wasserspiegel zu legen, das Wehr wird ein Grundwehr und für die Berechnung ist die Formel 7 anzuwenden.

Abb. 28.



33. Hochwasserwellen. Die Fortschritungsgeschwindigkeit der Anschwellungen in einem Flusse läßt sich in folgender Weise theoretisch untersuchen. Es sei die Wassermenge Q im Zunehmen, der Wasserstand im Steigen begriffen. Dann ändert sich beides in doppelter Weise, nämlich sowohl von Profil zu Profil als auch in jedem einzelnen Profil als Function der Zeit. In einem gegebenen Augenblicke ist auf dem vorderen Abhange der Welle Q an der Profilstelle P_1 größer als an der um die Strecke Δs abwärts gelegenen Profilstelle P_2 und nach Δt Secunden ist die Wassermenge in P_1 von Q_1 auf $Q_1 + \Delta Q_1$, in P_2 von Q_2 auf $Q_2 + \Delta Q_2$ gewachsen, ferner der Wasserstand um Δx_1 beziehungsweise Δx_2 gestiegen. Alle diese Zuwächse sind im allgemeinen verschieden groß (Abb. 29).

Durch das Profil P_1 fließt in der Zeit Δt die Wassermasse

$$\left(Q_1 + \frac{\Delta Q_1}{2}\right) \Delta t$$

und durch Profil P_2 $\left(Q_2 + \frac{\Delta Q_2}{2}\right) \Delta t$.

Der Unterschied beider Gröfsen wird in der Strecke $P_1 P_2$ aufgespeichert und kommt in der Hebung des Wasserspiegels zum Ausdruck. Es gilt daher die Raumgleichung

$$\frac{B_1 + B_2}{2} \cdot \frac{\Delta x_1 + \Delta x_2}{2} \cdot \Delta s = (Q_1 - Q_2) \Delta t + \frac{\Delta Q_1 - \Delta Q_2}{2} \Delta t$$

in welcher B_1 und B_2 die Wasserspiegelbreiten in P_1 und P_2 bedeuten.

Wir wollen nun die Geschwindigkeit, mit welcher der Fufs der Welle vorrückt, untersuchen und legen P_1 nach A (Fig. 29) d. i. an ihren Fufspunkt am Anfange, und P_2 nach B , d. i. an den Fufs-

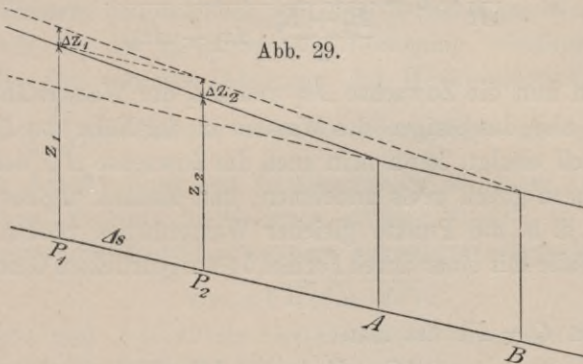


Abb. 29.

punkt, welchen sie am Schlusse des Zeitabschnittes Δt erreicht hat. Dann ist $Q_1 = Q_2$ und $\Delta x_2 = 0$, auch $\Delta Q_2 = 0$.

Die Raumgleichung lautet daher

$$\frac{B_1 + B_2}{2} \cdot \frac{\Delta x_1}{2} \cdot \Delta s = \frac{\Delta Q_1}{2} \Delta t \text{ oder}$$

$$\frac{\Delta s}{\Delta t} = \frac{\Delta Q}{\frac{B_1 + B_2}{2} \Delta x}$$

Nun haben die Profile A und B einen solchen Abstand Δs von einander erhalten, dafs derselbe derjenigen Strecke gleich ist, um welche der Fufspunkt der Anschwellung in Δt Secunden fortschreitet. Setzt man also die Fortschrittsgeschwindigkeit $= U$, so erhält man

$$(54) \dots U = \frac{dQ}{B dx} \text{ oder } U = \frac{dQ}{dF}$$

weil $\frac{ds}{dt} = U$ und $B dx = dF$ ist.

Den nämlichen Ausdruck 54 erhält man auch für die Geschwindigkeit U des Vorrückens derjenigen Profilstellen, durch welche nach einander eine überall gleich große beliebige Wassermenge Q_1 abfließt. Wenn nämlich der Abstand Δs des Profils P_2 von dem beliebigen Profil P_1 gleich $U \cdot \Delta t$ gemacht wird, d. i. gleich der Strecke, um welche die Anschwellung in Δt Secunden in dem bezeichneten Sinne vorrückt, so besteht die Beziehung

$$Q_1 = Q_2 + \Delta Q_2$$

und dies in der Raumgleichung eingeführt, giebt

$$\Delta s \frac{B_1 + B_2}{2} \cdot \frac{\Delta x_1 + \Delta x_2}{2} = \frac{\Delta Q_1 + \Delta Q_2}{2} \cdot \Delta t$$

oder

$$\frac{\Delta s}{\Delta t} = U = \frac{\Delta Q_1 + \Delta Q_2}{\frac{B_1 + B_2}{2} (\Delta x_1 + \Delta x_2)}$$

Sofern nun die Zuwächse Δx_1 und Δx_2 der Wasserstände gleich groß sind, also das Steigen des Wassers in der Nähe von P_1 überall gleich schnell erfolgt, kann man auch die Zuwächse ΔQ der Wassermengen nahezu gleich groß annehmen, und alsdann ergibt sich die Formel 54, d. h. die Punkte gleicher Wassermenge rücken in dem gedachten Falle mit einer durch Formel 54 ausgedrückten Geschwindigkeit vor.

Wegen $Q = Fv$ hat man

$$dQ = F \cdot dv + v dF.$$

Die Gleichung 54 kann daher geschrieben werden

$$(55) \quad \dots \dots \dots U = v + F \frac{dv}{dF}.$$

Beispiel. In einer Flussstrecke sei im Beharrungszustande vor dem Beginn einer Anschwellung $F = 125$ qm, $B = 50$ m und $v = 1,05$ m, welche Geschwindigkeit einem Gefälle $J = 0,0002$ und dem Geschwindigkeitscoefficienten $e = 47$ entspricht. Während der Anschwellung möge in jeder Stunde der Wasserstand um $0,090$ m steigen und die Geschwindigkeit um $0,024$ m zunehmen. Dann ist für einen Zeitabschnitt $\Delta t = 300$ Secunden oder $1/12$ Stunde.

$$\Delta x = \frac{0,09}{12} = 0,0075 \text{ m und}$$

$$\Delta v = \frac{0,024}{12} = 0,0020 \text{ m, ferner}$$

$$\Delta F = 50 \cdot 0,0075 = 0,375 \text{ qm.}$$

Daher ist nach Formel 55

$$U = 1,05 + 125 \frac{0,0020}{0,375} = 1,72 \text{ m.}$$

Der Zuwachs Δx vertheilt sich auf die Strecke

$$\Delta s = U \Delta t = 1,72 \cdot 300 = 516 \text{ m}$$

und es ist

$$\Delta J = \frac{\Delta x}{\Delta s} = \frac{0,0075}{516} = 0,000015,$$

also das neue Gefälle

$$\alpha = J + \Delta J = 0,000215.$$

Die Fortschrittgsgeschwindigkeit U ist nach Formel 55 bei gegebenem Ansteigen Δx des Wasserspiegels um so gröfser, je gröfser Δv ist, aber die Zunahme Δv der Geschwindigkeit steht in der durch die Geschwindigkeitsformel $v = c\sqrt{RJ}$ gegebenen Beziehung zu dem Gefälle und dem Profilradius R . Wenigstens kann diese Beziehung bei den gewöhnlichen Anschwellungen der Flüsse als annähernd zutreffend angenommen werden, weil dabei die Zuwachse Δx und Δv für die Zeiteinheit einer Secunde so klein sind, dafs die Geschwindigkeit des Wassers hauptsächlich von dem jedesmaligen Wasserspiegelgefälle, wie bei der gleichförmigen Bewegung, abhängt. Nun ist das Gefälle des vorderen Abhanges der Hochwasserwelle ungefähr um $\Delta J = \frac{\Delta x}{U \Delta t}$ gröfser als im Beharrungszustande und es findet am

Fufse der Anschwellung ein Gefällszuwachs in obiger Gröfse statt. Im weiteren Verlaufe bleibt jenes stärkere Gefälle so lange, als der Wasserstand gleichmäfsig ansteigt, nahezu unverändert, es ist also

$$v = c\sqrt{R(J + \Delta J)}$$

und wenn c und $J + \Delta J$ als unveränderlich angesehen werden, so erhält man durch Differentiation

$$dv = c\sqrt{J + \Delta J} \cdot \frac{dR}{2\sqrt{R}} = c\sqrt{R(J + \Delta J)} \cdot \frac{dR}{2R}$$

oder

$$dv = v \frac{dR}{2R}.$$

Ferner ist annähernd (vergl. Artikel 40)

$$dR = \frac{2}{3} dx \text{ und}$$

$$dF = B dx = \frac{F}{R} dx.$$

Dies in Formel 55 eingesetzt, giebt

$$(56) \quad \dots \dots \dots U = v + \frac{v}{3} = \frac{4}{3} v,$$

wobei

$$(57) \quad \dots \dots \dots v = c\sqrt{R(J + \Delta J)} \text{ und } \Delta J = \frac{\Delta x}{U \cdot \Delta t}.$$

Wir erhalten also den Satz:

Die Anschwellungen in den Flüssen schreiten mit einer Geschwindigkeit fort, welche um $\frac{1}{3}$ gröfser als die Geschwindigkeit des fließenden Wassers ist.

Beispiel. Es sei wie in dem vorigen Beispiele $F = 125$ qm, $B = 50$ m, $J = 0,0002$ und das stündliche Wachsen des Wasserspiegels $= 0,090$ m, ferner $c = 47$. Wie groß ist die Fortschrittggeschwindigkeit U und das Gefälle der Anschwellung?

Lösung. Indem zunächst $\Delta J = 0$ gesetzt wird, so erhält man als Näherungswert

$$v = 47 \sqrt{\frac{125}{50} \cdot 0,0002} = 1,05 \text{ m,}$$

$$U = \frac{4}{3} \cdot 1,05 = 1,40 \text{ m,}$$

$$\Delta J = \frac{\Delta \pi}{U \cdot \Delta t} = \frac{0,090}{1,40 \cdot 3600} = 0,000018.$$

Sodann genauer nach Formel 57

$$v = 47 \sqrt{\frac{125}{50} (0,000218)} = 1,095 \text{ m.}$$

$$U = \frac{4}{3} \times 1,095 = 1,46 \text{ m und}$$

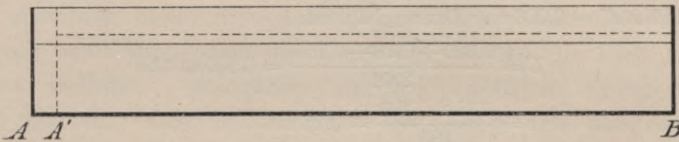
$$\Delta J = \frac{0,090}{1,46 \cdot 3600} = 0,000017.$$

Das Voraneilen der Anschwellungen könnte befremdlich erscheinen, indem an einer unterhalb gelegenen Stelle die Wassermenge bereits gröfser werden und der Wasserstand steigen soll noch bevor die von oberhalb kommenden stärkeren Zuflüsse daselbst ankommen. Die Erscheinung erklärt sich aber aus der Fortpflanzung des verstärkten Druckes, den die gröfseren Zuflüsse ausüben. In einer geschlossenen langen Rohrleitung wird der Ausflufs am unteren Ende sofort stärker, wenn die Wasserhöhe am oberen Ende vergrößert wird und wenn in einer offenen Rinne, die an den Enden geschlossen ist. (Fig. 30), das Wasser durch Verschieben eines beweglichen Kolbens oder Schiebers von A bis A' langsam zurückgedrängt wird, so pflanzt sich der Druck bis nach B zwar nicht augenblicklich, aber doch ziemlich schnell fort und bewirkt überall ein Ansteigen des Wassers, ohne dafs die einzelnen Wassertheilchen die ganze Strecke von A bis nach B hin durchfließen. Aehnlich ist der Vorgang bei dem langsamen Ansteigen des Wassers in den Bächen und Flüssen. Wird dagegen der Schieber in der Rinne AB schnell vorgeschoben, so entstehen fortschreitende Wellen, die eine besondere Untersuchung erfordern. Dasselbe würde auch der Fall sein, wenn der Raum AA' höher als der Rest der Rinne mit Wasser angefüllt, und dann der Schieber

bei A' plötzlich entfernt würde, oder wenn in Flüssen die Wassermenge an einer Stelle plötzlich bedeutend anwachsen würde.

Innerhalb der einzelnen Querprofile ist die Geschwindigkeit am größten im Stromstrich. Dementsprechend pflanzen sich die Anschwellungen, deren mittlere Geschwindigkeit $= \frac{4}{3} \cdot v$ ist, in dem tieferen mittleren Theil des Flußbettes schneller fort als an den Ufern, und in den Krümmungen schneller am einbuchtenden als an dem ausbuchtenden Ufer. Deshalb steht das Wasser bei anschwellenden Flüssen in dem Stromstriche höher als an den Ufern, während eine solche muldenförmige Form der Oberfläche in dem Beharrungszustande nicht vorkommt. Die erwähnte Ueberhöhung ist bisweilen sehr augenfällig, sodafs man daran das Eintreffen einer Anschwellung schon frühzeitig erkennen kann. An französischen Flüssen sollen Ueberhöhungen bis zu etwa 2 m an schnell fließenden und stark anschwellenden Flüssen beobachtet sein.

Abb. 30.



Die Formeln 54 bis 57 gelten auch für die hintere Abdachung der Anschwellung, also für fallendes Wasser. Hierbei ist jedoch $\frac{dx}{dt}$ negativ und folglich auch AJ negativ. Dem kleineren Wasserspiegelgefälle entspricht eine kleinere Geschwindigkeit v und vermöge 56 ein kleineres U , sodafs die Anschwellungen langsamer verlaufen als sie entstehen. Die Erfahrung bestätigt dieses theoretische Ergebnis.

Die gegebene Ableitung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit gilt nicht mehr, wenn der Fluß ausufert, und das Wasser sich seitwärts ausbreitet. Die analytische Behandlung wird alsdann schwieriger und die vorkommenden praktischen Aufgaben lassen sich am leichtesten ohne Aufsuchung und Benutzung allgemeiner Formeln behandeln. Man muß das ganze Durchflußprofil je nach seiner Beschaffenheit in einzelne Theile zerlegen und die Geschwindigkeiten v für jeden Theil besonders berechnen, die Raumgleichung dagegen nur für das Gesamtprofil anwenden, da das Wasser aus dem eigentlichen Flußbette theilweise nach den Ueberschwemmungsflächen abfließt. Wenn zwar keine seitliche Ausbreitung stattfindet, das Querprofil jedoch aus einem tiefen und einem flachen Theile (Flußbett und Vorland)

besteht, so ist ebenfalls eine Trennung beider Theile geboten. Als-
dann kann man zwar noch die Gleichung 54

$$U = \frac{dQ}{dF}$$

anwenden, es ist aber

$$Q = F'v' + F''v'' \text{ und} \\ \Delta F = (B' + B'') \Delta x$$

zu setzen, Δx ist für beide Theile gleich groß. Man erhält dadurch

$$U = \frac{F' \cdot \Delta v' + F'' \cdot \Delta v'' + (B'v' + B''v'') \Delta x}{(B' + B'') \Delta x},$$

welcher Ausdruck auch dann, wenn alle Zuwächse positiv sind, unter Umständen kleiner als die mittlere Geschwindigkeit

$$v = \frac{F'v' + F''v''}{F' + F''}$$

sein kann.

Beispiel. Es sei gegeben $F' = 125$, $F'' = 60$ qm, $B' = 50$, $B'' = 300$ m, $v' = 1,05$ und $v'' = 0,16$ m, ferner für $\Delta t = 300$ Secunden $\Delta x = 0,0075$, $\Delta v' = 0,005$ und $\Delta v'' = 0,003$ m. Dann erhält man

$$U = \frac{0,625 + 0,18 + 0,755}{2,62} = 0,595 \text{ m und}$$

$$v = \frac{131,2 + 9,6}{185} = 0,76 \text{ m,}$$

also ist $U < v$.

Fünfter Abschnitt.

Hydrometrische Arbeiten.

34. Stromkarten. Unter den für die Vornahme von Flußregulirungen erforderlichen Vorarbeiten ist die Beschaffung einer Stromkarte besonders wichtig, indem nur mit einer solchen die Ursachen der Verwilderung und die Mittel zur Beseitigung derselben sich sicher beurtheilen lassen. Die Karte muß, wenn sie auch nur für einen örtlichen Zweck, etwa die Verbesserung oder Ueberbrückung einer einzelnen Stelle dienen soll, sich doch soweit oberhalb und unterhalb ausdehnen, daß die Umstände, welche die Richtung des Stromes bedingen, wenigstens in den nächsten Strecken sich daraus klar und deutlich ergeben. Die Karte darf aber andererseits nicht zu groß werden, weil sie sonst unübersichtlich und für den praktischen Gebrauch unbequem wird. Deshalb empfiehlt sich die Anwendung von Karten in verschieden großem Maßstabe. Als Uebersichtskarten werden häufig die Messtischblätter der Landesaufnahme (1:25000) verwendbar sein. Für die Streckenkarten ist bei großen Strömen der Maßstab 1:10000, für kleinere Wasserläufe 1:5000 oder 1:2500 zweckmäßig. Was auf der Karte dargestellt werden, und welche Ausdehnung man ihr geben soll, ist nach den jedesmaligen Bedürfnissen zu erwägen. Der wichtigste Gegenstand ist der Strom selbst. Seine Uferlinien ändern sich aber mit dem Wasserstande, und das auf der Karte dargestellte Bild muß daher auf einen bestimmt zu bezeichnenden und aufzufindenden Wasserstand bezogen werden. Man wählt dazu einen niedrigen Wasserstand, der lange genug anzuhalten pflegt, um alle davon abhängigen Messungen vorzunehmen. Ändert sich aber die Höhe während der Aufnahme etwas, so kann man zwar die Arbeiten noch fortsetzen, muß aber die Uferlinien und Wassertiefen auf den zu Grunde gelegten Wasserstand übertragen. Dieser letztere muß auf der Karte selbst genau bezeichnet werden, und dies geschieht durch Angabe der Wasserhöhe an dem benachbarten Pegel. Um die Änderungen

des Wasserstandes während der Aufnahme genau verfolgen zu können, werden an den Ufern leichte Hülfspiegel aufgestellt und mit den Hauptpegeln verglichen. Bei geringen Wasserstandsänderungen pflegen die Unterschiede der Pegelstände für mäfsige Entfernungen ziemlich gleichmäfsig auszufallen. Wenn dagegen das Wasser um 1 m oder mehr steigt oder fällt, so stellen sich häufig schon veränderte Gefälle ein, und es läfst sich nicht mehr mit Sicherheit angeben, um wieviel das Wasser an den Messungsstellen höher oder niedriger stehen würde, wenn es an dem Hauptpegel die bestimmte Höhe hätte.

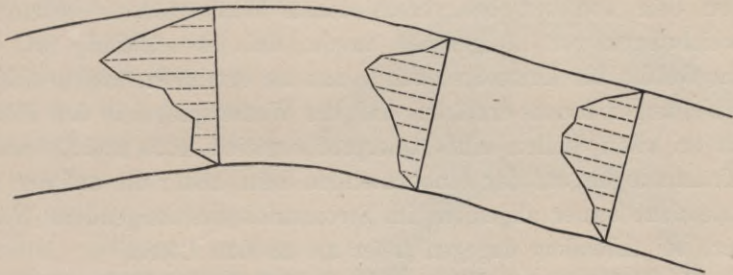
Die Karte soll ferner diejenigen Veränderungen der Uferlinien erkennen lassen, welche bei bestimmten Hebungen oder Senkungen des Wasserstandes eintreten. Dazu sind Peilungen unter, und Höhenmessungen über Wasser erforderlich und wenn dieselben sehr vollständig ausgeführt sind, lassen sich Tiefenlinien und Höhengurven construiren, und man kann daraus die bei fallendem Wasser als Inseln zu Tage tretenden Untiefen sowie die bei Anschwellungen überschwemmten Thalflächen und die Strömungsprofile des Hochwassers ermitteln. Diese Arbeit ist indessen sehr kostspielig, und mühsam und man begnügt sich daher gewöhnlich damit, die Ausdehnung und Lage der Sandbänke und die Lage der tiefsten Stromrinne durch Querprofile, welche in angemessenen Entfernungen aufgenommen werden, zu bestimmen. Die Wassertiefen auf den Bänken und in dem Stromstrich sind, selbstverständlich auf den gewählten Wasserstand bezogen, mit Zahlen einzuschreiben, die Richtung des Stromstrichs wird durch eine punktirte Linie angegeben. Eine deutliche Uebersicht gewährt die Eintragung einiger Querprofile in die Karte nach dem Beispiele der Abb. 31, also so, dafs die Profilebene um die Wasserspiegellinie in die Ebene des Papiers zurückgeschlagen gedacht wird, und die Tiefen nach einem gröfseren Mafsstabe als die Längen aufgetragen werden.

Bei den vielfachen Veränderungen, denen der unregulirte Fluß unterworfen ist, verliert die Karte bald ihre Brauchbarkeit. Man sollte daher nicht früher zu einer neuen Aufnahme schreiten, bis es Absicht ist, die betreffende Flußregulirung bald auszuführen, wenn aber die letztere Jahrzehnte lang streckenweise weitergeführt werden soll, empfiehlt es sich auch mit der Aufnahme der Karte nur streckenweise den Regulirungsarbeiten voranzugehen.

Zu den Stromkarten ist auch das Längenprofil zu rechnen. Die Ermittlung des Wasserspiegelgefälles ist hierbei am schwierigsten, aber zur richtigen Beurtheilung der Stromverhältnisse höchst wichtig und oft sogar viel wichtiger als dasjenige, was sich auf dem Lage-

plan darstellen läßt. Wenn also, wie es häufig vorkommt, die Absicht nur dahin gerichtet ist, die größten Verwilderungen eines Flusses zu beseitigen, so kann man ohne wesentlichen Nachtheil den Lageplan auf die zunächst auszubauenden Strecken und deren nächste Umgebungen beschränken. Das Nivellement muß aber über den ganzen Flußlauf oder doch wenigstens über einen großen Theil desselben im Zusammenhange ausgedehnt werden, denn die beabsichtigte Aenderung im Flußbette pflegt auch eine Aenderung des Gefälles zur Folge zu haben und man muß sich schon vorher überzeugen, wie eine solche auf die anderen Theile des Flusses einwirken wird. Auf jeden Fall muß das Nivellement stets so weit aufwärts fortgesetzt werden, als eine Aenderung im Wasserspiegel möglicherweise durch die beabsichtigten Bauausführungen noch herbeigeführt werden kann.

Abb. 31.



Das Nivellement ist an zahlreiche Festpunkte, insbesondere an solche, die mit dem Strome in Beziehung stehen, als Pegel, Fachbäume u. dergl. anzuschließen; denn die Arbeit verliert ihren Werth, wenn man sie nicht für einzelne Strecken leicht wiederholen und dadurch die eingetretenen Veränderungen feststellen kann. Die Höhenmarken dürfen zufälligen Beschädigungen beim Eisgange nicht ausgesetzt sein. Sehr zweckmäfsig ist die Anwendung von Doppelmarken, deren unveränderter Höhenunterschied eine Gewähr dafür bietet, daß die Festpunkte selber unverändert geblieben sind.

Derjenige Wasserstand, welchen man in den Höhenplan einträgt, muß im Beharrungszustande und überall thunlichst gleichzeitig festgestellt werden. Die Festpunkte müssen schon vorher gesetzt und in deren Nähe am Rande des Flusses Beobachtungspfähle aufgestellt sein. Dann wartet man die passende Zeit für die Beobachtung ab und läßt die Tiefen des Wasserspiegels unter den wagrecht abgeschnittenen Pfahlköpfen durch zuverlässige Leute streckenweise stromabwärts einmessen, während gleichzeitig an sämtlichen Hauptpegeln

die Wasserstände von Stunde zu Stunde abgelesen werden. In gleicher Weise läßt sich die Wasserspiegellinie auch bei mittleren und hohen Wasserständen ermitteln, jedoch werden die Schwierigkeiten um so größer, je kürzer der Beharrungszustand des Wassers ist. Kommt es aber nur darauf an, die größten bei einer Anschwellung vorkommenden Wasserstände zu kennen, so läßt sich der Zweck sehr einfach dadurch erreichen, daß man die erwähnten Wasserpfähle oder Pegel mit einem recht fetten Thon bestreicht, der durch das steigende Wasser erweicht und abgewaschen wird. Der höchste Wasserstand läßt sich auf diese Weise so genau feststellen, daß man kaum um 1 bis 2 cm im Zweifel bleiben wird und zu größerer Sicherung der Ergebnisse kann man wieder von der Selbstcontrolle durch Doppelmarken Gebrauch machen.

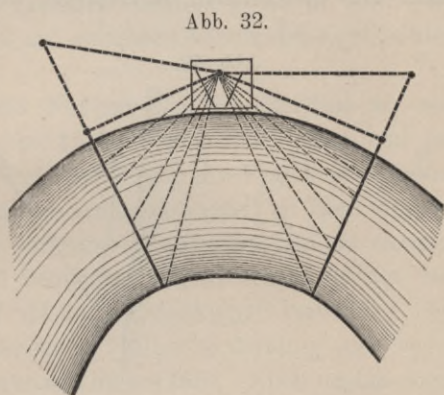
Das Wasserspiegelgefälle ist in einzelnen kurzen Strecken gewöhnlich nicht auf beiden Ufern gleich groß, und selbst auf demselben Ufer kommen bei verschiedenen Wasserständen bedeutende Abweichungen vor. Abgesehen davon, daß es schwierig ist, sehr kleine Gefälle für kurze Strecken genau zu ermitteln, lassen sich die Abweichungen daraus erklären, daß der Wasserspiegel in den Flüssen nicht an allen Stellen eines Querprofils gleich hoch steht, sondern in Krümmungen auf der einbuchtenden Seite höher als auf der ausbuchtenden, ferner allgemein im Stromstrich bei steigendem Wasser höher, bei fallendem dagegen tiefer als an den Ufern.

35. Peilungen. Eine große Schärfe ist bei Tiefenmessungen nie zu erreichen und auch deswegen überflüssig, weil das Flußbett nicht unverändert bleibt. Man begnügt sich deshalb mit einer Eintheilung der Peilstange in Zehntelmeter, welche gewöhnlich durch schwarze und rothe Ringe auf der rund gehobelten und mit weißer Oelfarbe gestrichenen Stange unterschieden werden, und rundet die Tiefen auf die Hälfte eines Zehntelmeters ab. Die Peilstange muß etwas länger als die zu peilenden Wassertiefen sein und ist beim Gebrauch schräge gegen die Strömung einzusetzen, bis sie den Boden erreicht und dann gerade zu richten. Zweckmäßig ist eine symmetrische Eintheilung, welche ohne Nachtheil das Umkehren der Stange gestattet. Um die Abnutzung der Enden und das Eindringen in den Boden zu vermeiden, ist an den Enden eine Blechscheibe anzubringen.

Bei Wassertiefen von 5 m und darüber ist der Gebrauch der Peilstange schon sehr unbequem und das Lothen vorzuziehen. Das Loth besteht aus einem kegelförmigen Eisen- oder Bleigewicht und einer mit eingebundenen Lappen oder Lederstreifen eingetheilten Leine. Es wird der Strömung entgegen oder in der Fahrtrichtung

des Bootes ausgeworfen und wenn es den Boden erreicht hat, wird es angezogen und die Tiefe abgelesen. Für Messungen in großen Tiefen benutzt man besondere Geräte und das Fahrzeug darf dabei nicht in Bewegung bleiben.

Bei allen Peilungen muß man die Stellen kennen, wo die Messung angestellt wurde, weil sonst ihr Zweck beinahe ganz verfehlt wird. An kleinen Wasserläufen bedient man sich der quer über das Wasser gespannten Peilleine. Dieselbe besteht gewöhnlich aus einem 10 bis 15 mm starken Hanftau, welches in Entfernungen von 5 m durch Lederstreifen oder Drahtumwicklung eingetheilt, vorher aber zur Verminderung der sonst unvermeidlich eintretenden Verkürzungen in heißes Leinöl getaucht wird, worauf man sie mit Wachs in wollenem Lappen abreibt, bis sie eine glänzende gleichsam polirte Oberfläche erhält. Hierauf zieht man sie kräftig aus und bringt in diesem Zustande die Eintheilung an. In kräftiger Strömung darf der Nachen, von welchem aus die Tiefen gepeilt werden, nicht an die Peilleine gehängt werden, weil diese sonst stark stromabwärts gezogen wird.

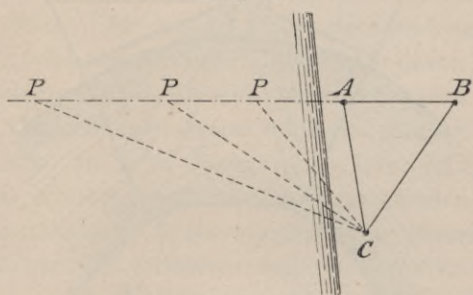


Für größere Breiten kommt ein 4 bis 6 mm starkes Drahtseil von verzinktem Eisen oder Gufsstahl zur Anwendung. Dasselbe ist auf eine Trommel gewickelt und wird durch ein Getriebe angespannt, gewöhnlich auch durch Zwischennachen unterstützt.

Wo die Anwendung der Peilleine wegen zu großer Profilbreite oder aus anderen Gründen (Behinderung der Schifffahrt) unthunlich ist, pflegt man die Richtung des zu peilenden Profils entweder durch zwei hintereinander an einem Ufer aufgestellte Signale oder im Wasser durch verankerte schwimmende Tonnen oder Baaken festzulegen. Hierdurch ist die Peilungslinie gegeben und die einzelnen Punkte werden durch Einschneiden nach beweglichen Signalen am Ufer oder durch Winkelmessung gefunden, wobei es am vortheilhaftesten ist, den Mefstisch zu benutzen. Wenn gleichmäßig gerudert oder gedampft und nach der Uhr in regelmäßigen Zeitabschnitten gepeilt wird, so genügt unter Umständen die Messung der ganzen Wasserspiegelbreite, indem dieselbe durch die Anzahl der Peilungen divi-

dirt und dadurch die Lage der einzelnen Peilstellen annähernd gefunden werden kann. Dieses Verfahren ist auch bei den Peilungen in Seen, Strommündungen und an der Meeresküste anwendbar, wenn der Endpunkt der gepeilten Linie in geeigneter Weise eingemessen wird. Jedoch könnten, wenn die Peilungslinien sehr lang sind, die Ergebnisse allzu ungenau werden, weshalb man in solchen Fällen wenigstens die Lage einzelner Zwischenpunkte genau feststellen sollte. Die Feststellung kann anstatt vom Lande auch vom Fahrzeuge aus geschehen und dies ist bei großen Entfernungen vom Ufer am zweckmäßigsten, weil sich dabei Irrthümer hinsichtlich der Zusammengehörigkeit von Peilungstiefen und Winkelgrößen am leichtesten vermeiden lassen. Während das Fahrzeug sich in der ausgebaakten Linie AB gleichmäßig fortbewegt, werden mit einem Sextanten die

Abb. 33.



Winkel APC gemessen, welche die Richtung von AB mit einem festen Punkte C bildet.

Für die Aufnahme von Längspeilungen in Flüssen sind die selbstschreibenden Peilapparate sehr geeignet, insbesondere derjenige von Stecher, welcher die gleichzeitige Darstellung von drei

Längenprofilen, die um je eine Schiffsbreite auseinander liegen, ermöglicht. Die Peilstange besteht bei diesem Apparat aus einem drehbaren eisernen Arm, dessen unteres nach einer Kreisevolvente gekrümmtes Ende auf dem Boden schleift und welcher oben um eine wagerechte Welle drehbar ist. Eine auf der Welle gelagerte Scheibe setzt ein Stahlband mit Schreibstift in Bewegung und indem dieser sich entsprechend dem Heben und Senken der Peilstange hin und her bewegt, zeichnet er die Wassertiefen im Maßstabe 1:50 auf einen durch ein Uhrwerk gleichmäßig fortbewegten Papierstreifen, während die Lage von Festpunkten, Kilometersteinen und sonstigen Profilstellen von einem Beobachter im Zeitpunkte des Vorbeifahrens durch einen Metallstift auf dem Papierstreifen bezeichnet wird.

Bei den Peilungen im Fluthgebiete muß bei jeder Peilung aufer der Peiltiefe und den zur Ortsbestimmung nöthigen Angaben auch die Beobachtungszeit notirt werden, damit man die Peilung auf gewöhnliches Niedrigwasser zurückführen kann. Durch vorübergehende Aufstellung von selbstschreibenden Pegeln (vergl. Art. 36)

läßt sich die Uebertragung sehr erleichtern, während sie zugleich an Genauigkeit gewinnt.

36. Wasserstandsbeobachtungen. Ueber die Bedeutung der Wasserstandsbeobachtungen und die bei der Einrichtung der Pegel zu beobachtenden Gesichtspunkte vergl. Art. 22. Die Art und Weise der Wasserstandsbeobachtungen, ihre Notirung und Prüfung wird durch amtliche Vorschriften für alle wichtigen Beobachtungsstellen geregelt. In allen Fällen muß die Höhe des Nullpunktes durch nahegelegene Festpunkte festgelegt sein und die unveränderte Höhenlage jährlich geprüft werden. Die Prüfung hat sich auch auf die richtige Eintheilung des Pegels zu erstrecken. Dies ist besonders wichtig bei denjenigen Pegeln, welche zur Vermeidung der Beschädigungen durch Eisgang auf den Deichen in geneigter Lage angebracht sind oder der örtlichen Verhältnisse wegen aus einzelnen voneinander getrennten Theilen bestehen.

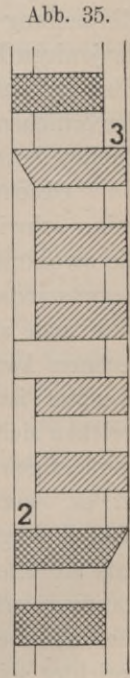
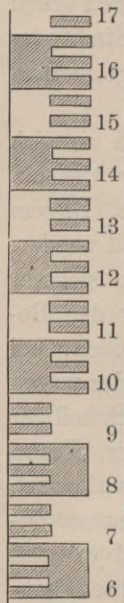
Obschon das Ablesen und Notiren der Wasserstände an sich keine schwierige Aufgabe ist, so kommt dabei doch sehr viel auf die zweckmäßige Einrichtung und Aufstellung des Pegels an. Diesem Gegenstande sollte stets eine große Aufmerksamkeit zu Theil werden, weil man auf fehlerfreie und sorgsame Notirungen um so sicherer rechnen kann, je leichter und bequemer die Ablesung für den Beobachter ist. Man sollte also solche Aufstellungen vermeiden, bei welchen sich der Wasserstand wegen zu weiter Entfernung oder wegen ungünstigen Schwinkels nicht genau ablesen läßt. Noch nachtheiliger ist es, wenn die Theilung der Pegellatte durch Schlamm, Kraut, Rost u. dergl. undeutlich wird und die Reinigung so umständlich ist, daß sie öfters unterbleibt. Um die Theilung dauernd in gutem Zustande zu erhalten, muß der Pegel bequem zugänglich, und wo sich dies nicht ermöglichen läßt, zum Abnehmen und Auswechseln eingerichtet sein. Am geeignetsten ist eine lösbare Befestigung auf gut fundamentirtem Mauerwerk, wobei es sehr zweckmäßig ist, eine scharfe und sichere Höhenmarke in solcher Nähe und Verbindung mit der Pegellatte zu haben, daß diese bequem geprüft und eingestellt werden kann. Eine unlösbare Verbindung des Pegels mit Mauerwerk oder Pfählen von mangelhafter Standsicherheit ist höchstens für vorübergehende Zwecke zulässig. Uebrigens verhält es sich mit den Pegellatten ähnlich wie mit den Instrumenten zur Höhenmessung. In unkundiger Hand leistet eine Setzwage oder Wasserwage oft bessere Dienste als ein vollkommenes Nivellirinstrument, welches vor jedesmaligem Gebrauch vorsichtig geprüft und eingestellt werden muß. So ist auch unter Umständen eine eingemauerte oder fest-

genagelte Pegellatte einer zum Auswechseln eingerichteten vorzuziehen, während diese als das vollkommene Werkzeug zur Wasserstandsbeobachtung anzusehen ist.

Von großer Wichtigkeit ist ferner eine solche Aufstellung des Pegels, bei welcher dieser gut und bequem einnivellirt und mit seinen Festpunkten verglichen werden kann. Am besten ist es, wenn sich das Nivellirinstrument so aufstellen läßt, daß man die Pegeltheilung unmittelbar, und ohne Aenderung des Standortes auch die auf den Festpunkt aufgesetzte Nivellirlatte ablesen kann. Ist ersteres

nicht zu erreichen, so muß sich die Nivellirlatte bequem und unmittelbar auf den Kopf der Pegellatte aufsetzen lassen, welche wichtige Rücksicht leider häufig unbeachtet gelassen wird. Die Kopffläche der Pegellatte sollte wagrecht abgehobelt sein und genau mit einem vollen Meter oder Zehntelmeter abschneiden. Das letztere ist deswegen wichtig, weil eine abgerundete Höhe der Kopffläche bisweilen nach oberflächlicher Prüfung vorausgesetzt wird und eine geringe Abweichung bei nivellitischen Anschlüssen leicht unbemerkt bleiben könnte.

Die übliche Eintheilung der Pegel ist nach Abb. 34 in Zehntelmeter mit Unterabtheilungen von 2 cm Höhe, wobei volle Centimeter abgelesen werden. An der See ist aber das Wasser fast niemals ganz ruhig und eine feine Ablesung nicht möglich, sodafs man die Unterabtheilungen fortlassen und sich auf die Eintheilung in Zehntelmeter



mit Abrundung der Ablesungen auf 5 cm beschränken kann. Diese Eintheilung ist insbesondere für die nur vorübergehend zu Peilungszwecken errichteten Pegel zu empfehlen und die Theilung auf einer Bohle durch aufgenagelte 10 cm hohe, abwechselnd schwarz und roth gestrichene Brettstückchen zu bewirken, wodurch die Ablesung sehr erleichtert wird. Außer den vorstehend beschriebenen einfachen Pegeln giebt es noch Schwimmerpegel von verschiedener Einrichtung und zwar finden dieselben besonders im Fluthgebiet Anwendung. In einem Brunnenschacht oder einem eisernen Rohr befindet sich ein Schwimmer mit einer leichten Stange, welche in einem Gehäuse lothrecht geführt wird und durch eine über eine Rolle geführte Kette

oder Schnur die Hebung und Senkung des Schwimmers auf den Zeiger eines Zifferblattes oder auf eine durch ein Uhrwerk bewegte Walze überträgt. Der Wasserstand ist an dem Zifferblatt abzulesen und dadurch weithin sichtbar zu machen. Fügt man noch zwei lose Zeiger hinzu, die von dem Schwimmerzeiger so weit zurückgeschoben werden als dieser sich bewegt, so läßt sich der nächst vorhergegangene höchste und niedrigste Wasserstand noch später erkennen. Durch Hinzufügung eines Uhrwerks mit Walze erhält man selbstschreibende Pegel, wobei es sich empfiehlt, außer der durch den Schwimmerstift aufgezeichneten Fluthcurve noch durch zwei feste Stifte gerade Linien auf das Papier aufzeichnen zu lassen, um die Fehler zu vermeiden, welche durch unrichtige Anbringung des Papiers auf der Walze entstehen können. Der vollständigste Apparat dieser Art ist der selbstthätige Universalpegel von Seibt-Fuefs. Wichtig für den guten Gang aller Schwimmerpegel ist eine geschützte Lage des Schwimmerschachtes, welcher nur durch eine kleine Oeffnung mit dem Aufsenwasser in Verbindung stehen darf, damit der äußere Wellenschlag sich nicht auf das Innere des Schachtes überträgt.

Zur Wasserstandsbeobachtung dienen ferner die Merkpfähle, welche vorzugsweise bei Stauanlagen vorkommen. Ihr Zweck ist jedoch von demjenigen der Pegel verschieden, indem sie nicht zur Beobachtung des Steigens und Fallens des Wasserspiegels im allgemeinen bestimmt sind, sondern lediglich zur Beobachtung gewisser Wasserstandshöhen, welche eine besondere wirthschaftliche oder rechtliche Bedeutung haben. Bei Stauanlagen wird die festgesetzte Stauhöhe, welche der Stauberechtigte nicht willkürlich überschreiten darf, durch einen Merkpfahl bezeichnet, um den oberhalb angrenzenden Grundbesitzern und sonstigen an der Vorfluth Betheiligten die Wahrnehmung ihrer Interessen gegenüber dem Stauberechtigten zu erleichtern. Der Merkpfahl besteht in der Regel aus einem in dem Oberwasser eingerammten Pfahl, welcher in Gegenwart von Behörden und Zeugen gesetzt, und worüber eine Urkunde ausgefertigt wird. Der Kopf des Merkpfahles wird gewöhnlich mit einer kupfernen Haube versehen, deren Oberfläche genau mit der festgesetzten Stauhöhe übereinstimmt; seine Höhenlage gegen den Fachbaum und sonstige Festpunkte wird durch Höhenmessung festgestellt.

Der Merkpfahl sollte nicht unmittelbar vor dem Stauwerke stehen, weil hier je nach dem Wasserdurchflusse ein sehr verschiedenes Gefälle stattfindet, zumal wenn das Oberwasser von geringer Breite und versandet ist. Die Stauberechtigten pflegen dagegen stets darauf bedacht zu sein, daß eine solche Lage gewählt werde, weil

alsdann aus dem obigen Grunde die Merkpfaahlhöhe leichter eingehalten und bei stattgehabter Ueberschreitung schneller wieder erreicht, also die Ueberschreitung nicht so leicht bemerkt und nachgewiesen werden kann.

Häufig ist für die Sommermonate die Einhaltung eines niedrigeren Stauzieles als in den Wintermonaten vorgeschrieben: Sommer- und Winterstau. Ferner kann dem Stauberechtigten die Verpflichtung auferlegt werden, zur Erhaltung der Schiffbarkeit eines Gewässers oder während der Bewässerung von Ländereien das Oberwasser nicht unter eine bestimmte Höhe sinken zu lassen: Mindeststau. Alle diese Wasserstände müssen an dem Merkpfaahl durch augenfällige Marken deutlich erkennbar sein oder durch verschiedene Merkpfähle bezeichnet werden.

Auch bei der Anlage von Schiffahrtskanälen kann der Fall eintreten, daß im Interesse der Landescultur bestimmte höchste oder niedrigste Wasserstände eingehalten werden sollen. Obwohl es in diesem Falle nicht an amtlich beobachteten und überwachten Pegeln fehlen dürfte, empfiehlt es sich nichtsdestoweniger, noch besondere Merkpfähle für den fraglichen Zweck zu errichten und dieselben unter die Obhut der Interessenten zu stellen, damit diese in den Stand gesetzt werden, ihr Interesse selber und unabhängig von der Schiffahrtsbehörde im Auge zu behalten.

Für besonders wichtige Zwecke ist die Errichtung einer massiven und seiner Bedeutung angemessen ausgestatteten Wasserstandsmarke an Stelle eines einfachen Merkpfaales angezeigt und es läßt sich diese Marke noch mit einer Pegeltheilung zur Ablesung der abweichenden Wasserstände verbinden.

37. Geschwindigkeitsmessungen. Nur durch Beobachtung der Geschwindigkeit, mit welcher sich das Wasser in den Flußbetten bewegt, können wir die Gesetze erkennen, nach welchen sich diese Bewegung regelt und das fließende Wasser seine Wirkungen äußert. Von den vielen Instrumenten zur Messung der Geschwindigkeit haben sich im Grunde nur zwei Arten bewährt, nämlich die Schwimmer und der zuerst von Woltman erfundene, später wiederholt verbesserte hydrometrische Flügel.

Die einfachsten Apparate sind die Schwimmer, welche man frei im Strome treiben läßt. Während große im Wasser schwimmende Körper diesem voreilen, weil sie die erlangte Geschwindigkeit nicht in sich zerstören, wie es das Wasser infolge der Wirbel und inneren Bewegungen thut, bewegen sich kleine Körper sehr nahe mit derselben Geschwindigkeit wie das sie umgebende Wasser. Allerdings

haben sie die Neigung, sich nicht parallel zur Achse des Stromes zu bewegen, sondern nach und nach gegen die Linie der Hauptströmung oder nach dem Stromstriche hinzutreiben. Man kann daher in aller Schärfe nur in diesem eine Messung der erwähnten Art anstellen. In geraden und regelmässigen Strecken ist jedoch die Ablenkung nur unbedeutend, und da man sich gewöhnlich auf die Beobachtung einer kurzen Strecke beschränkt, so ist es immer noch möglich, mit den Schwimmern die Geschwindigkeit in verschiedenen Theilen des Flußbettes zu finden.

Die besten Oberflächenschwimmer sind Schwimmkugeln, d. h. Kugeln von 15 bis 30 cm Durchmesser aus Messing oder Kupferblech, welche einen kurzen Hals haben und derartig mit Wasser angefüllt werden, daß sie nur wenig aus dem Wasser hervorragen. Damit die Kugel deutlich sichtbar ist, erhält sie einen passenden, etwa rothen Anstrich und man versieht sie wohl außerdem noch mit einem Fähnchen. In einer geraden Strecke werden zwei Querprofile in solchem Abstände von einander abgesteckt, daß der Schwimmer 2 bis 3 Minuten gebraucht, um aus einer Linie in die andere zu gelangen. Alsdann bringt man den Schwimmer 20 bis 40 m oberhalb des ersten Querprofils ins Wasser und beobachtet in beiden Querschnitten den Durchgang, worauf der Schwimmer aufgefangen und von neuem benutzt wird. Statt der Kugeln sind auch Holzstücke, Flaschen, Tönnchen u. dergl. anwendbar. Will man die Geschwindigkeit in einer bestimmten Tiefe unter dem Wasserspiegel messen, so versieht man die oben erwähnte Kugel mit einer Oese, beschwert sie so, daß sie ganz untertaucht und hängt sie mit einem Faden von entsprechender Länge an einen viel kleineren zweiten Schwimmer. Der letztere schwimmt auf der Oberfläche und dient zur Beobachtung, während seine Geschwindigkeit durch diejenige des großen unteren Tiefenschwimmers bedingt wird. Bei den Messungen am Mississippi wurde als unterer Schwimmer eine kleine Tonne, als oberer eine Korkscheibe benutzt. Der Stabschwimmer, auch Cabeoscher oder hydrometrischer Stab genannt, wird angewandt, um die mittlere Geschwindigkeit in einer Lothrechten vom Wasserspiegel bis zur Sohle zu messen. Er besteht aus einem cylindrischen Stabe aus Blech oder trockenem Holz. Man belastet ihn so stark, daß er bis nahe an die Sohle eintaucht, ohne jedoch diese während des Versuchs irgendwie zu berühren. In stehendem Wasser schwimmt der in seinem unteren Theile beschwerte Stab lothrecht, in fließendem Wasser ist sein oberes Ende nach vorne, d. i. stromabwärts geneigt, weil das Wasser ihn an der Oberfläche stärker fortstößt als

in der Nähe des Bodens, wo die Geschwindigkeit kleiner ist. Sollte der Stab während des Versuchs irgendwo den Boden berühren, so giebt sich dies dadurch zu erkennen, daß er sich plötzlich viel stärker überneigt.

Bei allen Schwimmermessungen ist es nöthig, den Weg zu kennen, welchen der Schwimmer zurücklegt, während er von einem Profile zum anderen gelangt. Zu diesem Zwecke kann man die Durchgangspunkte in den Profillinien durch Winkelmessung vom Ufer aus in ähnlicher Weise wie bei den Peilungen bestimmen. Am passendsten dürfte es sein, etwa in der Mitte zwischen beiden Profilen die Winkel zu nehmen, sobald der Durchgang durch eine und die andere Linie signalisirt wird.

Zur Zeit hoher Anschwellungen sind die üblichen Schwimmermessungen außerordentlich schwierig und oft ganz unausführbar. Dagegen läßt sich noch eine ziemlich sichere Messung von einer Brücke aus anstellen, indem man ein Log in den Strom wirft und die Geschwindigkeit der auslaufenden Leine wie auf Seeschiffen beobachtet. Das Log besteht aus einem hölzernen Brettchen in Form eines gleichseitigen Dreiecks von etwa 25 cm Seitenlänge, welches an 3 Fäden die sich in kurzer Entfernung vereinigen, gehalten wird. Die Leine ist in regelmäßigen Abständen mit Knoten versehen und man läßt sie bei der Messung, sobald das Log ausgeworfen und alles gehörig vorbereitet ist, eine halbe oder ganze Minute lang durch die Hand gleiten. Um das Zurückziehen des Logs zu erleichtern, werden nur zwei Ecken des Brettchens mit der Leine fest verknüpft, während der dritte Faden nur in einen Spalt eingeklemmt ist und sich löst, sobald die Leine plötzlich scharf angezogen wird. Das Log schwimmt dann flach auf dem Wasser und läßt sich leicht einholen.

Für genaue Geschwindigkeitsmessungen reichen die Schwimmer nicht aus und es wird gegenwärtig der hydrometrische Flügel fast allgemein angewandt. Der Woltmansche Flügel gleicht einer kleinen Windmühle. An einer Achse, welche beim Gebrauch in die Richtung der Strömung gestellt wird, befinden sich zwei oder vier Flügel, deren Flächen unter genau gleichen Winkeln gegen die Drehungsebene geneigt sind. Die Achse ist ferner mit einer Schraube ohne Ende versehen und greift in ein gezahntes Rad ein, sobald dasselbe durch Anziehen einer Schnur entsprechend gehoben wird. Eine Feder dient zur Sicherung der Lösung dieses Eingriffs beim Nachlassen der Schnur, worauf das Rad durch einen festen Zahn unverrückbar in seiner Stellung erhalten wird. Bei jeder Umdrehung der Flügelwelle kommt das Rad um einen Zahn weiter und man ist somit imstande,

die in der Zeit zwischen dem Anziehen und Nachlassen der Schnur gemachten Umdrehungen der Flügelwelle abzulesen, während die früheren und späteren Umdrehungen ungezählt bleiben. Ein gut construirter Flügel der beschriebenen Art bewegt sich fast reibungslos und dementsprechend ist der Werth jeder Umdrehung gleich derjenigen Höhe des Schraubenganges, welche dem Abstände des Mittelpunktes einer Flügelfläche von der Drehungsachse entspricht. Wenn man jedoch, um die Beobachtungen auf längere Zeit ausdehnen zu können, noch ein zweites Rad hinzufügt, welches die Umdrehungen des ersten zählt, so wird die Reibung bedeutend vermehrt, und der Flügel macht alsdann bei schneller Bewegung durch denselben Weg mehr Umdrehungen, als wenn man ihn nur langsam fortzieht.

Der hydrometrische Flügel ist seitdem noch mehr vervollkommenet und mit Einrichtungen verbunden worden, welche eine sichere Aufstellung in großer Tiefe und in starker Strömung, ferner das Zählen der Umdrehungen ohne Hochziehen des Flügels und sogar ihre ununterbrochene Aufzeichnung gestatten. Der Harlachersche Flügel wird an einem eisernen Rohr, welches unten in die Flußsohle eingestossen und oben durch einen Prahm gehalten wird, mit Aufhängeseil und Trommel auf- und abbewegt; die Aufstellungstiefe kann an der letzteren abgelesen werden. Ein Längsschlitz in dem Rohre dient dazu, den Flügel, welcher nicht um das Rohr drehbar ist, stets senkrecht zu der Ebene des Querprofils zu halten. Der Flügel hat zwei Schaufeln, die genau nach einer Schraubenfläche geformt sind. Jede Umdrehung läßt sich elektrisch durch einen Chronographen auf einem gleichmäßig bewegten Papierstreifen markiren, sodafs man daraus die Zeitdauer jeder einzelnen halben oder ganzen Umdrehung erkennen kann. Statt des Chronographen kann auch ein Tourenzähler in den elektrischen Stromkreis eingeschaltet werden, ferner ein Glockenapparat, der nach je n Umdrehungen ein Glockenzeichen giebt.

Um die Geschwindigkeit des Wassers aus der Schnelligkeit der Umdrehungen des Flügels zu finden, muß man letzteren in stehendem Wasser erproben. Dies geschieht dadurch, daß man den Flügel mit verschiedenen Geschwindigkeiten durch eine Versuchsstrecke zieht, wobei er sich genau ebenso verhält, als wenn er einer strömenden Wassermasse von gleicher Geschwindigkeit entgegengehalten wird. Aus den Geschwindigkeiten der Versuche und der jedesmaligen minutlichen Umdrehungszahl n ermittelt man für jeden Flügel die Beziehung zwischen v und n und alsdann kann man daraus rückwärts die einer beobachteten Umdrehungsgeschwindigkeit n entsprechende Wassergeschwindigkeit v entnehmen. Der Formelausdruck

für die Beziehung zwischen v und n ist an und für sich völlig gleichgültig, wenn nur die Formel mit den Versuchen gut übereinstimmt.

Bei den Versuchen wird der Flügel entweder an der Spitze eines Bootes angebracht oder an einem Wagen befestigt, der auf Schienen am Ufer entlang oder über dem Wasser läuft. Das Fortziehen des Apparates durch die Versuchsstrecke erfordert keine besonderen Vorkehrungen, da es auf eine mathematisch gleichmäßige Geschwindigkeit nicht ankommt.

Zur Ausführung der Messungen bedient man sich gewöhnlich zweier Fahrzeuge, die im lichten Abstände von etwa 2,5 m gekuppelt und an der Messungsstelle gut verankert werden; der Flügel wird an einem stromaufwärts etwas vorgebauten Gerüst befestigt. In dem zu messenden Querprofil werden die Messungsvverticalen entweder durch eine quergespannte Peilleine oder vom Ufer aus durch Richtungsbaaken bestimmt. Gewöhnlich beobachtet man nicht mehr als 10 Verticalen in einem Profil, weil sich eine gröfsere Zahl nicht an einem Tage bewältigen läfst. Es empfiehlt sich, jede Verticale in 0,15 m Tiefe unter dem Wasserspiegel und über der Sohle, dazwischen in Tiefenabständen von 0,30 bis 0,50 m zu beobachten und zwar an jeder Stelle zwei- bis dreimal; die Dauer jeder Beobachtung wird = 100 bis 200 Secunden gewählt.

38. Ermittlung der Wassermengen. Wenn die Geschwindigkeiten des Wassers an zahlreichen Stellen eines Querprofils gemessen sind, so erhält man die durch das Profil fliefsende Wassermenge am einfachsten und genauesten dadurch, dafs die Messungsstellen in das Profil eingetragen, und dieses den ersteren entsprechend so zerlegt wird, dafs die Messungsstellen ungefähr in die Mitte der Theilflächen fallen. Dann ist

$$Q = \Sigma(vf)$$

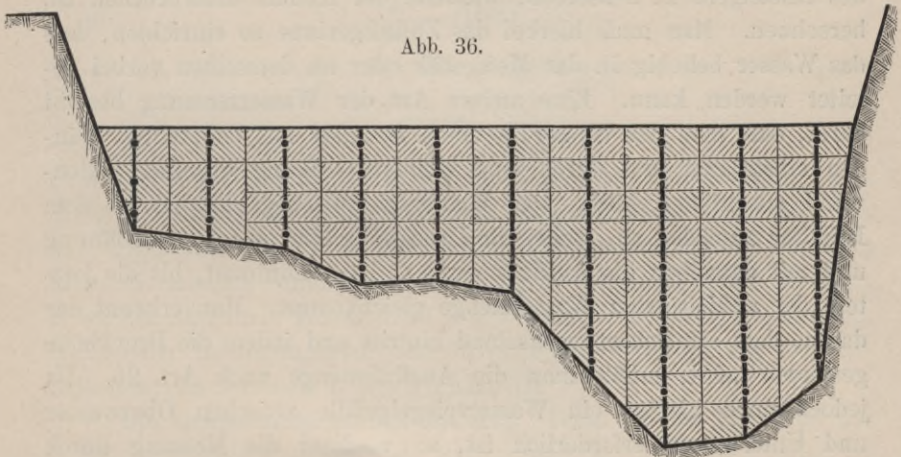
und die mittlere Geschwindigkeit

$$(58) \quad \dots \dots \dots v = \frac{Q}{F} = \frac{\Sigma(vf)}{\Sigma(f)}$$

Es genügt aber auch, wenn das Querprofil nur der Breite nach in einzelne Streifen zerlegt wird. Die Zerlegung ist alsdann am einfachsten so vorzunehmen, dafs die Messungsvverticalen die Mittellinien der Streifen sind. Bezeichnet b die Breite eines Streifens, t die Tiefe seiner Mittellinie und v_m die mittlere Geschwindigkeit der Verticalen, so ist

$$(59) \quad \dots \dots \dots \begin{aligned} Q &= \Sigma(v_m \cdot b \cdot t) \text{ und} \\ v &= \frac{\Sigma(v_m \cdot b \cdot t)}{\Sigma(b \cdot t)}. \end{aligned}$$

Bei der Anwendung dieser Formeln hat man häufig den Mittelwerth v_m der Verticalen recht umständlich und künstlich berechnet, indem als Verticalgeschwindigkeitscurve eine geometrische Figur, etwa eine Parabel mit lothrechter oder wagrechter Achse zu Grunde gelegt und den Beobachtungen angepaßt, die mittlere Geschwindigkeit sodann nicht nach den wirklichen Beobachtungen, sondern nach jener berechneten Figur berechnet wurde. Ein solches Verfahren ist nicht bloß sehr mühsam, sondern noch dazu ganz ungerechtfertigt, indem dadurch neben den Beobachtungsfehlern noch neue Fehlerquellen in die Berechnung der Wassermenge künstlich hineingebracht werden. Es ist daher nicht bloß einfacher, sondern auch besser und richtiger, die mittlere Verticalgeschwindigkeit unmittel-



bar nach den Beobachtungen und ohne Construction einer Verticalgeschwindigkeitscurve zu ermitteln, sofern man nicht vorzieht, sie ganz außer Betracht zu lassen und die Wassermenge lediglich nach Formel 58, also auf Grund aller Einzelgeschwindigkeiten zu berechnen. Dieses letztere Verfahren ist überall anwendbar, wo die Geschwindigkeiten in den verschiedenen Profiltheilen gemessen werden können. In allen übrigen Fällen darf man aber eine große Genauigkeit überhaupt nicht erwarten, und es darf nicht außer Acht gelassen werden, daß die Beziehungen zwischen Oberflächengeschwindigkeit und mittlerer Geschwindigkeit einer Verticalen sowie zwischen der größten Oberflächengeschwindigkeit und der mittleren Profilvergeschwindigkeit sehr unsicher sind. Einige Durchschnittswerthe sind in Art. 23 angegeben. Jedenfalls sind bei der Anwendung solcher Beziehungen die verschiedenen Theile eines zusammengesetzten Querprofils zu trennen und für sich zu behandeln.

Mit den Geschwindigkeitsmessungen in einem Querschnitt ist selbstverständlich jedesmal eine genaue Profilaufnahme zu verbinden und es sind dazu möglichst regelmässige Flusstrecken auszuwählen. Sollten aber einzelne Profiltheile infolge unregelmässiger Beschaffenheit der Strecke (z. B. die zwischen Buhnen oder Grundschwellen gelegenen Flächen) nicht regelmässig durchströmt werden, so sind dieselben ebenfalls auszusondern und gesondert zu behandeln.

In kleinen Wasserläufen kann die Wassermenge am genauesten dadurch berechnet werden, dass man das Wasser anstaut oder ableitet und über einen Ueberfall fließen lässt. Ist die Wassermenge sehr klein, so lässt sich das Wasser auch in Gefässen oder Becken ansammeln und die Grösse des Zuflusses aus der Geschwindigkeit des Ansteigens in denselben, während der Abfluss unterbrochen ist, berechnen. Man muss hierbei das Zuflussgerinne so einrichten, dass das Wasser beliebig in das Messgefäss oder an demselben vorbei geleitet werden kann. Eine andere Art der Wassermessung besteht darin, dass man das Wasser in einen Behälter mit lothrechten Wänden einströmen und durch eine kleinere Oeffnung in einer Seitenwand ausströmen lässt. Der Wasserspiegel steigt hierbei in dem Behälter zunächst an, wobei die Druckhöhe über der Ausflussöffnung und mit derselben die Ausflussmenge so lange zunimmt, bis die letztere der zufließenden Wassermenge gleichkommt. Man erkennt das daran, dass ein Beharrungszustand eintritt und indem die Druckhöhe gemessen wird, erhält man die Ausflussmenge nach Art. 26. Da jedoch auch hierbei ein Wasserspiegelgefälle zwischen Oberwasser und Unterwasser erforderlich ist, so verdient die Messung durch kleine Ueberfälle, die etwa in einer eingesetzten Blechtafel ausgeschnitten werden, den Vorzug. Solche Messungen sind besonders bei der Wasserlieferung und Vertheilung für Bewässerungsanlagen von Wichtigkeit (vgl. Art. 64).

Sechster Abschnitt.

Wasserlaufbetten.

39. Form und Abmessung der Gerinne. Als Grundlage dient die Formel

$$(60) \dots \dots \dots \frac{Q}{F} = c \sqrt{RJ}.$$

Wenn die Wassermenge und das Gefälle gegeben ist, so ist auch

$$cF\sqrt{R} = \frac{Q}{\sqrt{J}}$$

eine gegebene Gröfse und es kommt darauf an, für die Form und die Abmessungen des Querprofils eine passende Wahl zu treffen. In der Regel wird es vortheilhaft sein, den Querschnitt F möglichst klein zu machen, und dann muß $c\sqrt{R}$ möglichst groß werden; c wächst aber mit R , also ist unter verschiedenen Querschnitten, welche der Bedingungsgleichung 60 genügen, derjenige am vortheilhaftesten, für welchen R am größten ist.

Die Querschnittsform sei beliebig. Dann ist der Halbkreis am günstigsten. Für denselben ist $F = r^2 \frac{\pi}{2}$ und $p = r\pi$, also $R = \frac{r}{2}$ und demnach

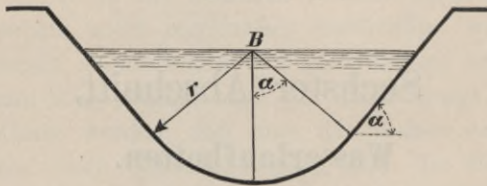
$$(61) \dots \dots \frac{Q}{\sqrt{J}} = \frac{r^2 \pi}{2} \cdot c \sqrt{\frac{r}{2}} = 1,11 \cdot c \cdot r^2 \sqrt{r}.$$

Den Halbmesser r findet man hieraus am einfachsten durch Probiren, denn eine directe Berechnung von r ist deshalb umständlich, weil der Geschwindigkeitscoefficient c eine von $R = \frac{r}{2}$ abhängige Gröfse ist. Aehnliche Proberechnungen sind auch in allen anderen Fällen erforderlich und man kommt dabei leichter zum Ziel, als wenn man die Querschnittsgrößen unmittelbar analytisch unter Einführung eines Formelwerthes für c berechnen wollte.

Die Halbkreisform ist für offene Gerinne nur selten anwendbar, weil sie schwieriger herzustellen ist als ein Profil mit ebenen Wänden, und dann auch deshalb, weil sie sich den Veränderungen in der

abzuführenden Wassermenge weniger gut anpassen läßt. Allgemeiner anwendbar ist daher die in Abb. 37 dargestellte Profilform, wo sich an einen unteren Kreisbogen von Halbmesser r und dem halben

Abb. 37.



Centriwinkel α Tangenten anschließen. Als normale Füllhöhe soll diejenige angesehen werden, bei welcher der Mittelpunkt des Kreisbogens im Wasserspiegel liegt. Alsdann ist

$$(62) \quad \dots \dots \dots \begin{cases} F = r^2 (\alpha + \text{ctg } \alpha), \\ p = 2 r (\alpha + \text{ctg } \alpha) \end{cases}$$

und $R = \frac{r}{2}$, mithin ebenso groß, wie bei einem Halbkreisprofil.

Nachstehend sind die Werthe von $\frac{F}{r^2}$ und von $\frac{B}{r}$ für einige Werthe von $\text{ctg } \alpha$ angegeben.

$\text{ctg } \alpha =$	3	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5
$\alpha + \text{ctg } \alpha = \frac{F}{r^2} =$	3,32	2,88	2,46	2,09	1,79	1,61
$2 \sqrt{1 + \text{ctg}^2 \alpha} = \frac{B}{r} =$	6,32	5,38	4,47	3,60	2,82	2,24

Wird die Füllhöhe des Profils um Δx größer als die normale, so wächst der Querschnitt um

$$\Delta F = B \Delta x$$

und der benetzte Umfang um

$$\Delta p = 2 \sqrt{1 + \text{ctg}^2 \alpha} \cdot \Delta x = \frac{B}{r} \Delta x.$$

Beispiel. Ein Gerinne soll 1,5 cbm in der Secunde abführen bei dem Gefälle $J = 0,002$ und Böschungen von $1\frac{1}{2}$ facher Anlage.

Es ist

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \frac{1,5}{\sqrt{0,002}} = 33,6$$

und wegen $\text{ctg } \alpha = 1,5$ ist $F = 2,09 r^2$, ferner $R = \frac{r}{2}$. Dies giebt die Bedingungs-
gleichung

$$2,09 \cdot r^2 \sqrt{\frac{r}{2}} \cdot c = 33,6$$

oder

$$r = \sqrt[5]{\left(\frac{22,8}{c}\right)^2},$$

wobei c dem Profilradius $\frac{r}{2}$ zu entsprechen hat und gemäss der Coefficiententafel in Artikel 28 zu wählen ist. Der Rauigkeitsgrad n der Formel von Ganguillet und Kutter sei = 0,030 anzunehmen, dann erkennt man leicht, dass r etwas kleiner als 1 m sein muss. Ein passender Werth für c ist also $c = 28$ und dies giebt $r = 0,92$ m. Der Coefficient c bedarf keiner Berichtigung, das Profil erhält daher eine Füllhöhe = 0,92 m und eine Wasserspiegelbreite $B = 3,60 \cdot 0,92 = 3,31$ m. Der Querschnitt ist $F = 2,09 \cdot 0,92^2 = 1,76$ qm und die Geschwindigkeit

$$v = 28 \sqrt{\frac{0,92}{2}} \cdot 0,002 = 0,85 \text{ m,}$$

was mit $\frac{Q}{F} = \frac{1,50}{1,76}$ übereinstimmt.

Nehmen wir aber an, das Gerinne bestände aus Bruchsteinmauerwerk und entspräche der Klasse 3 der Bazinschen Formel, so zeigt die betreffende Coefficiententafel in Artikel 28, dass c mindestens = 40 anzunehmen ist. Der erste Näherungswerth ist also

$$r = \sqrt[5]{\left(\frac{22,8}{40}\right)^2} = 0,80 \text{ m}$$

und für $R = \frac{0,80}{2}$ ist das zugehörige $c = 50$. Daher ist genauer

$$r = \sqrt[5]{\left(\frac{22,8}{50}\right)^2} = 0,73 \text{ m}$$

und man erhält weiter

$$B = 3,60 \cdot 0,73 = 2,63 \text{ m}$$

und

$$v = 50 \sqrt{\frac{0,73}{2}} \cdot 0,002 = \text{rd. } 1,35 \text{ m.}$$

Wenn in diesem Profil das Wasser um 0,05 m über die normale Füllhöhe von 0,73 m ansteigt, so findet man die abfließende Wassermenge wie folgt:

$$F = 2,09 \cdot 0,73^2 + 2,63 \cdot 0,05 = 1,24 \text{ qm,}$$

$$p = 2,09 \cdot 2 \cdot 0,73 + 3,60 \cdot 0,05 = 3,23 \text{ m,}$$

$$R = \frac{1,24}{3,23} = 0,384 \text{ m; } c = 50,$$

$$v = 50 \sqrt{0,384} \cdot 0,002 = 1,38 \text{ m,}$$

$$Q = 1,24 \cdot 1,38 = 1,71 \text{ cbm.}$$

In ähnlicher Weise lassen sich andere Querschnittsformen berechnen. Für ein kreisförmiges Profil ergibt sich, dass die Geschwindigkeit bei halber und ganzer Füllung gleich groß ausfällt, dass sie aber bei der Füllhöhe = 0,83 des Durchmessers am grössten wird. Auch die abfließende Wassermenge ist nicht bei ganzer

Füllung am größten, sondern bei einer Füllhöhe von etwa $\frac{9}{10}$ des Durchmessers.

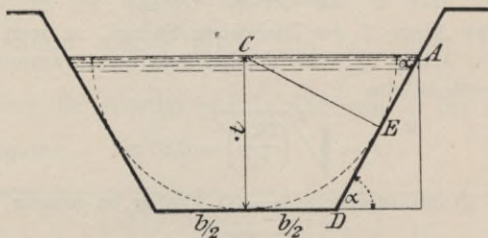
Offene Gräben erhalten in der Regel einen trapezförmigen Querschnitt. Bezeichnet man mit b die Sohlbreite desselben, die Wassertiefe mit t , und den Böschungswinkel wie in dem früheren Falle mit α , so ist (vergl. Abb. 38)

$$(63) \quad \dots \quad \begin{cases} F = bt + t^2 \operatorname{ctg} \alpha, \\ p = b + 2t \cdot \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha}. \end{cases}$$

Für einen gegebenen Böschungswinkel α ist derjenige Querschnitt am günstigsten, für welchen bei unverändertem p die Profilfläche F am größten wird. Setzt man also gleichzeitig $dF=0$ und $dp=0$, so erhält man die gesuchte Beziehung zwischen b und t , nämlich

$$b = 2t \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} - 2t \operatorname{ctg} \alpha$$

Abb. 38.



und wenn dies in die Formeln für F und p eingesetzt wird, so folgt

$$(64) \quad \dots \quad \begin{cases} F = t^2 \{ 2 \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} - \operatorname{ctg} \alpha \} \\ p = 2t \{ 2 \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} - \operatorname{ctg} \alpha \}. \end{cases}$$

Wir erhalten daher für die günstigste Profilform auch in diesem Falle wieder $R = \frac{t}{2}$ = der halben Füllhöhe unabhängig von dem Böschungswinkel α und das günstigste Querprofil hat die Eigenschaft, daß es einem Halbkreise, dessen Mittelpunkt im Wasserspiegel liegt, umschrieben ist. Das letztere ergibt sich daraus, daß die Senkrechte CE von C auf AD gleich $CA \cdot \sin \alpha$ und

$$CA = \frac{b}{2} + t \operatorname{ctg} \alpha = t \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha}$$

ist, woraus $CE = t$ folgt, was zu beweisen war. Die Wasserspiegelbreite des Profils ist $= 2CA$ oder

$$B = 2t \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} = \text{der doppelten Böschungslänge } AD.$$

Wenn der Böschungswinkel α beliebig gewählt werden kann, so findet man den vorteilhaftesten Werth dadurch, daß die Formel 64

für F nach α differentiirt und die Ableitung = 0 gesetzt wird. Man erhält $1 - 2 \cos \alpha = 0$ und daher $\alpha = 60^\circ$. Nachstehend sind einige Angaben über die vortheilhaftesten Trapezprofile für verschiedene Böschungswinkel zur Erleichterung der Berechnungen zusammengestellt.

Günstigste trapezförmige Querprofile.

Böschung = $\text{ctg } \alpha =$	3,0	2,5	2,0	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
$2 \sqrt{1 + \text{ctg}^2 \alpha} = \frac{B}{t} =$	6,32	5,38	4,47	4,03	3,60	3,20	2,82	2,50	2,24
$2 \sqrt{1 + \text{ctg}^2 \alpha} - \text{ctg } \alpha = \frac{F}{t^2} =$	3,32	2,88	2,47	2,28	2,10	1,95	1,82	1,75	1,74
$2 \sqrt{1 + \text{ctg}^2 \alpha} - 2 \text{ctg } \alpha = \frac{b}{t} =$	0,32	0,38	0,47	0,53	0,60	0,70	0,82	1,00	1,24

$$\text{Ferner ist } R = \frac{t}{2}, \quad \frac{p}{t} = \frac{2F}{t^2} \text{ und } p = B + b.$$

Die günstigsten trapezförmigen Profile mit wagerechter Sohle stimmen hinsichtlich der Wasserspiegelbreite genau überein (gleiche Füllhöhe vorausgesetzt) mit denjenigen, welche eine nach Abb. 37 geformte Sohle haben, und sie weichen auch in den Profilflächen nur wenig von den letzteren ab.

Die Gräben und sonstigen Wasserleitungen haben oft eine so bedeutende Länge, daß ihre zweckmäßige Profilgestaltung sehr wichtig ist und sorgfältige Bearbeitung erfordert. Das günstigste Profil läßt sich jedoch nicht immer anwenden, weil nicht immer dasjenige Profil, welches die kleinste Querschnittsgröße erfordert, das zweckmäßigste ist, sondern häufig noch andere Umstände berücksichtigt werden müssen. Hierbei kommt in erster Linie die Veränderlichkeit der Wassermengen in Betracht. Das Querprofil muß stets die größtmöglichen Wassermengen unschädlich abzuführen imstande sein. Je kleiner nun die Wasserspiegelbreite ist, desto größer ist der Wasserstandswechsel, welchen in engen Grenzen zu halten häufig sehr wichtig ist. Ferner wächst die Geschwindigkeit mit der Wassertiefe, und wenn sie eine der Beschaffenheit der Gerinnwandungen angemessene Größe überschreitet, so werden diese angegriffen und erfordern höhere Unterhaltungskosten. Bei Gerinnen im Auftrage ist eine große Tiefe auch wegen der schwierigeren Dichtung und der Sicherung der Wände gegen den inneren Wasserdruck zu vermeiden.

Die zweckmässigsten mittleren Geschwindigkeiten für Erdgräben liegen zwischen 0,4 und 0,8 m, wobei die gewöhnlich vorkommenden Bodenarten noch nicht angegriffen, der Ablagerung von Schlamm und der Bildung von Wasserpflanzen aber entgegengewirkt wird. Gerinne mit befestigten Wandungen vertragen eine grössere Wassergeschwindigkeit, wenn diese jedoch über 2,5 bis 3 m anwächst, so werden auch gemauerte Wände stark angegriffen und insbesondere durch den vom Wasser mitgeführten Sand, den man deshalb thunlichst von der Leitung zurückzuhalten suchen mufs, abgeschliffen. Grössere Geschwindigkeiten als etwa 3 m wird man folglich nicht eintreten lassen und wenn das Gefälle zu stark ist, so bricht man es in Cascaden oder vereinigt es in einzelnen besonders widerstandsfähigen Strecken. Auch zu geringe Geschwindigkeiten und Füllhöhen sind nachtheilig; sie können dadurch vermieden werden, dafs man der Sohle eine nach unten gekrümmte Form giebt oder das Niedrigwasser in einer vertieften Rinne zusammenhält.

Wenn die Wasserspiegelbreite B im Verhältnifs zur Wassertiefe t sehr grofs ist, so kann man $F=Bt$ und $R=t$ setzen, wodurch die Proberechnungen vereinfacht werden.

$$R = \frac{F}{P} = \frac{Bt}{B}$$

Die anzuwendenden Gleichungen lauten dann

$$v = c \sqrt{tJ} \text{ und} \\ (65) \dots \dots \dots Q = B \sqrt{J} \cdot ct^{3/2}.$$

Um eine gegebene Wassermenge Q bei gegebenem Gefälle J abzuführen, kann man Querprofile von sehr verschiedener Breite und Tiefe wählen. Es sei beispielsweise $Q=3,0$ cbm und $J=0,00024$. Alsdann ist für eine beliebige Tiefe t die Breite

$$B = \frac{3,0}{\sqrt{0,00024}} \cdot \frac{1}{c \cdot t^{3/2}} = \frac{193}{c \cdot t^{3/2}}.$$

Querprofile für $Q=3,0$ cbm, $J=0,00024$ und $n=0,025$.

Wassertiefe t	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	m
Geschwindigkeit v . .	0,180	0,246	0,313	0,372	0,420	0,480	0,527	m
Profilfläche F	16,65	12,20	9,60	8,05	7,15	6,25	5,70	qm
Wasserspiegelbreite B	83,0	40,7	24,0	16,1	11,9	9,0	7,1	m

Will man unter verschiedenen Profilen eine Auswahl treffen, so berechnet man am einfachsten für verschiedene Versuchswerte von t zunächst die Geschwindigkeit v , dann $F = \frac{Q}{v}$ und $B = \frac{F}{t}$. Vorstehend sind für obiges Beispiel einige Geschwindigkeiten und Querschnittsgrößen zusammengestellt, um zu zeigen, wie verschieden diese Größen je nach der Wassertiefe ausfallen.

Den Böschungen giebt man in Torfboden häufig nur eine $\frac{1}{2}$ fache Anlage ($\text{ctg } \alpha = 0,5$), für Thonboden ist $\text{ctg } \alpha$ nicht unter 1, besser = 1,5, in Sandboden nicht unter 2 bis 3 anzunehmen.

40. Wassermenge und Wasserstand. Wenn eine Flussstrecke hinsichtlich der Beschaffenheit ihres Bettes nach Form und Höhenlage unverändert bleibt, so ändert sich der Wasserstand lediglich nach Maßgabe der jedesmal abfließenden Wassermenge. In Artikel 22 wurde für die Beziehung zwischen Wasserstandswechsel und Wassermenge die Formel gefunden

$$(66) \quad \dots \dots \dots dz = \frac{dQ - Fdv}{Bv},$$

welche sich aus $Q = Fv$ und $dF = Bdz$ ergibt und worin wie früher B die Wasserspiegelbreite und z die Füllhöhe über einer beliebig anzunehmenden festen Wasserhöhe (etwa Pegelnul) bedeutet. Der Ausdruck 66 lässt sich umformen, indem man die allgemeine Geschwindigkeitsformel

$$v = c\sqrt{RJ}$$

anwendet. Man erhält daraus nämlich, wenn c und J als unverändert bleibend angesehen werden,

$$dv = \frac{c}{2} \sqrt{\frac{J}{R}} dR = \frac{c\sqrt{RJ}}{2R} dR$$

oder

$$dv = \frac{v}{2R} dR.$$

Nun ist die Wasserspiegelbreite B in den Flussbetten stets bedeutend größer als die Wassertiefe und nur wenig von dem benetzten Umfange verschieden, ferner ist der Profiltradius R oder die mittlere Profiltiefe annähernd gleich $\frac{2}{3}$ der größten Tiefe. Denn sieht man das Profil als eine flache Parabel an (Abb. 39), so ist

$$F = \frac{2}{3} B(a+z)$$

und

$$R = \frac{F}{p} = \frac{\frac{2}{3} B(a+z)}{B} = \frac{2}{3} (a+z).$$

Demnach ist auch annähernd

$$dR = \frac{2}{3} dz$$

und wenn dies in den obigen Ausdruck für dv eingesetzt wird, so erhält man

$$(67) \quad \dots \quad dv = \frac{v dx}{3R} = \frac{v \cdot B dx}{3F} = \frac{v dF}{3F}.$$

Die Gleichung 66 geht dadurch über in

$$dx = \frac{3}{4} \cdot \frac{dQ}{Bv}.$$

Es ist daher auch für kleine endliche Zuwachse

$$(68) \quad \dots \quad \left\{ \begin{array}{l} \Delta x = \frac{3}{4} \cdot \frac{\Delta Q}{Bv} \text{ oder} \\ \Delta Q = \frac{4}{3} v \cdot B \Delta x = \frac{4}{3} v \cdot \Delta F. \end{array} \right.$$

Die Formeln 68 sind anwendbar, um den Zuwachs der Wassermenge für ein kleines Ansteigen des Wasserstandes oder die Aenderung des Wasserstandes für eine gegebene Aenderung der Wassermenge einzuschätzen. Die Zuwachse Δx oder ΔQ brauchen nicht

Abb. 39.



einmal sehr klein zu sein, sondern können, wenn man nur einen Näherungswert braucht, ziemlich groß genommen werden, sofern nur innerhalb Δx keine Veränderung der Profilform (Ausuferung) stattfindet.

Beispiel 1. Eine Flussstrecke hat bei dem Wasserstande von 1,0 m am Pegel eine Breite $B = 150$ m und Fläche $F = 380$ qm; die Böschungen über Wasser seien = 1:6 geneigt und das Wasserspiegelgefälle $J = 260 \frac{\text{mm}}{\text{km}}$. Bei welchem Pegelstande wird eine Wassermenge von 600 cbm abgeführt, wenn die Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter mit dem Rauigkeitscoefficienten $n = 0,028$ anzuwenden ist?

Lösung. Für den gegebenen Wasserstand + 1,0 m a. P. ist

$$R = \frac{380}{150} = 2,53 \text{ m}$$

und das zugehörige c einzuschätzen auf 43.

Es ist also

$$v = 43 \sqrt{2,53 \cdot 0,00026} = 1,10 \text{ m}$$

und

$$Q = 380 \cdot 1,10 = 418 \text{ cbm.}$$

Der Unterschied dieser Wassermenge von $Q = 600$ cbm ist zwar ziemlich groß, nichtsdestoweniger giebt die Formel 68 einen brauchbaren Näherungswert. Als erste Annäherung erhalten wir

$$\Delta x = \frac{3}{4} \cdot \frac{600 - 418}{150 \cdot 1,10} = 0,83 \text{ m.}$$

Wir wählen dafür $x = 0,80$ m und die Berechnung liefert für diese Füllhöhe von $+ 1,80$ m a. P.

$$F = 380 + 0,80 \cdot (150 + 6 \cdot 0,80) = 503,8 \text{ qm,}$$

$$B = 150 + 2 \cdot 6 \cdot 0,80 = 159,6 \text{ m,}$$

$$R = \frac{503,8}{159,6} = 3,15 \text{ m,}$$

e eingeschätzt auf 45

$$v = 45 \sqrt{3,15 \cdot 0,00026} = 1,285 \text{ m,}$$

$$Q = 503,8 \cdot 1,285 = 647 \text{ cbm.}$$

Die Wassermenge ist daher um 47 cbm zu groß und die zweite Anwendung der Formel 68 liefert

$$\Delta x = \frac{3}{4} \cdot \frac{-47}{159,6 \cdot 1,285} = -0,17 \text{ m.}$$

Der gesuchte Pegelstand, bei welchem 600 cbm abfließen, liegt daher $0,80 - 0,17 = 0,63$ m höher als der beobachtete oder auf $+ 1,63$ m a. P. Wenn wir dieses Profil berechnen, so erhalten wir

$$F = 380 + 0,63 (150 + 6 \cdot 0,63) = 476,9 \text{ qm,}$$

$$B = 150 + 2 \cdot 6 \cdot 0,63 = 157,6 \text{ m,}$$

$$R = 3,03 \text{ m, } e = 45,$$

$$v = 45 \sqrt{3,03 \cdot 0,00026} = 1,260 \text{ m,}$$

$$Q = 476,9 \cdot 1,260 = 602 \text{ cbm.}$$

Die Uebereinstimmung ist daher völlig ausreichend.

Die Formel 68 liefert die Beziehung

$$\frac{\Delta Q}{\Delta F} = \frac{4}{3} v.$$

In Verbindung mit der in Artikel 33 gefundenen Beziehung für die Fortschritungsgeschwindigkeit der Hochwasserwellen, nämlich

$$U = \frac{\Delta Q}{\Delta F}$$

erhält man daraus die Formel 56. Es ist leicht zu ersehen, daß sich für ein sehr breites und gleichmäßig tiefes Flußbett ein etwas anderer Ausdruck für die Formeln 56 und 68 ergeben würde, wenigstens für den Abflusvorgang in dem mittleren Theile des Flußbettes oder dem Stromstriche. Denn in diesem Falle wäre der Profilradius R gleich der Wassertiefe, also auch $dR = dx$ und wenn dies in die Formeln 67 und 66 eingeführt wird, so erhält man

$$U = \frac{\Delta Q}{\Delta F} = \frac{3}{2} v,$$

mithin etwas größer als für das ganze Flußbett.

Die Beziehungen zwischen den Aenderungen der Wassermengen und der Wasserstände gestalten sich sehr übersichtlich und einfach, wenn man den wirklichen Querprofilen eine regelmässige Figur, die Durchschnittsprofilparabel anpaßt, wie solches bereits in Artikel 30

bei der Berechnung der Staucurven geschehen ist. So lange das Wasser in seinem eigentlichen Bette fließt und die Form des letzteren einigermaßen regelmäÙig ist, läÙt sich die Durchschnittsprofilparabel für die Wassermengenberechnungen stets mit einer für praktische Zwecke ausreichenden Genauigkeit anwenden.

In Artikel 30 wurde gefunden

$$\frac{F^3}{p} = \frac{32}{27} P(a + z)^4,$$

wo P den Parameter der Profilparabel und $a + z$ ihre Füllhöhe bei dem beliebigen Wasserstande z bezeichnet. In Verbindung mit

$$Q = c \sqrt{\frac{F^3}{p} J}$$

erhält man die Formel

$$(69) \quad \dots \quad Q = \sqrt{\frac{32}{27} P \cdot J \cdot c (a + z)^2}$$

und wenn Q_a die Wassermenge für die Füllhöhe a bedeutet und auch die Veränderlichkeit von c berücksichtigt wird,

$$(70) \quad \dots \quad Q = Q_a \cdot \frac{c}{c_a} \left(\frac{a + z}{a} \right)^2.$$

Eine sehr genaue Ermittlung der Profilparabel ist nicht erforderlich. Die Füllhöhe bei dem Wasserstande $z = 0$ ist

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{B}$$

und wenn die Flächen und Breiten für die Wasserhöhen $z = 0$ und $z = z_1$ gegeben sind, so erhält man a aus der Gleichung

$$a + (a + z_1) = \frac{3}{2} \left\{ \frac{F}{B} + \frac{F_1}{B_1} \right\}.$$

Der Parameter ist in letzterem Falle

$$P = \frac{1}{2} \left[\frac{B^3}{6F} + \frac{B_1^3}{6F_1} \right].$$

Zur Bestimmung des Coefficienten c ist der Profilradius

$$R = \frac{2}{3} \cdot \text{Füllhöhe} = \frac{2}{3} (a + z)$$

anzunehmen.

Die Formeln 69 und 70 sind zur näherungsweise Berechnung der Wassermengen für gegebene Wasserstände sowie derjenigen Wasserstände, bei welchen eine gegebene Wassermenge abfließt, sehr gut geeignet, jedoch nur bis zu der Wasserhöhe des bordvollen Profils, da die Profilparabel für die Hochwasserprofile nicht paÙt.

Beispiel 2. Für die Flußstrecke des ersten Beispiels ist bei dem Wasserstande von 1,0 m a. P. ($x = 0$)

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{380}{150} = 3,80 \text{ m,}$$

und

$$P = \frac{150^3}{6 \cdot 380} = 1480 \text{ m,}$$

ferner

$$R = \frac{2}{3} a = 2,53 \text{ m}$$

und

$$e = 43.$$

Es ist daher nach Formel 69

$$Qa = \sqrt{\frac{32}{27} 1480 \cdot 0,00026 \cdot 43 \cdot 3,80^2}$$

$$= 0,675 \cdot 43 \cdot 3,80^2 = 418 \text{ cbm,}$$

was mit der Berechnung in Beispiel 1 genau übereinstimmt.

Für $x = 0,63$ m ist

$$R = \frac{2}{3} (3,80 + 0,63) = 2,95 \text{ m,}$$

$$e = 45$$

und

$$Q = 0,675 \cdot 45 \cdot (3,80 + 0,63)^2 = 595 \text{ cbm}$$

und auch das stimmt mit der früheren Berechnung hinreichend genau überein.

Beispiel 3. Bei welchem Wasserstande ist in der obigen Flußstrecke die Wassermenge = 950 cbm?

Nachdem in gleicher Weise wie früher $a = 3,80$ m, und $P = 1480$ gefunden ist, erhält man das gesuchte x aus der Gleichung 69

$$950 = \sqrt{\frac{32}{27} 1480 \cdot 0,00026 \cdot e (3,80 + x)^2}$$

oder

$$e (3,80 + x)^2 = 1407.$$

Wird e vorläufig auf 45 eingeschätzt, so erhält man

$$x = 1,80 \text{ m.}$$

Das zugehörige e für $R = \frac{2}{3} (3,80 + 1,80)$ ist 47 und dies giebt den genaueren Werth

$$x = 1,67 \text{ m.}$$

Für manche Zwecke läßt sich sowohl die Profilparabel mit den Formeln 69 oder 70, als auch die Formel 68 bequem anwenden, wie aus dem folgenden Beispiel ersichtlich ist.

Beispiel 4. Durch Profil- und Geschwindigkeitsmessung sei bei dem Pegelstande + 0,80 m gefunden $F = 96$ qm, $B = 68$ m und $Q = 62$ cbm. Wie groß ist ungefähr die Wassermenge bei dem Pegelstande + 1,20 m?

Erste Lösung. Für die Profilparabel ist

$$a = \frac{3}{2} \frac{96}{68} = 2,12 \text{ m}$$

und

$$x = 1,20 - 0,80 = 0,40 \text{ m,}$$

ferner ist hinreichend genau

$$c = c_a.$$

Also nach Formel 70

$$Q = 62 \left(\frac{2,12 + 0,40}{2,12} \right)^2 = 87,5 \text{ cbm.}$$

Zweite Lösung. Es ist

$$v = \frac{62}{96} = 0,646 \text{ m}$$

und nach Formel 68

$$\Delta Q = \frac{4}{3} \cdot 0,646 \cdot 68 \cdot 0,40 = 23,4.$$

Daher

$$Q = 62 + 23,4 = 85,4 \text{ cbm.}$$

Durch Anwendung der gegebenen Formeln werden die Berechnungen sehr vereinfacht, indem man die zeitraubenden Ausrechnungen von F , p , R und v nicht stets von neuem für alle in Betracht kommenden Füllhöhen anzustellen braucht. Der Genauigkeitsgrad ist in der Regel völlig ausreichend und oft sogar überraschend groß, was sich daraus erklärt, daß die Profilparabel sich den wirklichen Flußbetten hinsichtlich der Flächengrößen gut anpassen läßt, auch ohne daß ihre günstigste Form und Lage nach den Regeln der Wahrscheinlichkeitsrechnung mathematisch genau ermittelt wird. Die passende Größe und Form des zu wählenden Profils muß in jedem einzelnen Falle unter Berücksichtigung aller in Betracht kommenden Verhältnisse entworfen werden, und es wird sich meistens nur durch einige Versuche eine genügende Uebersicht gewinnen lassen.

41. Flußbett und Wasserstand. Die Form und Größe der Flußbetten läßt sich nach den in Artikel 39 und 40 angegebenen Gesichtspunkten untersuchen und entwerfen. Indessen handelt es sich bei den Flußbetten seltener um die Herstellung eines neuen Bettes als um den Ausbau und die Abänderung eines vorhandenen. In den Flußbetten ist ferner die abzuführende Wassermenge meistens sehr veränderlich und es ist deshalb wichtig, den Einfluß derjenigen Profilveränderungen, welche man vorzunehmen beabsichtigt, sorgfältig für alle vorkommenden Wassermengen zu untersuchen. Als Grundlage der Untersuchungen ist auch hier wieder die allgemeine Geschwindigkeitsformel anzuwenden.

Wir haben am Schlusse des Artikels 39 bereits gesehen, daß mit der mittleren Wassertiefe die Geschwindigkeiten wachsen, und die zur Abführung der gegebenen Wassermenge erforderlichen Profilflächen kleiner werden. Das Gefälle einer längeren Flußstrecke ist meistens von Natur gegeben und läßt sich, wenn von Stauanlagen und Cascaden abgesehen wird, nicht erheblich verändern. Ebenso sind die abfließenden Wassermengen im allgemeinen als gegebene

Größen anzusehen. Dagegen ist das Bett und seine Füllhöhe veränderlich.

Der Zusammenhang ist durch die Formeln

$$v = c \sqrt{RJ}$$

und

$$Q = Fv$$

gegeben. Da Q sich der Voraussetzung nach nicht ändert und auch J unverändert bleibt, so ist

$$c \sqrt{\frac{F^3}{p}} = \frac{Q}{\sqrt{J}}$$

eine unveränderliche Größe. So lange es sich um dieselbe Wassermenge Q handelt, kann auch c als unverändert bleibend angesehen werden und es gilt folglich der Satz:

$$(71) \left\{ \begin{array}{l} \text{Der Ausdruck } \frac{F^3}{p} \text{ bleibt bei allen Profilveränderungen} \\ \text{einer Flußstrecke unverändert und sein Werth hängt nicht} \\ \text{von der Profiform, sondern nur von der Wassermenge ab.} \end{array} \right.$$

Bleibt nun auch die Sohle des Flußbettes unverändert, wird also die künstliche Profilveränderung nicht durch natürliche Verlandung oder Austiefung ausgeglichen, so muß der nach der obigen Bedingung sich richtende Wasserquerschnitt durch Hebung oder Senkung des Wasserspiegels sich einstellen, und es hat somit im allgemeinen jeder Einbau in das Flußbett eine Hebung, jede Austiefung oder Verbreiterung eine Senkung des Wasserspiegels zur Folge.

Beispiel. Für eine Flußstrecke sei gegeben $F = 240$ qm und die Wasserspiegelbreite $B = 200$ m. Das Flußbett soll auf 120 m Breite eingeschränkt werden, wodurch von dem ursprünglichen Querschnitt eine Fläche von 70 qm verbaut wird. Welche Hebung des Wasserstandes findet statt, wenn die Sohle unverändert bleibt?

Die gesuchte Hebung sei $= \Delta x$ m. Dann ist der neue Wasserquerschnitt

$$240 - 70 + 120 \cdot \Delta x = 170 + 120 \cdot \Delta x$$

und es kann der benetzte Umfang gleich der jedesmaligen Wasserspiegelbreite, also $= 120$ bzw. $= 200$ m gesetzt werden. Die Bedingungsgleichung lautet

$$\frac{(170 + 120 \cdot \Delta x)^3}{120} = \frac{240^3}{200}$$

und liefert

$$\Delta x = 0,27 \text{ m.}$$

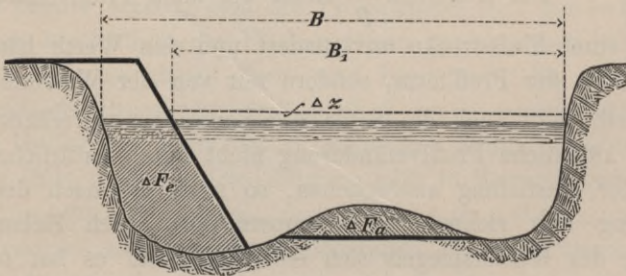
In unserem Beispiele verursacht die Einschränkung eine nicht unbedeutende Hebung des Wasserstandes, denn in dem neuen Profil stellt sich eine um 0,27 m größere Füllhöhe ein als in dem alten bei der gleichen Wassermenge. Der Profilzuwachs durch Hebung

des Wasserspiegels ist aber nicht so groß als die verbaute Fläche des Flussbettes, denn er beträgt nur $120 \cdot 0,27 = 32,4$ qm und die letztere 70 qm.

Wir wollen nun annehmen, daß das Flussbett durch Regulierung sowohl theilweise verbaut als auch theilweise vertieft wird. Für das ursprüngliche Profil ist F die Fläche und B die Wasserspiegelbreite, für das spätere Profil sei die Wasserspiegelbreite $= B_1$ und diejenige Profilfläche, welche unter der ursprünglichen Wasserspiegellinie vorhanden ist, gleich F_1 . Die Hebung des Wasserstandes in dem neuen Profil sei $= \Delta z$ und die ganze Profilfläche des letzteren daher $= F_1 + B_1 \Delta z$. Es sei ferner

$\Delta F_e =$ Fläche der Einbauten
 $\Delta F_a =$ Fläche der Austiefungen } des ursprünglichen Profils.

Abb. 40.



Als dann gelten die Gleichungen

$$(72) \quad \begin{aligned} F_1 &= F - \Delta F_e + \Delta F_a, \\ \frac{F^3}{B} &= \frac{(F_1 + B_1 \Delta z)^3}{B_1} \end{aligned}$$

und dieselben ergeben

$$(73) \quad \Delta z = \frac{F \sqrt[3]{\frac{B_1}{B}} - F + \Delta F_e - \Delta F_a}{B_1}$$

Ferner ist wegen Gleichheit der Wassermengen

$$v_1 : v = F : F_1 + B_1 \Delta z$$

und in Verbindung mit Gleichung 72

$$(74) \quad v_1 = v \sqrt[3]{\frac{B}{B_1}}$$

Die Formeln 72 bis 74 sind ausreichend, um den Einfluss der Veränderungen des Flussbettes zu beurtheilen und zu berechnen. F_1 ist kleiner oder größer als F , je nachdem die verbaute Profilfläche ΔF_e größer oder kleiner ist als die Austiefung ΔF_a , welche

entweder durch Baggerung oder Abgrabung künstlich vorgenommen oder durch die Wirkung der Strömung entstanden ist; ein negatives Δx bedeutet, daß keine Hebung, sondern eine Senkung des Wasserstandes eintritt.

Soll der Wasserstand durch die Regulirung nicht verändert werden, so muß der Zähler auf der rechten Seite der Gleichung 73 gleich Null werden. Hieraus findet man die Austiefung, welche nöthig ist, um den Einfluß der Verbauung auszugleichen, nämlich

$$(75) \quad \Delta F_a = \Delta F_e + F \sqrt[3]{\frac{B_1}{B}} - F.$$

Bemerkenswerth ist der Fall, daß die Wasserspiegelbreite unverändert bleibt und die Eingriffe in das Flußprofil sich nur auf den untergetauchten Theil desselben erstrecken. Dann ist $B_1 = B$ und $v_1 = v$, d. h. die mittlere Geschwindigkeit bleibt vor und nach der Regulirung unverändert und das Gleiche gilt natürlich auch hinsichtlich der Durchflußflächen. Die unter der ursprünglichen Wasserlinie stattgehabte Profilverkleinerung $\Delta F_e - \Delta F_a$ wird alsdann um den vollen Betrag durch Hebung des Wasserspiegels oben ersetzt.

In dem obigen Beispiel ergab sich $\Delta x = 0,27$ m und der Profilzuwachs durch Hebung des Wasserspiegels $= 120 \cdot 0,27 = 32,4$ qm. Ebenso groß muß der Flächeninhalt der Austiefung sein, wenn gar keine Hebung stattfinden soll. Die Formel 73 liefert für $\Delta x = 0$

$$240 \sqrt[3]{\frac{120}{200}} - 240 + 70 - \Delta F_a = 0,$$

$$\Delta F_a = 202,4 - 240 + 70 = 32,4 \text{ qm.}$$

Die Einbauten, welche, bis über den Wasserspiegel reichend, die Breite des letzteren einschränken, haben nicht bloß eine Hebung des Wasserstandes, sondern auch eine Vergrößerung der Geschwindigkeit zur Folge. Das Profil wird kräftiger durchströmt, hält sich besser offen und es kann dadurch die anfängliche Hebung des Wasserstandes allmählich ausgeglichen, ja sogar durch Austiefung der Sohle eine Senkung des Wasserstandes herbeigeführt werden. Auf solche Wirkungen darf jedoch nicht in allen Fällen gerechnet werden; sie sind in Felsboden ganz ausgeschlossen und selbst in Flußbetten von weniger festem Gefüge, wenn das Gefälle und die Geschwindigkeit überhaupt nur gering ist, kaum zu erwarten. Etwas anders ist die Wirkung der ganz eingetauchten Einbauten, denn sie beschränkt sich auf die Hebung des Wasserstandes, während die Verstärkung der Strömungsgeschwindigkeit fortfällt. Wenn man also die Geschwindigkeit auch bei mittleren und hohen Wasserständen

verstärken will, so sind hohe Einbauten erforderlich. Sofern jedoch bei höheren Wasserständen eine Vergrößerung der Wassertiefe weder für die Schifffahrt noch aus anderen Rücksichten nöthig, eine Hebung des Wasserspiegels aber wegen Behinderung der Vorfluth oder Vermehrung der Hochwassergefahren unerwünscht ist, sollte man die Einbauten nicht ohne triftige Veranlassung höher machen als für die Zwecke, denen sie zu dienen haben, nothwendig ist. War der Zweck aber auf Vertiefung des Flußbettes durch Verstärkung der Strömung gerichtet, so kann es angezeigt sein, die anfänglich hoch construirten Einbauten später, wenn der beabsichtigte Erfolg erreicht ist, theilweise abzutragen.

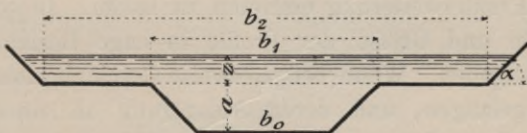
In einem breiten Bett erfordert die Abführung einer gegebenen Wassermenge Q zwar einen größeren Durchflußquerschnitt F als in einem anderen von kleinerer Wasserspiegelbreite und größerer Tiefe, dagegen wächst die Füllhöhe, bei welcher eine größere Wassermenge abgeführt wird, in dem breiteren Profil langsamer als in dem zweiten, und der Wasserstandswechsel ist weniger groß. Dieser Umstand ist besonders wichtig bei niedriger Uferlage, und man muß alsdann in der Einschränkung der Breite sehr vorsichtig sein, damit eine Verschlechterung der Vorfluth vermieden wird. Eine solche Wirkung könnte nämlich leicht eintreten und gerade bei den am häufigsten vorkommenden mittleren Abflussmengen selbst dann vorhanden sein, wenn das Niedrigwasser und Hochwasser wenig oder gar nicht verändert wird. Denn bei den ganz niedrigen Wasserständen wird die Verminderung der Breite gewöhnlich durch die bessere Offenhaltung des Bettes völlig ausgeglichen, und eine Hebung des Wasserstandes pflegt auch alsdann nicht nachtheilig, sondern sogar erwünscht zu sein. Bei den sehr hohen Wasserständen kommt es weniger auf die Größe des Flußbettes an, weil dieses alsdann nur einen Theil der ganzen Wassermenge abzuführen hat, als auf die Größe des ganzen Hochwasserprofils. Wenn dagegen in regenreichen Zeiten der Fluß eine reichliche Mittelwassermenge abzuführen hat, die sein Bett bis nahe zur Uferhöhe anfüllt, so ist die Vorfluth am schwierigsten und es kann sehr wichtig sein, ob die gegebene Wassermenge bei einem etwas höheren oder niedrigeren Pegelstande abgeführt wird.

Den größten Einfluß auf die Höhe, bis zu welcher der Wasserstand bei großen Anschwellungen ansteigt, haben die Deiche. Durch dieselben wird nicht allein das Abflußprofil des Hochwassers eingeschränkt, sondern auch die größte Menge desselben oft sehr bedeutend vermehrt. Denn indem die Wassermassen sich nicht mehr

binnendeichs ausbreiten können, wird nur ein kleinerer Theil bei der Füllung des Hochwasserprofils aufgesammelt und die Fluthen gelangen schneller und vollständiger nach unterhalb. (Vergl. Art. 18.)

42. Doppelprofil. Wenn es möglich wäre, das Flußbett so einzurichten, daß alle vorkommenden Wassermengen darin abfließen können ohne das Bett anzugreifen oder Sinkstoffe darin abzulagern, so könnte dies ein ideales Flußprofil genannt werden. Je größer die Schwankungen der Wassermengen sind, desto schwerer ist es, beiden Bedingungen gerecht zu werden, doch kann denselben wenigstens annähernd durch ein Doppelprofil nach Abb. 41 entsprochen werden und ein solches ist in Wirklichkeit sehr häufig zu finden. Während das Wasser gewöhnlich nur in dem unteren Profiltheile fließt, füllt es diesen bei zunehmender Wassermenge ganz an und breitet sich darauf in dem oberen Profiltheile aus. Die Vortheile dieser Anordnung sind leicht zu erkennen. Das Kleinwasser wird in einem

Abb. 41.



Bette von mäfsiger Breite zusammengehalten und behält eine gewisse Strömungsgeschwindigkeit; die Höhe der Anschwellungen wird dagegen durch die Ausbreitung des Wassers in dem oberen Profiltheile ermäßigt, und indem die Geschwindigkeit von der Wassertiefe abhängt, läßt sich zugleich mit dem Wasserstande auch die Strömungsgeschwindigkeit so weit ermäßigen, als zur Sicherstellung der Sohle und der Ufer erforderlich ist.

Für die Berechnung der Geschwindigkeiten und Wassermengen ist das Profil in der aus der Figur ersichtlichen Weise zu zerlegen. Für den mittleren Theil ist

$$F_1 = \frac{b_0 + b_1}{2} a + b_1 x$$

und

$$R_1 = \frac{F_1}{b_1},$$

für die seitlichen Theile

$$F_2 = (b_2 - b_1) x + \text{ctg} \alpha \cdot x^2$$

und

$$R_2 = \frac{F_2}{b_2 - b_1 + 2x \sqrt{1 + \text{ctg}^2 \alpha}}$$

und die ganze Wassermenge ist

$$(76) \quad Q = \sqrt{J} \{ F_1 \cdot c_1 \sqrt{R_1} + F_2 c_2 \sqrt{R_2} \}.$$

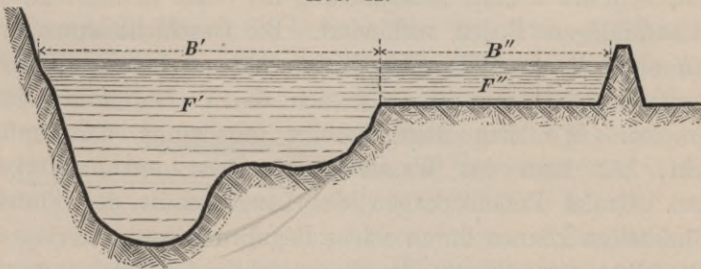
Die nähere Eintheilung des Profils ist nach den jedesmaligen Umständen zu treffen, wobei direkte Beobachtungen in annähernd geregelten Strecken desselben Flußlaufes einen guten Anhalt geben. Bisweilen sind aber Veränderungen des bestehenden Zustandes erwünscht und namentlich in Gebirgsflüssen kommt es vor, daß an manchen Stellen eine Aufhöhung des Flußbettes und der Ufer, an anderen wiederum eine Austiefung angestrebt wird. Dementsprechend ist in dem ersten Falle ein breites und flaches, in dem zweiten dagegen ein schmales und tiefes Profil am Platze. In dem ersten Falle wird es zweckmäfsig sein, die Sohle der seitlichen Profilttheile ziemlich tief zu legen, sodafs die Strömungsgeschwindigkeit schon bei kleinen Anschwellungen ermäßigt wird, während es im zweiten Falle zweckmäfsig ist, das Wasser thunlichst lange in einem engen Bette zusammen zu halten und nur für die gröfseren Hochfluthen eine Profilerweiterung eintreten zu lassen. In solcher Weise tritt die Form und Gröfse der Profile in enge Beziehung zu den Regulirungsaufgaben. Wenn beispielsweise Geschiebemassen in einen Gebirgsfluß gelangen, und deren Ablagerung an einer Stelle mit flachen Ufern besonders nachtheilig sein würde, kann man der Gefahr dadurch vorbeugen, daß die Ablagerung schon oberhalb durch entsprechende Profulumformung herbeigeführt wird.

In den Niederungen ist insbesondere in solchen Fällen ein Doppelprofil anzulegen, wo der höchste Wasserstand nur wenig über den gewöhnlichen ansteigen, dieser letztere aber nicht tief gesenkt werden soll. Derartige Fälle kommen häufig vor und die Aufgabe, wechselnde Wassermengen bei nur wenig veränderlichen Füllhöhen abzuleiten, erfordert Umsicht und Geschick. Die Anlegung von Sperrschleusen, um das Niedrigwasser anzuspannen und eine zu tiefe Austrocknung der Niederung in der trockenen Jahreszeit zu verhindern, wird dabei neben richtiger Wahl der Quer- und Längenprofile in der Regel von Nutzen sein.

In einem etwas weiteren Sinne entstehen Doppelprofile ferner durch Eindeichung. Die Deiche, durch welche Theile der Flufsniederungen gegen Ueberschwemmungen geschützt werden, sind hinsichtlich des Wasserabflusses als Einschränkungswerke anzusehen. Je enger sie aneinander gerückt werden, je kleiner also die Breite des Hochwasserprofils gemacht wird, desto gröfser muß die zur Abführung einer bestimmten Hochwassermenge erforderliche Füllhöhe

werden, und einen desto höheren Stand erreicht das Hochwasser, Der Einfluss wird aber noch durch den Umstand vermehrt, dass auch die abzuführende Hochwassermenge durch die Eindeichungen und zwar unter Umständen recht erheblich vergrößert wird. (Vergl. Artikel 18.) Dieser Nachtheil wird in den Niederungen häufig noch durch die Erhöhung des Vorlandes vermehrt, während die eingedeichten Flächen die frühere Aufschlickung verlieren. In dem oberen Laufe der Flüsse, wo das Gefälle sehr groß ist, kann die Eindeichung freilich eine Austiefung des Flussbettes und dadurch statt der Hebung sogar eine Senkung des Wasserspiegels zur Folge haben. In dem Unterlaufe ist aber eine solche Wirkung in der Regel nicht zu erwarten und man muss sich darauf beschränken, die nachtheiligen Wirkungen der Eindeichung durch Beförderung des Wasserablaufes thunlichst zu mildern. Um die Erhöhung des

Abb. 42.



Vorlandes zu verhüten, ist die Freihaltung desselben von Weidenpflanzungen und sonstigen Abflusshindernissen ein wirksames Mittel. Zu dem gleichen Zwecke trägt ferner eine sorgsame Unterhaltung und Uferdeckung in der oberen Flussstrecke und allen einmündenden Seitengewässern durch Verminderung der mitgeführten Sinkstoffe wesentlich bei. Eine Erhöhung der Deiche kann dagegen keinen dauernden Schutz gegen die Uberschwemmungen gewähren und ist ein sehr gefährliches Mittel, bei dessen wiederholter Anwendung der Fluss schliesslich hoch über die Niederung emporwächst und diese der Verwüstung anheimfällt. Der Hoango, genannt der „Kummer Chinas“, kann als Beispiel dafür dienen, aber auch an zahlreichen anderen Strömen hat die Eindeichung eine bedenkliche Lage geschaffen.

43. Das Gefälle. In Gerinnen und Gräben, welche nur eine kleine Wassermenge abzuführen haben, ist auch die Wassertiefe nur klein und es muss, wenn die Geschwindigkeit nicht unter eine gewisse GröÙe heruntergehen soll, ein ausreichendes Gefälle vorhanden

sein. Den unterirdischen Strafsencanälen der Entwässerungsanlagen giebt man daher gerne ein Gefälle von wenigstens 1:300, wobei die feineren im Wasser schwebenden Theilchen bei mittlerer Füllhöhe des Canalprofils noch mitgeführt werden. Die Anschlusleitungen erhalten gewöhnlich ein geringstes Gefälle von 1:150, dagegen Hauptsammler häufig unter 1:2000. Kleine Gräben erhalten selten ein kleineres Gefälle als 1:500, während man für Hauptgräben oft mit Gefällen von 1:4000 bis 1:10000 und noch weniger auskommt.

Wo ein großes Gefälle zur Verfügung steht, ist es am leichtesten, dem Wasserlauf ein passendes Querprofil und Sohlengefälle zu geben, denn ein zu großes Sohlengefälle läßt sich durch Einschaltung von Stufen, wobei das Längenprofil eine treppenartige Form erhält, vermeiden. Ein solcher stufenartiger Ausbau der Sohle ist das allgemeinste Mittel zur Regulirung der Wildbäche. Durch kleine Thalsperren, welche die ganze Breite der Schlucht einnehmen müssen, wird die schädliche Austiefung der Sohle in nicht genügend widerstandsfähigem Boden verhindert. Die Geschiebe sammeln sich alsdann oberhalb an und wenn die Aufhöhung bis zur Krone der Bauwerke vorgeschritten ist, läßt sich das Verfahren nöthigenfalls wiederholen. Wo man dagegen eine Austiefung herbeizuführen wünscht, hält man das Wasser durch Einschränkungswerke zusammen. Große Veränderungen des Längenprofils der Flufsthäler und Flussbetten können durch solche Regulirungswerke herbeigeführt werden. Erst wenn dieser Zweck erreicht ist, und es nun sich darum handelt, das Längenprofil unverändert zu erhalten, ist es an der Zeit, dem Bette diejenige Form und Größe zu geben, bei welcher ein durchschnittlicher Gleichgewichtszustand zwischen der Stofs- oder Schleppkraft des fließenden Wassers und den zu bewegenden Sinkstoffen eintritt.

So lange das Gefälle groß ist, haben kleine Aenderungen nur einen unbedeutenden Einfluss auf die mittlere Geschwindigkeit. Die Verkürzung eines Flusslaufes durch Durchstiche kann daher schon ziemlich bedeutend sein, ehe die Geschwindigkeit merklich größer wird, und dieser Einfluss läßt sich durch Verbreiterung des Bettes noch ermäßigen oder vollständig aufheben. Freilich wird dadurch die Wassertiefe verringert, und wenn dies vermieden werden soll, so darf der verkürzte Fluss nicht verbreitert werden, sondern er muß im Gegentheil ein schmaleres Profil erhalten. Hierbei wächst die Geschwindigkeit in doppelter Weise, indem sowohl das Gefälle als auch der Profilradius größer wird. Indem aber die stärkere Geschwindigkeit auch das Bett stärker angreift, so ist leicht zu er-

kennen, dafs die Geradelegung eines schiffbaren Flusses wegen der Rücksicht auf Erhaltung der Wassertiefe um vieles schwieriger ist als wenn das Bett in der für den Wasserabflufs zweckmässigsten Weise ausgebaut werden darf.

Bei der Anlage von Entwässerungsgräben ist die Neigung von der Länge l und dem Höhenunterschiede h zwischen Anfangs- und Endpunkt abhängig. Die Höhenlage des Wasserspiegels am Anfangspunkte ist durch den Zweck der Anlage entsprechend den örtlichen Verhältnissen gegeben, und das Gefälle h hängt daher von der Wasserstandshöhe des Aufnahmebehälters an der Einmündungsstelle ab. Diese letztere ist folglich so zu wählen, dafs das Neigungsverhältnis

$J = \frac{h}{l}$ am günstigsten wird. Eine eingedeichte Niederung läfst sich

häufig am besten dadurch entwässern, dafs man den Graben erst an einem stromabwärts gelegenen Punkte in den Fluß einleitet, und der Vortheil, den man durch Verlegung der Mündungsstelle nach unterhalb erzielt, ist um so bedeutender, je stärker das Gefälle des Flusses ist. Zugleich wird dadurch der Rückstau bei Hochwasser wirksam vermindert. In den Entwässerungsgräben von Niederungen, denen gewöhnlich nur ein geringes Sohlengefälle gegeben werden kann, muß jeder Verlust an Gefälle um so sorgfältiger vermieden werden, je kleiner das Gesamtgefälle h ist. Solche Anlagen erhalten daher ein tiefes und nicht zu enges Bett, welches weder Verengungen bei Brücken noch scharfe Biegungen bei dem Richtungswechsel oder bei den Zu- und Ableitungen enthalten darf und sorgfältig zu unterhalten ist.

44. Mündungsstrecken. Die Regel, dafs der Wasserstand eines Flusses um so höher ansteigt, je größer seine Wassermenge ist, trifft an der Einmündung in das Meer oder einen großen Binnensee nicht mehr allgemein zu, weil daselbst die Wasserhöhe des Aufnahmebeckens für den Wasserstand der Mündungsstrecke maßgebend ist. Es tritt also hier der Fall ein, dafs, so lange als der Seewasserspiegel unverändert bleibt, die wechselnden Wassermengen alle bei nahezu der gleichen Füllhöhe des Mündungsquerschnittes abgeführt werden müssen. Wenn aber die Wassermenge zunimmt, ohne dafs die Querschnittsfläche größer werden kann, so muß das Gefälle des Wasserspiegels stärker werden, dieses letztere zeigt deshalb in den Mündungsstrecken der Flüsse bedeutend größere Unterschiede, als in freien Flußstrecken gewöhnlich vorkommen. Die Bewegung des Wassers ist dementsprechend häufig ungleichförmig und zwar findet bei den Anschwellungen des Flusses eine beschleunigte Bewegung

statt, wobei das Gefälle in der Richtung stromab größer wird, und die Wasserspiegellinie im Längenschnitt eine Senkungcurve bildet. Es ist leicht zu übersehen, daß hierbei sehr starke Strömungen entstehen müssen, sofern das Flußbett in festen Fels eingeschnitten ist. Ist aber das Bett nicht unveränderlich, so wird es durch die Strömungsarbeit des Wassers verbreitert und vertieft. Dann erhält die Mündungsstrecke ein Bett, welches annähernd die gleiche Querschnittsfläche enthält als der Hochwasserquerschnitt der oberen Flußstrecke und welches sehr viel größer ist als das in jener für mittlere und kleine Wassermengen vorhandene Durchflußprofil. Dies ist der gewöhnliche Fall und die meisten Flüsse haben oberhalb ihres Eintrittes in das Meer oder einen Binnensee ein verhältnißmäßig sehr großes Niedrigwasserbett und im Einklange damit ein sehr geringes Niedrigwassergefälle. Die beschleunigte Bewegung der Senkungcurve tritt daher nur bei hohen Anschwellungen ein, während bei geringeren Wassermengen die Geschwindigkeiten stromabwärts kleiner werden, und die verzögerte Bewegung der Staucurven sich einstellt.

Die austiefende Wirkung der Hochfluthen, wodurch selbst kleine Flüsse in ihrem unteren Laufe ein breites und tiefes Niedrigwasserbett erhalten, ist sowohl hinsichtlich der Vorfluth als für die Schifffahrt sehr nützlich, was ohne weiteres verständlich ist. Im Fluthgebiet kommen noch andere Strömungen hinzu, welche die hydraulischen Verhältnisse in den Mündungsstrecken stark beeinflussen, aber auch die Mündungen ohne Fluthwechsel haben ihren besonderen Charakter, worauf bei ihrer Behandlung sorgfältig zu achten ist.

Dem geringen Niedrigwassergefälle und dem großen Niedrigwasserquerschnitt der Mündungsstrecke entspricht eine große Wasserspiegelbreite. Wird also der Flußlauf an seiner Mündung durch Verlegung derselben und Ausführung von Durchstichen bedeutend verkürzt, so muß er oberhalb trotz des stärkeren Gefälles unter Umständen noch verbreitert werden und die Senkung der mittleren und höchsten Wasserstände erstreckt sich oft weit aufwärts.

Bemerkenswerth ist ferner das Vorrücken der Mündungen zahlreicher Wasserläufe. Indem die mitgeführten Sinkstoffe sich in dem strömungslosen Wasser ablagern, entstehen vor der Uferlinie Untiefen, die sich immer mehr ausbreiten und schließlic bis über den Wasserspiegel emporwachsen. Die Anwüchse werden zu Inseln und in zahlreichen Verästelungen strömt das Wasser zwischen denselben ab. So bildet der Fluß sein Mündungsdelta und verlängert seinen Lauf. Die entstandenen Anwüchse haben zunächst nur eine geringe Höhe über dem Meeresspiegel und einen sumpftartigen Charakter. Die

Vorfluth wird mit dem weiteren Vorrücken der Uferlinie noch schwieriger, jedoch steigt auch das Hochwasser um so höher an, je weiter sich die Mündung entfernt. Bei jeder Ueberschwemmung findet eine Aufschlickung statt, und die Niederung wächst allmählich empor. Hierbei ist es sehr wichtig, daß dieser natürliche Vorgang nicht vorzeitig durch künstliche Eindeichung gestört wird. Denn je früher die Ländereien abgedämmt werden, desto schwieriger ist später ihre Entwässerung.

Die Deltabildung findet in der geschilderten Weise fast überall statt, wo sich ein Fluß in eine strömungsfreie und geschützte Bucht ergießt. In stark bewegtem Wasser können die Schlicktheilchen dagegen nicht niedersinken und die Ablagerung der niederfallenden Sandtheilchen wird durch die vorherrschenden Strömungen mehr oder weniger beeinflusst. Die Mündung des Flusses pflegt sich dann seitwärts zu verschieben und rückt in der Richtung der Küstenströmung vor. Geringer sind die Veränderungen an den Küsten mit starkem Fluthwechsel, indem der Fluth- und Ebbestrom die trichterförmig sich erweiternde Mündung offen hält und die Bildung von Ablagerungen in derselben verhindert.

Siebenter Abschnitt.

Die Beförderung des Wasserabflusses.

~~45.~~ **Ursachen der Versumpfung.** Zu den wichtigsten Aufgaben auf dem Gebiete des Wasserbaues und der Wasserwirthschaft gehört die Sorge für einen unschädlichen Wasserabfluß. Der hohe Wasserstand, unter welchem einzelne Gegenden leiden, kann entweder durch die ursprüngliche Geländeform und Bodenbeschaffenheit veranlaßt sein oder er ist eine Folge von Veränderungen in den Abflußverhältnissen, welche Veränderungen sowohl durch künstliche Anlagen (Einbauten, Stauwerke) als auch — und dies ist der allgemeinere Fall — durch Ablagerungen in den Flußbetten und Niederungen verursacht werden. Am wichtigsten sind die letztgenannten Ursachen. Die Ablagerungen würden für sich allein die Vorfluth nicht verschlechtern, wenn sie sich auf die ganze Thalfläche gleichmäÙig erstreckten. Für die GleichmäÙigkeit fehlt es aber bei den meisten Gewässern an den nothwendigen Vorbedingungen und sie wird außerdem noch durch Eindeichungen und andere künstliche Einwirkungen gestört.

Häufig giebt das Zusammentreffen zweier Wasserläufe Veranlassung zur Entstehung der Sümpfe, indem durch die stärkere Aufhöhung des einen Wasserlaufes das Thal des anderen die natürliche Entwässerung verliert und sich in einen Sumpf oder einen See verwandelt. Dasselbe geschieht auch in den Seitenthälern oder in den entfernteren Theilen der ausgedehnten Niederung eines Flusses, der sein Bette stark erhöht. In besonders großem Umfange entstehen aber Vorfluthmängel in dem Mündungsgebiet der sich in das Meer oder in Binnenseen ergießenden FlüÙe dadurch, daß durch Verlandungen das Ufer vorrückt und der Lauf des Flusses verlängert wird. Die Verlängerung des Flußlaufes kann sogar ohne die Ablagerung von Sinkstoffen eintreten, wenn der Wellenschlag bei heftigen Winden große Sandmassen aus der See in die Mündung wirft, und diese sich, der Richtung des herrschenden Windes und des Küstenstromes folgend, seitwärts verlegt. Indem aber die neu hinzu-

kommende Flusstrecke eines gewissen Gefälles bedarf, so erhöht sich der Wasserspiegel weiter aufwärts und die Ländereien verlieren, wenn sie schon niedrig waren, ihre natürliche Entwässerung. Kleinere Binnenseen können durch die Ablagerung von Sinkstoffen in der Oberfläche merklich verkleinert werden und alsdann wird die Vorfluth auch durch die gröfsere Höhe der Anschwellungen des Sees verschlechtert.

46. Die Vorfluth bei Stauanlagen. Sehr zahlreich sind die in den Bächen und Flüssen vorhandenen Stauwerke. Die meisten derselben bestehen schon seit vielen Jahrhunderten und sind zum Betriebe von Wassermühlen errichtet worden, welche vor Erfindung der Dampfmaschine eine grofse Rolle spielten. Seitdem hat zwar ihre Bedeutung abgenommen, ihre Zahl hat sich jedoch nur wenig vermindert, und das Wasser ist als Triebkraft auch gegenwärtig noch in zahlreichen Fällen der Dampfkraft geschäftlich überlegen. Auch für die Zwecke der Schifffahrt und der Bewässerung von Ländereien giebt es viele Stauanlagen. Ihre Erbauung ist der weithin reichenden Stauwirkungen wegen in allen Culturländern an behördliche Erlaubnifs geknüpft, wobei vorgeschriebene Formen und Bedingungen zu erfüllen sind. Gleichwohl sind viele Stauanlagen vorhanden, welche die Vorfluth der Ländereien so sehr behindern, dafs ihre Errichtung nur in einer Zeit möglich war, wo man die Wasserkräfte zum Mahlen des Getreides schlechterdings nicht entbehren konnte.

Die Wirkung der Stauanlagen erstreckt sich aufwärts bis zur Grenze der Stauweite, welche sich ebenso wie der Verlauf der Staucurve nach Art. 30 berechnen läfst. Die Stauweite ist gröfser in Flüssen mit geringem als in solchen mit starkem Gefälle und bei unveränderter Stauhöhe wächst sie mit der Wassermenge. Der Stau ist rücksichtlich der Vorfluth in tief eingeschnittenen Wasserläufen gewöhnlich nicht nachtheilig, während seine Wirkungen bei niedriger Uferlage sehr viel bedenklicher sind und nach allen Richtungen hin die sorgfältigste Berücksichtigung erfordern. Hierbei kommt aufser dem etwaigen Rückstau in die oberhalb einmündenden Gewässer auch die Erhöhung des Flußbettes in Betracht, welche oberhalb der in dem letzteren erbauten festen Wehre durch Ablagerung von Sinkstoffen allmählich einzutreten pflegt und welche alsdann eine Erhebung des Wasserspiegels über die ursprüngliche Staulinie zur Folge hat. Wo die Erhöhung des Flußbettes nachtheilig ist, sollte man feste Wehre nur in Verbindung mit Grundablässen, durch welche die Ablagerungen bei Hochwasser fortgeführt werden, zur Ausführung bringen. Es ist ferner zu berücksichtigen, dafs sich die Stauhöhen

innerhalb der Stauweite nicht blofs von Profil zu Profil, sondern auch an jeder Profilstelle mit der Wassermenge des Flusses ändern und dafs das Stauwerk selber einen Einbau bildet, dessen Stauwirkungen aufser für Niedrigwasser auch für die mittleren und gröfsten Wassermengen untersucht werden müssen. Es kann vorkommen, dafs ein für Niedrigwasser ganz unschädliches Stauwerk bei zunehmender Wassermenge nachtheilig wirkt, und es ist deshalb bei der Errichtung von Stauanlagen nicht blofs die Stauhöhe, sondern auch die Gröfse und Anordnung der Durchflußöffnungen derartig festzusetzen, dafs nachtheilige Stauwirkungen bei allen abzuführenden Wassermengen vermieden werden. Vorsicht ist besonders bei festen Wehren geboten, deren das Flußbett durchbauender Körper keine Regulirung der Stauhöhe durch entsprechende Handhabung beweglicher Theile gestattet.

Nach den gleichen Gesichtspunkten wie die Wirkungen neu zu errichtender Stauanlagen sind auch die Verbesserungen der Vorfluth zu beurtheilen, welche durch Abänderung oder völlige Beseitigung bestehender Anlagen erzielt werden können. Hierbei pflegt die Besorgnifs, dafs die Hochwassergefahren für die unterhalb gelegenen Gegenden nach Beseitigung oder „Legung“ eines Staues gröfser werden könnten, eine wichtige Rolle zu spielen und es werden die fraglichen Wirkungen gewöhnlich ebenso überschätzt, wie die oberhalb des Stauwerks zu erwartenden Senkungen. Ganz genaue Berechnungen lassen sich darüber nur selten anstellen, weil dazu das Gefälle, die Querprofile und die Wasserverhältnisse des Flusses, die letzteren nach Gröfse und Dauer der Zuflüsse und der Abflüsse, genau bekannt sein müssen. Wo diese Unterlagen aber unvollständig sind, würde ihre Ergänzung nicht nur kostspielig, sondern auch sehr zeitraubend sein, und schliesslich würde sich das gesammelte Material immer noch als unzureichend bezeichnen lassen. Es läfst sich also die wissenschaftliche Beantwortung der Frage nach dem Einflusse der Abänderung oder Beseitigung einer Stauanlage von schwer zu erfüllenden Vorbedingungen abhängig machen, während vielleicht auch ohne dieselben eine praktisch ausreichende Beurtheilung möglich wäre.

Zu unterscheiden sind die unmittelbaren Hebungen und Senkungen des Wasserspiegels von denjenigen, welche nur mittelbar durch Veränderung der Abflussmengen eintreten. Wo das ganze Wasser sich ohne auszufern in dem eigentlichen Flußbette bewegt, tritt eine Veränderung der Abflussmengen überhaupt nicht ein, indem an jeder Stelle der Abfluß gleich dem Zuflusse ist, und abgesehen

von dem einmaligen Füllen oder Leeren einer Staustufe, weder eine Aufspeicherung von Wasser noch eine Verminderung des Wasservorrathes stattfindet. Deshalb bleiben unterhalb eines Wehres die Abflussverhältnisse im allgemeinen unverändert und das Wasser fließt in einiger Entfernung, wo die Wirbel und Gegenströmungen des Wehrkolkes aufgehört haben, ganz in derselben Weise wie vor Erbauung des Wehres. Eine Aenderung tritt nur ein, wenn ein Theil der Wassermenge oberhalb des Stauwerks abgeleitet und der unteren Strecke des Wasserlaufes entzogen wird.

Anders gestaltet sich aber die Sachlage, wenn das Flußbett seeartige Erweiterungen enthält, und der Oberteich ein Sammelbecken für die Aufnahme größerer Wassermassen bildet, oder wenn große Niederungsflächen, die ohne den Stau trocken laufen würden, durch denselben längere Zeit überschwemmt werden. Auch in diesen Fällen bleibt zwar die innerhalb eines längeren Zeitabschnittes von mindestens einem Jahre abfließende Wassermasse sowohl oberhalb als unterhalb der Stauanlage unverändert, im einzelnen findet aber eine Verschiebung der Abflussmengen statt und zwar im allgemeinen in solchem Sinne, daß der Stau die Veränderlichkeit der Wassermenge mildert. Unterhalb wird alsdann nach Errichtung der Stauanlage die Hochwassermenge kleiner sein als vorher, weil ein Theil des Zuflusses oberhalb aufgespeichert wird. Andererseits wird die Dauer des Hochwasserablaufes vergrößert, indem das anfänglich zurückgehaltene Wasser später abfließt und während dieser Zeit der Abfluß aus der Flußstrecke größer als der Zufluß zu derselben ist. Von entgegengesetzter Wirkung als die Errichtung eines Staus ist natürlich seine Beseitigung und durch dieselbe wird daher in dem gedachten Falle, aber nur in einem solchen, für die untere Flußstrecke die größte Hochwassermenge vermehrt, während andererseits das Hochwasser schneller abläuft, und ein niedriger Wasserstand früher als ehemals sich einstellt. Die Vortheile und Nachtheile dieser Veränderungen müssen nach den jedesmaligen besonderen Verhältnissen gegen einander abgewogen werden; im allgemeinen läßt sich nur darauf hinweisen, daß in den Niederungsgegenden, wo die mittelbaren Wirkungen der Stauanlagen vorzugsweise sich einstellen, ein etwas höherer Stand des Hochwassers weniger nachtheilig zu sein pflegt als eine lange Dauer der Anschwellung.

Wo es sich um die Abänderung einer Stauberechtigung behufs Verbesserung der Vorfluth handelt, ist stets sorgfältig zu untersuchen, ob die vorhandenen Durchflußöffnungen zur Abführung des Wassers unter den neuen Staubedingungen ausreichen oder ob eine Erweite-

rung nothwendig ist. Es könnte sonst vorkommen, daß man Stauberechtigungen ablöst, und daß die nachtheiligen Wirkungen trotzdem, wegen Unzulänglichkeit der Freiarchen, nicht in dem beabsichtigten Umfange eintreten können.

Wegen der Merkpfehlsetzung vergl. Art. 36.

47. Flufsregulirungen. Die Verbesserung der Flusläufe ist ein sehr wirksames Mittel zur unschädlichen Ableitung des Wassers oder doch zur Verminderung der aus mangelhafter Vorfluth entstandenen Wasserschäden. In welcher Weise das erstrebte Ziel am zweckmäfsigsten zu erreichen ist, wird sich in vorkommenden Fällen bei der Entwurfsbearbeitung bald übersehen lassen, es sind jedoch für die Ausführung nicht lediglich die technischen Gesichtspunkte in Betracht zu ziehen. Denn die eigentlichen Schwierigkeiten bei den Flufsregulirungsaufgaben liegen auf wirthschaftlichem und finanziellem Gebiete, indem bei der Aufstellung des Entwurfes die Besitzrechte an dem Wasser und an den Ufergrundstücken, die Zugehörigkeit der letzteren zu Gemeindebezirken und gröfseren Verbänden, die privaten Gerechtsame und Lasten sowie die einschlagenden gesetzlichen Bestimmungen nicht unberücksichtigt bleiben dürfen, widrigenfalls auf das Zustandekommen selbst der besten und nützlichsten Regulirungspläne nur wenig zu rechnen sein würde. Derartige Erwägungen sind insbesondere bei Anordnung der Durchstiche höchst wichtig, zumal wenn der Wasserlauf die Grenze zweier Staaten, Provinzen oder Kreise bildet.

Wo die Beförderung der Vorfluth der alleinige oder doch der wichtigste Zweck der Flufsregulirung ist, läfst sich das Ziel in den meisten Fällen erreichen. Durch gehörig angeordnete Strombauwerke wird die Ablagerung der Geschiebe und Sinkstoffe in dem Flufsbett verhindert, durch Geradelegung unter Berücksichtigung der Hochwasserströmung hat man in manchen Fällen selbst eine gröfsere Senkung als nothwendig war, herbeigeführt. Selbst da, wo durch Eindeichung eine besorgliche Erhöhung der Betten entstanden ist, läfst sich durch regelmäfsigen Flufsbau wohl stets eine Besserung erzielen und mindestens einer weiteren Verschlechterung der Abflufsverhältnisse vorbeugen. Aufser der Geradelegung des Laufes kommt bei der Flufsregulirung besonders die Uferdeckung in Frage, um schädliche Uferabbrüche und neue Verwilderungen zu verhüten. Einer zu starken Strömung, welche die Sohle angreift, läfst sich durch Verbreiterung des Bettes oder durch Abtreppung des zu starken Gefälles, unter Umständen durch Sohlenbefestigung vorbeugen.

Häufig findet sich, dafs das Flußbett stark verwachsen ist, dafs der Abfluß durch umgestürzte Bäume und Sträucher behindert wird, oder dafs schädliche Verlandungen oder Einbauten in unbefugter Weise herbeigeführt worden sind. Alsdann bringt vielleicht schon die Beseitigung dieser Hindernisse eine genügende Verbesserung der Vorfluth zu stande.

Für den Ausbau der einzelnen Flußstrecken müssen Normalprofile zu Grunde gelegt werden, für deren Form und Gröfse die in Art. 41 gegebenen Gesichtspunkte in Betracht kommen. Man wird aber die Normalprofile nicht überall vollständig herstellen, sondern dieselben nur als Richtschnur ansehen und als das Ziel, welchem die wirkliche Ausführung je nach den aufzuwendenden Mitteln mehr oder weniger zustreben soll. Bei allen Flußregulirungen sucht man das angestrebte Ziel unter Mitwirkung der Strömung des Wassers zu erreichen. Man beginnt am unteren Ende der auszubauenden Strecke, sodafs das in diese eintretende Wasser einen geregelten Abfluß findet. Die Austiefung einer zu senkenden Strecke wird häufig von dem Strome selber wenigstens theilweise geleistet, und auch in den Durchstichen überläßt man häufig, nachdem die zukünftigen Ufer im voraus angelegt und befestigt sind, und eine schmale Abflusssrinne gestellt ist, die weitere Erdarbeit dem Strome, welcher gewöhnlich schon bei dem nächsten Hochwasser das vollständige Bett herstellt und das mitgeführte Material zufolge des vorangegangenen Ausbaues der unteren Strecke nicht an ungelegenen Stellen, sondern in den Zwischenräumen der Regulirungswerke, in aufzulandenden Nebenarmen u. dgl. unschädlich ablagert.

Mit mindestens dem gleichen Erfolge und in dem gleichen Umfange wie für die Vertiefungsarbeit wird der Strömungsvorgang auch für die Verminderung der Tiefen und die Verlandung von Profilttheilen nutzbar gemacht. Solche Verflachungen sind häufig an gewissen Stellen erwünscht, um das Wasser in dem eigentlichen Stromschlauche zusammenzuhalten und seine Schleppkraft zur Fortbewegung der Sinkstoffe zu erhöhen. Indem nun an denjenigen Stellen des Flußbettes, welche man zur Verlandung bringen will, die Strömungsgeschwindigkeit durch geeignete Hemmungen vermindert wird, setzt das Wasser die gröberen Sinkstoffe daselbst ab, und das Flußbett wächst von selber empor. Man darf aber die Strömung nicht gänzlich abhalten, sondern sie nur ermäßigen, weil sonst der geschilderte Vorgang der Absetzung von Sinkstoffen nicht mehr stattfinden könnte. Feste Einbauten, welche den Durchfluß des Wassers nicht gestatten, sind deshalb für den gedachten Zweck weniger zweckmäfsig als

durchbrochene Werke, z. B. Schlickfänge, Flechtzäune, Gehänge, Drahtgeflechte und Gitterwerke. Die Anordnung, Construction und Ausführung dieser Anlagen sollte nicht nach allgemeinen Regeln erfolgen, sondern dem Charakter des Flusses und den örtlichen Verhältnissen angepaßt werden, da jeder Wasserlauf seine besondere Bauweise erfordert.

Wo Untiefen im Flußbett zu beseitigen sind, darf man die Vertiefungsarbeit nicht immer dem Strome allein überlassen, sondern muß die Arbeit desselben in geeigneter Weise unterstützen. In schwerem Boden sind deshalb Baggerungen unvermeidlich und sie können selbst zur Beseitigung von Sandanhäufungen nöthig werden, wenn die Geschwindigkeit des Wassers nur klein ist, und eine große Einschränkung nachtheilig sein würde. Zugleich mit der künstlichen Beseitigung der Ablagerungen muß man aber durch zweckmäßige Regulirung dafür sorgen, daß sie sich nicht stets von neuem wieder ausbilden.

Die Ufer lassen sich am leichtesten vor Angriffen schützen, wenn man sich nicht darauf beschränkt, die einzelnen im Abbruch begriffenen Strecken so wie sie gerade liegen zu befestigen, sondern wenn man regelmässige Uferlinien einführt, welche von besonders scharfen Krümmungen frei sind. Häufig wird man also die neue Uferlinie in das unregelmässige Flußbett hineinlegen, und alsdann entstehen diejenigen Anlagen, welche lange Zeit die einzigen Regulirungsarbeiten waren, nämlich Buhnen und Parallelwerke. Durch dieselben soll das Wasser in ein regelmässig verlaufendes Bett gewiesen und veranlaßt werden, dasselbe dauernd offen zu halten. Dies allein genügt aber nicht, sondern es ist wichtig, in der vorhin angegebenen Weise auch darauf hinzuwirken, daß die außerhalb gelegenen Theile des alten Flußbettes thunlichst schnell und vollständig verlanden. Die Parallelwerke bilden unmittelbar die neue Begrenzung des Flußbettes, während die Buhnen nur in der Verbindungslinie ihrer Köpfe die neue Uferlinie darstellen. Insofern die Umgestaltung der Ufer der Hauptzweck beider Arten von Strombauten ist, sind die Buhnen im allgemeinen als die vollkommeneren Regulirungswerke zu bezeichnen. Denn sie ermöglichen einen guten Anschluß an das alte Ufer und führen, wenn sie niedrig gehalten werden, sodafs das Wasser über sie hinweg fließen kann, die neue Uferbildung sehr vollständig herbei, wodurch sie zugleich den ferneren Angriffen des Wassers entzogen werden. Die Parallelwerke bleiben dagegen dem Stromangriffe dauernd ausgesetzt, weil der abgeschnittene Theil des Flußbettes entweder gar nicht oder stark durchströmt

wird und deshalb nicht verlandet. Sie sind der Gefahr des Durchbruches ausgesetzt, und bei ungenügender Unterhaltung werden sie leicht vollständig zerstört. Die starke Hinterströmung findet statt, wenn das Wasser übertritt, und das Parallelwerk nicht durch Querverbindungen an das Ufer angeschlossen ist. Die Nachtheile werden dadurch vermehrt, daß das überstürzende Wasser auf das Ufer trifft und dieses angreift. Die Parallelwerke verdienen aber da den Vorzug, wo die neue Uferlinie nur einen geringen Abstand von der alten hat und das Parallelwerk womöglich sogleich oder doch während des Fortganges der Arbeiten etwa mit Baggerboden hinterfüllt werden kann. Kurze Buhnen, die sogenannten Buhnenköpfe, sind nicht zweckmäßig.

Der Abstand der Buhnen von einander und ihre Richtung zum Stromstrich ist den jeweiligen Verhältnissen anzupassen, ebenso ihre Höhe und Construction. Die Höhenlage der Krone sollte niemals größer sein als für den eigentlichen Zweck der Regulirung unbedingt nöthig ist, und es muß deshalb eine Bauart, welche zu ihrer Ausführbarkeit eine höhere Kronenlage erfordert, als ungeeignet bezeichnet werden. Der Abstand darf nicht so groß sein, daß sich der Strom zwischen die einzelnen Buhnen hinein werfen kann, diese müssen sich vielmehr stets gegenseitig unterstützen, und sie sind niemals einzeln, sondern immer gruppenweise anzuordnen. Die Richtung gegen den Stromstrich pflegt man aufwärts gekehrt oder inclinant zu wählen, weil dabei die Verlandungen sich am besten an das Ufer anschließen, häufig ist es aber zweckmäßig, innerhalb einer Gruppe die Richtung der einzelnen Werke verschieden zu wählen. In jeder Gruppe wird gewöhnlich mit den oberhalb gelegenen Buhnen begonnen, um die folgenden im Schutze der ersten leichter ausführen zu können.

Das Vorstehende bezieht sich der Hauptsache nach auf die Ausbildung der Ufer. Wenn hierdurch der Verwilderung des Flusses ein Ziel gesetzt und ein regelmäsig begrenztes einheitliches Flussbett geschaffen wird, so bleibt noch ein weiterer Ausbau des letzteren unter der Niedrigwasserlinie behufs Herbeiführung einer regelmäsig Fortbewegung des Wassers und seiner Geschiebe in dem neuen Bette anzustreben. Dieses Ziel ist besonders für die schiffbaren Wasserläufe von Wichtigkeit, damit auch bei Niedrigwasser ein gestreckter und tiefer Stromschlauch dauernd erhalten wird. Hierbei treten jedoch die Anforderungen der Schifffahrt, indem sie mit jedem erreichten Erfolge sich steigern, bisweilen in einen Gegensatz zu derjenigen Profilgestaltung, welche dem unschädlichen Wasser-

abflusse am besten entspricht. Denn das Ziel der im Schiffahrtsinteresse vorzunehmenden Regulirung ist auf Vermehrung der Wassertiefe gerichtet und, abgesehen von der Canalisirung des Flusses, nur durch Verminderung der Breite, also durch Einschränkung zu erreichen. Aber je schmalere das Flußbett ist, desto höher steigt der Wasserspiegel bei zunehmender Wassermenge und mit der Wassertiefe wächst auch die Geschwindigkeit, das Flußbett wird dann stärker angegriffen, und wenn es nicht genügend widerstandsfähig ist, so wird es unregelmäßig aufgewühlt. Das Flußbett geräth dadurch in Bewegung, wobei Kolke mit Untiefen wechseln, und da die Schiffbarkeit von den Wassertiefen auf den Uebergängen abhängt, so ist das Ergebniss, daß sich die Schiffbarkeit eines Flusses nicht über ein gewisses Maß durch Regulirung erhöhen läßt, und daß die darüber hinausgehenden Maßnahmen den Gleichgewichtszustand des Flusses gefährden, ohne der Schiffahrt erheblich zu nützen.

Die genaue Kenntniß des Stromes und seiner Eigenschaften, die sorgsame Beobachtung der Art seiner Wasserbewegung und Profilgestaltung ist das sicherste Mittel, um Mißgriffe und Mißerfolge zu vermeiden. Das Flußbett läßt sich nicht gewaltsam in beliebige Formen bringen. Innerhalb des Erreichbaren dürfte aber ein wirklicher Gegensatz zwischen der Regulirung im Schiffahrtsinteresse und derjenigen zur Beförderung des Wasserabflusses im Großen nicht vorkommen und nur ausnahmsweise durch besondere örtliche Verhältnisse entstehen. In Bezug auf die letzteren ist allerdings große Vorsicht besonders an denjenigen Flußstrecken geboten, in welche bei niedriger Uferlage große Niederungen entwässern. Hier könnte schon eine geringe Hebung des Wasserspiegels, insbesondere bei den durchschnittlich in der Vegetationsperiode abzuführenden Wassermengen, die Bodencultur durch Hebung des Grundwasserstandes auch ohne eigentliche Ueberschwemmung sehr verschlechtern. Kleinere Veränderungen des Längengefälles treten bei jeder Flußregulirung ein, indem die Längen sich ändern, und auch das Gefälle im allgemeinen gleichmäßiger wird. Bei der nöthigen Vorsicht wird man in der Lage sein, die Veränderungen des Längengefälles und die damit zusammenhängenden Hebungen oder Senkungen des Wasserspiegels nicht bloß vorauszusehen, sondern auch bei der Aufstellung des Regulirungsplanes im voraus zu berücksichtigen. Die örtlichen Aenderungen des Gefälles und der Höhenlage des Wasserstandes sind für die Vorfluth der zu entwässernden Ländereien gerade bei den mittleren Wasserständen am wichtigsten, und daneben kommt es weniger in Betracht, ob auch die nur selten vorkommenden niedrig-

sten und höchsten Wasserstände, und ob die Wassermengen sich ändern. Auf die Pegelbeobachtungen allein darf man sich daher nicht verlassen, da eine Verschlechterung der Vorfluth in einer bestimmten Flusstrecke auch dann vorgekommen sein könnte, wenn die Grenzwerte der Wasserstände unverändert geblieben sind und weil zweitens die Pegelstationen meistens so weit auseinander liegen, daß sich zwischen denselben örtliche Wasserstandsänderungen vollziehen können, die an den Beobachtungsstellen nicht vorkommen und daher auch nicht erkannt werden können.

Um die Hebung des Wasserstandes in einer Flusstrecke für die Dauer mit Sicherheit zu vermeiden, ist es nützlich, darauf Bedacht zu nehmen, daß sie in die Richtung der Hochwasserströmung fällt.

48. Unterhaltung der Wasserläufe. Eine sorgsame Unterhaltung ist für alle Wasserläufe von der größten Wichtigkeit und wenn für dieselbe nicht genügend gesorgt ist, so schafft auch eine Regulirung keinen dauernden Nutzen. Die Unterhaltung besteht in der Sicherung der abbrechenden Ufer, in der Beseitigung von Kraut und Wasserpflanzen, dem Abstechen des Anwuchses, der sich besonders an dem ausbuchtenden Ufer bildet und dem Auswerfen der sich bildenden Sandhäger. Diese Arbeiten sind an und für sich sehr einfach und wenn man dem Wasserlaufe eine aufmerksame Pflege zuwendet, insbesondere den Uferabbrüchen und sonstigen Verwilderungen schon im Entstehen vorbeugt, so sind auch die Kosten in den meisten Fällen nicht übermäßig groß. Wird aber die rechtzeitige Ausbesserung unterlassen, so vergrößern sich die Schäden gewöhnlich sehr bedeutend und nehmen bald einen solchen Umfang ein, daß der ganze Lauf von neuem regulirt werden muß.

Die Unterhaltung wird durch den Umstand, daß sie bei den meisten Wasserläufen den einzelnen Uferanliegern obliegt, sehr erschwert. Die Grundstücke sind in den Flufsthälern gewöhnlich sehr zersplittert und ziehen sich in langen schmalen Streifen nach dem Wasserlaufe hin, sodafs die Zahl der Anlieger sehr groß, die Uferlänge jedes einzelnen nur kurz ist. Gewöhnlich haben auch die gegenüber liegenden Ufer verschiedene Besitzer und sie gehören sogar häufig zu verschiedenen Gemeinden; selbst für die größeren politischen Einheiten als Kreise, Provinzen und Staaten bildet der Wasserlauf häufig die Grenze. Alle diese Umstände erschweren die Unterhaltung außerordentlich. Für die einzelnen Besitzer ist ferner die Unterhaltungslast sehr ungleich. Wo z. B. ein hohes einbuchtendes Ufer abbrüchig wird, kann es leicht vorkommen, daß die ordnungsmäßige Deckung mehr kosten würde, als das dahinter liegende ganze

Grundstück werth ist. Unterbleibt aber die Deckung, so wird nicht nur das betreffende Grundstück verkleinert, sondern viel gröfser ist der Nachtheil, der aus der Verwilderung der Flufsstrecke auch für die übrigen Uferbesitzer und alle, die sonst noch an der Vorfluth betheiligt sind, entsteht. Der Umfang dieser Betheiligten ist aber bedeutend gröfser als die Zahl der unterhaltungspflichtigen unmittelbaren Anlieger. Denn der gute Wasserabflufs ist zunächst für sämtliche Grundstücke in dem Ueberschwemmungsgebiet von Nutzen, er ist aber wegen seiner weitreichenden mittelbaren Wirkungen, nämlich der Annehmlichkeiten einer guten Vorfluth für alle Bewohner der Flufsthäler und andererseits wegen der Nachtheile, welche aus einer Verwilderung der Bäche und Flüsse nicht blofs für die Bodencultur, sondern auch für den Verkehr und die Gesundheit entstehen können, überhaupt nicht lediglich als eine Privatsache, sondern als eine Angelegenheit von öffentlichem Interesse anzusehen. Hierfür spricht auch der Umstand, dafs ein einzelnes Vorfluthhindernifs den Wasserlauf nicht blofs örtlich, sondern auf weite Strecken oberhalb und unter Umständen auch unterhalb in nachtheiliger Weise beeinflusst. Am besten würde es also sein, wenn die Wasserläufe in ähnlicher Weise wie öffentliche Verkehrsanstalten regelmäfsig und einheitlich unterhalten würden. Wenn leistungsfähige und geeignete Träger der Unthaltungslast nicht vorhanden sind, ist die Bildung von Zweckverbänden oder Genossenschaften zur gemeinsamen und einheitlichen Ausführung der Unterhaltungsarbeiten sehr empfehlenswerth. Wo sich auch dieses nicht durchführen läfst, kann durch Polizeivorschriften unter Einrichtung einer geeigneten Aufsicht mit regelmäfsigen Schauungen wenigstens darauf hingewirkt werden, dafs die zur Unterhaltung des Wasserlaufes nothwendigsten Krautungen und Räumungen von den Unterhaltungspflichtigen nicht ganz unterlassen werden.

Die Einrichtung eines Schauverbandes, wodurch ein Wasserlauf unter Schau gestellt wird, besteht gewöhnlich darin, dafs wasserpolizeiliche Vorschriften über Zeit und Umfang der regelmäfsigen Unterhaltungsarbeiten erlassen werden und ihre Befolgung durch eine mit Zwangsbefugnissen ausgestattete Schaucommission überwacht wird. Die letztere hat den Wasserlauf nach Ablauf der Räumungsfristen und zwar gewöhnlich zweimal jährlich zu besichtigen und die Säumigen zur Auskrautung und Räumung polizeilich anzuhalten. Es ist zweckmäfsig, die Schaucommission oder die zuständige Wasserpolizeibehörde zur zwangsweisen Ausführung der rückständigen Arbeiten zu ermächtigen, beziehungsweise zu verpflichten; ferner alle

Anlagen, durch welche der Abfluss gehemmt werden könnte, als Brücken, Stauschleusen, Einbauten u. dgl. von ihrer vorgängigen Genehmigung abhängig zu machen und den Uferbesitzern die Verpflichtung aufzuerlegen, das Betreten ihrer Grundstücke und den Auswurf auf dieselben zu dulden.

Die Krautung ist ein wirksames Mittel zur Beförderung des Wasserabflusses namentlich im Sommer, wo bisweilen in kurzer Zeit ein starker Krautwuchs entsteht. In regelmässigen kleinen Wasserläufen läßt sich ein Sensenapparat anwenden, bestehend aus einer Kette von Sensenklingen, welche durch Bolzen gelenkartig verbunden sind und sich flach auf den Boden legen, in welcher Lage sie durch nachschleppende Gewichte oder kurze Kettchen erhalten werden. Der Apparat wird von Arbeitern, welche an beiden Ufern langsam stromaufwärts schreiten, wie eine Säge hin und her gezogen und schneidet das Kraut dicht über dem Boden ab. Das gelöste Material treibt abwärts und muß unterhalb aufgefangen und ausgeworfen werden.

Die Ufer dürfen nur mit niedrigen Weiden bepflanzt werden; sonstiges Gebüsch und Bäume sind zu entfernen, weil die Wurzeln das Ufer zerstören und die überhängenden Zweige das Wasser verunreinigen. Steile Ufer sind schwer gegen Abbruch zu schützen, weshalb man an ihrem Fusse eine flache Böschung herstellen muß. Am besten ist eine Steinschüttung, die bei eintretender Vertiefung von selbst herabsinkt und dadurch eine Beschädigung in der Tiefe, die immer am gefährlichsten ist, verhindert. Eine gehörig abgeflachte Böschung läßt sich durch eine Bedeckung mit Strauch und darüber geschüttete Steine wirksam und wohlfeil schützen. Das Strauch kann mit Draht zu dünnen Matten verbunden werden. Rasenbekleidung ist nur über dem mittleren Wasserstande anwendbar. Nachtheilig für die Festigkeit der Ufer ist das Weiden des Viehes auf denselben.

Die sorgfältigste Unterhaltung der Wasserzüge findet man in den Marschen, namentlich in dem Bereiche des Fluthwechsels, woselbst der Abfluss zeitweise gehemmt und das Gefälle gewöhnlich sehr gering ist. Je geringer aber das Gefälle ist, desto größere Regelmässigkeit des Bettes ist erforderlich und desto nachtheiliger sind die Verunreinigungen desselben.

Die richtige Erhaltung der Wasserzüge in ihrer Tiefe und Breite wird sehr erleichtert durch Einfügung von Lehren, indem an geeigneten Stellen Sohlschwellen eingelegt, und die Wände sorgfältig befestigt werden.

49. Entwässerungen. Um eine versumpfte Fläche zu entwässern, muß man vor allem einen oder mehrere Hauptgräben an-

legen, welche das zu entfernende Wasser einem zu seiner Aufnahme und Ableitung geeigneten vorhandenen Gewässer zuführen. Für solche Abzugsgräben hat man zunächst den Wasserspiegel der Mündungsstelle und die Wasserstandshöhen, auf welche der Wasserspiegel in den zu entwässernden Grundstücken gesenkt werden soll, zu ermitteln. Diese Senkung ergibt sich daraus, daß das Wasser während des Wachstums der Pflanzen nicht höher stehen soll als bei Wiesen 0,3 bis 0,5 m und bei Ackerland 0,6 bis 1,0 m unter Bodenoberfläche; Obstbäume erfordern einen noch etwas tieferen Grundwasserstand. Hierdurch erhält man den gesamten Höhenunterschied für den Wasserabfluß in den Haupt- und Nebengräben. Hat man nun diese Gräben ihrer Lage nach entworfen, so kann die von jedem abzuführende Wassermenge berechnet werden; für die Wassertiefe des Querschnitts wird die Wahl so getroffen, daß sich eine angemessene Wassergeschwindigkeit ergibt, ferner ist die Grabenböschung der Bodenbeschaffenheit und Einschnittstiefe entsprechend festzusetzen (vergl. Art. 39), worauf sich die nothwendige Sohlenbreite berechnen läßt.

Zur Entlastung der Hauptabzugsgräben in den Niederungen ist die Entfernung des fremden Wassers sehr wichtig, d. h. die gesonderte Ableitung der Abflüsse höherer Gebietstheile. Wo sich die Ableitung nicht durch einen Randcanal bewirken läßt, kann man das fremde Wasser zwischen Dämmen durch die Niederung hindurchführen. Der erste Fall ist gewöhnlich vortheilhafter, indem dabei eine Theilung der Niederung in zwei getrennte Theile mit besonderen Entwässerungsgräben vermieden wird, auch das Wasser des Randcanals besser für Bewässerungszwecke verwerthet werden kann. Endlich pflegt auch die Ablagerung der von den Bächen mitgeführten Geschiebe geringere Schwierigkeiten zu verursachen, wenn die geschiebeführenden Wassermassen mit gleichmäßigem Gefälle an der Niederung vorbeifließen, als wenn sie mitten durch dieselbe geführt werden müssen und daselbst bei dem schwächeren Gefälle der Niederung fortwährend ihr Bett erhöhen.

Die Abhaltung des fremden Wassers ist häufig das wirksamste Mittel, welches man zur Entwässerung einer versumpften Gegend anwenden kann und es erlangt eine besonders große Wichtigkeit, wenn das Wasser aus der Niederung künstlich gehoben werden muß. Die Ableitungscanäle müssen die Hochwassermengen ihrer Zuflüsse aufzunehmen imstande sein.

Der Hauptentwässerungsgraben muß sein Gebiet womöglich ungefähr in der Mitte und in den niedrigsten Punkten durchschneiden, damit den Nebengräben ein hinreichendes Gefälle gegeben werden

kann. Er darf aber nicht allen kleinen Bodensenkungen folgen und keine überflüssige Länge erhalten. Finden sich besonders tiefliegende Flächen, so ist für dieselben der Zufluss aus den höheren Theilen der Niederung bereits als fremdes Wasser anzusehen, weshalb man sie zur Abhaltung desselben verwallen und gesondert durch eigene Abzugsgräben oder durch Schöpfwerke entwässern muss.

Die Seitengräben können gewöhnlich ein stärkeres Gefälle erhalten, als für den Hauptcanal möglich ist. Man legt sie aber gewöhnlich nicht in die Richtung des stärksten Oberflächenabhanges, sondern schräg nach dem Hauptgraben hinlaufend, indem dadurch ihr Wasserspiegelgefälle unter Berücksichtigung ihrer Länge und der Neigung des Hauptcanals grösser wird. Man legt die Seitengräben im allgemeinen um so weiter von einander und zwar bis zu etwa 1 km, je länger sie sind und je grösser ihre Querschnittsfläche ist, wobei zur vollständigen Trockenlegung gewöhnlich noch ein Netz kleiner Gräben erforderlich ist. In den Niederungen sind auf den Ackerstücken Gräben in nur 10 bis 14 m Abstand zu finden, welche sowohl zur raschen Abführung des Wassers und zu seiner Ansammlung bei behindertem Abflusse dienen, als auch das Material zur Aufhöhung des Ackerlandes liefern.

Bisweilen kommt es darauf an, eine Niederung gegen unzeitige Sommerhochwasser zu schützen, ohne doch den gewöhnlichen Wasserspiegel zu senken und ohne die befruchtenden winterlichen Ueberschwemmungen zu verlieren. Alsdann lässt sich die Aufgabe auf zweierlei Art lösen, nämlich einmal ohne Flufsregulirung durch Erbauung eines seitlichen Entlastungscanals mit Ein- und Ausflussschleusen, die für gewöhnlich geschlossen bleiben, oder zweitens in solcher Weise, dass der Flufs zur unschädlichen Abführung der Sommerhochwasser ein leistungsfähigeres Bett erhält, in welchem Stauschleusen, die für gewöhnlich geöffnet bleiben, behufs Herbeiführung gewünschter Hebungen des Wasserstandes errichtet werden. Auf die letztere Art erhält man nicht blofs eine bessere Entwässerung, sondern gleichzeitig die Möglichkeit zu Bewässerungen, und das Wasser wird dadurch in der vollkommensten Weise für die Bodencultur nutzbar gemacht. Umfluthen haben dagegen gewöhnlich nur den Zweck einer besseren Hochwasserabführung zu erfüllen, wobei es vorkommt, dass ihr Bett höher als der gewöhnliche Wasserstand des Flusses liegt, und dass eine Sperrschleuse statt getrennter Ein- und Ausflussschleusen ausreicht.

Die Ausführung der Entwässerungsgräben bei der Trockenlegung von Sümpfen ist wegen der Bodenbeschaffenheit gemeinhin sehr

schwierig und kann nicht gleich anfangs bis zur vollen Tiefe, sondern nur nach und nach erfolgen, indem erst durch die Senkung des Wasserspiegels das Erdreich so weit austrocknet, daß sich die Böschungen der Gräben halten. Dies ist besonders bei der Entwässerung der Moore von Wichtigkeit und es dauert zwei bis drei Jahre, bis deren Oberfläche durch die in 50 bis 100 m Abstand gezogenen kleinen Gräben einigermaßen fest und trocken wird.

Um die Arbeiter vor Sumpffiebern und anderen Krankheiten zu schützen, empfiehlt es sich, die Ausführung der Arbeiten womöglich nur in der trockenen Jahreszeit vorzunehmen, in das Wasser sobald wie möglich einige Bewegung zu bringen und die Ruheplätze, Speiseanstalten und Schlafstellen der Arbeiter auf höhere Punkte zu legen.

Als ein in manchen Fällen anwendbares Entwässerungsmittel ist schließlichs noch die Anpflanzung von Gewächsen, welche viel Wasser aufsaugen, anzuführen. Hierzu gehören die Weiden und Eukalyptusarten, durch deren Einfluß die gesundheitlichen Verhältnisse feuchter Gegenden verbessert werden, und deren Anpflanzung besonders in der Nähe der Ansiedelungen vortheilhaft ist. In Deutschland gedeihen aber die Eukalyptuspflanzungen nicht.

Bei der Senkung des Wasserspiegels von Seen ist die Veränderung des Grundwasserstandes sorgfältig zu berücksichtigen. Das Grundwasser fällt an den Rändern um die ganze Tiefe der Senkung, während der weitere Verlauf der Senkungcurve nach der Beschaffenheit des Untergrundes und der Menge des zufließenden Grundwassers sich richtet. Wenn ausgedehnte Wiesenflächen an dem See liegen und denselben kein Wasser zur Anfeuchtung zugeführt werden kann, so hat die Senkung eine bedeutende Ertragsverminderung zur Folge, die Nachtheile lassen sich aber durch Herstellung eines Randcanals, in welchem das Wasser in geeigneter Höhe gehalten wird, vermeiden. Ueberhaupt ist es häufig sehr wünschenswerth und nützlich, mit der Entwässerung eine Bewässerung oder wenigstens eine Einstauung des Wassers zu verbinden.

Die Entwässerungscanäle eingedeichter Niederungen müssen im Anschlusse an ihre Durchleitung durch den Deich mit einer Vorrichtung zur Abhaltung des Hochwassers versehen sein. Die üblichsten Verschlussvorrichtungen sind bei Rohrdurchlässen und ähnlichen kleinen Gerinnen geneigte Klappen mit wagrechter Drehachse, bei größeren Sielen Stemmthore und einflügelige Drehthore (vergl. Abb. 43 bis 45 bei Art. 52). Der aufsendeichs gelegene Theil des Abzugsgrabens ist bei ungünstiger Lage der Versandung durch das

Hochwasser des Flusses stark ausgesetzt und sollte möglichst kurz sein, nicht quer zur Hochwasserströmung liegen und in stromabwärts gekehrter Richtung an dem einbuchtenden Ufer münden.

Die Ermittlung der abzuführenden Wassermengen ist wegen der Verschiedenheit der Niederschläge, der Wärme und Feuchtigkeit der Luft, der Bodenbeschaffenheit und der Bodencultur ziemlich unsicher. Für die Berechnung offener Abzugsgräben in trocken zu legenden Niederungsländereien nimmt man häufig an, daß die Gräben imstande sein müssen, in einem Monate den vierten Theil der jährlichen Niederschlagsmenge abzuführen. Dies giebt, wenn die letztere gleich h m gesetzt wird, für 1 ha und Secunde in Litern

$$\frac{100 \cdot 100 \cdot \frac{1}{4} h \cdot 1000}{30 \cdot 86400} = 0,965 h$$

oder hinreichend genau die einfache Regel: Die Wassermenge offener Gräben ist = h Secundenliter für 1 ha Grundfläche anzunehmen, wenn h die jährliche Niederschlagshöhe in Metern bedeutet.

Diese Annahme ist als recht auskömmlich anzusehen und kann für die Hauptcanäle großer Abwässerungsgebiete unter Umständen um 20 bis 30 % ermäßigt werden. Auch für die Entwässerung des Bodens durch Drainirung ist die obige Regel anwendbar. Wenn also die mittlere jährliche Regenhöhe in einer Gegend 0,60 m beträgt, so sind von 1 ha Grundfläche 0,60 sl Wasser abzuführen oder richtiger, es müssen die Wasserzüge (Gräben oder Drainleitungen) diese Wassermenge abzuleiten imstande sein.

50. Drainirung. Es kommt häufig vor, daß ein Boden trotz genügender Vorfluth an Versumpfung leidet, und daß die Ländereien namentlich im Frühjahr bis in den Sommer hinein nicht genügend trocken werden. Das einfachste und wirksamste Mittel zur Bodenverbesserung ist in solchen Fällen seine Drainirung, worunter man die Entwässerung durch unterirdische Sickercanäle versteht. Diese Kunst war schon im Alterthume bekannt, wo man die Sickercanäle durch Einlegen von Faschinen oder Steinen in die ausgehobenen und demnächst wieder verschütteten Gräben bildete. Gegenwärtig wendet man überall cylindrische Thonröhren an, welche als sogenannte Drainröhren in Längen von 25 bis 30 cm und in Lichtweiten von 3 bis 15 cm fabrikmäßig hergestellt werden. Hierdurch ist die Ausführung der Drainirungen sehr erleichtert und vervollkommenet worden, sie gehört jetzt zu den wichtigsten Arbeiten auf dem Gebiete der Landescultur.

Die Drainirungen bewirken eine schnellere Trockenlegung undurchlassender Bodenflächen, zugleich aber auch einen schnelleren Abfluss des versickerten Regenwassers in die Gewässer. Während hierdurch die Schwankungen der von den Flüssen abzuführenden Wassermengen vergrößert werden, ist andererseits der Umstand, daß eine ausgetrocknete und durch Drainirung gelockerte Bodenschicht mehr Regenwasser aufzunehmen vermag als eine nasse, günstig für Verminderung der Anschwellungen. Durchlassende Flächen bedürfen keiner Drainirung. Wo das Gefälle sehr klein ist, muß man durch offene Gräben entwässern, denn das Gefälle der Drainleitungen muß so groß sein, daß die Geschwindigkeit des Wassers nicht kleiner als 0,16 bis 0,20 m wird. Nach dieser Bedingung beträgt das Mindestgefälle

für Durchmesser von .	4	6	8	10 cm
i in mm für 1 m Länge	2,0	1,4	1,1	0,8

Die Tiefe der Drains beträgt gewöhnlich 1,2 m, ihre Entfernung 12 bis 18 m, ausnahmsweise bis 30 m. Die Saugdrains werden nicht länger als 250 bis 300 m gemacht. Ihre Mündung in die Sammel-drains erfolgt in der Weise, daß man den Saugdrain über den Sammel-drain legt, Oeffnungen in beide Röhren haut und das freie Ende des Saugdrains verstopft. Die Drains nehmen das Wasser hauptsächlich durch die Stoszfugen zwischen den einzelnen 26 bis 30 cm langen Röhren auf, letztere werden ohne Muffen oder sonstige Verbindung stumpf aneinander gereiht, wozu man sich bei den kleineren Röhren bis zu 8 cm Durchmesser des Legehakens bedient. Im Moor werden die Gräben 10 bis 15 cm tiefer ausgehoben und es wird eine Bettung von Kies oder Sand eingebracht. Beim Verfüllen ist der Boden aus dem Untergrunde zuerst einzubringen und der Mutterboden muß wieder nach oben kommen. Das Ausheben der Gräben erfolgt von unten nach aufwärts, das Verlegen der Röhren von oben nach unten.

Um das Verstopfen der Drains durch Pflanzenwurzeln, die sich nach den wasserführenden Leitungen hinziehen und durch die Fugen eindringen, zu verhüten, müssen die Drains 8 bis 12 m von Bäumen entfernt bleiben, auch dürfen sie keine offenen Gräben kreuzen oder gar unter der Sohle derselben entlang geführt werden; die Mündungen der Leitungen werden aus Stein oder Gufseisen hergestellt und erhalten ein Drahtgitter, um das Eindringen von Thieren zu verhindern.

Die Kosten betragen für 1 m Saugdrain von 4 cm Weite bei 1,2 m Tiefe der Drainirung 20 bis 30 Pfg., wovon 10 bis 16 Pfg.

auf Erdarbeit und Verlegen entfallen. Sammeldrains von 8, 10 und 13 cm kosten etwa 12 bzw. 20 und 30 Pfg. für 1 lfd. m mehr als die obigen Saugdrains. Die Gesamtkosten der Drainage betragen 120 bis 200 Mk. für 1 ha, bisweilen bis 300 Mk. Als Vortheil der Drainirung wird, abgesehen von der schnelleren Trockenlegung des Ackers, die Lockerung des Bodens angesehen, wodurch dieser besser durchlüftet und erwärmt wird und die Pflanzenwurzeln tiefer eindringen können.

Die Berechnung der Rohrweiten wird durch Benutzung von Tafeln oder graphischen Darstellungen erleichtert. Wenn die abzuführende Wassermenge auf 0,65 sl für 1 ha angenommen wird, so erhält man die Fläche x in ha, welche durch eine Drainleitung von d m Durchmesser bei dem Gefälle i entwässert werden kann, aus der Gleichung

$$d^2 \frac{\pi}{4} \cdot v = \frac{0,65 \cdot x}{1000},$$

worin v nach den in Artikel 27 gegebenen Formeln zu berechnen ist. Nachstehend sind einige Ausrechnungen angegeben.

Durchmesser d in m	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,15
Geschwindigkeit v (in m) = $\sqrt{i} \times$	2,93	3,60	4,25	4,75	5,60	6,42	7,35	8,60
Wassermenge q (in sl) = $\sqrt{i} \times$	2,07	4,53	8,35	13,4	28,2	50,4	83,1	152
Fläche x in ha = $\sqrt{i} \times$	3,18	6,96	12,8	20,6	43,4	77,5	128	234

Demnach genügt beispielsweise bei dem Gefälle $i = 1 : 200$ ein Drain von 5 cm Weite für eine Fläche von $\frac{12,8}{\sqrt{200}} = 0,90$ ha, was bei 20 m

Abstand der Saugdrains einer Leitungslänge von $\frac{9000}{20} = 450$ m entspricht.

51. Canalisation. Die einfachsten Anlagen zur Ableitung des Wassers in Städten und Dörfern bestehen in offenen Abzugscanälen, welche stets feste und möglichst glatte Wandungen erhalten sollten. Rinnsteine genügen für die Abführung des Regenwassers von einzelnen Höfen und Strafsen, wenn sie wenigstens 1 : 250 Gefälle erhalten können; sind jedoch grössere Flächen zu entwässern, so erfordern sie große Abmessungen, welche für den Strafsenverkehr unbequem sind, weshalb man sie entweder überdeckt oder durch unterirdische Abzugscanäle ersetzt. Die Anwendung der letzteren pflegt man Canalisation zu nennen.

Unterirdische Abzugscanäle sind in vielen Beziehungen vorthellhaft. Das Wasser ist darin den Einwirkungen des Frostes entzogen, welcher bei den Rinnsteinen und Drummen (überdeckten Rinnen) sehr lästig wird, die Höfe und Keller können besser entwässert werden, der Strafsenverkehr wird weniger belästigt, die Schmutzstoffe verderben im allgemeinen weniger die Luft und werden in gut angelegten und gespülten Canälen schneller abgeführt. Dafs der Canalinhalt auch dem Anblicke entzogen ist, dürfte freilich nicht in jeder Hinsicht als ein Vorzug zu gelten haben, indem die Verborgenheit eine mifsbräuchliche Einleitung schädlicher Stoffe in die Canäle begünstigt. Die Anlage unterirdischer Abzugscanäle ist deshalb nicht überall zu empfehlen, wenigstens sollte stets für Reinhaltung gesorgt werden, damit die Canäle keine unterirdischen Kloaken werden können.

Sehr wichtig ist die Bestimmung der abzuführenden Wassermengen. Hierbei ist zwischen dem Regenwasser und dem sogenannten Hauswasser zu unterscheiden. Die Menge des letzteren ist von der Einwohnerzahl abhängig und im allgemeinen dem Wasserbedarf der Wasserversorgungsanlagen gleich zu setzen (vergl. Art. 67), also in Städten mit Wasserleitung etwa = 120 l, in anderen Orten etwa = 60 l für den Kopf und Tag. Man darf aber nicht die zur Zeit der Erbauung gerade vorhandene Kopfzahl der Anwohner anrechnen, sondern mufs die zukünftige Entwicklung der Bebauung sorgfältig zu berücksichtigen suchen, damit nicht die Anlagen etwa schon nach kurzer Frist unzulänglich werden. Je weniger sich aber die zukünftige Entwicklung eines Ortes oder eines Stadttheiles übersehen läfst, desto mehr Veranlassung liegt vor, diese Frage sorgfältig zu untersuchen und die einzelnen Entwässerungsanlagen nicht ohne Zusammenhang, sondern auf Grund eines Gesamtplanes zu entwerfen und auszuführen.

Das Regenwasser wird bisweilen getrennt von dem Hauswasser abgeführt, in welchem Falle man sich gewöhnlich mit seiner oberirdischen Ableitung begnügen wird. Gebräuchlicher ist aber die gemeinsame Abführung von Haus- und Regenwasser und dieselbe dürfte in den meisten Fällen den Vorzug verdienen, während die Frage, ob auch die Auswurfstoffe durch die Canäle abgeführt werden sollen, nicht allgemein, sondern nur von Fall zu Fall beantwortet werden kann.

In bewohnten Orten kommt ein um so gröfserer Theil des Regenwassers zum Abflufs, je gröfser die durch Bebauung und Pflasterung gedeckten Bodenflächen im Verhältnifs zu den unbefestigten

Flächen (Gärten, Rasenflächen usw.) sind, auch fließt das Wasser von den ersteren schneller zu. Die größten Abflussmengen werden dadurch sehr bedeutend und zwar am größten bei starken Sturzregen von großer Regendichte, sodass man in Norddeutschland etwa mit Regengängen bis zu 150 sl für 1 ha und 30 Minuten Regendauer zu rechnen hat, was einer Regenhöhe von 27 mm in einer halben Stunde gleichwerthig ist (vergl. Art. 2). Hiervon gelangt nur ein Bruchtheil zum Abfluss, der je nach den örtlichen Verhältnissen für die bebauten Stadttheile etwa zwischen 0,3 und 0,8 liegt, für Wiesen und Waldflächen nur = 0,05 bis 0,2 zu setzen ist. Wenn jedoch das Abwässerungsgebiet so groß ist, dass das Wasser von den entfernteren Theilen erst nach dem Aufhören des Sturzregens ankommt, so sind diese Theile für die Berechnung der größten secundlichen Abflussmenge außer Ansatz zu lassen. Der von dem Regenwasser zurückgelegte Weg lässt sich durchschnittlich etwa auf 40 m in der Minute einschätzen; dies giebt für die Flächenberechnung eine Wegelänge von 800 m bei 20 Minuten Regendauer, dagegen 7200 m für einen Regenfall von dreistündiger Dauer. Nach diesen Angaben können die abzuführenden Wassermengen in ähnlicher Weise wie in dem Beispiele des Art. 15 ermittelt werden.

Beispiel. 5 ha voll anzurechnende Abwässerungsfläche liefern bei 150 sl Regendichte und dem Abflusscoefficienten $\nu = 0,4$ eine Regenabflussmenge von

$$5 \cdot 150 \cdot 0,4 = 300 \text{ sl} \dots \dots \dots = 0,300 \text{ cbm.}$$

Hierzu kommt das Hauswasser und zwar, wenn 300 Einwohner auf 1 ha zu rechnen sind und der größte stündliche Abfluss

$$= \frac{1}{10} \text{ der Tagesmenge gesetzt wird, 5 ha mit je } \frac{300 \cdot 120}{10 \cdot 60 \cdot 60}$$

$$= 5 \cdot 1,0 \text{ sl} \dots \dots \dots = 0,005 \text{ cbm}$$

zusammen 0,305 cbm.

Die Regenwassermenge ist in diesem Falle 60 mal so groß als die größte Hauswassermenge, welche letztere 1 sl für 1 ha beträgt und allgemein nach der einfachen Regel: Größte Hauswassermenge = $\frac{1}{3}$ sl auf je 100 Einwohner für Städte mit Wasserleitung, und gleich der Hälfte dieses Betrages für andere Orte angesetzt werden kann.

Das vorstehende Beispiel lässt erkennen, dass es praktisch unausführbar ist, die Hauptcanäle der Sammelgebiete so groß zu machen, dass sie auch bei den ungünstigsten Regenfällen alles Wasser abführen können, denn die Kosten würden unerschwinglich werden. Man begnügt sich deshalb mit kleineren Abflussmengen, wenigstens für die Berechnung der Hauptsammler und entlastet diese letzteren durch sogenannte Nothauslässe. Dies sind besondere Canäle, welche

in der Regel trocken liegen und durch Ueberfallöffnungen nur so lange aus den Hauptcanälen gespeist werden, als der Wasserstand in jenen eine gewisse Füllhöhe überschreitet. Das Hauswasser ist alsdann mit so viel Regenwasser verdünnt, daß es auf dem kürzesten Wege nach dem Flusse abgeleitet werden darf, während es unter gewöhnlichen Verhältnissen in den Abzugscanälen nach einem entfernten Sammelpunkte geleitet werden muß, wo es entweder gereinigt und unterhalb des Stadtgebietes in den Fluß geleitet oder geklärt und auf Rieselfelder geschafft wird. Die Entlastung durch Nothauslafscanäle ist von besonderer Wichtigkeit für solche Entwässerungsanlagen, bei denen das Canalwasser künstlich gehoben werden muß. Gewöhnlich läßt man die Nothauslässe in Wirksamkeit treten, sobald die Abflusmenge der Canäle den doppelten Betrag der größten Hauswassermenge erreicht, und stellt die von den Hauptcanälen abzuführende und in der Pumpstation zu hebende größte Wassermenge mit dem $2\frac{1}{2}$ - bis 3fachen Betrage der größten Hauswassermenge in Rechnung. Demgemäß würde die Pumpstation für eine Wasserhebung von ungefähr 1 sl auf je 100 Einwohner einzurichten sein. Um nun eine mit den zu Grunde gelegten Annahmen im Einklange stehende Entlastung auch wirklich zu erzielen, müssen die Nothauslafscanäle in ausreichender Zahl und Leistungsfähigkeit vorhanden sein und die Ueberfälle eine genügende Breite haben. In der Nähe der Pumpstation pflegt man stets einen besonders leistungsfähigen Nothauslaf anzulegen, und die Pumpen werden so eingerichtet, daß sie bei starken Regenfällen in den letzteren anstatt in die Druckrohrleitung fördern. Zwischen den einzelnen Nothauslässen hat die Leitung natürlich die gesamten Zuflüsse abzuführen.

Unter gewöhnlichen Verhältnissen sind die Canalquerschnitte nur theilweise mit Wasser gefüllt und demnach als offene Leitungen zu berechnen. Die Hauptcanäle behalten diesen Charakter häufig auch bei Regen, während die meisten kleineren Straßencanäle sowie deren Zubringer sich alsdann in geschlossene Leitungen verwandeln, deren Wasserspiegelgefälle von dem Sohlengefälle unabhängig ist. Hinsichtlich der Berechnung wird auf Art. 27 und 28 verwiesen. .

Große Abzugscanäle werden gewöhnlich eiförmig aus Klinkern in Cementmörtel hergestellt, kleinere aus Thonröhren, welche in Weiten bis zu etwa 0,60 m zur Anwendung kommen. Straßencanäle erhalten gewöhnlich nicht unter 0,25 m, Hausanschlüsse nicht unter 0,15 m Lichtweite. Die Ausführung muß sehr sorgfältig sein. Die Thonröhren werden mit Muffen angefertigt und mit Cement und Thon so gedichtet, daß weder Canalwasser austreten noch Grund-

wasser eindringen kann. Eine Senkung des Grundwasserstandes wird jedoch häufig durch die Abzugsanäle insofern mittelbar herbeigeführt, als das Grundwasser neben der Leitung einen leichteren Abzug findet. Zu diesem Zwecke werden die Leitungen bisweilen mit Kies umhüllt, auch Drainröhren in die Bettung eingelegt. Das Gefälle der Abzugsanäle darf zur Vermeidung von Ablagerungen nicht zu gering sein; schlüpfbare Canäle erhalten zweckmäfsig 1:1000 bis 1:1500, Thonrohrleitungen 1:150 bis 1:400, Hausanschlüsse 1:50 Gefälle. Im allgemeinen ist ein solches Gefälle anzustreben, dafs die je nach der Füllhöhe der Canäle wechselnde Wassergeschwindigkeit in den Stunden des stärksten Hauswasserzuflusses etwa 0,60 m grofs wird. Mufs ein schwächeres Gefälle gewählt werden, so ist eine zeitweise Spülung erforderlich. Die Rücksicht auf Benutzung einer vorhandenen Wasserbezugsquelle zur Spülung ist bisweilen für die Tiefenlage mafsgebend, welche dem oberen Ende eines Abzugsanals zu geben ist.

Die gröfseren Seitencanäle werden stets in flachem Bogen in die Hauptanäle eingeführt, für die Vereinigung von Rohrleitungen dienen runde Einsteigeschächte als Verbindungsglied, und der Anschluß von Hausleitungen, Strafseneinläufen und Regenrohren erfolgt bei massiven Canälen durch besonders eingemauerte Einlaufsstücke, bei Rohrleitungen durch Gabelrohre, welche in angemessenen Abständen in die Leitung eingefügt werden.

Einsteigeschächte sind in den Canälen in Abständen von 100 bis 200 m erforderlich. Zwischen denselben erhalten die Rohrleitungen gerade Richtung und gleichmäfsiges Gefälle, sodafs ein Durchblicken von einem Schacht zum andern möglich ist. Bisweilen werden zwischen den Einsteigeschächten, denen man alsdann eine etwas gröfsere Entfernung geben kann, kleine Thonrohrschächte als sog. Lampenlöcher angelegt. Von den Einsteigeschächten aus erfolgt die Reinigung der Rohrleitungen durch Hindurchziehen einer kugelförmigen Bürste. Dieselbe wird mit einem Tau nachgezogen, nachdem zuvor ein geölter Bindfaden mit einem Schwimmer hindurchgetrieben ist; bisweilen legt man auch eine verzinkte Kette dauernd in die Leitung ein, um das Bürstentau durchzuziehen. Zur Beseitigung vollständiger Verstopfungen wird ein aus schmiedeeisernen Rohren zusammenschraubender langer Stiel angewandt. Die Reinigung der begehbaren Eicanäle ist einfacher und erfolgt durch Arbeiter mit Schaufel und Besen, bisweilen auch unter Anwendung von Reinigungswagen, welche durch aufgestauten Canal- oder Spülwasser vorwärts getrieben werden.

Zum Spülen sind zahlreiche Vorrichtungen im Gebrauch; gemeinsam ist allen die Anwendung von Abschlußvorrichtungen (Klappen, Schieber, Thüren), um durch zeitweisen Aufstau und plötzliches Ablassen des Wassers einen kräftigen Spülstrom ohne dauernde Zuführung von großen Spülwassermengen zu erzielen.

Die Strafseneinläufe werden in den Rinnsteinen in Abständen von 40 bis 80 m angelegt und häufig mit Schlammfang und Wasserverschluß versehen. Bei den Hausanschlüssen sind Schlammfänge und Streifkästen, letztere zur Beseitigung von Verstopfungen stets erforderlich. Im Innern der Häuser erhalten alle Küchenausgüsse und Abtritte ihre besonderen Wasserverschlüsse zur Abhaltung der Rohrluft von den Wohnungen, während die bis über das Dach geführten Abfallrohre, in welche jene Ausgüsse münden, neuerdings häufig nach unten frei in die Strafsenleitungen einmünden. Indem die Canalluft gewöhnlich wärmer als die Außenluft ist und letztere durch die Oeffnungen in den Einsteigeschächten eintreten kann, findet eine Abströmung durch die Abfallrohre und somit eine Lüftung sowohl der Abzugscanäle als der Abfallrohre statt, sofern diese von der Strafsenleitung aus stetig ansteigend angelegt werden. Diese Anordnung ist indessen nur bei gut angelegten und unterhaltenen Entwässerungsanlagen ohne Bedenken, während in anderen Fällen die Einschaltung von Wasserverschlüssen zwischen Hausleitung und Strafsenleitung vorzuziehen ist. Für die Lüftung des Canalnetzes stehen alsdann noch die Regenrohre zur Verfügung und es werden bisweilen noch besondere Lüftungsrohre von dem Scheitel der Canäle aufsteigend angeordnet.

Die Herstellungskosten der Abzugscanäle sind, abgesehen von ihrer Construction, noch von den örtlichen Umständen (Tiefenlage, Grundwasserstand und Bodenbeschaffenheit) abhängig. Thonrohrleitungen kosteten in Berlin einschließlic der Baugruben und aller Nebenarbeiten

bei 0,20	0,40	0,60 m Weite
etwa 15	25	50 Mk. für 1 lfd. m.

Die Röhren allein ab Fabrik für 1 m Baulänge

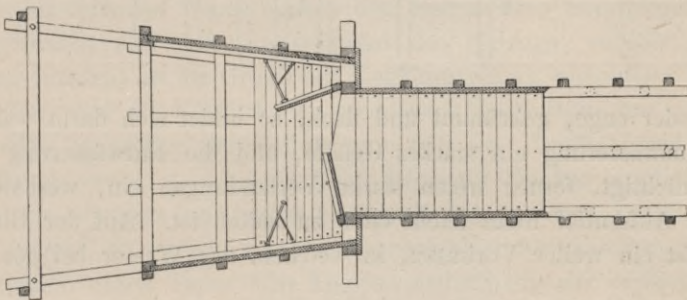
etwa 2,5	bezw. 9	und 21 Mk.
----------	---------	------------

Eicanäle von 1,2 m Höhe kosten, wenn weder Wasserhaltung noch Grundbau erforderlich ist, 50 bis 90 Mk. für 1 m Länge, Einsteigeschächte 150 bis 200 Mk. ohne die Abdeckung, für welche 50 bis 60 Mk. zu rechnen sind. Ein Strafseneinlauf kostet je nach der Construction 50 bis 150 Mk. und ein Einlauf für Regenrohre 20 bis 30 Mk.

Die Gesamtkosten der Canalisation stellen sich für deutsche Städte ohne die etwaigen Rieselfelder auf 20 bis 50 Mk. für den Kopf der Einwohnerzahl, die Reinigung und Unterhaltung kostet in Berlin jährlich 16 Pfg. ohne den Betrieb der Pumpstation, welcher 40 Pfg. erfordert. In Danzig kostet die Reinigung und Unterhaltung einschliesslich des Pumpwerks nur 10 Pfg. für den Kopf.

52. Küstenmarschen. In den eingedeichten Niederungen des Binnenlandes wird die natürliche Abwässerung bei den gröfseren Anschwellungen des Flusses und zwar jedesmal auf längere Zeit, bis das Hochwasser sich verlaufen hat, unterbrochen. Im Fluthgebiet tritt dieser Vorgang bei jeder Tide ein. Beim Ansteigen der Fluth hört die Abwässerung auf, und die Ausflufsöffnungen der Siele müssen geschlossen werden, um das Einströmen des Aufsenwassers zu ver-

Abb. 43.

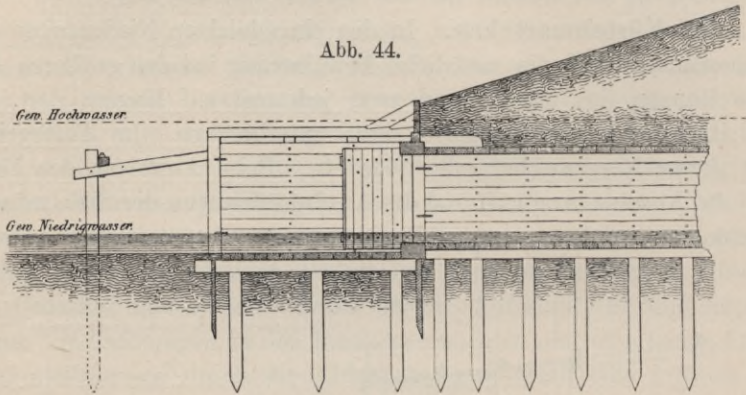


hindern. Um die umständliche Bedienung der Siele zu vermeiden, versieht man dieselben mit Drethoren, welche nach der Seeseite aufschlagen und beim Eintritt der Fluthströmung von dem eingehenden Strome gefasst und geschlossen werden, während sie bei der Ebbe durch den Druck des Binnenwassers sogleich sich öffnen, sobald der äufserer Wasserstand bis unter den inneren herabgesunken ist. Aus den Abb. 43 und 44 ist diese Anordnung ersichtlich, während Abb. 45 ein kleines Siel mit Klappenverschluss veranschaulicht.

Die Abwässerungszeit dauert bei jeder Tide nur wenige Stunden, und wenn hohe Fluthen auf einander folgen, so kann die Ausströmung während mehrerer Tiden ganz unterbrochen bleiben. Die Gröfse der Sielöffnungen richtet sich daher nicht lediglich nach der Menge des abzuführenden Wassers, sondern es ist dabei auch die Zeitdauer der Abwässerung, welche von der Fluthcurve und der Höhe des zulässigen Binnenwasserstandes über dem Niedrigwasser der Ebbe abhängt, zu berücksichtigen.

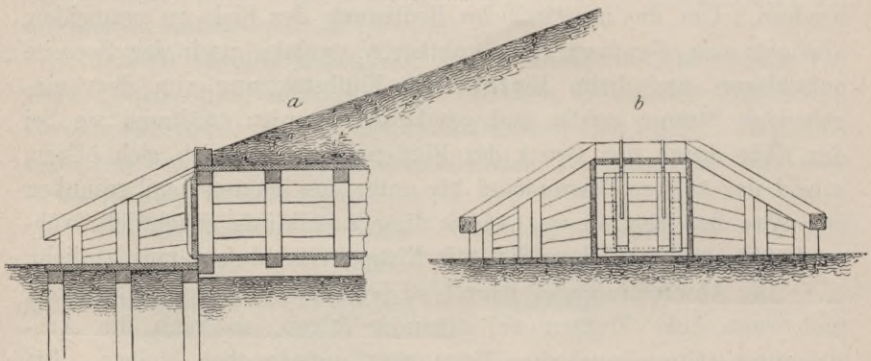
Bei Anordnung der Siele ist eine vor dem stärksten Wellenschlage und dem Angriffe des Stromes und Eises geschützte Stelle zu wählen, noch wichtiger ist aber die Rücksicht auf eine gute Verbindung des Siels mit dem eigentlichen Stromschlauche bzw. mit der offenen See. Ist diese Rinne oder das Sieltief nämlich sehr

Abb. 44.



lang oder enge, gekrümmt und flach, so bildet sich darin während der Auswässerung ein starkes Gefälle, und die Entwässerung wird beeinträchtigt, ferner treten starke Verlandungen ein, weshalb ein langes Aufsentief nicht leicht offen zu halten ist. Auf der Binnen-seite ist ein weiter Vorbussen, in welchem das Wasser bei geschlos-

Abb. 45.



senem Siel sich sammelt, für die Entwässerung sehr nützlich. Dagegen kommt es an der Küste weniger als in den Binnenniederungen darauf an, ob das Siel etwas mehr oder weniger stromabwärts angelegt wird, weil das Wasser überall gleich tief zu ebbem pflegt, oder doch die vor langen Deichstrecken in den Strommündungen vorkom-

menden Unterschiede nur so unbedeutend sind, daß sie gegenüber den übrigen Rücksichten nicht ins Gewicht fallen.

Die Tiefenanlage des Sielbodens ist zwar, um den nöthigen Durchflußquerschnitt mit geringer Weite zu erzielen, möglichst niedrig zu wählen, wird aber durch die Rücksicht auf die Offenhaltung des Aufsentiefs beschränkt. Es ist nämlich nicht zweckmäßig, den Sielboden tiefer als die Sohle des Aufsentiefs zu legen, weil die Beweglichkeit der Thore alsdann durch Verschlickung oder Versandung beeinträchtigt wird.

Der tiefste Binnenwasserstand oder die Binnenebbe liegt wegen der Gefällverluste in dem Siel und dem Aufsentief stets höher als das äußere Niedrigwasser, und der Stauspiegel des Binnenwassers ist je nach der Bodenbenutzung der niedrigsten zu entwässernden Ländereien zwischen 0,3 und 1,0 m unter deren Oberfläche anzunehmen. Aus der Bedingung, daß die bei geschlossenem Siel sich vor demselben anstauenden Wassermassen den festgesetzten Stauspiegel nicht überschreiten und daß sie während des Sielzuges vollständig abfließen müssen, ist die Größe der Sielöffnungen zu berechnen. Durch den Stau wird die Vorfluth der niedrigsten Ländereien um so mehr gefährdet, je größer der Zufluß zum Siel ist. Deshalb sucht man die Entwässerung verschieden hoch gelegener Flächen möglichst getrennt zu bewirken und wenn dies nach den örtlichen Verhältnissen nicht angeht, so versieht man die Abzugsgräben der niedrigen Flächen mit kleinen durch Thore oder Klappen selbstthätig sich einstellenden Sielen, welche das Wasser der höheren Theile in ähnlicher Weise zurückhalten, wie das Hauptsiel das höhere Aufsengewasser abhält.

In den Küstenländereien kommt es häufig vor, daß die gewöhnlichen Fluthen noch keine Ueberschwemmung herbeiführen, indem die Bodenoberfläche höher liegt als jene ansteigen. Alsdann kann man die Siele zeitweise geöffnet halten und das Fluthwasser eintreten lassen. Dies geschieht bisweilen zur Anfeuchtung der Ländereien oder wenn Reparaturen an dem Siel vorzunehmen, beispielsweise neue Thore einzuhängen sind, häufiger jedoch, um einen kräftigen Spülstrom zu erzeugen und das Aufsentief aufzuräumen. Es muß dabei aber das Eindringen von Salzwasser in die Abzugsgräben mit Rücksicht auf das weidende Vieh verhindert werden. Um das Einlassen des Fluthwassers auch bei niedrigerer Uferlage vornehmen zu können, werden bisweilen die unteren Theile des Binnentiefs mit Verwallungen versehen. Die Ueberstauung der Ländereien mit Seewasser ist stets unzulässig und auch die Gräben dürfen nicht mehrmals hinter einander damit angefüllt werden.

Oberhalb der Grenze des Seewassers ist dagegen in den Strommündungen das Einlassen von schlickhaltigem Fluthwasser für die Ländereien sehr vortheilhaft und die Entwässerungsschleusen werden hierzu häufig benutzt. Es ist dazu nur nöthig, die Thore mit Schützen zu versehen, damit das Einlassen jederzeit unterbrochen und ganz nach Belieben geregelt werden kann. Indem die Fluth- und Ebbe-strömungen sich in jeder Tide wiederholen, läßt sich eine viel wirksamere Ueberstauung der Ländereien einrichten als in den Flusniederungen, wo eine solche nur bei den selten vorkommenden hohen Anschwellungen ausführbar ist. Will man das eingelassene Wasser bei der Ebbe zurückhalten, so ist das Siel mit Ebbethoren zu versehen oder als eine nach beiden Richtungen kehrende Freiarche zu construiren.

53. Berechnung der Siel. Zunächst sind die abzuführenden Wassermengen zu ermitteln. Dieselben setzen sich zusammen aus dem Wasser, welches der Niederung von den oberhalb gelegenen Gegenden zufließt, aus den Niederschlägen des eigentlichen Niederungsgebiets und dem Dränge- oder Kuverwasser. Letzteres ist in den eigentlichen Seemarschen, deren Bodendecke aus Klai und Moor oder aus einem Gemisch von feinem Sande mit vielen thonigen oder moorigen Bestandtheilen besteht, fast gar nicht vorhanden. Wo dagegen der Boden in geringer Tiefe groben Sand enthält und die Wasserzüge bis in denselben eingeschnitten sind, wird die Menge des Kuverwassers sehr bedeutend und ist in besonders ungünstigen Fällen gleich einer täglichen Wasserschicht von 3 bis 6 mm, ja sogar bis 10 mm Höhe ermittelt worden. Gewöhnlich wird man aber das Kuverwasser für die Berechnung der größten Abflusmengen gegenüber der Unsicherheit der größten Niederschlagsmengen, wenn diese reichlich eingeschätzt werden, unberücksichtigt lassen können. Wo größere Bäche oder Flüsse in die Niederung eintreten, muß deren Wassermenge besonders, am besten durch Messung und Beobachtung, ermittelt werden. Für das eigentliche Niederungsgebiet genügt die Annahme, daß die Hälfte des größten monatlichen Niederschlags gleichmäßig auf alle Tage des Monats vertheilt, oder täglich $\frac{1}{60}$ des größten Monatsniederschlags abzuführen ist. Wenn also Monatsniederschläge bis zu 180 mm Regenhöhe vorkommen, so würde die größte Abflusmenge täglich gleich einer Wasserschicht von 3 mm Höhe oder für jede Tide gleich rund 1,5 mm Höhe anzunehmen sein. Dies giebt 15 cbm für 1 ha und eine Tide. Bisweilen hat man sich mit 10 bis 12 cbm begnügt, bisweilen auch 30 und sogar 40 cbm in Rechnung gestellt. Für mittlere norddeutsche Verhältnisse ist

20 cbm ein brauchbarer und auskömmlicher Mittelwerth. Die Dauer einer Tide ist gleich 12,4 Stunden (vergl. Art. 57) oder rund 44600 Secunden. Hieraus ergibt sich der grösste secundliche Zufluss zum Siel und wenn derselbe = Q cbm, die Zeitdauer des Sielzuges gleich Z Secunden gesetzt wird, so ist der Wasservorrath, welcher bei geschlossenem Siel in dem Vorbusen und den Wasserzügen aufgespeichert wird, gleich

$$(77) \dots \dots \dots Q(44600 - Z).$$

Dieser Ausdruck giebt den Rauminhalt des Wassers zwischen den Wasserspiegeloberflächen beim Zugehen der Sielthore und bei dem Beginn der nächsten Abwässerung.

Die durchschnittliche Abflussmenge des Siels ist im Verhältniß der Dauer des Sielzuges zu der ganzen Dauer der Tide gröfser als der durchschnittliche Zufluss, also

$$(78) \dots \dots \dots Q_a = \frac{Q \cdot 44600}{Z}.$$

Näherungsweise läfst sich annehmen, dafs der Abfluss gleichmäfsig erfolgt und wenn

- v = mittlere Geschwindigkeit,
- b = lichte Weite,
- h = mittlere Tiefe,
- δ = mittlere Stauhöhe

in der Sielöffnung bedeutet, so ist annähernd

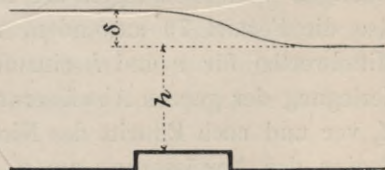
$$(79) \dots \dots \dots v = \frac{Q_a}{\mu b h}$$

und

$$\delta = \frac{v^2}{2g}.$$

Der Sielstau δ entspricht derjenigen Stauhöhe, welche in Brückenöffnungen und ähnlichen Verengungen des Durchflusses eines Wasserlaufes vorkommt. Die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers ist in der obigen Formel für δ vernachlässigt worden, weil der Querschnitt des Vorbusens gewöhnlich sehr viel gröfser als der Sielquerschnitt ist.

Abb. 46.



Das Aussenwasser ändert sich nach Maßgabe der Fluthcurve, welche beobachtet werden muß. Um die Berechnung für ein gegebenes Siel genauer durchzuführen, muß die Fluthcurve bekannt sein. Alsdann läfst sich die ganze

Abwässerungsdauer Z in einzelne Zeitabschnitte Δt zerlegen und für jeden die Wassertiefe h , welche nur von der Fluthcurve abhängt, ermitteln. Die Ausflusmenge ist dann in der Zeit Δt

$$(80) \quad \Delta M = \Delta t \cdot \mu b h \sqrt{2g\delta}$$

und die Höhe des Binnenwasserspiegels ändert sich nach Maßgabe des Unterschiedes zwischen der aus dem Vorbusen ausgeflossenen Wassermasse ΔM und der dem Vorbusen gleichzeitig zugeflossenen Wassermasse. Die letztere ist aber nicht genau bekannt, sondern hängt von der ganzen Gestaltung der Wasserzüge ab. Sie ist beim Beginne der Auswässerung jedenfalls kleiner als die ganze Zuflusmenge der Niederung, also in der Zeit Δt kleiner als $Q\Delta t$, indem alsdann noch eine Aufspeicherung der Zuflüsse in den entfernteren Theilen der Wasserzüge stattfindet. Setzt man sie also $= 0$ oder gleich einem eingeschätzten Mittelwerth, so läßt sich die in der Zeit Δt eintretende Senkung des Binnenwassers ermitteln und man erhält den Sieltau δ gleich dem Unterschiede der Senkungen des Aufsen- und des Binnenwasserspiegels. Wenn man in dieser freilich etwas umständlichen Weise die Abflusmengen ΔM der einzelnen Zeitabschnitte berechnet und ihre Summe für die ganze Dauer des Sielzuges bildet, so muß letztere der Zuflusmenge einer ganzen Tide gleich sein, und je nachdem die Rechnung eine größere oder kleinere Summe ergeben hat, ist die Sielbreite kleiner oder größer anzunehmen.

Diese Berechnungsart erscheint jedoch weniger für das Entwerfen einer Sielanlage geeignet als für die Berechnung der Abflusvorgänge in einem gegebenen Polder, wenn man das Steigen und Fallen des Wassers nicht bloß an dem Siel, sondern auch an entfernteren Stellen des Binnentiefs und der sonstigen Wasserzüge des Polders untersuchen will. Für die Berechnung der Sielweite ist ein Näherungsverfahren ausreichend, zumal die Abflusmengen und alle sonstigen Voraussetzungen der Rechnung unsicher sind. Man kann also die Formel 79 anwenden, wobei es darauf ankommt, passende Mittelwerthe für v und h einzuführen. Hierbei empfiehlt sich eine Zerlegung der ganzen Abwässerungszeit Z in zwei Abschnitte Z_1 und Z_2 vor und nach Eintritt des Niedrigwassers. Steht das Wasser beim Beginn der Abwässerung um y_1 , am Schlusse um y_2 über äußerem Niedrigwasser und ist h_0 die Sieltiefe bei dem letzteren, so ist hinreichend genau (vergl. Abb. 47)

$$h_1 = h_0 + \frac{y_1}{3} \quad \text{und} \quad h_2 = h_0 + \frac{y_2}{3}$$

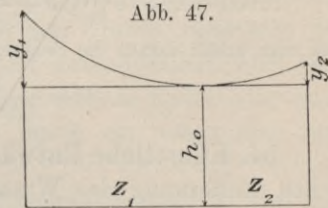
und bezeichnet man die mittleren Geschwindigkeiten in den beiden Zeitabschnitten mit v_1 bzw. v_2 , so erhält man für die ganze Ausflussmenge M die Formel

$$(81) \quad M = \mu b \left\{ \left(h_0 + \frac{y_1}{3} \right) v_1 Z_1 + \left(h_0 + \frac{y_2}{3} \right) v_2 Z_2 \right\}$$

und es ist

$$M = Q \cdot 44600 = Q_a (Z_1 + Z_2).$$

Die Ausströmung des Wassers durch das Siel vollzieht sich nun anfangs mit zunehmender Geschwindigkeit, bis der Sielstau δ eine gewisse GröÙe erlangt hat, bei welcher die Geschwindigkeit v so groß wird, daß sich Binnenwasser und Außenwasser gleichmäßig senken. Je reichlicher die Sielbreite ist, desto schneller wird dieser Gleichgewichtszustand eintreten; ist dagegen das Siel zu enge, so ist leicht zu ersehen, daß der Binnenwasserspiegel nur langsamer als das Außenwasser fallen kann, und daß der Sielstau δ und die Geschwindigkeit v um so größer wird, je schneller das Außenwasser fällt. In dem zweiten Zeitabschnitte nimmt die Geschwindigkeit ab, und ihr Mittelwerth wird im allgemeinen kleiner sein als in dem ersten. Der gleiche Unterschied wie zwischen zwei Sielen von verschiedener Breite stellt sich in jedem Siel bei der Veränderung der Abflussmengen ein, indem die Sielbreite vergleichsweise um so reichlicher erscheint, je kleiner die abzuführende Wassermasse ist.



In einem gut entwässernden Siel dürfen keine übermäßige großen Stauhöhen und Geschwindigkeiten entstehen, denn je größer δ ist, desto höher bleibt die Binnenebbe und desto mangelhafter ist die Entwässerung des Polders, auch wird der Bestand des Bauwerks durch zu große Wassergeschwindigkeiten gefährdet. Andererseits darf man das Siel, welches stets ein kostspieliges Bauwerk ist, auch nicht größer machen als zur Erreichung einer genügenden Entwässerung nothwendig ist. Demnach sind mittlere Geschwindigkeiten von 1,5 bis 2,0 m für die nur selten vorkommenden stärksten Abwässerungen noch als zulässig anzusehen.

Beispiel. Es sei die zu entwässernde Polderfläche gleich 600 ha, die größte Abflussmenge für eine Tide einschließlich Kuverwasser gleich $20 \frac{\text{cbm}}{\text{ha}}$, die Sieltiefe bei Niedrigwasser $h_0 = 0,70$ m, ferner $y_1 = 0,60$ m und $y_2 = 0,20$ m und die Dauer des Sielzuges = $2\frac{1}{2}$ Stunden oder 9000 Sekunden, wovon 6000 auf die Ebbe und 3000 auf die Fluth entfallen.

Man erhält

$$M = 600 \cdot 20 = 12000 \text{ cbm}$$

und die Aufspeicherung bei geschlossenem Siel

$$12000 \frac{44600 - 9000}{44600} = 9580 \text{ cbm.}$$

Da hierbei das Wasser im Polder nur um $0,60 - 0,20 = 0,40$ m steigen soll, so muß die Oberfläche des Vorbusens und der anschließenden unteren Wasserzüge insgesamt mindestens

$$\frac{9580}{0,40} = \text{rd. } 24000 \text{ qm}$$

groß sein, also etwa $0,4\%$ der Polderfläche betragen. Die durchschnittliche Ausflußmenge beträgt

$$Q = \frac{12000}{9000} = 1,333 \frac{\text{cbm}}{\text{Secunde}} \text{ oder } 1333 \text{ sl.}$$

Wenn wir die zulässige mittlere Geschwindigkeit während des ersten Zeitraumes = $1,50$ m annehmen und die während des zweiten Zeitraumes stattfindende mittlere Geschwindigkeit um die Hälfte niedriger, also auf $1,0$ m einschätzen, ferner den Ausflußcoefficienten $\mu = 0,85$ setzen, so lautet die Gleichung 81

$$12000 = 0,85 \cdot b \left\{ \left(0,70 + \frac{0,60}{3} \right) 1,5 \cdot 6000 + \left(0,70 + \frac{0,20}{3} \right) 1,0 \cdot 3000 \right\}$$

und man erhält daraus die Sielbreite

$$b = \frac{12000}{0,85 \cdot 10400} = 1,36 \text{ m.}$$

54. Künstliche Entwässerung. Die Nothwendigkeit zur künstlichen Entfernung des Wassers tritt in den tiefliegenden Marschen und Flusniederungen häufig ein, auch Sümpfe und Seen können in zahlreichen Fällen nur durch dieses Mittel trocken gelegt werden. Während man in früherer Zeit wesentlich auf die Benutzung der Kraft des Windes angewiesen war, ist die Wasserhebung seit Erfindung der Dampfmaschinen sehr erleichtert und überall anwendbar geworden, und man benutzt sie gegenwärtig nicht nur in sehr großem Umfange zur Trockenlegung von Ländereien, sondern auch zu Bewässerungs- und anderen Wasserversorgungsanlagen, insbesondere auch zu städtischen Entwässerungen.

Trotz der Vervollkommnung des Maschinenwesens sind aber die Kosten der Wasserhebung noch immer so bedeutend, daß man das Wasser so viel als möglich mit natürlichem Gefälle abzuleiten suchen muß und man findet wohl stets, daß diese Rücksicht bei künstlichen Entwässerungen beobachtet wird. Demgemäß legt man das Schöpfwerk in den eingedeichten Flusniederungen an das untere Ende des Deiches, man leitet ferner das fremde Wasser und dasjenige der höheren Gebietstheile gesondert ab und sucht dabei jeden Gefällverlust zu vermeiden. Selbst da, wo das natürliche Gefälle auch für die höheren Theile der Niederung nicht ausreicht, sondern das Wasser

gehoben werden muß, ist es meistens vortheilhaft, getrennte Schöpfmaschinen für die verschieden tief liegenden Polder einzurichten, um die Arbeitsleistung der Maschinen oder die Summe der Producte aus Wassermasse und Hubhöhe so klein als möglich zu machen.

Im Fluthgebiet heben die Maschinen das Wasser gewöhnlich nicht unmittelbar in das Meer oder den Strom, sondern in einen innerhalb des Hauptdeiches anzulegenden Busen, welcher bei Ebbezeit durch ein Siel entleert wird und in welchen zugleich die höheren Gebietstheile entwässern können. Das letztere ist jedoch nur dann zweckmäfsig, wenn der Busen grofs genug ist, um beiden Zwecken zu dienen.

In den Binnenniederungen ist die Zerlegung in Einzelpolder mit einem gemeinschaftlichen grofsen Busen häufig sehr zweckmäfsig. Die einzelnen Polder können alsdann ganz unabhängig von einander in dem für jeden erforderlichen Umfange durch ihre Schöpfmaschinen entwässert werden, während das geförderte Wasser sowie das von aufserhalb zufließende fremde Wasser in den Gräben aufserhalb der Ringdeiche nach dem Busen fließt, dort aufgespeichert wird und entweder durch das Siel seinen natürlichen Abflufs findet oder nach Erreichung einer bestimmten Stauhöhe durch ein neben dem Siel angelegtes Schöpfwerk entfernt wird.

Der in dem Polder zu haltende Binnenwasserstand ist von den Bodenverhältnissen und der Bodencultur abhängig (vergl. Art. 49). Es ist dabei aber zu berücksichtigen, dafs die Anforderungen sich nach der Errichtung des Schöpfwerkes infolge Veränderung der Culturen in der Regel steigern, ferner veranlafst die Trockenlegung bisweilen eine Senkung der Bodenoberfläche.

Da die künstlich entwässerten Polder fast ausnahmslos in hoher Cultur stehen, sind die Anforderungen hinsichtlich der Sicherheit und Schnelligkeit der Entfernung des überflüssigen Wassers gewöhnlich gröfser als in den übrigen Niederungen, weshalb die Maschinen nicht zu klein angelegt werden dürfen. Auch macht es keinen grofsen Kostenunterschied, wenn man die Leistungsfähigkeit der Anlage etwas erhöht, und die reinen Betriebskosten werden dadurch nicht gesteigert, indem sie sich nach den wirklich zu hebenden Wassermassen richten. Wenn die gröfste zu hebende Wassermenge festgestellt worden und also bekannt ist, so er giebt sich die erforderliche Maschinenkraft aus der Formel

$$(82) N = 20 QH.$$

Hierin ist H die Hubhöhe in m, Q die secundliche Wassermenge in cbm und N die Anzahl der Pferdekräfte, welche die Kraftmaschine

zu leisten und auf die Pumpe zu übertragen hat. Es ist nämlich, wenn η den Wirkungsgrad der Pumpe bedeutet,

$$N = \frac{QH \cdot 1000}{\eta \cdot 75}$$

und setzt man hierin $\eta = \frac{3}{8}$, so erhält man die Formel 82. Der Kraftbedarf läßt sich aber auch nach der Größe der zu entwässernden Fläche und der Hubhöhe einschätzen. Will man eine solche Regel anwenden, so ist die Annahme zulässig, daß in je 24 Stunden eine den Polder bedeckende Wasserschicht von 6 mm Höhe beseitigt werden soll. Das giebt für 1 ha täglich 60 cbm und in der Secunde 0,70 l. Ist nun wiederum H die Hubhöhe des Wassers in m, und wird die tägliche Betriebsdauer des Schöpfwerkes = 18 Stunden angenommen, so beträgt die für 1 ha Polderfläche erforderliche Nutzleistung

$$\frac{24}{18} \cdot \frac{0,70 H}{75} = \text{rd. } \frac{H}{80}$$

Pferdekraft in gehobenem Wasser gemessen. Die erforderliche Leistung der Dampfmaschine ist etwa um $\frac{1}{3}$ größer, mithin

$$(83) \quad \text{Maschinenkraft für 1 ha} = \frac{H}{60} \text{ Pferde.}$$

Diese Regel liefert für hohe Polder eine etwas reichlich bemessene Maschinenkraft, und man hat sich häufig mit einer kleineren Anlage begnügt. In der Weichselniederung, wo die Polder klein sind und die werthvollen Ackerländereien im Frühjahr möglichst schnell (durchschnittlich in 14 Tagen) trocken gelegt werden müssen, findet man dagegen stärkere Maschinen. Die Anlagekosten sind nämlich für ein Schöpfwerk von 15 Pferdekraften, wenn man nicht bloß die Maschinenanlage, sondern auch die Gebäude und alle Einrichtungen berücksichtigt, nicht viel höher als für ein solches von 10 Pferden, während es hinsichtlich der Bodenerträge einen großen Unterschied macht, ob mit der Bestellung im Frühjahr einige Wochen früher oder später begonnen werden kann.

Je größer der Polder ist, desto kleiner kann man verhältnißmäßig die zu hebenden Wassermengen annehmen, ferner ist die Oberflächengröße der vorhandenen Wasserzüge und die Culturart, ob Wiese oder Ackerland, darauf von Einfluß. Das Kuverwasser tritt gewöhnlich erst nach dem höchsten Binnenwasserstande ein und vergrößert daher weniger den Höchstbetrag der zu hebenden Wassermenge, als die Dauer der Betriebszeit. In der letzten Hinsicht spielt es aber bisweilen eine sehr große Rolle (vergl. Art. 53). Seine Menge läßt sich am genauesten durch unmittelbare Beobachtung bei hohem

Außenwasser und trockener Witterung ermitteln. Die Größe des Niederschlagsgebietes und der Ueberschufs der monatlichen Niederschläge über die Verdunstung liefert im allgemeinen die brauchbarste Grundlage für die Einschätzung der zu entfernenden Wassermassen. Versickerung in den Boden findet gewöhnlich nicht statt, sondern im Gegentheil ein Zutritt von Quell- oder Kuverwasser, dessen Menge unter sonst gleichen Umständen mit dem Höhenunterschiede zwischen dem Außenwasser und dem Binnenwasser zunimmt. Die Verdunstung kann dagegen ziemlich reichlich eingeschätzt werden, weil die Bodenoberfläche während der Trockenlegung entweder mit Wasser bedeckt oder feucht ist. Für kleine, besonders niedrig gelegene Flächen ist die Entwässerung durch eine kleine Windmühle vortheilhaft. Ein Windmotor von $2\frac{1}{2}$ Pferden kostet einschließlic Aufstellung und Pumpe nur etwa 2400 Mk. und genügt für 20 bis 30 ha. Zukünftig dürfte der Betrieb kleiner Schöpfmaschinen durch eine gemeinschaftliche grössere Maschinenanlage vermittelt elektrischer Kraftübertragung häufiger zur Anwendung kommen.

Die Kosten der Wasserhebung sind in Artikel 65 behandelt.

Achter Abschnitt.

Das Wasser im Fluthgebiet.

55. Die Wellen. Die Bildung der Wellen erfolgt bei jeder plötzlichen Störung des Gleichgewichts einer ruhenden Wassermasse, also beispielsweise wenn ein Stein ins Wasser geworfen wird. Gewöhnlich werden aber die Wellen durch den Wind erregt, indem die Wirkung desselben auf die Oberfläche immer ungleichmäÙig ist und nicht nur der Zeit nach abwechselnd sich verstärkt und schwächt, sondern wegen der wirbelnden Bewegungen auch an verschiedenen Theilchen der Oberfläche in ungleicher Stärke und Richtung auftritt. Solche Wellen bilden sich niemals einzeln, sondern treten stets in größerer Anzahl auf. Daneben giebt es aber auch Einzelwellen, die durch einmalige Erregung entstehen, beispielsweise durch plötzliches Einschieben eines Körpers in einen Canal oder Herausnehmen einer Wasserschicht aus demselben. In dem ersten Falle entsteht nur ein einzelner fortschreitender Wellenberg (positive Welle), in dem zweiten ein ebensolches Wellenthal (negative Welle). In allen Fällen muß die Geschwindigkeit der Welle von den Geschwindigkeiten der einzelnen Wassertheilchen unterschieden werden.

Die Welle schreitet nicht durch Strömung fort, sondern durch Druck. Wenn ein lothrechter Wasserfaden einen Stofs oder Druck erfährt, so weicht er aus, indem er sich verlängert und sein oberes Ende sich hebt; diese Erhebung ist aber wieder Veranlassung, daß der Druck auf den folgenden Faden sich fortpflanzt. In gleicher Weise wird beim Anlaufen gegen eine senkrechte Wand die Welle zurückgeworfen und ebenso kommt die Durchdringung zweier Wellen, die in entgegengesetzten Richtungen sich bewegen, zustande.

Es sei H = Wassertiefe bei ruhiger Oberfläche,

δ = Wellenhöhe,

L = Wellenlänge,

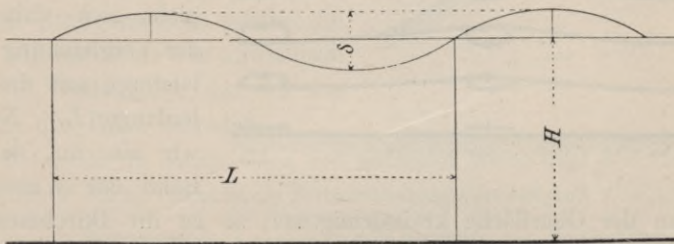
T = Zeitdauer des Fortschreitens um eine ganze Wellenlänge und

U = Fortschreitengeschwindigkeit.

Durch Beobachtungen hat man folgende Bewegungsgesetze gefunden.

Die Wellenhöhe δ wächst mit der Quadratwurzel der Anhublänge, d. i. der Entfernung von der windwärts liegenden Küste. Es kommen aber gleichzeitig Wellen von verschiedenen Längen und Höhen vor, wobei die größeren Wellen die kleineren überholen. Die Geschwindigkeit U ist am größten für lange Wellen und tiefes Wasser. Wenn die Tiefe abnimmt, so wird auch L und U kleiner, die Böschungen der Wellen werden steiler und die Umlaufbahnen der Wassertheilchen verschoben, dagegen bleibt die Wellenperiode T unverändert. Die Vorderfläche der Welle wird zuletzt so steil, daß der Kamm überschlägt und die Welle sich bricht.

Abb. 48.



Zwischen der Länge und Höhe der Wellen und der Wassertiefe besteht kein bestimmtes Verhältniß, dagegen steht die Fortschritungsgeschwindigkeit zu der Wassertiefe annähernd in dem durch die Formel

$$(84) \quad \dots \quad U = \sqrt{g \left(H + \frac{\delta}{2} \right)}$$

ausgedrückten Zusammenhange.

Diese Formel ist in regelmässigen Meeresbuchten und Canälen stets anwendbar und stimmt mit den Beobachtungen gut überein. Für solche Wassertiefen, welche größer als die Wellenlänge sind, also insbesondere für die Wellen im offenen Meere, ist dagegen

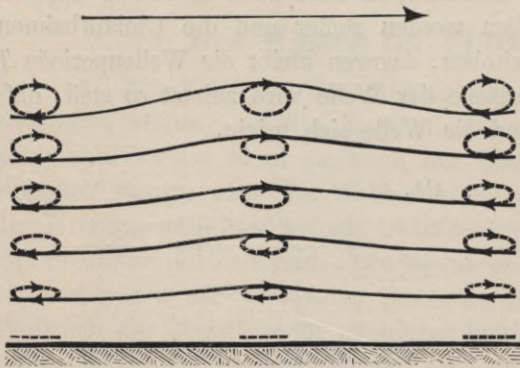
$$(85) \quad \dots \quad U = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}} = 1,25 \sqrt{L},$$

es hat also beispielsweise eine 100 m lange Welle eine Fortschritungsgeschwindigkeit von 12,5 m, unabhängig von ihrer Höhe und der Wassertiefe.

Die einzelnen Wasserfäden verhalten sich bei der Wellenbewegung in tiefem Wasser annähernd so wie die Halme eines Getreidefeldes im Winde. Sie bleiben unten fast in Ruhe und

schwingen, indem sie sich zugleich verlängern oder verkürzen, abwechselnd hin und her, wobei die einzelnen Wassertheilchen an der Oberfläche eine fast kreisförmige Bahn beschreiben. Bei geringer gleichförmiger Tiefe bleiben die sich ebenfalls verlängernden und verkürzenden Wasserfäden nahezu lothrecht und bewegen sich in ganzer Länge hin und her. Die Bahnen der Wassertheilchen werden

Abb. 49.



stets in derselben Zeit durchlaufen, in welcher die Welle um ihre Länge fortschreitet, und die Geschwindigkeit u , mit welcher die einzelnen Wassertheilchen ihre Bahnen beschreiben, ergibt sich daher aus der Vergleichung dieser letzteren mit der Wellenlänge L . Nehmen wir also an, daß die Bahn der Wassertheilchen an der Oberfläche kreisförmig sei, so ist ihr Durchmesser = der Wellenhöhe δ und folglich

$$u : U = 2\pi\delta : L.$$

Mit der Tiefe unter dem Wasserspiegel verändert sich die Umlaufbahn der einzelnen Wassertheilchen, und zwar bei gleichförmiger Tiefe in der aus Abb. 49 ersichtlichen Weise. Auf ansteigendem Grunde entspricht die Aenderung der Abb. 50. Hierbei

Abb. 50.



geht die schwingende Bewegung der Wassertheilchen mehr und mehr in eine fortschreitende über, und die Welle bricht ungefähr da, wo $H = \delta$ oder die Wassertiefe bei ruhendem Wasser ebenso groß als die ganze Wellenhöhe ist. An den Küsten sind die Wellen stets ziemlich senkrecht gegen das Ufer gerichtet, was sich aus der Verzögerung beim Anlaufen auf ansteigendem Grunde erklärt. Indem nämlich die Welle ab (Abb. 51) in a flacheres Wasser findet als in b ,

wird sie bei a stärker verzögert und der Punkt b rückt schneller vor als a , wodurch die Welle nach einander die Lage $a'b'$ und $a''b''$ annimmt und gegen die Küste einschwenkt.

Die in einer freien Wasseroberfläche von gleichförmiger Tiefe entstehenden Wellen haben stets eine kleinere Höhe als H . Treten die Wellen aber in ein engeres Wasser ein, so nimmt ihre Höhe zu, während sie beim Eintritt in ein breiteres Becken kleiner wird.

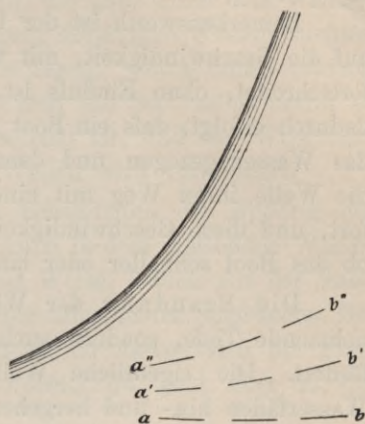
Die größten Wellen auf hoher See werden auf 12 m Höhe und die 15 bis 30fache Länge geschätzt, in den Binnenmeeren dürfte die Höhe nur auf 4 bis 5 m anwachsen und die Wellenlänge das 10 bis 15fache der Höhe betragen.

Beispiel. Es sei auf hoher See beobachtet Wellenlänge $L = 120$ m und Wellenhöhe $\delta = 5$ m. Dann ist die Fortschrittggeschwindigkeit $U = 1,25 \sqrt{120} = 13,7$ m, die Wellenperiode $T = \frac{120}{13,7} = 8,76$ Sekunden und die Geschwindigkeit u der Wassertheilchen an der Oberfläche, da diese einen Kreis von 5 m Durchmesser in der Zeit T beschreiben,

$$u = \frac{\pi \cdot 5,0}{8,76} = 1,79 \text{ m.}$$

Aus diesem Beispiele ist ersichtlich, daß die schwingende Bewegung der Wassertheilchen auch dann, wenn die letzteren ohne fortzuschreiten nur an ihrem Standorte sich hin und her bewegen, zu bedeutendem Umfange anwachsen kann. Daß trotzdem die inneren Widerstände bei der Wellenbewegung nur gering sind, und es ziemlich lange dauert bis eine Welle merklich abgeschwächt wird, beruht auf dem Umstande, daß die Wassertheilchen stets nahe aneinander bleiben und sich nur wenig gegen einander verschieben. Bei jeder reinen Wellenschwingung bleiben in der Oberflächenschicht dauernd die nämlichen Wassertheilchen, wie sich durch Beobachtung leicht feststellen läßt; ein Durchdringen verschiedener Schichten kommt nicht vor, sondern nur ein Gleiten aneinander, und auch dies nur in geringem Umfange. Man hat deshalb versucht, die Wellenbewegung aus dem Grundsatz der kleinsten Reibungsarbeit abzuleiten, was freilich nur unter vielen vereinfachenden Annahmen für einige in Wirklichkeit nicht vorkommende Grenzfälle gelungen

Abb. 51.



ist. Auf solcher theoretischen Unterlage beruhen die Formeln 84 und 85, und zwar ist die erste für Wellen bei geringer gleichförmiger Tiefe, die zweite für Wellen bei unendlicher Tiefe abgeleitet, in beiden Fällen unter Annahme sehr kleiner Wellenhöhen.

Bemerkenswerth ist der Umstand, daß die Art ihrer Erregung auf die Geschwindigkeit, mit welcher die einmal entstandene Welle fortschreitet, ohne Einfluß ist. Wenn die Erregung zum Beispiel dadurch erfolgt, daß ein Boot vom Ufer aus eine Strecke lang durch das Wasser gezogen und dann plötzlich angehalten wird, so setzt die Welle ihren Weg mit einer bestimmten Geschwindigkeit weiter fort, und diese Geschwindigkeit ist jedesmal gleich groß, gleichviel ob das Boot schneller oder langsamer bewegt wurde.

Die Brandung der Wellen wird nicht nur durch die abnehmende Tiefe, sondern auch durch das rücklaufende Wasser befördert. Die eigentliche Wellenbewegung, wobei die lothrechten Wasserfäden hin- und hergehen oder sich überneigen, hört nämlich auf sehr flachem Wasser vollständig auf, und von der früheren Welle bleibt nur der obere Scheitel übrig, dessen ganze Masse mit großer Geschwindigkeit dem Strande sich nähert und schließlich darauf geworfen wird. Dieses Wasser versinkt zum Theil in dem Sande oder dem Kiese, der den Strand bildet, zum Theil fließt es aber auf diesem nach der See zurück. Es leuchtet ein, daß die Rückströmung, indem sie den Fuß der auflaufenden Wellen verzögert, das Uberschlagen des Kammes oder das Brechen der Welle beschleunigt. Uebrigens kommt auch das in dem Strande versickerte Wasser bald wieder an die Oberfläche und fließt nach der See zurück. Beim Auflaufen und durch die Rückströmung wird zwar ein Theil der lebendigen Kraft zerstört, trotzdem ist diese bei starken Stürmen so groß, daß die Wellen bisweilen erstaunlich große Stosswirkungen ausüben: Steinblöcke von mehreren Cubikmetern Inhalt sind fortgeschoben, umgekantet und sogar über 6 m hohe Mauern geworfen worden.

Während die Geschwindigkeit der Welle und ihre Länge beim Anlaufen in flacheres Wasser abnimmt, wird die Wellenhöhe größer, und zwar annähernd nach der Formel

$$(86) \quad \delta = \delta_0 \sqrt{\frac{L_0}{L}}$$

Vor steilen Mauern und felsigen Küsten, deren Fuß bis in das tiefe Wasser hinabreicht, tritt keine Brandung ein, sondern es werden die Wellen zurückgeworfen, und die Wassertheilchen behalten

ihre schwingende Bewegung, ohne in die fortschreitende überzugehen. Der wagrechte Stofs ist daher in diesem Falle erheblich geringer als bei ansteigendem Grunde. Auch geneigte Flächen werfen die Wellen zurück, wenn der Neigungswinkel gegen die Wagrechte mindestens 45° beträgt. Steile Flächen, die ganz unter dem Wasserspiegel liegen, werfen die Wellenbewegung derjenigen Wasserschichten zurück, welche unter ihrer Kronenhöhe liegen. Ueber einem solchen untergetauchten Wellenbrecher bricht sich die See, selbst wenn er auf beträchtliche Tiefe mit Wasser bedeckt ist, und das Wirkungsvermögen der vorwärts schreitenden Wellen wird vermindert.

Die vorstehenden Erörterungen behandelten die Bildung der Wellen in ruhenden Wassermassen. Auch in dem fließenden Wasser vollzieht sich der Vorgang in derselben Weise, jedoch mit der Maßgabe, daß die Wellenbewegung an der allgemeinen fließenden Bewegung des Wassers theilnimmt. Hierdurch ändert sich die Fortschreitungs geschwindigkeit und die Formel 84 geht über in die Formel 90 des folgenden Artikels.

56. Geschwindigkeit der Wellen. Die in Artikel 55 mitgetheilte Formel für die Fortschreitungs geschwindigkeit der Wellen läßt sich in einfacher Weise wie folgt ableiten, wobei jedoch keine strenge Theorie, sondern nur ein Näherungsverfahren gegeben werden kann.

Wir betrachten zunächst eine Einzelwelle in einem wagrechten Canal, in welchem keine Strömung stattfindet. Während die Welle das beliebige Profil A durchläuft, wird das Wasser daselbst in schwingende Bewegung gesetzt, und wir wollen annehmen, daß alle lothrechten Wasserfäden des Querschnittes lothrecht bleiben und gleiche Geschwindigkeiten haben, die natürlich von der Zeit abhängig sind. Diese Geschwindigkeit sei in dem Profil A zur Zeit t , wo die Welle die in Abb. 52 dargestellte Lage hat, gleich u und es sei U die Fortschreitungs geschwindigkeit der Welle. Zur Zeit $t + dt$ ist die Welle um $ds = Udt$ fortgeschritten. Dadurch hat sich der Wasserquerschnitt zwischen A und einer beliebigen entfernten Profilstelle C , welche von dem Fufse der Welle noch nicht erreicht wird, um die unendlich kleine Gröfse zweiter Ordnung $\frac{ds}{2} \left(\frac{dy}{dt} \right) dt$, welche vernachlässigt werden kann und um die Fläche $DEE'D'$ vergrößert, und es ist andererseits durch das Profil A in die Strecke AC die Wassermenge

$dQ = (H + y)u dt +$ einer unendlich kleinen Gröfse zweiter Ordnung

eingetreten. Die Fläche $D E E' D'$ ist aber ein Parallelogramm mit der Grundlinie $DD' = ds$ und der Höhe y , der Flächeninhalt ist daher gleich $y \cdot ds$. Demgemäß gilt die Raumgleichung

$$(H + y) u dt = y ds$$

und es folgt daraus die Beziehung

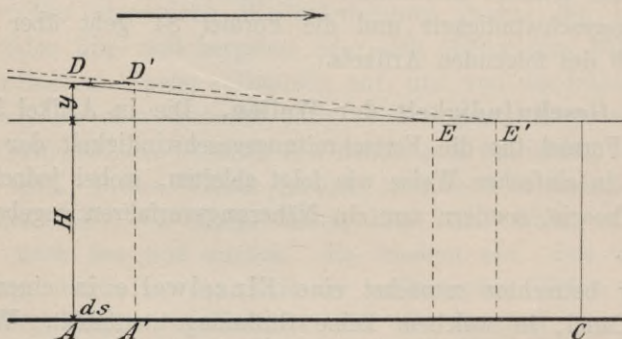
$$\frac{ds}{dt} = \frac{H + y}{y} \cdot u \text{ oder wegen } \frac{ds}{dt} = U,$$

$$(87) \quad \dots \quad U = u \cdot \frac{H + y}{y} \text{ und } u = U \frac{y}{H + y}.$$

Die Geschwindigkeit u ist für alle Wassertheilchen der Scheibe AA' nahezu gleich groß. Die Masse der Scheibe ist

$$m = \frac{(H + y) ds}{g}$$

Abb. 52.



und die bewegende Kraft ist der Unterschied des auf die Querschnittsflächen in A und A' ausgeübten Wasserdruckes. Da die Geschwindigkeitshöhen in A und A' als gleich groß angesehen werden können, so entspricht der Druckunterschied dem Gefälle der Oberfläche von A bis A' oder der Höhe $\frac{dy}{dt} dt$, um welche die Oberfläche bei A in der Zeit dt ansteigt. Es ist also die bewegende Kraft

$$K = (H + y) \frac{dy}{dt} dt$$

und die Beschleunigung der Wassertheilchen ist

$$\frac{du}{dt} = \frac{K}{m} = g \frac{dy}{dt} \cdot \frac{dt}{ds}.$$

Nun ist aber $\frac{ds}{dt} = U$, und da die Welle den Beobachtungen zufolge mit gleichmäßiger Geschwindigkeit fortschreitet, so ist U unabhängig von t , und wir erhalten die einfache Differentialgleichung

$$\frac{du}{dt} = \frac{g}{U} \cdot \frac{dy}{dt}$$

mit der Lösung

$$(88) \quad \dots \dots \dots u = \frac{g}{U} y + C.$$

Die Geschwindigkeit u war vor der Ankunft der Welle $= 0$, es muß also für $y = 0$ auch $u = 0$ sein, mithin ist

$$u = \frac{gy}{U}$$

und in Verbindung mit der Formel 87

$$(89) \quad \dots \dots \dots U = \sqrt{g(H + y)}.$$

Setzt man hierin $y = \frac{\delta}{2}$, so erhält man die Formel 84.

Wenn der Canal nicht stehendes, sondern fließendes Wasser enthält und die Strömungsgeschwindigkeit $= v$ ist, so wird u in der Gleichung 88 für $y = 0$ entweder $= +v$ oder gleich $-v$, je nachdem die Welle in der Strömungsrichtung oder gegen dieselbe fortschreitet, also

$$u = \frac{g}{U} y \pm v.$$

Zugleich ändert sich die Raumgleichung in

$$(H + y) u dt = y ds \pm H v dt.$$

Aus beiden Gleichungen erhält man

$$U = \frac{H + y}{y} u \mp \frac{H}{y} v = \frac{g \cdot y}{u \mp v}$$

und schliesslich

$$U(U \mp v) = g(H + y),$$

woraus man U als Wurzel einer quadratischen Gleichung ausdrücken kann. Der Wurzelwerth ist annähernd

$$(90) \quad \dots \dots \dots U = \sqrt{g(H + y)} \pm v,$$

und dies ist die gebräuchliche Formel für die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Wellen in fließendem Wasser.

Die Raumgleichung

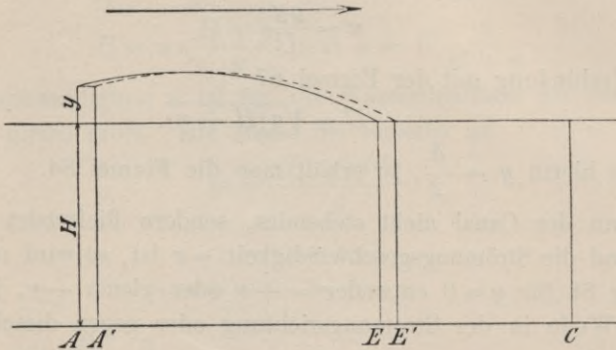
$$(H + y) u dt = y ds$$

ist vorhin nur für den vorderen Abhang der Welle abgeleitet worden, es ist aber leicht zu erkennen, daß sie in gleicher Weise auch für den hintern Abhang und ebenso für Punkte des Wellenthaltes als für diejenigen des Wellenberges gilt. Beispielsweise ist auch in dem Falle der Abb. 53 der Raumzuwachs der Wassermasse zwischen den Profilen A und C , während alle Punkte der Welle um $AA' = ds$ fortschreiten,

$$dF = ds \cdot y,$$

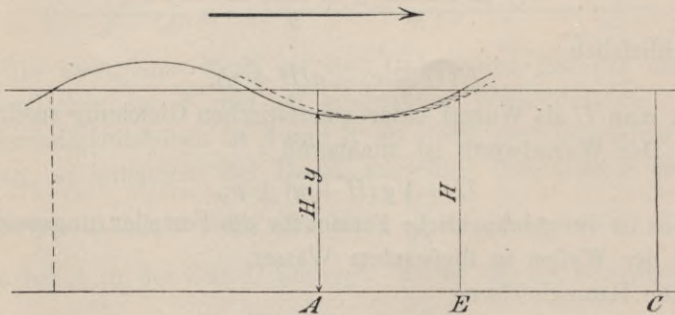
und ebenso gilt der Ausdruck für Abb. 54, wenn y für die Senkungen des Wasserspiegels unter der Höhe des ruhenden Wassers negativ genommen wird. Die Profilstelle C kann beliebig gewählt werden, sofern nur die Voraussetzung zutrifft, daß daselbst während

Abb. 53.



des betrachteten Zeittheilchens dt weder Ausströmung noch Einströmung stattfindet. Wenn also die Bedingung $u = 0$ beispielsweise für das Profil E erfüllt ist, so gilt die Raumgleichung für die Strecke AE , und zwar auch dann, wenn noch andere Wellen vor-

Abb. 54.



handen sind und die Wellenbewegung sich bis über E hinaus erstreckt. (Vergl. Artikel 58.)

Die vorstehende Ableitung der Wellenbewegung ist dadurch sehr vereinfacht worden, daß zwei Voraussetzungen eingeführt wurden, deren Zulässigkeit sich nicht theoretisch, sondern nur durch die Erfahrung beurtheilen läßt. Die erste Voraussetzung war der sogenannte Parallelismus der Schichten, daß alle Theilchen eines

Wasserquerschnittes in einer Ebene bleiben. Sie wird für die Wellen in regelmässigen Canälen von mässiger und gleichförmiger Tiefe durch die Versuche bestätigt, und das gleiche gilt auch von der zweiten Voraussetzung, nämlich der gleichförmigen Fortschreitungs geschwindigkeit der Wellen, derzufolge

$$\frac{ds}{dt} = \text{unveränderlich}$$

gesetzt werden konnte. Endlich sind die Reibungswiderstände an den Wänden und im Innern der Flüssigkeit unberücksichtigt gelassen. Bei der Einzelwelle, die nur aus einem fortschreitenden Wellenberge besteht, ist y überall positiv, und da zufolge Formel 87 die Gröfsen u und y stets das gleiche Vorzeichen haben, so bewegen sich die Wassertheilchen während des ganzen Vorüberganges der Welle in gleicher Richtung mit der letzteren vorwärts. Bei der negativen Einzelwelle, die nur aus einem fortschreitenden Wellenthale besteht, ist y negativ und u der Fortschreitungs geschwindigkeit der Wellen entgegengerichtet. Bei den gewöhnlichen Wellen folgen Wellenberge und Wellenthäler auf einander, wobei die Wassertiefe abwechselnd gröfser und kleiner als diejenige des unbewegten Wassers und y abwechselnd positiv und negativ ist. Dementsprechend hat an einer beliebigen Profilstelle A die Geschwindigkeit u der Wassertheilchen die gleiche Richtung als die Welle, wenn ein Wellenberg vorüberschreitet, und eine entgegengesetzte Richtung während des Vorüberschreitens eines Wellenthales. Auch dieses theoretische Ergebnifs wird durch die Beobachtungen mehr oder weniger bestätigt.

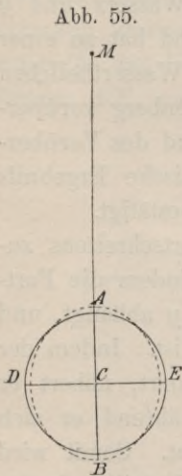
Die Form der Wellen kann während ihres Fortschreitens zufolge der Gleichung 89 nicht unverändert bleiben, indem die Fortschreitungs geschwindigkeit von der Wassertiefe $H + y$ abhängt, und daher nicht für alle Theile der Welle gleich grofs ist. Indem der Wellenscheitel schneller fortschreitet als der Fußpunkt, nähert er sich dem Fußpunkte der vorangehenden Welle, während er sich von demjenigen der folgenden Welle weiter entfernt. Somit wird der vordere Abhang der Welle allmählich kürzer und steiler als der hintere. Diese Veränderung ist jedoch, wenn H unverändert bleibt, nur geringfügig und langsam vor sich gehend, während sie bei den Wellen auf ansteigendem Grunde viel augenfälliger ist.

57. Die Gezeiten. In den grofsen Meeren verhält sich der Wasserspiegel in regelmässigem Wechsel zweimal täglich bald steigend, bald fallend. Das ist die Erscheinung der Ebbe und Fluth oder der Gezeiten. Der höchste Stand, welchen das Wasser beim Steigen oder bei der Fluth erlangt, ist das Hochwasser, sein nie-

drigster Stand bei der Ebbe das Niedrigwasser. Die Zeit von einem Hochwasser bis zum nächsten ist die Tide oder die Dauer der Gezeit, und der Höhenunterschied zwischen einem Hochwasser und dem darauffolgenden Niedrigwasser ist der Fluthwechsel. Die Tide*) ist durchschnittlich gleich 12,4 Stunden oder die Hälfte der Zeitdauer von einem Durchgange des Mondes durch den Meridian bis zum nächsten.

Die Erklärung für die Gezeiten ist in dem wechselnden Stande des Mondes und der Sonne gegen die einzelnen Punkte der Erdoberfläche zu suchen: „Sonne und Mond ziehen“, nach Plinius, „die Gewässer des Meeres wie Dienende nach sich.“ Die verschiedenen Massentheilchen des Erdballes werden nämlich von den Himmelskörpern nicht gleichmäfsig angezogen, denn die Anziehungskraft steht im umgekehrten Verhältnifs zum Quadrate der Entfernung der sich anziehenden Körper.

Die Anziehung, welche der Mond M auf ein Massentheilchen der Erde ausübt, ist daher an der Erdoberfläche bei A gröfser und bei B kleiner als im Mittelpunkte C , wo die ganze Erdmasse vereinigt gedacht werden kann. Die Beschleunigung in der Richtung auf M ist also in A gröfser als in C und in C gröfser als in B , und da die Schwerkraft um den Unterschied dieser Beschleunigungen verändert wird, so tritt sowohl in A als in B eine Verminderung der auf den Mittelpunkt C hin gerichteten Beschleunigung ein, während sie in D und E unverändert bleibt. Wäre die Erdmasse flüssig, so müfste die Oberflächenform sich in der punktirten Weise verändern, also in A und B eine Hebung, in D und E eine Senkung eintreten. Nun ist ein grofser Theil der Oberfläche mit Wasser bedeckt, und das Gleichgewicht dieser flüssigen Masse wird in der geschilderten Weise beeinflusst. Der Mond hebt den Wasserspiegel der



Meere an denjenigen Orten, in deren oberem und unterem Meridian er steht, und senkt ihn dort, wo er durch den Horizont geht. Dadurch entstehen abwechselnde Erregungen, welche in 24 Stunden und etwa 50 Minuten in der Richtung von Ost nach West um die Erde laufen. Aehnlich wie der Mond wirkt auch die Sonne auf die

*) Dieses niederdeutsche Wort ist nicht englisch auszusprechen, sondern so wie es geschrieben wird.

Meeresfläche ein, jedoch ist ihre fluthbildende Kraft geringer, weil die Unterschiede der Anziehung auf den Mittelpunkt und auf die verschiedenen Oberflächenpunkte der Erde geringer sind als beim Monde. Die Sonnenfluthen geben sich deshalb nur in der verstärkenden oder abschwächenden Wirkung auf die Mondfluthen zu erkennen. Bei Vollmond und Neumond fallen beide Fluthen zusammen und es entstehen die Springfluthen. Stehen Sonne und Mond in der Quadratur, so wird die Mondfluth durch die Sonnenfluth theilweise aufgehoben: „taube Fluth“.

Betrachtet man die Masse der Erde als Masseneinheit und den Durchmesser des Erdäquators als Längeneinheit, so ist

$$\text{die Masse der Sonne } M = 319\,500,$$

$$\text{„ „ des Mondes } m = 0,0125,$$

der mittlere Abstand der Sonne vom Erdmittelpunkte

$$R = \dots\dots\dots 11\,567$$

und der mittlere Abstand des Mondes

$$r = \dots\dots\dots 30,1.$$

Die Beschleunigung des Erdmittelpunktes C durch die Anziehung der Sonne ist

$$p_s = g \cdot \frac{M}{R^2} = g \cdot 0,00238$$

und der Unterschied der Beschleunigungen in C und A

$$\Delta p_s = g \frac{M}{(R-1/2)^2} - g \frac{M}{R^2} = g \cdot 0,000000206.$$

Ferner die Beschleunigung von C durch den Mond

$$p_m = g \frac{m}{r^2} = g \cdot 0,0000138$$

und

$$\Delta p_m = g \cdot 0,000000470.$$

Es verhalten sich daher die fluthbildenden Kräfte des Mondes und der Sonne durchschnittlich zu einander wie

$$\Delta p_m : \Delta p_s = 470 : 206 = 2,28 : 1.$$

Dadurch, daß Sonne und Mond ihre Stellung zueinander fortwährend verändern, entsteht die halbmonatliche Ungleichheit des Fluthwechsels, der Uebergang von der Springfluth zu der tauben Fluth. Stehen Sonne und Mond beide in der Aequatorebene, so nimmt die fluthbildende Kraft von dem Aequator nach den Polen ab und verhält sich unter dem beliebigen Breitengrade φ zu derjenigen am Aequator wie $\cos \varphi : 1$.

Durch die Abweichung (Declination) der Gestirne, hauptsächlich die des Mondes, entsteht die tägliche Ungleichheit, denn wenn der Himmelskörper nicht in der Aequatorebene steht, so sind seine fluthbildenden Kräfte für den oberen und unteren Meridiandurchgang nur am Aequator gleich, sonst aber verschieden groß. Die tägliche Ungleichheit macht, daß bald die Vormittagsfluth, bald die Nachmittagsfluth die größere ist, und zwar überwiegt diejenige, welche

der größeren Mondhöhe über bzw. unter dem Horizont bei seinen beiden Meridiandurchgängen entspricht. Auf der nördlichen Halbkugel folgt daher das höhere Hochwasser bei nördlicher Abweichung des Mondes seinem oberen, und bei südlicher seinem unteren Meridiandurchgange. Am Aequator sind die Springfluthen in den Nachtgleichen am größten, nach den Polen hin überwiegt der Einfluß der täglichen Ungleichheit, und sind die Springfluthen zur Zeit der Winter- und Sommerwende größer als gewöhnlich.

Mit der Theorie stimmen die wirklichen Flutherscheinungen in vielen Stücken überein, beispielsweise darin, daß Verschiedenheiten nach Art der halbmonatlichen und täglichen Ungleichheiten, zwischen Springfluthen und tauben Fluthen usw. wirklich vorkommen. Andere Erscheinungen konnten dagegen noch nicht genügend theoretisch begründet werden und sie lassen sich nur dadurch erklären, daß die Fluthwellen wegen der Gliederung der Erdoberfläche und des vielfachen Wechsels zwischen Land und Meer sich nicht regelmäßig entwickeln können, sondern in sehr verschiedener Weise abgelenkt und umgestaltet werden. Es kommt hinzu, daß die Beobachtungen sich auf Küstenpunkte beschränken, und die im freien Meere wirklich stattfindenden Vorgänge unbekannt sind.

Die genaue Kenntniß der Flutherscheinungen an einer Küste kann daher nicht theoretisch, sondern nur durch Beobachtungen gewonnen werden, durch welche an jeder Beobachtungsstelle die Größe des Fluthwechsels, die Höhe des Hochwassers und Niedrigwassers, die Form der Fluthcurve und die Hafenzzeit ermittelt werden muß. Unter Hafenzzeit versteht man diejenige Uhrzeit, zu welcher das Hochwasser am Tage des Vollmondes oder Neumondes durchschnittlich eintritt. Durch Vergleichung der Hafenzzeiten benachbarter Küstenorte läßt sich über die Art des Fortschreitens der Fluthwelle zwar ein Urtheil gewinnen, die Fortschritungsgeschwindigkeit aber nur in besonderen Fällen, z. B. in langgestreckten schmalen Buchten zuverlässig berechnen.

Die Fluthwelle unterscheidet sich von den durch den Wind verursachten Wellen durch ihre sehr viel größere Länge und Schwingungszeit. Denn sie braucht 12,4 Stunden oder rund 44600 Secunden, um an einem Beobachtungspunkte vorüberzuziehen oder einen Weg gleich ihrer Länge zu durchlaufen, wogegen die größten Meereswellen nur ungefähr 250 m lang sind und sich über diese Strecke in etwa 12 Secunden fortpflanzen.

Da an jeder Beobachtungsstelle die Flutherscheinungen sich in 12,4 Stunden wiederholen, so ist die Länge der Fluthwelle, d. i. der

Abstand von einem Wellenscheitel zum folgenden, nur von der Fortschritungsgeschwindigkeit des letzteren abhängig.

Wenn also T = Wellenperiode,
 U = Fortschritungsgeschwindigkeit,
 L = Wellenlänge bedeutet,

so ist $L = UT$ und wegen $T = 44\,600$ ist die Länge der Fluthwelle

$$(91) \dots\dots\dots L = 44\,600 \cdot U.$$

Mit welchen Geschwindigkeiten die Fluthwellen in den großen Meeren fortschreiten, ist nicht genau bekannt. Sollten sie in zwei Gezeiten einen Umlauf um die Erde vollenden, so müßte die Geschwindigkeit am Aequator ungefähr 450 m betragen und auf dem beliebigen Breitengrade φ gleich $450 \cos \varphi$ sein; die Wellenlänge wäre alsdann am Aequator gleich rund 20 000 km. An den Küsten und Meeresbuchten sowie in den Strommündungen, in welche die Fluthwelle eindringt, ist jedoch U stets bedeutend kleiner, und es dürfte eine so große Geschwindigkeit auch auf hoher See nirgends vorkommen.*) Nach der Formel 84, deren Anwendbarkeit auf sehr große Meerestiefen allerdings nicht berechtigt ist, wird die Fortschritungsgeschwindigkeit von 450 m erst in einer Wassertiefe von 20 km erreicht, während die größten Meerestiefen nur 8 bis 9 km betragen. Die Formel 85 ist aber noch weniger anwendbar und mit der obigen Formel 91 gar nicht vereinbar, was übrigens nicht befremden darf, da die Länge der Fluthwelle offenbar sehr viel größer als die Meerestiefe oder letztere im Verhältniß zu der ersteren nur gering ist.

Im allgemeinen folgen die Fluthwellen denselben Gesetzen als die durch Wind oder eine andere Kraft entstandenen Wellen. Dazu gehört, daß sie durch einander fortschreiten und sich durchdringen, ohne sich zu zerstören, daß beim Einlaufen in sich verengende Buchten der Fluthwechsel größer und in dem entgegengesetzten Falle kleiner wird, auch die Fortschritungsgeschwindigkeit in seichtem Wasser abnimmt, die Schwingungszeit aber unverändert bleibt.

Der Fluthwechsel ist im offenen Meere anscheinend geringer als an den Küsten. Bei St. Helena und Mauritius beträgt er 1 m, bei Honolulu 0,6 und bei Tahiti sogar nur 0,3 m. An den Küsten kommen Fluthwechsel zwischen 2 und 4 m häufig vor, jedoch auch solche bis 6 und 7 m, und in trichterförmigen Buchten kann die Fluthwirkung noch viel stärker werden. So z. B. soll der Fluth-

*) Große Wellen, durch Erdbeben entstanden, haben sich über den Ocean mit Geschwindigkeiten von 160 bis 200 m in der Secunde fortgepflanzt.

wechsel am Ende der Fundybai über 20 m, am Eingange dieser Bucht aber nur 2,7 m betragen.

Die Fortschreitungs geschwindigkeit U beträgt zwischen Helgoland und Cuxhaven etwa $26 \frac{\text{m}}{\text{Sec.}}$, von Cuxhaven bis Brunsbüttel zwischen 6 und 8 m; ferner von Helgoland nach Bremerhaven 12 bis 13 m, zwischen Bremerhaven und Vegesack 6 bis 7 m. Wenn $U = 6$ m ist, so beträgt die Wellenlänge L etwa $6,0 \cdot 44\,600 \text{ m} = 268 \text{ km}$ und zwei um diese Länge entfernte Orte haben zu gleicher Zeit Hochwasser.

Die Länge L der Fluthwelle ist in der Nähe der Küsten nicht größer als 1000 bis 1500 km zu schätzen und es dürfte anzunehmen sein, daß sie sich auch auf hoher See nur auf eine mäßige Anzahl von Längengraden erstreckt, sodaß nicht bloß zwei, sondern viele Fluthwellen gleichzeitig den Ocean durchlaufen. Indem dieselben mit wechselnder Geschwindigkeit, die von der Meerestiefe und anderen Umständen abhängen mag, auf einander folgen, werden sie durch die vorüberziehenden Gestirne taktmäßig erregt und bald mehr, bald weniger verstärkt oder abgeschwächt, wodurch ihre Höhe bald vermehrt, bald vermindert, ihre Periode aber durchschnittlich unverändert erhalten wird. Auf diese Weise werden die Unterschiede zwischen den theoretischen und den wirklichen Flutherscheinungen verständlich, und es läßt sich begreifen, daß sich in den letzteren der Einfluß der Sonne deutlicher zu erkennen giebt als der Einfluß der schnell abwechselnden Abweichungen des Mondes.

Für genaue Beobachtungen der Gezeiten sind Pegelstationen erforderlich, und die selbstschreibenden Schwimmerpegel am besten geeignet. In Meerestheilen mit geringer Wassertiefe kann sich der Seemann aber auch durch sorgfältige Lothungen auf seinem verankerten Fahrzeuge eine ungefähre Kenntniß der Größe des Fluthwechsels und der Hafenzzeit verschaffen.

58. Die Fluthwellen. In engem Zusammenhange mit den Fluthwellen stehen die Fluthströmungen. Während bei den gewöhnlichen Wellen die einzelnen Wasserfäden nur auf kleinem Raume, nämlich innerhalb einer an Länge ungefähr der Wellenhöhe gleichen Strecke hin und her schwingend sich bewegen, erfordert die Bildung der langgestreckten Fluthwellen eine hin und her gehende Verschiebung der Wasserschichten in größerem Umfange, sodaß wirkliche Strömungen auftreten, welche das Wasser nach denjenigen Flächen, wo ein Wellenberg entsteht, hin und von den in der Bildung begriffenen Thalflächen hinwegführen.

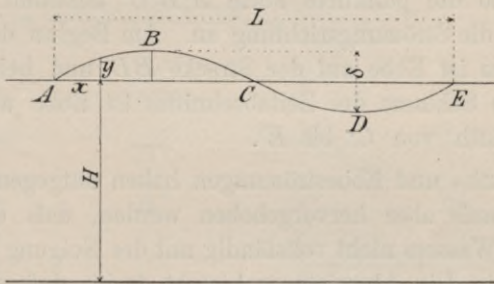
Im offenen Meere sind diese Strömungen im allgemeinen nicht stark, während sie in der Nähe der Meeresküsten und vorzüglich

in den Strommündungen, Haffen und Buchten sehr bedeutend werden und auf die ganzen Verhältnisse dieser Wassergebiete maßgebend einwirken.

Die Ebbe- und Fluthströmungen werden durch die Gestaltung der Küsten und Buchten beeinflusst und fallen am mannigfaltigsten aus, wenn das betreffende Meeresgebiet durch Inseln zertheilt ist, in welchem Falle die Strömungen bei Fluth und bei Ebbe häufig verschiedene Wege einschlagen und die Strömungsrichtung bisweilen stetig sich verändert. Die Strömungen sind in der letzten Hälfte der Fluth beziehungsweise der Ebbe gewöhnlich am stärksten und setzen erst geraume Zeit nach dem Eintreten dieser Wasserstände um.

In welcher Weise der Wasserstand eines Ortes sich ändert, läßt sich durch Aufzeichnung der Fluthcurve erkennen, indem die

Abb. 56.



Zeiten nach der Länge und die Wasserstände nach der Höhe aufgetragen werden. Diese Curve ist bei regelmäßigem Verlaufe am offenen Meere eine Sinuslinie, entsprechend der Gleichung

$$(91) \quad \dots \quad y = \frac{\delta}{2} \sin \frac{2\pi t}{T}.$$

Man construirt dieselbe, indem man erstens eine der Zeitdauer T der Fluthperiode entsprechende Länge und zweitens den Umfang eines Kreises, dessen Durchmesser gleich der Höhe δ des Fluthwechsels ist, in eine übereinstimmende Anzahl gleicher Theile zerlegt, durch die zugeordneten Theilpunkte senkrechte bzw. wagrechte Linien zieht und deren Schnittpunkte verbindet. Der Durchmesser des Kreises wird auf Mittelwasserhöhe gelegt und ebenso der Anfangspunkt der Kreistheilung.

Die Construction der Fluthcurve als Sinuslinie hat aber insofern keine praktische Bedeutung, als die Fluthcurven gegebener Orte unter Zugrundelegung der wirklichen Wasserstandsänderungen construirt werden müssen.

Durch die Fluthwellen nimmt der Meeresspiegel die Form langgestreckter Wellenlinien an. Die in der Richtungslinie des Fortschreitens in jedem Augenblicke vorhandene Form der Oberfläche stimmt auf offener See mit der Fluthcurve überein, sofern darin die Zeit durch Längen und die Wellenperiode T durch die Wellenlänge L ersetzt wird. Es lautet daher die Gleichung der Fluthwelle in Bezug auf Abb. 56

$$(92) \quad \dots \dots \dots y = \frac{\delta}{2} \sin \frac{2\pi x}{L}.$$

In Abb. 57 ist das Längenprofil der Fluthwelle und der Bewegungsvorgang dargestellt: In dem vierten Theil einer ganzen Wellenperiode rückt die Welle $ABCDE$ um $\frac{L}{4}$ vor, wobei der obere Scheitel von B nach A' , der untere von D nach C' gelangt und die Oberfläche die punktirte Form $A'B'C'$ annimmt. Die kleinen Pfeile geben die Strömungsrichtung an. Am Beginn des betrachteten Zeitabschnittes ist Ebbe auf der Strecke BD und beiderseits davon ist Fluth; am Schlusse des Zeitabschnittes ist Ebbe auf der Strecke $A'C'$ und Fluth von C' bis E' .

Die Fluth- und Ebbeströmungen haben entgegengesetzte Richtungen, es muß aber hervorgehoben werden, daß die Strömungsrichtung des Wassers nicht vollständig mit der Neigung der Oberfläche übereinstimmt. Die Abweichung besteht darin, daß die Umsetzung der Strömung sich verspätet und die Fluthströmung beim Beginn der Ebbe sowie die Ebbeströmung beim Beginn der Fluth noch anhält. Die Verspätung des Strömungswechsels ist nicht etwa bloß ausnahmsweise, sondern stets vorhanden und dauert auf offenem Meere wahrscheinlich bis zum Eintritt des mittleren Wasserstandes zwischen Hochwasser und Niedrigwasser, in den Strommündungen gewöhnlich zwischen 1 und 2 Stunden. Sie steht im Einklange mit den Gesetzen der Trägheit und der lebendigen Kraft; wie ein Pendel nicht auf dem niedrigsten Punkte stehen bleibt, so müssen auch die Wassertheilchen eine Strecke bergauf fließen und dadurch ihre Geschwindigkeit verlieren, bevor der Strömungswechsel eintreten kann.

Die Neigung der Oberfläche ist am größten in A und C und man erhält sie aus der Gleichung 92, wenn in dem Ausdrücke

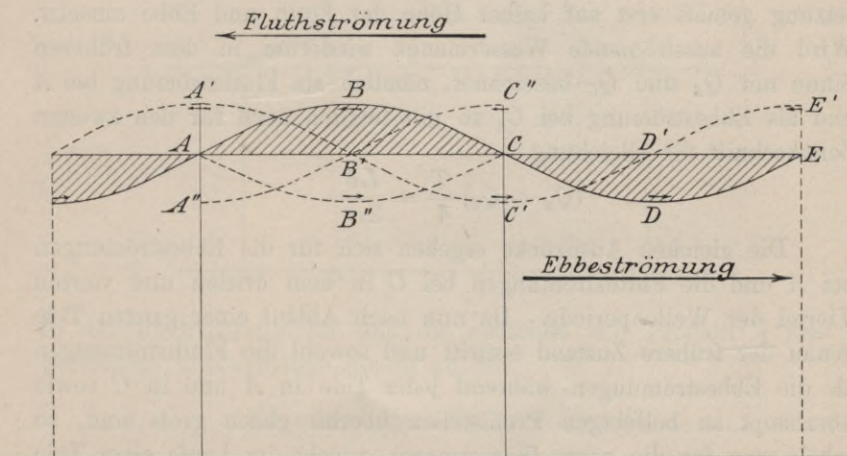
$$\frac{dy}{dx} = \frac{\delta\pi}{L} \cos \frac{2\pi x}{L} \text{ die Gröfse } x = 0 \text{ gesetzt wird; nämlich}$$

$$(93) \quad \dots \dots \dots J = \tan \alpha = \pi \frac{\delta}{L}.$$

Um die Geschwindigkeiten der Wassertheilchen kennen zu lernen, wollen wir die Bewegung in zwei Profilen A und C (Abb. 57), welche um eine halbe Wellenlänge von einander entfernt sind, gleichzeitig untersuchen und die Annahmen machen, daß erstens die Geschwindigkeiten aller Theilchen eines Wasserquerschnittes gleich groß sind, und daß zweitens die Strömung in halber Fluthhöhe umsetze.

Wir zerlegen die ganze Wellenperiode in vier gleiche Theile und beginnen mit der in Abb. 57 durch die ausgezogene Linie $ABCDE$ dargestellten Lage. In dem ersten Abschnitte von $\frac{T}{4}$ Sekunden rückt der Wellenscheitel von B nach A' vor, und die zwischen den Pro-

Abb. 57.



filen A und C enthaltene Wassermasse vermindert sich um den Inhalt des Wellenberges $ABCA$, denn es ist $AA'B' = CC'B'$ und folglich die mittlere Wasserhöhe am Schlusse des Zeitabschnittes gleich AC . Der Inhalt des Wellenberges ist

$$F = 2 \int_0^{L/4} y dx = \frac{L\delta}{2\pi},$$

wie sich zufolge der Gleichung 92 durch Ausführung der Integration ergibt. Der gemachten Voraussetzung zufolge war die Geschwindigkeit am Anfange des Zeitabschnittes in A und in $C = 0$ und es hat in beiden Profilen nur Ausströmung aus der Strecke AC stattgefunden. Man erhält daher für die Durchflussmengen in A und C die Gleichung

$$(Q_A + Q_C) \frac{T}{4} = \frac{L\delta}{2\pi}.$$

In dem folgenden Viertel der Wellenperiode bildet sich zwischen A und C das Wellenthal $AB''C$ und der Wasserinhalt vermindert sich wiederum um $F = \frac{L\delta}{2\pi}$. Am Anfange dieses Zeitraumes hat in A die Ebbe und in C die Fluth begonnen, sodafs ohne die Verspätung des Strömungswechsels sowohl bei A als bei C eine Einströmung von Wasser in die Strecke AC hätte stattfinden müssen, was mit der Verminderung der Wassermasse nicht vereinbar ist. In Wirklichkeit findet eine Verminderung der Wassermasse um den Inhalt F des Wellenthales statt, und somit ist auch die Ausströmung aus der Strecke AC gröfser als die Einströmung. Letztere ist aber in unserem Falle $= 0$, weil die Strömung der gemachten Voraussetzung gemäfs erst auf halber Höhe der Fluth und Ebbe umsetzt. Wird die ausströmende Wassermenge wiederum in dem früheren Sinne mit Q_A und Q_C bezeichnet, nämlich als Fluthströmung bei A und als Ebbeströmung bei C , so gilt folglich auch für den zweiten Zeitabschnitt die Gleichung

$$(Q_A + Q_C) \frac{T}{4} = \frac{L\delta}{2\pi}.$$

Die gleichen Ausdrücke ergeben sich für die Ebbeströmungen bei A und die Fluthströmungen bei C in dem dritten und vierten Viertel der Wellenperiode. Da nun nach Ablauf einer ganzen Tide genau der frühere Zustand eintritt und sowohl die Fluthströmungen als die Ebbeströmungen während jeder Tide in A und in C sowie überhaupt an beliebigen Profilstellen überall gleich grofs sind, so erhält man für die ganze Wassermasse, welche im Laufe einer Tide durch ein beliebiges Profil abwechselnd als Fluth- und als Ebbestrom hin und her fließt, die Formel

$$M = \frac{L\delta}{2\pi}.$$

Die Profildbreite ist hierbei $= 1$ angenommen. Es ist $L =$ Wellenlänge und $T = 44\,600$ Secunden. Beträgt die Dauer des Fluth- und des Ebbestromes je $\frac{T}{2}$, so ergibt sich die durchschnittliche Geschwindigkeit der Fluth- und Ebbeströmung annähernd aus der Beziehung

$$M = uH \cdot \frac{T}{2},$$

und zwar

$$u = \frac{L\delta}{\pi TH} = \frac{L\delta}{140\,000 \cdot H}$$

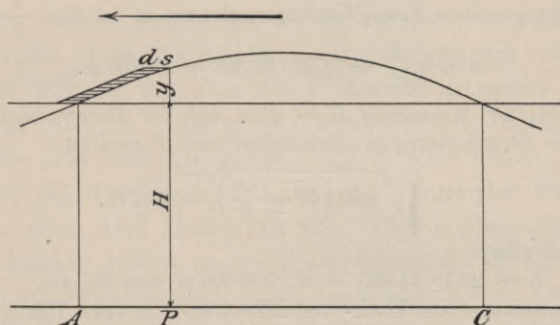
oder wegen $L = UT$

$$(94) \quad \dots \dots \dots \quad u = \frac{U\delta}{\pi H}.$$

In Formel 94 haben wir einen Ausdruck für den Mittelwerth der Profilvergeschwindigkeiten, die bei der Wellenbewegung abwechselnd als Fluth- und Ebbeströmung auftreten, erhalten. Es läßt sich aber die Geschwindigkeit auch für beliebige Zeitpunkte annähernd ermitteln. Es sei nämlich P eine beliebige Profilstelle zwischen A und C (Abb. 58) und die Strömungsgeschwindigkeit in P sei $= u$. In der Zeit dt rücken alle Punkte der Wellenlinie um

$$ds = U dt$$

Abb. 58.



in der Pfeilrichtung vor und die zwischen den Profilen A und P enthaltene Wassermenge nimmt zu um

$$dF = ds \int_0^y dy = ds \cdot y = U \cdot y dt.$$

Bei A hat aber der Voraussetzung zufolge Strömungswechsel und darum in der Zeit dt weder Aus- noch Einströmung stattgefunden. Die Einströmung durch Profil P ist

$$Q dt = (H + y) u dt$$

und es gilt somit die Raumgleichung

$$Q dt = dF.$$

Aus derselben folgt

$$u = U \frac{y}{H + y}$$

übereinstimmend mit der Formel 87, welche wir bei der Untersuchung einer Einzelwelle erhalten haben.

Die Untersuchungen des Artikels 56 sind somit auch auf die Fluthwellen anwendbar, und es läßt sich ihre Fortschritungsgeschwindigkeit U in der gleichen Weise ableiten. Die Geschwindigkeit u

wird am größten im Scheitel und im Fußpunkte der Welle, nämlich für $y = \pm \frac{\delta}{2}$. Man erhält für die Höchstwerthe den Ausdruck

$$(95) \dots \dots \dots u' = U \frac{\delta}{2H \pm \delta},$$

und zwar ist für die größte Fluthströmung das Pluszeichen, für die größte Ebbeströmung das Minuszeichen anzuwenden. Die Ebbeströmung ist folglich stärker als die Fluthströmung.

Beispiele. 1. Es sei angenommen $U = 450$ m, entsprechend einem Umlaufe der Fluthwelle um den Aequator in zwei Gezeiten, ferner $H = 4000$ m und $\delta = 1,0$ m. Alsdann ist nach Formel 94

$$u = \frac{450 \cdot 1,0}{3,14 \cdot 4000} = 0,036 \text{ m}$$

und die Strömungsweite s eines Wasserquerschnittes in der Zeit $\frac{T}{2}$ ist

$$s = u \frac{T}{2} = 0,036 \cdot 22\,300 = \text{rd. } 800 \text{ m.}$$

2. Es sei die Wassertiefe $H = 40$ m und der Fluthwechsel $\delta = 3,0$ m. Alsdann ist die Fortschreitungs geschwindigkeit nach Formel 84

$$U = \sqrt{9,81 \left(40 + \frac{3,0}{2}\right)} = 20,1 \text{ m,}$$

ferner die Wellenlänge

$$L = 20,1 \cdot 44\,600 = \text{rd. } 900\,000 \text{ m oder } 900 \text{ km.}$$

Die ganze Wassermasse des Fluth- und Ebbestromes in einer Tide ist mindestens

$$M = \frac{900\,000 \cdot 3,0}{2 \cdot 3,14} = 430\,000 \text{ cbm}$$

auf 1 m Breite der Fluthwelle und die durchschnittliche Strömungs geschwindigkeit nach Formel 94

$$u = \frac{20,1 \cdot 3,0}{3,14 \cdot 40} = 0,48 \text{ m,}$$

sodafs die Wassertheilchen in einer Tide die Strecke

$$s = u \frac{T}{2} = 0,48 \cdot 22\,300 = \text{rd. } 10\,700 \text{ m}$$

zurücklegen. Das größte Wasserspiegelgefälle ist nach Formel 93

$$\text{tang } \alpha = 3,14 \cdot \frac{3,0}{900\,000} = 0,0000105$$

oder 1 : 95 000 und die größte Strömungs geschwindigkeit nach Formel 95

$$u' = 20,1 \frac{3,0}{2 \cdot 40 - 3,0} = 0,79 \text{ m.}$$

Der größten Neigung des Wasserspiegels würde nach der allgemeinen Geschwindigkeitsformel, wenn darin $R = 40$ m und $c = 60$ eingesetzt wird, eine Geschwindigkeit

$$v = 60 \sqrt{40 \cdot 0,0000105} = 1,23 \text{ m}$$

entsprechen, welche größer ist als u' . Die Neigungen des Wasserspiegels der Fluthwelle stehen daher, obschon sie an und für sich nur gering sind, in keinem ungünstigen Verhältnisse zu den auftretenden Geschwindigkeiten, und es dürfte

durch die vorstehenden Ergebnisse einer allerdings nur näherungsweise Berechnung verständlich werden, daß die einmal vorhandene Fluthwelle auch da, wo sie den ferneren Einwirkungen der Gestirne entzogen ist, ihre Bewegung noch lange Zeit fortsetzen kann.

Die Fluthströmungen entsprechen nur auf freien Meeresflächen den vorstehend geschilderten Vorgängen. In den sich verengenden Buchten und Strommündungen darf die Wasserspiegelbreite nicht unberücksichtigt bleiben. Je schneller dieselbe in der Richtung landeinwärts oder stromauf abnimmt, desto leichter kann die vordringende Fluthwelle den Wasserspiegel vor sich heben und hinter sich senken, weshalb in solchen Fällen der Fluthwechsel gröfser wird. Die entgegengesetzte Wirkung tritt ein, wenn die Wasserbreite stromaufwärts gröfser wird, und der Fluthwechsel nimmt alsdann sehr merklich ab. Da die Fortschrittggeschwindigkeit U in seichem Wasser kleiner ist als in tieferem, so schreitet, wenn die Wassertiefe H in der Richtung stromauf geringer wird, was der gewöhnliche Fall ist, der Fuß der Fluthwelle langsamer fort als der Scheitel, der vordere Abhang der Fluthwelle wird kürzer, ihre Neigung stärker und auch die ganze Länge L wird kleiner, ferner verschiebt sich das Verhältniß zwischen der Dauer der Fluth und der Ebbe. Die erste wird kleiner als die halbe Wellenperiode, und da diese unverändert bleibt, so wird die Dauer der Ebbe gröfser. In gleichem Sinne wirkt endlich auch die Wassermenge, welche in den unteren Strecken der Ströme der Fluthwelle entgegenfließt.

In besonders augenfälliger Weise äußert sich die Formveränderung der Fluthwelle in denjenigen Flußstrecken, welche bei sehr großem Fluthwechsel ein stark ansteigendes Bett haben, in welchem ein starker Ebbestrom der Fluthwelle entgegentritt. Es geht nämlich alsdann durch die Verzögerung des Fußes und das schnellere Nachdringen des oberen Theiles der Fluthwelle ihr vorderer Abhang in eine steile Wand über, welche die Fluth einleitend mit großser Geschwindigkeit brandend aufwärts läuft und bisweilen mehrere Meter hoch ist. Dies ist die Sturzwelle, auch Bore und Mascaret genannt. Die Sturzwelle läuft im Severn mit etwa 5 m Geschwindigkeit in der Secunde und hat 2 m Höhe, im Amazonenstrom soll ihre Höhe beinahe 5 m und die Geschwindigkeit etwa 10 m betragen.

59. Fluth und Ebbe in den Strommündungen. Die von unten her in den Fluß eindringende Fluthwelle wird in der am Schlusse des vorigen Artikels angegebenen Weise verzögert, verändert und abgeschwächt. Die Fluthdauer wird stromaufwärts immer kürzer, und schließlich wird die Fluthgrenze erreicht, d. i. diejenige

Profilstelle, wo der Fluthwechsel aufhört und der Wasserstand nur noch nach der Menge des Oberwassers sich richtet.

Die Fluthgrenze ist veränderlich je nach der Stärke der Meeresfluthen und nach der Abflussmenge des Flusses. Sie rückt stromab oder stromauf, je nachdem die Abflussmenge grösser oder kleiner und die Fluthhöhe kleiner oder grösser wird. Der Fluthstrom reicht nicht bis zur Fluthgrenze, sondern die stromaufwärts gerichteten Strömungen hören schon unterhalb der Fluthgrenze auf.

Innerhalb der Fluthgrenze ändert sich der Stand und die Neigung des Wasserspiegels in jedem Augenblicke, und auch die Wassermengen sind sowohl von Profil zu Profil als auch an jeder Profilstelle mit der Zeit veränderlich. Die im ganzen während einer Tide abfliessenden Wassermassen aber nehmen stromabwärts bedeutend zu. Denn es gelangt daselbst nicht nur die Wassermenge, welche der Fluss oberhalb der Fluthgrenze führt, nämlich sein Oberwasser, zum Abfluss, sondern der Ebbestrom hat auch die bei der Fluth eingedrungenen Wassermassen abzuführen. Der Ebbestrom ist stärker als der Fluthstrom, und der Unterschied kommt der auf die ganze Dauer der Tide entfallenden Oberwassermasse gleich.

Mit den durch das Profil hin und her fließenden Wassermengen wächst das hydraulische Vermögen an der Profilstelle, d. i. die Wirkung der Strömungen auf Offenhaltung und Räumung des Bettes. Darin, dass dieses hydraulische Vermögen nicht lediglich von der Oberwassermenge abhängt, sondern durch das Eindringen der Fluthwelle vermehrt wird, liegt das wesentliche Unterscheidungsmerkmal zwischen der innerhalb des Fluthgebietes gelegenen Flussstrecke und der oberhalb gelegenen. Alles was das Eindringen der Fluthwelle erleichtert, dient zur Vermehrung der Wassertiefe, zur Verbesserung der Schifffahrt und häufig auch zur Verbesserung der Vorfluth, indem mit der Zunahme der Fluthgrösse das Bett vertieft wird und das Niedrigwasser tiefer abläuft. Eine Hebung des Hochwassers findet dabei gewöhnlich nicht statt, und wenn sie ausnahmsweise vorkommt, so pflegt sie nur unbedeutend zu sein. Die Zunahme der Tiefe beruht aber in der Hauptsache auf der Senkung des Niedrigwassers und der Austiefung des Flussbettes; sie entsteht einfach dadurch, dass die Fluth auch das vertiefte Bett nach wie vor bis zu der früheren Standhöhe füllt.

Von dem stets veränderlichen Längenprofil des Wasserspiegels sind die Linien des Hochwassers und des Niedrigwassers zu unterscheiden. Man erhält dieselben aus den Fluthcurven möglichst zahlreicher Profilstellen, wenn ihre Scheitelpunkte beziehungsweise Fuß-

punkte in das Längenprofil eingetragen und die bezüglichen Punkte mit einander verbunden werden. Unter dem Gefälle schlechtweg versteht man gewöhnlich die Niedrigwasserlinie.

Die Hochwasserlinie ist innerhalb des Fluthgebietes nahezu wagrecht, wenigstens pflegt ihre Neigung geringer zu sein als diejenige der Niedrigwasserlinie. Der gewöhnliche Fall ist ein geringes Gefälle in der Richtung stromabwärts. Beide Linien steigen also vom Meere aus landeinwärts an und treffen an der Fluthgrenze zusammen. Ein Fallen der Hochwasserlinie kommt nur in zwei verschiedenen Fällen vor, nämlich erstens da, wo sich das Fluthprofil nach oben hin erheblich erweitert, und zweitens in solchen Wasserläufen, deren schon an der Mündung enges und gewundenes Bett der eindringenden Fluthwelle bedeutende Hindernisse bietet, während die Oberwassermenge nur unbedeutend ist. Dies ist bei vielen kleinen Flüssen der Fall, und das Hochwasser hat daselbst in der Nähe der Fluthgrenze eine niedrigere Höhenlage als an der Mündung.

Beispiel. In der Eider ist die gewöhnliche Hochwasserlinie von Tönning aufwärts bis Pahlhude auf 53 km Länge wagrecht (auf + 1,21 m N. N.) und fällt dann bis Rendsburg (45 km oberhalb Pahlhude) auf 0,88 m N. N. Die Sturmfluth vom 15. October 1881 erreichte dagegen an den genannten drei Orten der Reihe nach die Höhen + 4,12 bezw. 2,99 und 2,02 m N. N. Das gewöhnliche Niedrigwasser liegt auf - 1,41 bezw. - 0,56 und - 0,13 m N. N. Die Sturmfluthen verlieren auf ihrem Wege um so mehr an Höhe, je höher sie an der Mündung sind.

In den obigen Fällen, wo die Hochwasserlinie landeinwärts fällt, hat die auf Erleichterung des Eindringens der Fluthwelle gerichtete Flufsregulirung eine Hebung des Hochwassers zur Folge, weshalb unter Umständen die Deiche erhöht werden müssen. Wo dagegen die Hochwasserlinie wagrecht liegt oder landeinwärts ansteigt, kann eine Hebung der Hochwasserstände infolge von Regulirungsarbeiten nicht eintreten, obwohl solche Wirkungen bisweilen als wahrscheinlich angesehen werden. Denn das Wasser fließt bei der Fluth nur in dem Maße zu, wie es Gelegenheit findet, sich mit natürlichem Gefälle auszubreiten. Dagegen hat die stärkere Strömung eine Vertiefung des Bettes zur Folge, und durch diese wird der Abfluß des Wassers während der Ebbe befördert, auch an der Grenze des Fluthgebietes der Hochwasserstand bei den Anschwellungen des oberen Stromlaufes ermäßigt.

Es folgt daraus, daß man auch in dem Fluthgebiet ebenso wie oberhalb desselben für die Vorfluth im allgemeinen nicht besser sorgen kann als durch Geradelegung und Vertiefung des Flufsbettes, also durch Verstärkung der Strömung. Durch Vertiefung des Flufs-

bettes senkt sich die Niedrigwasserlinie, und ihr Schnittpunkt mit der Hochwasserlinie rückt stromauf, die Fluthwelle wird nicht nur stärker, sondern dringt auch weiter landeinwärts. Um eine kräftige Fluthströmung zu erzielen, muß das Flußbett möglichst gerade geführt werden; Stromspaltungen, insbesondere solche, die durch grössere Inseln entstehen, ferner Profilverengungen, sind zu beseitigen. Erweiterungen des Fluthprofils, alte Flusarme, Sümpfe und Seen, Seitenthäler und Niederungsflächen, welche bei Hochwasser überfluthet werden, sind am oberen Ende einer zu regulirenden Stromstrecke vortheilhaft, indem das hydraulische Vermögen der letzteren durch die bei jeder Fluth sich oberhalb ansammelnden und bei der Ebbe ablaufenden Wassermassen vermehrt wird. Wenn es sich aber darum handelt, die Fluthströmung thunlichst weit stromauf zu leiten und dort zu verstärken, so müssen nicht blofs Verengungen, sondern auch unregelmäßige Erweiterungen des Fluthprofils der unterhalb gelegenen Strecken beseitigt werden.

60. Die Wassermenge im Fluthgebiet. Die Kenntniß des hydraulischen Vermögens oder der bei der Fluth und Ebbe sich in der Fluthstrecke bewegenden Wassermassen ist von so großer Wichtigkeit für alle Arbeiten im Fluthgebiete, daß es unerläßlich ist, die Wassermassen für alle Theile des Fluthgebietes sorgfältig zu ermitteln und auch für geänderte Fluthverhältnisse vorher zu berechnen. Beides ist sehr umständlich und erfordert aufer genauen Vorarbeiten auch große Sorgfalt in Berücksichtigung und richtiger Würdigung aller einschlägigen Verhältnisse. Die Berechnung aus Querprofil und Gefälle oder Querprofil und mittlerer Profilveränderung ist nicht anwendbar, weil Gefälle und Geschwindigkeit fortwährend wechseln, und ein Beharrungszustand niemals eintritt. Man muß daher einen anderen Weg einschlagen und an der Fluthgrenze beginnend die Untersuchungen von Profil zu Profil in solcher Weise vornehmen, daß die Wassermengen aus dem Zufluß des Oberwassers und den Raumgrößen zwischen den Oberflächen des Wasserspiegels am Anfange und Ende des fraglichen Zeitabschnittes hergeleitet werden. Dazu sind Wasserstandsbeobachtungen an zahlreichen Profilstellen erforderlich. Hat man aus den betreffenden Fluthcurven das Längenprofil für zwei verschiedene Zeitpunkte construirt, so lassen sich daraus für beliebige Zwischenprofile zunächst die Senkungen $= + \Delta z$ oder Hebungen $= - \Delta z$ des Wasserspiegels, dann die Profilveränderungen $\Delta F = \pm B \Delta z$ und schließlich die Raumgrößen $\Delta F \cdot \Delta x$ der einzelnen Zwischenstrecken finden. Die Zeitperioden Δt und die Theilstrecken Δx dürfen nicht zu groß gewählt werden, und es

ist bei der Eintheilung insbesondere darauf zu achten, daß sich dieselbe hinsichtlich Zeit und Ort an die Wendepunkte der Fluthcurven und der Fluthwellen (Hochwasser und Niedrigwasser) anschließt. Bei genauen Untersuchungen wird man Δt etwa $= \frac{1}{4}$ Stunde oder 900 Secunden annehmen.

An der Fluthgrenze kann die Wassermenge in gleicher Weise wie im Oberlauf der Flüsse gefunden und daher als bekannt angesehen werden. Man setze dieselbe $= Q_a$ und zähle die Längen von der Fluthgrenze stromab, die in der Zeit Δt stattfindenden Veränderungen Δx des Wasserspiegels positiv oder negativ, je nachdem sie Senkungen oder Hebungen sind. Alsdann ist die an der beliebigen Profilstelle P während des Zeitabschnittes Δt in einer Secunde durchfließende Wassermenge

$$(96) \quad . \quad . \quad Q = Q_a + \frac{\Delta M}{\Delta t} = Q_a + \frac{\Sigma \Delta x \cdot B \Delta z}{\Delta t},$$

worin B die jedesmalige mittlere Wasserspiegelbreite bedeutet, und die Summirung auf die ganze Länge von der Fluthgrenze bis zu der zu untersuchenden Profilstelle zu erstrecken ist. Je nachdem Q positiv oder negativ ausfällt, findet in dem Profil P Ebbe- oder Fluthströmung statt, und indem man die Berechnungen auf eine ganze Tide ausdehnt und die Summe aller positiven und aller negativen Werthe von $Q \Delta t$ bildet, erhält man die ganzen Wassermassen des Fluthstromes und des Ebbestromes in dem Ausdrucke

$$(97) \quad . \quad . \quad M = \Sigma Q \cdot \Delta t = \Sigma \left[Q_a + \frac{\Delta M}{\Delta t} \right] \Delta t,$$

worin

$$\Delta M = \frac{\Sigma (\Delta x \cdot B \Delta z)}{\Delta t}.$$

Es ist zu beachten, daß über die Zugehörigkeit zum Ebbestrom oder zum Fluthstrom nicht das Vorzeichen von Δz entscheidet, sondern das Vorzeichen von Q oder der eckigen Klammer in Formel 97. Zur Berechnung von Q oder der durch die Profilstelle P fließenden Wassermengen sind sämtliche Glieder von der Fluthgrenze bis zu der Profilstelle P algebraisch zu summiren und so lange Q positiv ausfällt, ist im Profil P eine Ebbeströmung, im entgegengesetzten Falle eine Fluthströmung vorhanden. Handelt es sich um eine Berechnung für die zukünftigen, veränderten Fluthverhältnisse, die infolge von Veränderungen im Flußbette muthmaßlich eintreten werden, so ist der gleiche Weg einzuschlagen, wobei die zukünftigen Querschnittsgrößen und Fluthcurven an die Stelle der vorhandenen treten. Schwierig ist dabei insbesondere die Vorherbestimmung der Fluth-

curven, für welche nicht blofs der zukünftige Verlauf der Hoch- und Niedrigwasserlinien maßgebend ist, sondern auch die Fortschrittgsgeschwindigkeit, welche die Fluthwelle unter den zukünftigen (veränderten) Verhältnissen annimmt und die Formveränderung, welche sie dadurch erleidet, dafs Fufspunkt und Scheitel mit verschiedener Geschwindigkeit fortschreiten.

61. Wind und Wellenschlag.*) Allgemein trifft die Regel zu, dafs der Wasserstand an dem Ufer sich hebt, wenn der Wind gegen die Küste gerichtet ist und dafs er fällt, wenn der Wind von der Landseite weht. Theilweise trägt das Anlaufen der Wellen hierzu bei, indem dieselben auf ansteigendem Grunde eine Anhäufung von Wasser an den Ufern hervorbringen, wodurch der Wasserstand je nach der Stärke der Wellenbewegung mehr oder weniger gehoben wird. Hauptsächlich werden die Veränderungen des Wasserspiegels jedoch dadurch verursacht, dafs die Oberfläche des letzteren unter der Einwirkung des Windes nicht genau wagrecht bleibt, sondern eine entsprechende geringe Neigung annimmt. Auf diese Weise entstehen auch an denjenigen Meeresküsten, die keinen Fluthwechsel haben, häufige Wasserstandsänderungen, und in den Buchten und Flufsmündungen findet bald Einströmung, bald Ausströmung statt. Wenn ein ausgedehntes Wasserbecken mit dem Meere nur durch eine schmale Oeffnung in Verbindung steht, sind diese Strömungen sehr bemerkenswerth und wichtig, indem sie nicht blofs bei starken Stürmen, sondern auch unter gewöhnlichen Verhältnissen bei den fast ununterbrochen stattfindenden geringen Schwankungen des Wasserspiegels vorkommen und zur Erhaltung der Tiefe in der Oeffnung in ähnlicher Weise beitragen als die Ebbe- und Fluthströmungen. Solche Stellen sind deshalb zur Anlage von Häfen sehr geeignet.

Wenn der Wind lange in derselben Richtung weht, so setzt er das Wasser an der Oberfläche durch Reibung in Bewegung. Dadurch entstehen die Triftströmungen in den großen Weltmeeren und auch die vielfach vorkommenden Küstenströmungen dürften durch eine vorherrschende Windrichtung zu erklären sein, obschon dabei noch andere Ursachen mitwirken, z. B. die Unterschiede der Wärme und des Salzgehaltes des Wassers und die Ablenkung der Strömung durch die mit der geographischen Breite abnehmende Umdrehungsgeschwindigkeit der Erdoberfläche.

*) Unter Benutzung von Hagen: Seeufer und Hafenbau, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Die bedeutendsten Erhebungen des Wasserspiegels werden durch die Stürme verursacht. Wenn ein anhaltender Sturm über die Meeresfläche braust und gewaltige Wogen peitscht, dann werden große Wassermassen vor dem Winde hergejagt und gegen die Küste geworfen. Die Sturmfluthen wachsen mit der Stärke und der Dauer des Sturmes und erreichen die größte Höhe, wenn der Wind über die breiteste Wasserfläche weht. In weitgeöffneten Buchten wächst die Höhe der Sturmfluth wie bei der Fluthwelle mit dem Fortschreiten in der Bucht, wo sie ein stets engeres Bett findet. Sehr bedeutend ist die Einwirkung des Sturmes auf die Fluthwellen in den Strommündungen. Die Fluthwelle wird bedeutend höher und dringt schneller und weiter stromaufwärts vor als die gewöhnliche, die Dauer des Fluthstromes wird bedeutend länger, und der Ebbestrom kann sich nur wenig entwickeln, so daß das folgende Niedrigwasser häufig höher ist als das gewöhnliche Hochwasser. Die neuen Fluthwellen finden daher bereits einen hohen Wasserstand vor und der Fluthwechsel wird während der Dauer des Sturmes gering. Der Abfluß des Oberwassers wird hierbei sehr behindert und die Sturmfluthen sind daher am gefährlichsten, wenn sie mit hohem Oberwasser des Stromes zusammentreffen.

Für die Ufer ist der Wellenschlag noch wichtiger als die Höhe, bis zu welcher der Wind den Wasserspiegel erhebt. Die Gewalt der Wellen ist überraschend groß; selbst feste Felsen werden durch ihren Angriff erschüttert, und fast überall sind die Meeresufer in Abbruch. Ablagerungen und Anwüchse kommen nur ausnahmsweise und nur in geschützten Buchten vor (Marschbildung).

Steile Thonufer sind dem Abbruche am meisten ausgesetzt. Die abgebröckelten Theile stürzen in das Wasser, wo sie durch den Stoß der Wellen so fein zertheilt werden, daß die Theilchen über dem Boden schweben und durch den rücklaufenden Strom in große Tiefen fortgeführt werden, von wo sie nicht wieder an das Ufer zurückkehren. Hieraus erklärt es sich, weshalb es so überaus schwierig ist, ein thoniges Ufer selbst bei großer Festigkeit gegen Abbruch zu schützen. Fast das einzige Mittel ist in diesem Falle, auf Ablagerung von Sandmassen hinzuwirken und sonach ein Sandufer künstlich zu schaffen. Selbst herabgestürzte große Steine, die in dem thonigen Boden vorhanden waren, gewähren keinen dauernden Schutz. Denn indem sie nicht auf fester Unterlage ruhen, und der sie umgebende Boden losgelöst wird, versinken sie nach und nach bis tief unter die Bodenoberfläche, und über sie fort treffen die Wellen späterer Stürme ungeschwächt den neuen Fuß des Ufers. Der Abbruch dieser

Ufer wird übrigens noch beschleunigt, wenn wasserführende Schichten vorhanden sind, und die Quellen Abrutschungen veranlassen.

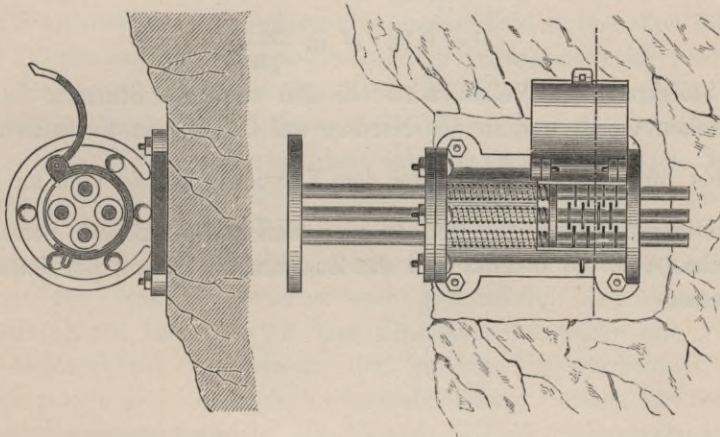
Indem die thonigen Theilchen der abgebrochenen Bodenmassen von dem Wasser fortgeführt werden, bleiben nur die Sand- und Kiestheile am Ufer liegen, und diese bilden fast überall den Strand, d. i. das niedrige Vorufer, welches bei hohem Wasserstande und starkem Seegange unter Wasser tritt oder doch von den auflaufenden Wellen überfluthet wird. Bei dem Auflaufe der Wellen kommt die Oberfläche des Strandes in Bewegung; die Körnchen folgen der Richtung der Welle, werden also emporgetrieben, und wenn das Wasser zurückläuft, reißt es sie wieder mit sich zurück. Bei diesem Hin- und Hergange verschieben sich die Körnchen gewöhnlich etwas seitwärts, weil die Wellen in der Regel etwas schräge auf das Ufer auflaufen und nach derselben Seite auch in schräger Richtung zurückfließen. So veranlaßt schon ein märsiger Wellenschlag, der das Ufer nicht ganz senkrecht trifft, eine Strömung in der Richtung des Strandes und eine seitliche Verschiebung der Sand- und Kieskörnchen, welche den letzteren bilden. Durch die vorherrschende Küstenströmung wird das Wandern des Sandes unterstützt und so erklärt sich die Gleichmäßigkeit der Strandbildung und das fast allgemeine Vorhandensein desselben auch an Küsten, die keine sandigen Ufer haben. Auch die Bildung der Nehrungen ist auf die erwähnten Ursachen zurückzuführen, indem dieselben an tiefer einspringenden Buchten des Meeres dadurch entstehen, daß der Strand nicht dem zurückspringenden Ufer folgt, sondern in der allgemeinen Küstenrichtung vorrückt.

In den Mündungen der Flüsse treten wesentlich dieselben Erscheinungen ein, und der Unterschied besteht nur darin, daß die in der Küstenrichtung vorrückenden Sandmassen durch den ausgehenden Strom verdrängt werden und die Oeffnung nicht völlig geschlossen werden kann. Um die Mündung tief zu erhalten, ist aber eine kräftige Strömung erforderlich.

Der vor dem Strande vorbeitreibende und aufgeworfene Sand bleibt nicht vollständig ein Spiel der Wellen, sondern vor geschützten Ufern häuft er sich an und wird bei heftigen Seewinden landeinwärts getrieben. Selbst hohe und steile Ufer setzen diesem Sandfluge kein Hinderniß entgegen, sondern scheinen ihn gerade vorzugsweise zu begünstigen. Denn vor diesen Ufern entsteht bei starkem Seewinde ein aufwärts gerichteter Luftstrom, der den Sand mit sich fortreißt und auf das hohe Ufer führt, welches während eines Sturmes bisweilen in die wehende Sandmasse wie in einen Nebel dicht einge-

hüllt erscheint. Große Flächen werden oft in kurzer Zeit unter dem wehenden Sande begraben, und es ist daher die Festlegung der sich bildenden Sandmassen durch zweckmäßigen Dünenbau sehr wichtig. Der Strand behält trotz der fortwährenden Bewegung seiner Oberfläche gewöhnlich seine Gestalt, so lange seine Neigung recht flach ist. Steigt er dagegen an einer Stelle steil an, so kann sich hier kein neues Material ablagern, während das rücklaufende Wasser das vorhandene mit sich reißt, und der Strand dabei schnell zurückweicht. Um hiergegen gesichert zu sein, darf die Neigung des Strandes nicht steiler als 1:20 sein.

Abb. 59.



Der Wellenschlag bildet ferner Riffe vor dem Strande. Dies sind erhöhte Rücken, welche bei heftigem Sturm an denjenigen Stellen entstehen, wo die ankommenden Wellen mit den rücklaufenden oder mit dem verstärkten Rückstrom, den jede derselben veranlaßt, sich begegnen. Die Riffe bilden sich stets unter dem jedesmaligen Wasserspiegel und zwar 2 bis 4 hinter einander. Nach dem Aufhören des Sturmes zeigt es sich aber oft, daß das erste Riff sich dem Strande stark genähert hat, und sein oberer Theil trocken liegt; der Sand wird alsdann bei anhaltendem schwächeren Seewinde fortgeweht.

Zur Messung der Windgeschwindigkeit benutzt man vorzugsweise das dem Woltmannschen Flügel nachgebildete Anemometer, bei welchem vier halbkugelförmige Schalen sich um eine lothrechte Achse drehen. Die Umdrehungen werden entweder auf ein Zählwerk

übertragen, wo sie direct abgelesen werden können, oder auf einem durch ein Uhrwerk gleichmäfsig fortbewegten Papierstreifen markirt. Gebräuchlich ist die Eintheilung der Winde in 10 oder 12 Klassen je nach der Stärke oder Geschwindigkeit, und zwar so, dafs stets die stärksten Winde in die höchsten Klassen eingereiht werden. Die Geschwindigkeiten betragen

bei lebhaftem Winde etwa 6 m in der Secunde,

„ starkem „ „ 10 „ „ „ „

„ stürmischem „ „ 14 „ „ „ „

Winde von mehr als 15 m Geschwindigkeit gelten als Stürme und Geschwindigkeiten über 25 kommen nur bei schweren Stürmen vor, sind also selten. Die grösste Windgeschwindigkeit dürfte 40 m betragen. Der Winddruck beträgt etwa

$$P = 0,12 \cdot v^2 \text{ in } \frac{\text{kg}}{\text{qm}}.$$

Die Stofskraft der Wellen wird bei den stärksten Stürmen im Atlantischen Ocean und in der Nordsee auf Grund von Versuchen auf

10 bis 30 $\frac{\text{t}}{\text{qm}}$ geschätzt. Bei den Versuchen wurde eine an Führungsstangen bewegliche und an vier starken Spiralfedern befestigte Scheibe (Abb. 59) benutzt und die Zusammendrückung der letzteren gemessen.

Neunter Abschnitt.

Die Wasserbenutzung.

62. Das Wasser als Triebkraft. Die Wassermühlen gehören zu den ältesten gewerblichen Anlagen, sie waren früher sehr wichtig, ja fast unentbehrlich und wurden in großer Zahl an fast allen Bächen und Flüssen angelegt. In neuen Ländern begünstigten die Ansiedler ihre Erbauung, welche im öffentlichen Interesse lag, durch Beihilfe und Gewährung von Vorrechten. Seit Erfindung der Dampfmaschinen haben sich aber die Verhältnisse sehr verändert und viele kleine Wassertriebwerke sind bereits eingegangen, während andere von den Besitzern nur noch zur Aufrechterhaltung der verliehenen Wasserbenutzungsrechte im Betriebe erhalten werden. Nichtsdestoweniger kommt den Wassertriebwerken auch gegenwärtig noch eine große Bedeutung zu, besonders an dem Mittellaufe der Bäche und Flüsse. Die Gebirgsbäche sind wegen der großen Veränderlichkeit ihrer Wassermenge und der starken Geschiebeführung weniger für Wassertriebwerke geeignet und in den Ebenen sind die Stauanlagen häufig kostspielig, die Stauwirkungen nachtheilig für die Vorfluth und Bodencultur.

Wo ein Wassertriebwerk angelegt werden soll, muß eine genügende Wassermenge vorhanden und ein angemessenes Gefälle zu erzielen sein. Für den letzteren Zweck ist fast stets eine Anstauung nothwendig und im Flachlande ist das Gefälle des Triebwerkes gewöhnlich nicht größer als die Stauhöhe des Wehres. Wenn dagegen der Wasserlauf ein starkes Gefälle hat, so läßt sich auch ohne hohe Anstauung im Flusse ein ausreichendes Gefälle der Wasserkraft dadurch erzielen, daß das Triebwerk stromabwärts vom Wehre angelegt und das Wasser durch einen Obergraben mit mäßigem Gefälle zugeführt, das verbrauchte Wasser in gleicher Weise in dem Untergraben abgeleitet und erst an einer tieferen Stelle in den Fluß zurückgeführt wird. Man wird hierdurch unabhängiger in der Wahl der Baustelle, als wenn das Werk unmittelbar am Flusse angelegt

würde, und die oberhalb gelegenen Ländereien werden weniger durch Rückstau benachtheiligt.

Der Obergraben erhält gewöhnlich eine Einlaßschleuse bei seiner Abzweigung aus dem Flusse, häufig ist auch ein Ueberlauf zur Entlastung bei Hochwasser und ein Sammel- oder Schwellteich oberhalb des Triebwerks vorhanden. Neben dem Arbeitsgerinne des Motors muß stets ein Freigerinne oder Leerlauf vorhanden sein. Der Einlauf der Arbeitsgerinne ist mit einem Schutzgitter zu versehen, um den Motor vor Beschädigungen durch vom Wasser mitgeführte Fremdkörper zu schützen. Im Interesse der Fischerei sind in vielen Staaten Vorschriften über die Anbringung und Einrichtung dieser Gitter, sowie über die Anlage von Fischpässen bei den Stauwerken erlassen.

Die vom Wasser mitgeführten Sinkstoffe, welche sich in den schwächer durchströmten Werkcanälen ablagern, verursachen Störungen in der Wasserführung und müssen deshalb rechtzeitig beseitigt werden, wodurch bisweilen erhebliche Kosten entstehen. Eine zweckmäßige Anlage der Werkcanäle hinsichtlich ihrer Abzweigung und Einmündung, ihres Querprofils und Längengefälles ist deshalb von Wichtigkeit, auch die Hochwasserverhältnisse des Flufsthalcs müssen sorgfältig berücksichtigt werden. Der Obergraben erhält gewöhnlich ein schwächeres Gefälle (etwa 1 : 5000) als der Untergraben, welchem man ein Gefälle von mindestens 1 : 2000 giebt, um die Nachtheile der Versandungen und des Rückstaus bei steigendem Unterwasser für das Triebwerk zu mildern.

Bei grossem Gefälle ist es zweckmässig, eine Turbine als Motor anzuwenden und derselben das Wasser durch eine eiserne Rohrleitung zuzuführen. Kleine Leitungen bestehen aus Gufseisen, grössere werden zweckmäßiger aus Kesselblechen zusammengenietet und auf gemauerten Pfeilern aufgelagert. Der Durchmesser ist so zu wählen, daß die Geschwindigkeit des Wassers unter 1,5 m bleibt; nur ausnahmsweise werden Geschwindigkeiten zwischen 2,0 und 2,5 m zweckmässig sein. Am unteren Ende ist ein Sicherheitsventil (Windkessel) von ausreichender Gröfse, und am oberen Ende ein Schutzgitter anzubringen, auch ist ein Sammelbecken zum Ausgleich in den Ruhepausen sowie bei verstärktem Zuflusse einzurichten.

Die beiden Hauptarten der Wassermotoren sind die Turbinen und Wasserräder. Die ersteren unterscheiden sich dadurch von den Wasserrädern, daß das Wasser bei ihnen möglichst ohne Stofs eintritt und sich längs der gekrümmten Schaufeln derartig bewegt, daß es trotz schneller Umdrehung des Rades mit einer kleinen Geschwin-

digkeit austritt, während die Austrittsgeschwindigkeit bei den Wasserrädern ihrer Umdrehungsgeschwindigkeit gleich ist. Beide Arten sind bei zweckmäßiger Construction für Gefälle bis zu 8 m ziemlich gleichwerthig, aber für größeres Gefälle sind die Turbinen stets vorzuziehen. Jeder Motor muß je nach Wassermenge und Gefälle sachgemäß construirt werden, und sein Wirkungsgrad wird unter abweichenden Betriebsbedingungen erheblich geringer. Gute Turbinen und Wasserräder geben einen Wirkungsgrad von 70 bis 80 %.

Die Leistung des Triebwerks ist in Pferdekraften

$$N = \frac{\eta \cdot Q h}{75} 1000,$$

wo η den Wirkungsgrad, Q die secundliche Wassermenge in cbm und h das Gefälle in m bedeutet. Für $\eta = 0,75$ ist daher

$$N = 10 \cdot Q h$$

oder eine Wassermenge von 1 hl in der Secunde = 100 sl liefert so viel Pferdestärken als das Gefälle h in m beträgt.

Der stündliche Wasserverbrauch für eine Pferdekraft ist alsdann

$$\frac{0,10 \cdot 60 \cdot 60}{h} = \frac{360}{h} \text{ cbm.}$$

Der Wirkungsgrad von 75 % ist indessen für gewöhnliche Anlagen etwas hoch, wenn man auch die Wasserverluste in dem Gerinne und dem Zufluscanal berücksichtigt, weshalb es sich empfiehlt, die Wassermenge etwa um $\frac{1}{10}$ größer anzunehmen.

Sehr wichtig für die gewerbliche Verwerthung ist es nun, ob die nöthige Wassermenge dauernd oder nur mit mehr oder weniger unregelmäßigen Unterbrechungen vorhanden ist. Ein großer Teich, der ungenügenden Zufluß hat, wird bald entleert, denn ein Triebwerk von 10 Pferden verbraucht beispielsweise bei 2,5 m Gefälle in der Secunde etwa 0,44 cbm und täglich etwa 38000 cbm, was bei 100 ha Oberfläche des Teiches einer Wasserschicht von 0,038 m Höhe entspricht. Andererseits ist aber ein Wasservorrath, aus welchem die bei Trockenheit schwächer werdenden Zuflüsse verstärkt werden können, für die Nutzbarmachung der Wassertriebkraften sehr vorthellhaft.

Den besten Anhalt für die Beurtheilung der Wassermengen geben Wasserstandsbeobachtungen und Wassermengenmessungen, wo solche vorhanden sind. In Ermangelung derselben läßt sich die jederzeit verfügbare Wassermenge nach der Regenhöhe und der Größe und Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes einschätzen (vergl. Art. 19).

Beispiel. Das Niederschlagsgebiet sei ein 120 qkm großes wenig durchlässiges Ackerland mit mäßigen Niederschlägen, so kann die Niedrigwassermenge

mit Rücksicht auf die geringe Ausdehnung des Gebietes nur auf erheblich weniger als 1 sl für 1 qkm geschätzt werden. Sie beträgt also nur etwa 70 bis 90 sl und würde bei 4 m Gefälle nur für ein Triebwerk von $2\frac{1}{2}$ bis 3 Pferden ausreichen, während die gewöhnliche Sommerwassermenge bei $3 \frac{\text{sl}}{\text{qkm}}$ für $\frac{3 \cdot 120 \cdot 4,0}{110} = 13$ Pferde genügt.

Die Nutzbarmachung der Wassertriebkraft ist am vortheilhaftesten an solchen Stellen, wo das Gefälle ohne Stauanlagen entweder durch einen kurzen Werkcanal gewonnen werden kann oder von Natur vorhanden ist und wo sich zugleich oberhalb ein großer Wasservorrath findet, wie beispielsweise bei Schaffhausen am Ausflusse des Rheins aus dem Bodensee und am Niagarafall. Auch in Schweden und Norwegen sind vorzügliche natürliche Wasserkräfte vorhanden. Im allgemeinen läßt sich nur derjenige Theil der Abflussmenge, welcher in den Bächen und Flüssen beständig vorhanden ist, mit Nutzen verwerthen und auch diese Niedrigwassermenge nur so weit als keine anderweitigen Interessen entgegenstehen, und der Wasserlauf ein auskömmliches Gefälle hat. Die Verstärkung der Niedrigwassermenge durch künstliche Aufspeicherung in Sammelteichen ist für die Benutzung des Wassers als Triebkraft gewöhnlich zu kostspielig und wird nur ausnahmsweise für diese Verwendungsart lohnend sein, z. B. zur Verbesserung bestehender Triebwerke oder wenn die Anlage eines Sammelteiches ohnehin für andere Zwecke erforderlich ist. Zu erwähnen ist schliesslich noch an dieser Stelle, daß ganz kleine Wasserkräfte von 1 bis $\frac{1}{200}$ Pferdestärke für einen besonderen Zweck, nämlich zur Wasserhebung bisweilen sehr vortheilhaft nutzbar zu machen sind (vergl. Art. 67).

Anmerkung. Die Vorstellungen von der Größe der Wasserkräfte, welche bei dem Abfluß des Wassers auf der Erdoberfläche vom Fels zum Meer ungenutzt verloren gehen und durch zweckmäßige Wasserwirtschaft nutzbar gemacht werden könnten, sind häufig unklar und übertrieben. Es ist unstatthaft, die ganzen Abflussmengen der Wasserläufe und ihr ganzes Gefälle bei der Einschätzung der Verwerthungsmöglichkeit in Rechnung zu stellen. Man darf nur einen Bruchtheil der Niedrigwassermenge anrechnen und muß für den zurückzulegenden Weg ein gewisses Mindestgefälle in Abzug bringen. Nehmen wir nun, um ein Beispiel zu geben, dieses Mindestgefälle nur gleich 1 : 2000 an, oder = 0,5 m auf 1 km Länge des Wasserlaufes, ferner die Niedrigwassermenge gleich 1 sl für 1 qkm und den für die Wassertriebkraft verwendbaren Bruchtheil = $\frac{1}{2}$, so ergibt sich für eine Fläche von 1000 qkm eine nutzbare Wassermenge von 500 sl oder 0,5 cbm in der Secunde. Der Sammelpunkt dieses Gebietes sei l km von der Einmündung in einen größeren Fluß, dessen Anstauung wegen geringen Gefälles und anderer Rücksichten nicht mehr zulässig ist, entfernt, und das Gesamtgefälle jener l km langen Strecke sei gleich H m, so ist das nutzbare Gefälle

$$h = H - \frac{l \cdot 1000}{2000} = H - \frac{l}{2}$$

und die Gröfse der nutzbar zu machenden Wasserkraft in Pferdestärken für je 1000 qkm

$$N = 10 Qh \text{ oder}$$

$$N = 5 \left(H - \frac{l}{2} \right) \quad (H \text{ in m und } l \text{ in km})$$

und allgemein für F qkm Niederschlagsgebiet, wenn die nutzbare Niedrigwassermenge q sl für 1 qkm beträgt,

$$N = \frac{F \cdot q}{1000} (10 H - 5 l).$$

In dieser Weise kann man die einzelnen Flusstrecken einschätzen, und man gelangt dabei zu wesentlich geringeren Zahlen als bei der Schätzung nach Regengemengen und Meereshöhen. Gebirgsflüsse haben häufig ein Gefälle von 1:200 und darüber und verhältnißmäfsig grofse Niedrigwassermengen. Für $l = 60$ km, $H = 200$ m, $q = 1,5 \frac{\text{sl}}{\text{qkm}}$ und $F = 1000$ qkm erhält man beispielsweise

$$N = 1,5 (2000 - 300) = 2550.$$

Würden diese Annahmen hinsichtlich der Niedrigwassermengen und der Oberflächenabdachung für das ganze deutsche Reich anwendbar sein, so würde man für dasselbe trotz dieser offenbar zu günstigen Annahmen nur

$$N = \frac{2550}{1000} \cdot 540000 = \text{rd. } 1,4 \text{ Millionen}$$

Pferdekräfte erhalten, während dieselben bisweilen auf 20 Millionen und die wirklich vorhandenen Wassertriebkkräfte auf 170000 geschätzt worden sind. Die in Deutschland vorhandenen Dampfmaschinen haben insgesamt mehr als 5 Millionen Pferdekräfte.

63. Wasserkraft und Dampfkraft. Das Wasser hat zwar auch als Triebkraft eine grofse Wichtigkeit, es wird jedoch der Werth der Wassertriebkkräfte häufig überschätzt. Allerdings ist eine Wasserkraftmaschine durchschnittlich billiger herzustellen als eine Dampfmaschine mit Dampfkessel und Zubehör, dauerhafter als letztere und erfordert auch weniger Bedienung. Andererseits erfordert die Nutzbarmachung der Wasserkraft häufig die Erbauung und Unterhaltung kostspieliger Wehre, Freiarchen, Vorfluthanlagen und Werkcanäle. Der gröfste Nachtheil ist aber die Veränderlichkeit der Wassermenge, und auch die Entlegenheit der Oertlichkeit ist häufig der Nutzbarmachung sehr hinderlich. Ein allgemeiner Vergleich zwischen Wasserkraft und Dampfkraft ist nicht möglich, es kann nur darauf aufmerksam gemacht werden, dafs auch die erstere, obwohl sie keine Kohlen verbraucht, keineswegs umsonst zu haben ist, sondern in der Regel bedeutende Kosten in der Anlage und Unterhaltung erfordert. Wenn diese sich für beide Fälle gleich hoch stellen, so richtet sich der Werth der Wasserkraft lediglich nach den Betriebskosten, welche eine gleichwerthige Dampfkraft erfordern würde, da eine solche überall angelegt werden kann.

Diese Kosten für Brennmaterial und Wartung der Dampfmaschine betragen für eine gebremste Pferdekraftstunde im Großbetrieb (über 100 Pferdekraft) 3 bis 4 Pfg., im mittleren Betriebe 5 bis 8 und im Kleinbetriebe von 2 bis 6 Pferden 10 bis 20 Pfg. und es steht denselben ein Kraftwasserverbrauch von etwa $\frac{400}{h}$ cbm bei h m Gefälle der Wasserkraft gegenüber (vergl. Art. 62). Eine Wasserkraft von 10 Pferden Nutzleistung verbraucht bei 2,5 m Gefälle stündlich etwa $\frac{400}{2,5} \cdot 10 = 1600$ cbm Wasser oder 0,44 cbm in der Secunde und erspart in 24 Stunden täglich etwa $24 \cdot 0,60 = 14,40$ Mk. an Betriebskosten gegenüber einer gleichwerthigen Dampfmaschine von $\frac{24}{15} \cdot 10 = 16$ Pferden mit täglich 15 Betriebsstunden. Das giebt im Jahre etwa 4500 Mk. und für 1 Pferdekraft unter Voraussetzung eines ununterbrochenen vollen Betriebes jährlich 450 Mk. Wenn jedoch die genannte Dampfkraft wegen zeitweiligen Wassermangels auch neben der Wasserkraft eingerichtet werden muß, so ist der Werth der 10pferdigen Wasserkraft höchstens = 14,40 Mk. für jede 24 Stunden der Benutzung oder 60 Pfg. für 1600 cbm Betriebswasser abzüglich ihrer sämtlichen Einrichtungs- und Unterhaltungskosten. Thatsächlich werden für Lieferung von Kraftwasser an Fabriken, wobei diese die Werkcanäle und Turbinen selber anzulegen hatten, durchschnittlich nur Pachtsummen von 60 bis 80 Mk. jährlich für eine Nutzpferdekraft erzielt. Einige Gesellschaften, welche in Südfrankreich Bewässerungscanäle angelegt und ihre Einrichtungen so getroffen haben, daß sie große Wasserkräfte für Triebwerke abgeben können, haben die erwarteten Abnehmer nicht gefunden, trotzdem zahlreiche Fabriken vorhanden sind. Die jährliche Gebühr sollte 160 bis 220 Mk. für jede Wassermenge von $\frac{100}{h}$ sl, welche bei 75 % Wirkungsgrad der Wasserkraftmaschine eine Pferdekraft-Nutzleistung liefern würde, betragen, und ein Entschädigungsanspruch bei etwaigen Störungen in der Wasserlieferung ausgeschlossen sein.

Die Frage, ob eine Wasserkraft oder eine Dampfkraft vorteilhafter sei, läßt sich überhaupt nicht allgemein beantworten, indem die wirklichen Kosten nicht bloß von dem Verbrauch an Brennmaterial und den Herstellungs- und den Unterhaltungskosten der Anlage abhängen, sondern ganz wesentlich auch von der Art der Bedienung und Wartung der Kraftmaschinen. In dieser Hinsicht sind kleine Dampfmaschinen sehr im Nachtheil, da sie stets einer

ununterbrochenen Wartung bedürfen. Auch die Aufstellung der Dampfkessel verursacht mancherlei Schwierigkeiten. Bei den Wasserkraftmaschinen ist zwar die Wartung an und für sich sehr viel leichter, dagegen müssen Vorkehrungen gegen plötzliche Ueberschwemmungen und alle durch den Wechsel der Wassermenge, der oft sehr schnell und unerwartet eintritt, entstehenden Störungen getroffen werden und es werden dadurch die Anlagekosten bisweilen sehr vertheuert. Demnach sind auch die kleinen Wasserkräfte im allgemeinen für gewerbliche Zwecke weder sehr bequem noch billig, während es allerdings einige sehr vortheilhafte Anwendungsarten giebt. Hierzu gehört insbesondere die Benutzung des hydraulischen Widders für kleinere Wasserversorgungsanlagen (vergl. Art. 67).

Von großer Wichtigkeit für das Gewerbe ist bereits die Vervollkommnung der Gaskraftmaschinen und Petroleummotoren geworden, wodurch das Kleingewerbe in den Städten sich bequemer und billiger als früher mit Betriebskraft versorgen kann. Eine noch grössere Bedeutung dürfte aber die elektrische Kraftübertragung gewinnen, indem dadurch die theuer arbeitenden und nicht immer vollständig auszunutzenden kleinen Krafterzeugungsanlagen durch Kraftentnahme von Centralstellen ersetzt werden können. Berücksichtigt man diese zukünftige Entwicklung der Kraftversorgung, so sind die Wassertriebkkräfte nur noch mit dem organisirten Dampfbetriebe unter elektrischer Kraftvertheilung in Vergleich zu stellen.

Die maschinellen Einrichtungskosten der Wassertriebwerke (Turbinen, Wasserräder, Wassersäulenmaschinen usw.) können unter gewöhnlichen Verhältnissen durchschnittlich auf 250 Mk. für 1 Pferdekraft geschätzt werden und ermäßigen sich bei hohem Gefälle bis auf etwa 60 Mk. Liegen nun die Umstände so günstig, daß alle sonstigen Kosten für die Nutzbarmachung der Wasserkraft nicht mehr als 500 Mk. für die Pferdekraft betragen, daß das erforderliche Betriebswasser stets vorhanden ist und die Zuleitung desselben keine besondere Bedienung erfordert, so beschränken sich allerdings die Kosten der Wasserkraft auf die jährliche Ausgabe von etwa 40 Mk. für Verzinsung und Tilgung und etwa 40 bis 60 Mk. für Unterhaltung, mithin für die Pferdekraftstunde auf nur etwa $1\frac{1}{4}$ Pfg., wofür eine Dampfkraft nirgends zu haben ist. Und es ist bemerkenswerth, daß eine so billige Kraftgewinnung nicht wie bei der Dampfkraft auf den Großbetrieb beschränkt, sondern auch mit ganz kleinen Wasserkraftmaschinen möglich ist.

64. Bewässerung. Die Benutzung des Wassers zur Bewässerung von Ländereien ist in den warmen Ländern außerordentlich

vortheilhaft für die Bodencultur und von der größten Bedeutung für die gesamte Volkswohlfahrt. Auch in Mitteleuropa ist sie gegenwärtig mindestens ebenso wichtig als die Nutzbarmachung zur Kraftgewinnung, welche vor der allgemeinen Anwendung der Dampfkraft fast unentbehrlich war, seitdem aber an Bedeutung und Umfang verloren hat.

Der Zweck der Bewässerung ist gewöhnlich die Anfeuchtung des Bodens oder die Zuführung von Nährstoffen, bisweilen auch die Auslaugung von schädlichen in dem Boden vorhandenen Stoffen, z. B. Seesalz.

Die anfeuchtende Bewässerung findet während der Vegetation, die düngende vornehmlich bei ruhender Vegetation statt. Zu der ersten Art ist weniger Wasser erforderlich als zu der zweiten und jedes Wasser geeignet, welches hinreichend warm ist und keine schädlichen Stoffe enthält. Der Wärmegrad des Wassers ist sehr wichtig und soll womöglich höher als derjenige des Bodens sein, weshalb kaltes Grundwasser vor seiner Verwendung in flachen Teichen zum Zwecke der Erwärmung angesammelt werden muß. Das Wasser in den Flüssen des Flach- und Hügellandes hat in der Regel eine höhere Temperatur als der Boden. Ungeeignet zur Bewässerung ist das Wasser der Moore, auch viele Fabrikabwässer und diejenigen beim Bergbau geförderten Wassermassen, welche mehr als 0,5 g Kochsalz in 1 l enthalten, sind unbrauchbar.

Der Wasserbedarf für die anfeuchtende Bewässerung kann durchschnittlich gleich dem beständigen Zuflusse von 1 sl für 1 ha angenommen werden; das giebt monatlich 2600 cbm oder eine Wasserschicht von 260 mm Höhe. Das Wasser wird aber der zu bewässernden Fläche nicht gleichmäßig zugeführt, sondern derartig, daß alle 6 bis 8 Tage eine Bewässerung mit der auf diese Zeit entfallenden Wassermasse von etwa 500 bis 700 cbm für 1 ha gegeben wird. Bisweilen begnügt man sich aber mit einer 2- bis 3maligen Bewässerung mit je 1200 bis 1500 cbm. Für die Bewässerung von Gemüsegärten werden in Südeuropa 2,0 bis 2,5 sl für erforderlich gehalten, Reisfelder, Orangen- und Apfelsinenpflanzungen erfordern ebenfalls etwa 2 sl, und für die Weinberge wendet man im südlichen Frankreich neuerdings zur Vertilgung der Reblaus eine Ueberstauung an, wozu 30 bis 60 Tage lang durchschnittlich 3 sl für 1 ha oder im ganzen etwa $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ Million cbm gebraucht werden. Diese Ueberstauung, bei welcher das Wasser 20 bis 30 cm hoch den Boden bedeckt, findet nur im Winter statt. Für die düngende Bewässerung ist bedeutend mehr Wasser erforderlich und zwar rechnet man bei der Berieselung wenigstens 5 bis 8 sl für 1 ha der Gesamtfläche,

wobei jedesmal der vierte oder fünfte Theil der Fläche mit der entsprechend größeren Wassermenge (20 bis 40 sl) bewässert wird. Wo es nicht an Wasser fehlt, werden aber bis 20 sl Rieselwasser verbraucht und bei der düngenden Winterbewässerung sogar bis 70 $\frac{\text{sl}}{\text{ha}}$.

Eine zweckmäßige Art der Bewässerung ist die Einstauung oder Furchenbewässerung, wobei die einzelnen Felder nahezu wagrecht liegen müssen und welche in südlichen Ländern für die in Kämmen angebauten Culturpflanzen sehr verbreitet ist.

Die Ueberstauung ist einfacher und wenig kostspielig; sie gewährt den Pflanzen einen Schutz gegen Nachtfröste und dient zur Vertilgung der Mäuse und anderer schädlichen Thiere, bewirkt auch eine vollständige Ablagerung der im Wasser enthaltenen Sinkstoffe, während sie andererseits durch Hemmung des Lüftzutrittes einen ungünstigen Einfluß auf die besseren Gräser zu haben scheint. Dieser Nachtheil wird bei Anwendung der Stauberieselung vermieden. Hierbei wird den einzelnen mit Dämmen umgrenzten Abtheilungen das Wasser an den höchsten Stellen des Geländes durch Ueberfälle, die 4 bis 6 cm hoch überfließen, zugeführt, es fließt dann langsam, zugleich in den Boden eindringend, nach unten und wird nach einigen Tagen durch die Schleusen in den unteren Dämmen abgelassen.

Die wilde Berieselung besteht in der Leitung des Wassers nach den höchsten Stellen des Gebietes, von welchen es nach unten abfließt. Zur Leitung und Vertheilung des Wassers sind eiserne Röhren vorthellhaft anwendbar, eine besondere Einebnung des Bodens findet nicht statt. Dieselbe kommt dagegen bei dem Kunstwiesenbau zur Anwendung, bei welchem eine Berieselung in Verbindung mit einer vollständigen Umformung der Bodenoberfläche eingerichtet wird. Die Rieselrinnen werden mit geringem Gefälle, möglichst den Schichtenlinien des Geländes folgend, und mit wagrechter Ueberschlagkante angelegt. Beim Hangbau schlägt des Wasser nur nach einer Seite über, nämlich nach der Thalseite, es wird in den unterhalb angelegten Fanggräben aufgesammelt und entweder zur Berieselung des unteren Feldes von neuem benutzt oder in den Entwässerungsgraben abgeleitet.

Der Rückenbau ist noch künstlicher, indem die Flächen auf beiden Seiten der Rieselrinnen abwärts geneigt angelegt werden und das Wasser nach beiden Seiten überschlägt. Wo die Abdachung des Geländes 1 : 50 oder mehr beträgt, sollte der Hangbau stets bevorzugt werden; er ist aber auch in schwächer geneigtem Gelände noch

anwendbar, obwohl alsdann kein eigentliches Ueberrieseln, sondern nur noch eine Durchtränkung des Bodens stattfinden kann.

Mit der Berieselung ist stets eine gute Entwässerung zu verbinden und die Anlagen bedürfen einer sehr sorgfältigen Pflege. Die Kosten betragen bei dem natürlichen Hangbau 100 bis 200 Mk. für 1 ha ohne die Kosten der Hauptzuleitung, beim Rückenbau bisweilen 600 Mk. und darüber. Die Beschaffung des erforderlichen Wassers ist stets der schwierigste Theil der Bewässerungen. Am weitesten verbreitet ist die Verwendung des Wassers aus Bächen und Flüssen, welches sich wegen seiner Beschaffenheit und Wärme am besten zur Bewässerung eignet. Die freie Ableitung aus dem Flußbette ist indessen nur selten ausführbar. Gewöhnlich ist die Errichtung eines Stauwerkes nöthig. Aus dem Oberwasser vorhandener Stauwerke kann das Wasser in der Regel entweder überhaupt nicht oder nur gegen hohe Entschädigung entnommen werden und die bestehenden Triebwerksanlagen bereiten überhaupt die größten Hindernisse für die Beschaffung des Bewässerungswassers. Die Gesetzgebung mancher Länder hat deshalb Vorsorge getroffen, daß die Grundbesitzer die zeitweilige Benutzung des Wassers zum Zwecke der Bodenbewässerung verlangen können, falls ihnen dadurch ein bedeutender Vortheil, den Triebwerksbesitzern kein erheblicher Nachtheil erwächst (bayerisches Wasserbenutzungsgesetz vom 28. Mai 1852). Diese Bedingung wird häufig erfüllt sein, da die Sommerbewässerung bereits dann große Erfolge gewährt, wenn sie nur zeitweilig vorgenommen wird. Die spanische Gesetzgebung hat der Benutzung des Wassers zur Bodenbewässerung den Vorrang vor allen anderen Nutzungsarten mit Ausnahme des zum Trinken und für Eisenbahnzwecke erforderlichen Wassers eingeräumt.

Die Bewässerung mit Quellwasser ist in Oberitalien sehr verbreitet (vergl. Art. 13). Artesische Brunnen werden u. a. in Algier, bei Murcia in Spanien und in sehr großer Zahl in den Weststaaten von Nordamerika zur Bewässerung benutzt. Um das Wasser nicht ungenutzt ausfließen zu lassen, hat man die artesischen Brunnen in Californien mit einer Abschlußvorrichtung versehen. Zahlreich sind ferner in heißen Ländern die zur Bewässerung dienenden künstlichen Sammelbecken, von denen einzelne 30 bis 80 Millionen cbm fassen. Die Kosten solcher Sammelbecken sind jedoch nicht gering (vergl. Art. 15) und wenn sich der Inhalt nur einigemal im Jahre erneuert, so kann auch das Wasser nur zu verhältnißmäßig hohen Preisen abgegeben werden. In Algier sind z. B. die Kosten des Stauweihers von Hamiz so groß geworden, daß die Colonisten 24 Pfg. für 1 cbm

Wasser zu bezahlen haben. Wenn ein natürlicher Zufluss nicht vorhanden ist, muß das Wasser künstlich gehoben werden. Früher bediente man sich dazu bei der Entnahme aus Flüssen häufig eines in den Strom gehängten Rades, welches durch die Strömung gedreht wurde und entweder an seinem Umfange Schöpfgefäße enthielt, oder ein besonderes einfaches Schöpfrad in Bewegung setzte. Für die Bewässerung von Gärten wird das Wasser in Südeuropa sehr häufig aus Brunnen geschöpft und zum Schöpfen eine durch ein Maulthier betriebene Norie benutzt. Diese Einrichtung leistet gute Dienste für Hubhöhen bis zu etwa 25 m und es werden damit bei 10 m Hubhöhe stündlich etwa 12 cbm Wasser gefördert (vergl. Art. 10). Die Betriebskosten für Maulthier und Treiber betragen etwa 0,6 Pfg. für 1 mt gehobenes Wasser. Für die Bewässerung von Luxusgärten und Parks ist die Anwendung von Kleinmotoren mit Pumpen zweckmäßiger. Man hebt dabei das Wasser aus dem Brunnen in einen hochgestellten Behälter, aus welchem es überall hin geleitet werden kann und wendet dazu häufig Windmotoren an (vergl. Art. 54), neuerdings auch Petroleummotoren. Zur Bewässerung im großen kommt die künstliche Wasserhebung erst seit Erfindung der Dampfmaschinen zur Anwendung. Durch die Vervollkommnung der letzteren und der Pumpen hat sie bereits eine weite Verbreitung und große Bedeutung sowohl zur Bewässerung als auch zur Entwässerung gewonnen, und wenn das Wasser nicht höher als 3 bis 5 m zu heben ist, so wird die Einzelversorgung durch künstliche Hebung häufig vortheilhafter sein als die Zuleitung durch kostspielige Bewässerungscanäle aus weiter Entfernung und der Bezug aus künstlichen Sammelbecken.

Bei größeren Bewässerungsanlagen wird das erforderliche Wasser häufig durch besondere Genossenschaften oder Erwerbsgesellschaften beschafft und an die Grundbesitzer unter bestimmten Bedingungen abgegeben. Solche Veranstaltungen sind bei guter Verwaltung sehr segensreich, es ist aber Vorsorge zu treffen, daß die Preise nicht willkürlich in die Höhe getrieben werden können, sondern das Wasser auch bei großer Dürre, wenn es knapp und die Nachfrage groß ist, zu bestimmten Sätzen abgegeben werden muß. In Spanien z. B. ist hierfür nicht überall hinreichend gesorgt; manche Sammelbecken sind in fast unbeschränktem Privatbesitz und das Wasser wird von Fall zu Fall meistbietend verkauft, wobei die Interessenten sich in Nothfällen überbieten, um ihre bedrohten Ernten zu retten, und die Preise oft bis über 10 Pfg. für 1 cbm in die Höhe gehen. Uebrigens findet eine Versteigerung auch in solchen Fällen statt, wo eine Bewässerungsgenossenschaft über das Wasser zu verfügen hat, so lange der

Vorrath nicht für alle Bedürfnisse ausreicht. Jedoch wird alsdann die Vertheilung und Preisfestsetzung nicht lediglich nach den Meistgeboten getroffen.

In heißen Ländern pflegt eine sorgfältige Vertheilung des Wassers stattzufinden, und die zu zahlenden Beträge werden nicht immer nach der Gröfse der bewässerten Fläche, sondern häufig nach der Menge des gelieferten Wassers bezw. nach der Stärke und Dauer des Zuflusses bemessen. In Oberitalien wird für 1 sl, d. i. für den beständigen Zufluß von 1 l in der Secunde durch den ganzen Sommer durchschnittlich etwa 24 Mk. bezahlt, bisweilen das Doppelte; es stellt sich dabei 1 cbm Wasser auf etwa 0,15 bezw. 0,30 Pfg. Die Bewässerungsgesellschaften in Südfrankreich haben für das aus ihren Canälen gelieferte Wasser Preise von 40 bis 64 Mk. für 1 sl Zufluß vom 1. April bis 15. October, während das zu einmaligen Bewässerungen entnommene Wasser bedeutend theurer ist und bis zu 8 Mk. für 1 ha bei 24stündiger Bewässerung mit 6 sl, mithin 1 cbm Wasser etwa 1,5 Pfg. kostet. Das für Luxuszwecke (Springbrunnen usw.) abgegebene Wasser wird mit jährlich etwa 50 Mk. für einen dauernden Zufluß von $\frac{1}{10}$ sl berechnet.

Die Messung des zur Bewässerung zu verwendenden Wassers kann nicht für alle einzelnen Grundstücke, sondern nur für die größeren Zuleitungen stattfinden. Wo eine Messung und Lieferung nach Raumgehalt (cbm) erfolgt, gilt in vielen Gegenden ein sogenannter Modul, d. h. diejenige Wassermenge, welche durch eine Oeffnung von bestimmter Form und Gröfse unter einer bestimmten Druckhöhe ausfließt, als Mafseinheit. Der früher sehr gebräuchliche Mailänder Modul entspricht einer rechteckigen Oeffnung von 15 cm Breite und 20 cm Höhe bei einer Druckhöhe von 10 cm über dem oberen Rande der Oeffnung und die ausfließende Wassermenge beträgt etwa 36,4 sl.

Es war üblich, die Breite der Oeffnung je nach der in Modulinheiten ausgedrückten Gröfse der Wassermenge zu bemessen, also z. B. für eine Wassermenge von 3 Modul die Oeffnung 0,45 m breit zu machen. Diese Art der Vertheilung ist aber wegen der Veränderlichkeit des Ausfluscocoefficienten ungenau, und in Italien ist deshalb neuerdings der Modul auf eine feste Wassermenge und zwar 100 sl festgesetzt worden, wobei Oeffnung und Druckhöhe beliebig angenommen werden können. Der neue französische Wasserzoll liefert 20 cbm in 24 Stunden oder 0,231 sl.

Die besten Vorrichtungen zur Lieferung einer bestimmten Wassermenge sind Ueberfälle mit scharfen Kanten. Um bei wechselndem

Wasserstände die Abflussmenge unverändert zu erhalten, hat man schwimmende Ueberfälle und selbstthätige Stellvorrichtungen verschiedener Art construirt.

Eine einfachere Vertheilungsart des Wassers besteht darin, daß einer von dem Hauptcanal abzweigenden Leitung stets ein bestimmter Bruchtheil der ganzen Wassermenge zugewiesen wird. Dieses Verfahren, bei welchem alle Grundstücke eines Verbandes in gleicher Weise je nach dem vorhandenen Vorrath mit viel oder wenig Wasser versorgt werden, wird u. a. bei den meisten in der Araberzeit angelegten spanischen Bewässerungen angewandt, und es bedarf dabei keiner Messung der Wassermengen. Die Vertheiler sind gewöhnlich einfache aber sorgfältig ausgeführte Bauwerke, bestehend aus einer in dem Boden und den Seitenwänden massiv hergestellten Canalstrecke mit einem vorne zugeschärften Zwischenpfeiler als Spitze des sich unterhalb anschließenden Trennungsdammes zwischen Haupt- und Nebenleitung. Damit die zufließende Wassermenge sich auf beide Oeffnungen genau in der beabsichtigten Weise, d. i. im Verhältniß der Lichtweiten vertheilt, erhält der Hauptcanal oberhalb des Vertheilers auf mindestens 20 m Länge ein gerades und regelmäßiges, breites Bett mit schwachem Sohlengefälle; die Sohle des Vertheilers wird genau wagrecht und eben in Mauerwerk hergestellt und die unterhalb sich anschließenden Canalstrecken werden etwas tiefer oder mit stärkerem Gefälle angelegt. In Elche in Spanien hat man vor der Trennungsmauer ein im Grundriß nach vorne zugespitztes Stellwerk angeordnet, welches wie ein Steuer um eine lothrechte Achse gedreht werden kann und so lang ist, daß sich die Nebenöffnung ganz absperren läßt. Je nach der Stellung des Steuer ändert sich dann das Vertheilungsverhältniß zwischen Haupt- und Nebencanal. In Lorca kann die Durchflußweite der Nebenöffnung durch eingesetzte hölzerne Nadeln verkleinert und dadurch das Vertheilungsverhältniß verändert werden.

Das einem Bewässerungscanal zugetheilte Wasser wird nun bei der anfeuchtenden Bewässerung nicht sämtlichen Grundstücken gleichzeitig zugeführt, weil alsdann sowohl ein starker Verlust durch Versickerung und Verdunstung in den Zuleitungen eintreten, als auch die Vertheilung sehr schwierig ausfallen würde. Man bewässert vielmehr in der Regel erst die zunächst gelegenen, dann die entfernteren Flächen und zwar derartig, daß jedem Grundstücke der ganze Zufluß während einer nach Stunden und Minuten vorher festgestellten Zeitdauer zugewiesen wird. Der Wärter erhält eine Liste für die Reihenfolge und Dauer der einzelnen Wasserbenutzungen und be-

wirkt nach Maßgabe derselben die Vertheilung durch Oeffnen und Abdämmen der Zuflusrrinnen. Bei der Feststellung der Bewässerungsdauer wird auf den Umstand Rücksicht genommen, daß die Wassermenge des Zuleitungscanals sich durch Versickerung und Verdunstung stromabwärts vermindert, weshalb von zwei gleichberechtigten Grundstücken das entfernter gelegene einer entsprechend länger dauernden Wasserzuführung bedarf.

Einen ähnlichen Zweck wie mit der Bewässerung kann man in den Niederungen mit der Anstauung des Wassers in den Entwässerungsgräben erzielen. Wenn nämlich in denselben Stauschleusen angelegt werden, so läßt sich der Abfluß versperren und in den Gräben ein hoher Wasserstand halten. Der Boden wird dadurch in der Nähe der Gräben feucht erhalten und eine zu große Austrocknung bei niedrigen Flufwasserständen verhindert. Wenn aber die Zuflüsse der Niederung geringer sind als die Wasserverluste, welche in den Gräben durch Verdunstung und Versickerung entstehen, so muß der Fehlbetrag durch Wasserhebung aus dem Flusse ergänzt werden. Viele eingedeichte Niederungen, welche im Frühjahr künstlich entwässert werden, bedürfen im Sommer einer künstlichen Anfeuchtung, weshalb es zweckmäßig ist, mit den Anlagen zur Entwässerung solche zur Bewässerung zu verbinden.

65. Die Kosten der Wasserhebung. Die Wasserhebungsanlagen für Ent- und Bewässerungszwecke finden eine stetig zunehmende Anwendung. Sie unterscheiden sich von den Wasserhebewerken der städtischen Wasserversorgungs- und Entwässerungsanlagen hauptsächlich dadurch, daß sie in der Regel nur mit Unterbrechungen in Betrieb genommen werden, was bei der Berechnung der Kosten zu berücksichtigen ist, indem außer den reinen Betriebskosten auch die Aufwendungen für Verzinsung, Tilgung und Unterhaltung der Anlagen in Betracht zu ziehen und auf die wirtschaftliche Leistung des Hebewerkes, nämlich das gehobene Wasser, zu beziehen sind. Die Kosten der letzten Art oder die dauernden Ausgaben der Wasserhebung werden für ein Jahr nach Erfahrungssätzen unabhängig von der Größe des Betriebes berechnet. Die reinen Betriebskosten können dagegen auf die jährlich im ganzen zu hebende Wassermenge bezogen werden. Wenn beispielsweise bei einer Entwässerungsanlage nur im Frühjahr zu pumpen, dann aber 40 Tage lang je eine Wasserschicht von 6 mm Höhe zu heben ist, so beträgt die gesamte Fördermenge eines Betriebsjahres auf 1 ha Polderfläche

$$\frac{6 \cdot 40}{1000} \cdot 100 \cdot 100 = 2400 \text{ cbm.}$$

Nun ist die Arbeit einer Pferdekraftstunde gleich

$$75 \cdot 60 \cdot 60 = 270000 \text{ mkg}$$

und es können also theoretisch mit derselben 270 cbm 1 m hoch gehoben werden. Zu dieser Nutzleistung einer Pferdekraftstunde, in gehobenem Wasser gemessen, ist aber eine bedeutend gröfsere Arbeitsleistung erforderlich und zwar bei allen kleineren Wasserhebungsanlagen fast das Doppelte, gleichgültig ob dieselben durch Handbetrieb, durch Pferde (Göpelwerk mit Wasserschnecken, Norien u. dgl.), durch Wasserkraft (Turbine oder Wasserrad mit Pumpe) oder durch eine Dampfmaschine betrieben werden. Der Wirkungsgrad der ganzen Wasserhebungsanlage setzt sich aus denjenigen ihrer einzelnen Bestandtheile, insbesondere der Kraftmaschine und der Wasserhebe-
maschine, zusammen. Bezeichnet man allgemein den Wirkungsgrad mit η , so ist die Nutzleistung einer Pferdekraftstunde gleich der Förderung von $\eta \cdot 270$ cbm Wasser auf 1 m Höhe oder von $\frac{\eta \cdot 270}{H}$ cbm auf H m Höhe.

Hierbei ist zu beachten, in welchem Sinne der Wirkungsgrad η verstanden wird und ob die Arbeitsleistung an dem Göpelwerk oder der Antriebswelle der Kraftmaschine, oder an der Kurbelwelle der letzteren, in dem Cylinder der Dampfmaschine oder in dem verbrauchten Betriebswasser einer Wasserkraftmaschine gemessen wird. Es ist gebräuchlich, die Arbeitsleistung der Kraftmaschine an der Kurbelwelle zu messen, oder was im allgemeinen auf dasselbe hinauskommt, die Stärke des Schöpfwerks nach der auf die Pumpe übertragenen Arbeit zu berechnen. Mit einer in diesem Sinne verstandenen, der sogenannten gebremsten Pferdekraft werden in einer Stunde, da der Wirkungsgrad der Pumpen durchschnittlich zwischen $\frac{3}{8}$ und $\frac{3}{4}$ liegt,

$$\left(\frac{3}{8} \text{ bis } \frac{3}{4}\right) 270 = 180 \text{ bis } 200 \text{ cbm}$$

Wasser 1 m hoch gehoben, allgemein leistet daher

1 Pferdekraftstunde = 180 bis 200 mt (Metertonnen)
gehobenes Wasser, und um M cbm H m hoch zu heben, sind

$$n = \frac{MH}{180 \text{ bis } 200}$$

Pferdekraftstunden erforderlich; die Stärke der Maschinenkraft ergibt sich aus Formel 82 (Art. 54). Die besten Pumpen haben übrigens noch einen etwas höheren Wirkungsgrad, etwa bis zu 0,84.

Der Bedarf an Brennstoffen schwankt je nach Gröfse und Art der Maschinenanlage (Dampfkessel und Dampfmaschine) zwischen 1 bis $3\frac{1}{2}$ kg Steinkohlen für eine gebremste Pferdekraftstunde. Wird

der Kohlenverbrauch auf das gehobene Wasser bezogen, so läßt er sich wie folgt einschätzen:

- 1) Im Grofsbetriebe unter Anwendung der besten Maschinen
1 kg Steinkohlen auf 200 mt.
(In städtischen Wasserwerken sind sogar noch bessere Leistungen erzielt worden und zwar bei der Feuerung mit Generatorgas bis zu 350 mt mit 1 kg Brennstoff (Anthracit mit Coaks).
- 2) Gut construirte Maschinenanlage von mittlerer Gröfse (20 bis 50 Pferde)
1 kg Steinkohle auf 125 mt.
- 3) Locomobile und Centrifugalpumpe von 2 bis 12 Pferden
1 kg Steinkohle auf 50 mt.
- 4) Locomobile und Pulsometer
1 kg Steinkohle auf 25 mt.

Hinsichtlich der Wahl der Wasserhebeanlage ist zu bemerken, dafs die vollkommenste Anlage nicht immer die zweckmäfsigste ist, wenn es sich, was gewöhnlich der Fall ist, um keinen ununterbrochenen Betrieb handelt. Denn diejenigen Wasserhebwerke, welche im Betriebe am billigsten arbeiten, sind gewöhnlich in der Einrichtung am kostspieligsten. Bei kleineren Anlagen ist für die Wahl häufig auch der Umstand von mafsgebender Bedeutung, dafs, wenn man eine Locomobile wählt, diese noch für andere Zwecke benutzt werden kann. Die Anschaffungskosten für Maschine und Pumpe nebst Saug- und Druckleitung, fertig aufgestellt und gangbar gemacht, aber ohne Unterbau und sonstige Einrichtungen sind zu schätzen für kleine Anlagen bis zu 10 Pferden auf 800 bis 1200 Mk., für mittlere Anlagen von 10 bis 50 Pferden auf 500 bis 800 Mk. und für gröfsere Anlagen auf 400 bis 600 Mk. für die an der Kurbelwelle der Dampfmaschine gemessene (gebremste) Pferdekraft. Hierzu kommen noch die Einrichtungskosten und bei einem festen Schöpfwerke die Kosten für den Unterbau, Kesselhaus mit Schornstein und Maschinenraum, wofür man bei einer beweglichen Anlage von N Pferden etwa $1200 + 50 N$ und bei einer festen Anlage $4000 + 200 N$ in Ansatz bringen kann.

Wenn eine Wasserkraftmaschine an Stelle der Dampfmaschine erbaut werden kann, so sind zwar die maschinellen Anlagekosten im allgemeinen vielleicht um $\frac{1}{3}$ niedriger einzuschätzen, die Gesamtkosten vermindern sich jedoch nur unter der Voraussetzung, dafs die Wasserkraft als solche bereits zur Verfügung steht und nicht erst durch Anstauung und Zuleitung des Wassers geschaffen werden mufs.

Andernfalls würden die Kosten der Stauanlage besonders zu ermitteln und hinzuzurechnen sein.

Beispiele. 1. Kosten der Wasserhebung im Grofsbetriebe. Das Schöpfwerk sei $N = 100$ Pferde stark, der Wirkungsgrad der Pumpen $= 0,75$. Die Leistungsfähigkeit beträgt alsdann stündlich $N \cdot 0,75 \cdot 270 = \text{rd. } 200 N = 20000$ Metertonnen, d. h. es können in einer Stunde 20000 cbm Wasser oder 5,56 cbm in einer Secunde 1 m hoch gehoben werden. Die Anzahl der jährlichen Betriebsstunden sei $= n$, so ist die Jahresleistung $= 200 \cdot N \cdot n$ mt.

Dauernde Kosten.

Verzinsung, Tilgung und Unterhaltung der Maschinen 10 % der Anlagekosten von $500 \cdot N$	5000
desgl. der Bauwerke 6 % von 24000 Mk. =	1440
	<hr/>
	6440

oder $64,4 N$ Mk.

Auf 1 mt gehobenes Wasser entfallen

$$\frac{64,4 N}{200 \cdot N \cdot n} = \frac{0,322}{n} \text{ Mk. oder } \frac{32,2}{n} \text{ Pfg.}$$

Reine Betriebskosten. Dieselben werden am einfachsten für eine Betriebsstunde des Schöpfwerks berechnet. Der Kohlenverbrauch beträgt für die stündlich zu leistenden 20000 mt

$$\frac{20000}{200} = 100 \text{ kg.}$$

Der Preis ist im Grofsbetriebe niedriger als bei geringem Bezuge,

100 kg Steinkohlen kosten etwa	210 Pfg.
zur Wartung sind 2 Mann erforderlich, die Stunde kostet	50 "
für Nebenmaterialien	20 "

zusammen für 1 Betriebsstunde 280 Pfg.

und für 1 mt gehobenes Wasser

$$\frac{280}{20000} = 0,014 \text{ Pfg.}$$

Gesamtkosten für 1 mt gehobenes Wasser

$$k = 0,014 + \frac{32,2}{n} \text{ Pfg.}$$

Die jährliche Betriebszeit sei 240 Tage zu je 15 Stunden oder 300 Tage zu je 12 Stunden, also $n = 3600$. Alsdann ist

$$k = 0,014 + \frac{32,2}{3600} = 0,023 \text{ Pfg.,}$$

ferner die ganze Jahresleistung des Schöpfwerks

$$200 \cdot 100 \cdot 3600 = 72 \text{ Millionen mt}$$

und der jährliche Kostenbetrag

$$6640 + 3600 \cdot 2,80 = 16720 \text{ Mk.}$$

Wäre dagegen die jährliche Betriebszeit nur $n = 900$ Stunden, so würden die Kosten für 1 mt gehobenes Wasser

$$k = 0,014 + \frac{32,2}{900} = 0,050 \text{ Pfg.}$$

betragen.

Beispiel 2. Festes Schöpfwerk von mittlerer Größe. Die Anlagekosten eines Schöpfwerks mit einer Dampfmaschine von 20 Pferden Nutzleistung berechnen sich

für Dampfmaschine und Kessel auf	11 000 Mk.
für eine Centrifugalpumpe	3 000 "
für Unterbau, Maschinenhaus und Zubehör	8 000 "
	<hr/>
zusammen	22 000 Mk.

Dauernde Kosten.

4 % Zinsen von 22 000 Mk. =	880 Mk.
6 % Tilgung und Unterhaltung von 14 000 Mk. =	840 "
2 % " " " " 8 000 " =	160 "
	<hr/>
jährlich	1 880 Mk.

Leistung in gehobenem Wasser für eine Betriebsstunde

$$N \cdot 180 = 20 \cdot 180 = 3600 \text{ mt.}$$

Betriebsausgaben für 1 Arbeitsstunde von 3600 mt:

$\frac{3600}{125} = 28,8$ kg Steinkohlen à 2,2 Pfg. =	63,4 Pfg.
für Wartung und Nebenmaterialien	31,6 "
	<hr/>
	95,0 Pfg.,

also Gesamtkosten für 1 mt gehobenes Wasser bei n jährlichen Betriebsstunden

$$k = \frac{95}{3600} + \frac{1880 \cdot 100}{3600 \cdot n} = 0,0264 + \frac{52,3}{n}$$

und für $n = 3600$ bzw. 900 Betriebsstunden ist $k = 0,041$ bzw. 0,085 Pfg.

Beispiel 3. Wasserhebung mit Locomobile. Zur Trockenlegung eines Polders von 50 ha sei 60 Tage lang eine Wasserschicht von täglich 6 mm Höhe zu fördern und die Hubhöhe = 3 m. Die tägliche Leistung beträgt $50 \cdot 6 \cdot 10 = 3000$ cbm auf 3 m Höhe = 9000 mt. Die tägliche Betriebszeit sei = 15 Stunden, also stündlich zu leisten 600 mt.

Da die Nutzleistung einer Pferdekraftstunde 180 mt gehobenes Wasser beträgt, so genügt eine Locomobile von $\frac{600}{180} = 3,33$ Pferden Nutzleistung, wofür man ein solche von mindestens 4 Pferden wählen wird.

Der Kohlenverbrauch ist von der Größe der Locomobile unabhängig, er beträgt $\frac{1}{50}$ kg für 1 mt, mithin täglich

$$\frac{9000}{50} = 180 \text{ kg.}$$

und überhaupt in 60 Tagen 10,8 t.

Reine Betriebskosten.

10,8 t Steinkohlen à 22 Mk. =	237,6 Mk.
60 Tage Wartung à 3,00 Mk. =	180,0 "
Nebenmaterialien	22,4 "
	<hr/>
	440,0 Mk.

Die Anschaffungs- und Einrichtungskosten für Locomobile, Centrifugalpumpe und Zubehör betragen rund 6000 Mk. und demnach die jährlichen Kosten für Verzinsung, Tilgung und Unterhaltung

$$6000 \cdot \frac{1}{10} = 600 \text{ Mk.}$$

Wenn hiervon nur $\frac{2}{3}$ auf die Kosten der Wasserhebung angerechnet werden, weil die Locomobile noch anderweitig benutzt werden kann, so berechnen sich die Gesamtkosten auf 840 Mk. oder 16,8 Mk. auf 1 ha der Polderfläche.

Die Gesamtleistung beträgt

$$60 \text{ Tage } \dot{=} 9000 \text{ mt} = 540000 \text{ mt,}$$

also kostet 1 mt Wasserhebung

$$k = \frac{840 \cdot 100}{540000} = 0,156 \text{ Pfg.,}$$

wovon auf die reinen Betriebskosten 0,082 Pfg. entfallen.

Die Kosten für die Zuleitung des zu hebenden und für die Ableitung des gehobenen Wassers sind vorstehend nicht angerechnet und müssen besonders ermittelt werden. Der Vergleich der drei Beispiele ergibt, daß die reinen Betriebskosten sich in den drei Fällen der Reihe nach für je 1000 mt gehobenes Wasser auf 14 bezw. 26 und 82 Pfg. stellen, und daß die Gesamtkosten bei jedesmal 900 jährlichen Betriebsstunden für je 1000 mt 50 bezw. 85 und 156 Pfg. betragen. Bei ununterbrochenem Betriebe sind die Gesamtkosten geringer, da indessen ein ununterbrochener Betrieb der Wasserhebewerke sowohl bei der Entwässerung als bei der Bewässerung von Ländereien nur ausnahmsweise vorkommen dürfte, so können die zuletzt angeführten Zahlen als ungefähre Durchschnittswerthe angesehen werden. Mit 100 Pfg. Betriebskosten und mit 200 Pfg. Gesamtkosten für je 1000 mt wird sich die künstliche Wasserhebung mit Dampftrieb bei zweckmäßigen Einrichtungen überall ausführen lassen. Mit Schöpfwerken von mindestens 8 nutzbaren Pferden, die wenigstens 60 Tage jährlich in Betrieb sind, wird man mit der Hälfte, also mit 50 bezw. 100 Pfg. für 1000 mt auskommen, bei Schöpfwerken von mindestens 25 Pferden mit 25 bezw. 80 Pfg., und bei solchen von 100 Pferden und darüber mit 15 bezw. 50 Pfg. Wird ein Schöpfwerk der beiden letzten Arten dauernd benutzt, so betragen die Gesamtkosten nur etwa 25 bezw. 40 Pfg. für 1000 mt gehobenes Wasser, während die Betriebskosten der mit Zugthieren betriebenen Schöpfwerke auf ungefähr 600 Pfg. für 1000 mt anzunehmen sind. Uebrigens sind diese Angaben nur für ungefähre Kostenschätzungen bei den vorbereitenden Arbeiten anwendbar, und es erfordert jede Wasserhebungsanlage eine besondere Veranschlagung.

66. Colmation. In manchen Fällen ist die Zuführung von Wasser mit großem Erfolg zur Entsumpfung von niedrig gelegenen Ländereien in solcher Weise zur Anwendung gekommen, daß durch die Sinkstoffe des Wassers eine Aufhöhung des Bodens erzielt wurde. Es ist dieses eine besondere Art der düngenden Bewässerung, für welche der Name Colmation üblich geworden ist. Um eine wirk-

same Aufhöhung des Bodens zu erzielen, muß das Wasser sehr reich an Sinkstoffen sein; es eignet sich daher für die Colmation am besten das Hochwasser von Gebirgsbächen, und man pflegt die Ausführung auf die Zeit der winterlichen Anschwellungen zu beschränken.

Die aufzuhöhen Fläche wird durch Dämme in Staufelder eingetheilt, die nahezu wagrecht liegen. Das trübe Wasser wird durch einen Zuleitungscanal eingeführt und so geleitet, daß die Niederschläge ziemlich gleichmäßig erfolgen, wozu vielfach hölzerne Gerinne und kleine Zwischendämme nöthig sind. Das geklärte Wasser ist unter Berücksichtigung der Vorfluth hinreichend weit unterhalb in den Fluß zurückzuleiten, und die mit zahlreichen Ueberfällen zu versehenden Dämme müssen mit dem Fortschreiten der Colmation erhöht werden. Der Zuleitungscanal erfordert ein zweckmäßig gewähltes Querprofil und Gefälle, damit die Geschiebe hinreichend weit fortgeführt werden und nicht vorzeitig niedersinken. Das Gleiche gilt auch von den Nebencanälen, welche das Wasser auf den Feldern zu vertheilen haben, und deren Gefälle des geringeren Profilradius wegen in der Regel größer als das Gefälle des Hauptcanals ist. Die bedeutende Wassergeschwindigkeit in den Canälen macht eine Befestigung ihrer Böschungen erforderlich. Im allgemeinen wird man den Hauptcanälen kein geringeres Gefälle als 1:500 bis 1:1000 geben dürfen und die kleinen Vertheilungsrinnen mit 1:100 bis 1:200 anlegen.

Je höher die Umwallungen gemacht werden, desto mehr Wasser kann in den Feldern aufgesammelt und abgeklärt werden, und desto schneller erfolgt die Aufschlickung des Bodens. Das geklärte Wasser muß stets nahe an der Oberfläche ablaufen und darf nicht unmittelbar über dem Boden abgelassen werden, weil sonst der abgesetzte Schlamm wieder in Bewegung kommen würde. Die Grundablässe werden deshalb nicht durch Schützen geschlossen, sondern durch Versatzbohlen, von denen man nach Maßgabe der Senkung des Wasserspiegels eine nach der anderen abhebt. Zur Abklärung genügen schon 12 Stunden, wenn vorzugsweise die gröberen Stoffe aufgefangen werden sollen; zur Ablagerung der feineren Schlammtheilchen ist aber eine Ruhezeit von wenigstens zwei Tagen erforderlich.

Bisweilen findet auch ein ununterbrochener Zufluß von Wasser nach Art der Stauberieselung statt. In der heißen Jahreszeit ist jedoch diese Art der Colmation gesundheitlich bedenklich und wird deshalb in Südfrankreich nicht mehr gestattet.

Mit der Aufführung der einzelnen Theile der Niederung geht man von oben nach unten oder stromabwärts fort, und wenn die beabsichtigte Erhöhung eingetreten ist, muß das Wasser in solcher Weise geleitet werden, daß alles Geschiebe den weiter abwärts gelegenen Flächen zugeführt wird.

Das Gelingen der Colmation erfordert große Sorgfalt und Umsicht in der Leitung und Benutzung des Wassers. Am schwierigsten pflegt die unschädliche Ableitung des benutzten Wassers zu sein.

Ueber den Gehalt an Sinkstoffen in dem Wasser der Flüsse liegen nur wenige genauen Beobachtungen vor und die vorkommenden Mengen sind sehr verschieden, auch in derselben Flußstrecke je nach dem Wasserstande und der Jahreszeit sehr veränderlich. Nachstehend sind einige Angaben zusammengestellt, wobei die Zahlen der letzten Spalte aus denen der vorletzten unter Anrechnung von 1 cbm Sinkstoffe mit durchschnittlich 2000 kg, mithin durch Vielfältigung mit $\frac{86400}{2000}$ berechnet wurden.

Gehalt der Flüsse an Sinkstoffen.

Gegenstand der Beobachtung	Sinkstoffe (Schlamm)	
	in 1 cbm Wasser sind enthalten	täglich abge- führte Menge für 1 cbm secundlicher Wasser- menge in cbm
	kg	
Der Var (bei Nizza) durchschnittlich	3,577	155
„ „ bei Hochwasser am 30. Juni 1865	36,6	1580
Die Marne durchschnittlich	0,074	3,20
„ „ Höchstgehalt	0,52	22,5
Die Seine durchschnittlich	0,040	1,72
„ „ Höchstgehalt	2,74	118
Der Nil bei Hochwasser	1,58	68
Der Ganges bei Hochwasser	1,94	84
Die Durance durchschnittlich	1,45	62
„ „ bei Hochwasser	3,63	156
Der Mississippi durchschnittlich	0,67	29
Die Donau bei Wien desgl.	0,11	4,7

Diese Zusammenstellung kann benutzt werden, um die Menge der von den Flüssen mitgeführten Sinkstoffe annähernd zu schätzen. Beispielsweise ist für den Nil, welcher bei Hochwasser 13000 cbm Wasser in der Secunde hat, die alsdann täglich abgeführte Sinkstoffmasse ungefähr $68 \cdot 13000 = 885000$ cbm.

Die umfangreichsten Colmationen sind in Italien und in Südfrankreich ausgeführt. In Italien wurden bei der Aufhöhung der Maremmen reichlich 100 Millionen cbm Boden durch Colmation zur Ablagerung gebracht und die Kosten betragen etwa 680 Mk. für 1 ha. Die durchschnittlichen Kosten der Colmationen werden auf 400 bis 500 Mk. für 1 ha angegeben.

67. Wasserversorgung. Zur Versorgung volkreicher Städte mit Wasser wurden schon im Alterthum große Wasserleitungen hergestellt, welche theils aus Quellen, theils aus Sammelbecken gespeist wurden. Man war dabei auf den Bezug des Wassers von höher gelegenen Punkten und die Zuleitung mit natürlichem Gefälle angewiesen. Gegenwärtig fällt diese Beschränkung fort, und das Wasser wird häufig künstlich gehoben, natürlich ist aber eine hochliegende Quellwasserleitung ohne Wasserhebewerk in der Regel vorzuziehen.

In erster Linie muß der Wasserbedarf für jede Wasserversorgungsanlage festgestellt werden. In Städten kann man durchschnittlich 120 l täglich auf den Kopf der Einwohnerschaft rechnen, einschließlicly aller öffentlichen Bedürfnisse für Strafsenreinigung, Spülung der Entwässerungscanäle, für Gärten, Springbrunnen usw. Für kleine Städte und ländliche Ortschaften genügen 60 l. Der Verbrauch ist nicht gleichmäsig, sondern im Sommer gewöhnlich etwas größer als im Winter, und bei Tage stets größer als in den Nachtstunden. Der größte Stundenverbrauch ist in großen Städten = $\frac{1}{10}$ des durchschnittlichen Tagesbedarfs, in kleinen Orten = $\frac{1}{8}$ desselben anzunehmen. Um diese Schwankungen des Verbrauchs auszugleichen, wird in der Nähe des zu versorgenden Ortes ein Hochbehälter angelegt und die Größe desselben bei gleichmäsigem Wasserzuflusse auf $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$, bei der Wasserzuführung durch ein Hebewerk gewöhnlich auf die Hälfte des Tagesbedarfs bemessen. Der kleinste Vorrath sollte jedoch nicht unter 60 bis 90 cbm betragen, damit bei Feuersbrünsten 2 Hydranten etwa 2 Stunden lang mit je 4 bis 6 sl in Thätigkeit gesetzt werden können.

Die Behälter werden zweckmäsig massiv hergestellt, überwölbt und mit Erde bedeckt. Sie müssen wasserdicht sein, weshalb ein äußerer Mantel aus Thonschlag und ein innerer Cementüberzug zu empfehlen ist. Die Abdeckung über dem Scheitel des Gewölbes wird 1 bis 1,5 m stark gemacht. Zur Lüfterneuerung sind in dem Gewölbe Oeffnungen anzubringen. Lichtschächte sind der Reinigungsarbeiten wegen nothwendig, jedoch ist der Behälter während des Betriebes dunkel zu halten. Die Zu- und Ableitung, der Ueberlauf und die Entleerungsleitung müssen leicht zugängliche Verschlüsse

haben. Die Kosten der in Cementbeton mit oder ohne Eiseneinlage ausgeführten Hochbehälter stellen sich für 1 cbm Wasserinhalt auf 15 bis 20 Mk. Schmiedeeiserne Behälter werden mit cylindrischem Mantel, Kegel- und Hängeboden construiert und kosten 75 bis 100 Mk. für 1 cbm Inhalt.

Die Zuleitung zu dem Hochbehälter erfolgt gewöhnlich durch eine gufseiserne Rohrleitung. Dieselbe muß frostfrei verlegt und fest unterbettet werden. In weichem Boden, der womöglich ganz zu vermeiden ist, hat man das Rohr bisweilen in einen auf Pfahlrost gestellten und mit Sand gefüllten Kasten eingebettet. Die Leitungen sind oft sehr lang und kostspielig, weshalb es wichtig ist, die Rohrweite so zu wählen, daß die Summe aus Betriebskosten und Verzinsung der Herstellungskosten ein Kleinstes wird. Die Betriebskosten stehen, wenn das Wasser durch ein Pumpwerk gehoben wird, im Verhältniß zu der Arbeitsleistung der Maschinen, und diese entspricht der um die Widerstandshöhe in der Leitung vermehrten Hubhöhe. Nun fällt die Widerstandshöhe um so geringer aus, je kleiner die Wassergeschwindigkeit und je größer also der Durchmesser der Leitung ist, während die Anlagekosten mit der Rohrweite wachsen.

Die gufseisernen Rohre kosten ab Werk nur etwa 10 Pfg. für 1 kg. Die ganzen Kosten einer fertigen Leitung ohne Strafsenarbeiten und Absperrschieber können für vergleichende Berechnungen nach der Formel

$$k = 60 d \left(1 + \frac{d}{2} \right)$$

in Mark für 1 lfd. m geschätzt werden. Die Widerstandshöhen sind nach den Formeln 21 zu berechnen und die Wasserhebungskosten nach Artikel 65 zu veranschlagen.

Beispiel. Der durchschnittliche Tagesbedarf eines Ortes von 10000 Einwohnern sei = 600 cbm und das Wasser auf 30 m zu heben, die Länge der Druckleitung = 5000 m, die tägliche Arbeitsdauer des Pumpwerks = 12 Stunden.

Die zu hebende Wassermenge ist in einer Secunde

$$Q = \frac{600}{12 \cdot 3600} = 0,0139 \text{ cbm}$$

und die Widerstandshöhe $w = il$ nach Formel 21

$$w = 0,0025 \frac{Q^2}{d^5} \cdot 5000 = \frac{0,00241}{d^5}$$

Die zu leistende Arbeit des Pumpwerks beträgt täglich

$$L = 600 (30 + w) \text{ mt}$$

und die Kosten der Wasserhebung können gemäß Artikel 65, da es sich hier um eine dauernd betriebene Anlage von mittlerer Größe handelt, auf 40 Pfg. für je 1000 mt gehobenes Wasser angesetzt werden. Hiernach erhält man für verschiedene Rohrdurchmesser die nachstehend zusammengestellten Ergebnisse, aus denen

ersichtlich ist, daß es am vortheilhaftesten ist, der Leitung einen Durchmesser von 0,20 m zu geben, wobei die Geschwindigkeit in der Leitung 0,44 m beträgt.

1	Rohrdurchmesser $d =$	0,25	0,20	0,15
2	Widerstandshöhe $w = \frac{0,00241}{d^5}$	2,47	7,54	31,7
3	Förderhöhe $H = 30 + w$	32,47	37,54	61,7
4	Tägliche Arbeitsleistung $L = 600 H$ mt . . .	19500	22500	37000
5	Tägliche Wasserhebungskosten $k = \frac{L}{1000} \cdot 0,40$ Mk.	7,80	9,00	14,80
6	Jährliche desgl. $= 365 k$	2847	3285	5402
7	Anlagekosten der Druckleitung $= 5000 \cdot 60 d \cdot \left(1 + \frac{d}{2}\right)$ Mk. . . .	84500	66000	48500
8	Verzinsung und Tilgung derselben mit 5% . .	4225	3300	2425
9	Summe der Reihen 6 und 8	7072	6585	7827
10	Wassergeschwindigkeit in der Rohrleitung $v = \frac{0,0139}{d^2} \frac{\pi}{4}$	0,28	0,44	0,79

Für $d = 0,20$ m ist die tägliche Leistung des Pumpwerks = 22500 mt, und die erforderliche Maschinenkraft berechnet sich für eine 12stündige Arbeitszeit, wenn die Nutzleistung einer Pferdekraftstunde gleich 180 mt in gehobenem Wasser angenommen wird, zu

$$N = \frac{22500}{12 \cdot 180} = 10,4 \text{ Pferden.}$$

Nach der Formel 82 mit $Q = 0,0139$ und $H = 37,54$ erhält man den gleichen Werth, nämlich

$$N = 20 \cdot 0,0139 \cdot 37,54 = 10,4.$$

Die günstigste Rohrweite der Druckleitung ist von ihrer Länge unabhängig, wie sich leicht daraus erkennen läßt, daß sowohl die Widerstandshöhen als die Anlagekosten der Leitung im Verhältniß zu ihrer Länge stehen und die Unterschiede der Wasserhebungskosten den Unterschieden der Widerstandshöhen entsprechen. Im allgemeinen ist es nicht vortheilhaft, die Wassergeschwindigkeit in der Leitung größer als 0,5 bis 0,8 m anzunehmen. Man ermittelt den vortheilhaftesten Durchmesser am besten durch vergleichende Berechnungen. Bei den Wasserleitungen mit natürlichem Gefälle richtet sich der Leitungsquerschnitt nach dem im ganzen wie für die einzelnen Theilstrecken verfügbaren Gefälle.

Die Stärke der Rohre mit hohem inneren Druck wird durch die Formel von Bach wie folgt ausgedrückt:

$$\delta = r \left\{ \sqrt{\frac{k + 0,4 p}{k - 1,3 p}} - 1 \right\},$$

worin für die praktische Anwendung bei Wasserleitungen $k =$ Zugbeanspruchung des Gufseisens

$$= 180 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$$

und $p =$ Betriebsdruck $+ 5$ in Atmosphären zu setzen ist. Nachstehend sind zur Uebersicht die Wandstärken und Gewichte für einige Rohrweiten nach den deutschen Normalabmessungen angegeben, die Wandstärken derselben entsprechen etwa der Formel

$$\delta = 7,5 + \frac{d}{60} \text{ mm.}$$

Wandstärken und Gewichte eiserner Rohre.

Rohrweite m	Wandstärke δ mm	Muffenrohre		Flanschenrohre	
		übliche Nutzlänge m	Gewicht für 1 lfd. m kg	übliche Nutzlänge m	Gewicht für 1 lfd. m kg
0,04	8	2	10,09	2	10,64
0,05	8	2	12,14	2	12,98
0,06	8,5	2	15,21	2	16,22
0,07	8,5	3	16,65	3	17,34
0,08	9	3	19,94	3	20,80
0,09	9	3	22,19	3	23,20
0,10	9	3	24,41	3	25,65
0,12	9,5	3	31,65	3	33,27
0,15	10	3	39,44	3	41,57
0,175	10,5	3	48,36	3	50,33
0,20	11	3	57,66	3	60,00
0,225	11,5	3	67,57	3	69,30
0,25	12	4	76,51	3	80,26
0,275	12,5	4	87,48	3	91,46
0,30	13	4	99,13	3	102,89
0,35	14	4	124,13	3	130,26
0,40	14,5	4	146,68	3	153,85
0,45	15	4	170,10	3	178,80
0,50	16	4	201,66	3	211,17
0,55	16,5	4	228,49	3	242,42
0,60	17	4	256,69	3	270,51
0,65	18	4	294,64	3	307,28
0,70	19	4	335,66	3	348,82
0,75	20	4	378,58	3	390,63
0,80	21	4	425,01	—	—

Die gufseisernen Rohrleitungen sind von langer Dauer und erfordern nur geringe Unterhaltungskosten. Gegenwärtig erhalten sie

gewöhnlich eine Muffenverbindung mit Bleidichtung, welche die ältere Flanschenverbindung allmählich zu verdrängen scheint. Das gebräuchlichste Schutzmittel gegen Rosten ist ein Asphaltüberzug, der bei kleineren Rohren durch Eintauchen des erwärmten Rohrs in die kochende Asphaltmasse erzielt wird. Für Unterführungen und ähnliche Zwecke kommen schmiedeeiserne geschweißte Rohre zur Anwendung, welche in Schüssen von bedeutender Länge hergestellt werden; für hohen Druck und wechselnde Beanspruchung sind die Mannesmannschen Stahlröhren vorzuziehen, welche Materialsparungen von $2000 \frac{\text{kg}}{\text{qem}}$ und darüber gestatten.

In den Leitungen müssen an den Scheitelpunkten Luftventile und an den tiefsten Punkten Schlammkästen angebracht werden. An den Verzweigungen sind Theilkästen und Absperrschieber erforderlich, letztere dürfen zur Vermeidung von Stößen nur langsam bewegt werden. Bisweilen kommen Sicherheitsventile, welche sich bei Rohrbrüchen infolge der alsdann eintretenden großen Geschwindigkeit selbstthätig schließen, zur Anwendung. Für den Zweck der unmittelbaren Wasserentnahme aus der Leitung werden in den Ortschaften alle 50 bis 100 m Hydranten angebracht.

Bei manchen Wasserversorgungen wird das Wasser nicht in die Häuser, sondern nur in öffentliche Brunnen geleitet. Dieselben sind entweder als fließende Brunnen dauernd im Gange und dienen alsdann gleichzeitig zur Spülung der Rinnsteine, oder sie erhalten einen Ventilverschluss, der durch Anheben des Schwengels geöffnet wird.

Hinsichtlich der Wassergewinnung ist auf den zweiten Abschnitt zu verweisen. Zu erwähnen ist jedoch noch die Versorgung einzelner Gehöfte und kleiner Ortschaften mit Quellwasser unter Hebung desselben durch Wasserkraft. Für solche Zwecke sind bereits kleine Quellen von weniger als 1 sl Wassermenge vortheilhaft zu benutzen. Die einfachste Wasserhebemaschine ist der hydraulische Widder, welcher schon bei einem Betriebsgefälle von 0,5 m und einer Wassermenge von $\frac{1}{20}$ sl anwendbar ist. Er wird in der Brunnenstube aufgestellt und fördert einen Theil der Triebwassermenge in die Höhe. Der Wirkungsgrad ist nach Eytelwein

$$\eta = 1,12 - 0,2 \sqrt{\frac{H}{h}}$$

wo h das Betriebsgefälle und H die Förderhöhe in Metern bedeutet. Bezeichnet man mit Q und q die Menge des Betriebswassers bezw. des gehobenen Wassers, so ist

$$q = \eta Q \frac{h}{H}$$

Die Widder werden für Triebwassermengen $Q = 1/20$ bis 10 sl konstruiert. Die Triebrohrleitung muß eine gewisse Mindestlänge erhalten und zwar $L = H + 0,3 \frac{H}{h}$ in m. Der Durchmesser des Triebrohres ist so zu wählen, daß die Geschwindigkeit des Wassers in demselben 0,25 bis 0,50 m beträgt und das Förderrohr wird etwa halb so weit als das Triebrohr gemacht. Die Förderhöhe kann das 30fache der Triebhöhe betragen, jedoch ist der Wirkungsgrad am größten, wenn $\frac{H}{h}$ zwischen 2 und 8 liegt und er steigt alsdann bei guter Ausführung bis 75 %/o. Bei sehr veränderlicher Wassermenge werden zwei Widder von verschiedener Größe aufgestellt, eine Anpassung an die Wassermenge ist auch durch Aenderung am Ventilhub ausführbar.

Eine in Württemberg ausgeführte Anlage kostete einschließlic der 335 m langen Druckleitung, eines 10 cbm enthaltenden Behälters und der 270 m langen Hofleitung 2800 Mk. und förderte 13,1 cbm täglich 45 m hoch, was einer Nutzleistung von

$$\frac{13,1 \cdot 45 \cdot 1000}{75 \cdot 86400} = \frac{1}{11}$$

Pferdekraften und einer für etwa 220 Einwohner ausreichenden Wasserversorgung entspricht. Die Wassermenge der Quelle war = 1,7 sl und das Triebwassergefälle = 5,5 m.

Auch die Wassersäulenpumpe leistet vorzügliche Dienste für kleine Versorgungsanlagen, jedoch erfordert sie mindestens 6 m Betriebsgefälle. Sie wird für Betriebswassermengen von $1/3$ bis 30 sl konstruiert, die Förderhöhe ist fast unbeschränkt (etwa bis 250 m) und der Wirkungsgrad $\eta = 0,60$ bis 0,85. Die Wassersäulenpumpe bedarf ebenso wie der hydraulische Widder keiner beständigen Aufsicht, sondern es genügt eine einmalige tägliche Reinigung und Einstellung.

Die ganzen Anlagekosten einer größeren Wasserversorgung sind für den Kopf der städtischen Einwohnerschaft auf durchschnittlich 18 bis 24 Mk. zu schätzen, unter besonders günstigen Verhältnissen betragen sie nur 12 bis 15 Mk., unter ungünstigen Verhältnissen aber 40 bis 60 Mk. Die künstliche Versorgung von Landgemeinden dürfte durchschnittlich etwas höhere Einheitssätze erfordern. Die Selbstkosten des Wassers solcher städtischen Versorgungsanlagen, bei welchen das Wasser künstlich gehoben wird, liegen in den meisten Fällen zwischen 5 und 10 Pfg. für 1 cbm.

Zehnter Abschnitt.

Wasserstraßen.

68. Flößerei. Einen wichtigen Zweig des Güterverkehrs auf den Flüssen bildet die Flößerei. Das aus Baumstämmen oder Brettern gebildete Floß treibt mit dem fließenden Wasser stromab, kann aber im allgemeinen nur für die Thalfahrt verwendet werden, weshalb es am Endpunkte der letzteren auseinander genommen und verkauft wird. Die Einrichtung der Flöße richtet sich nach der Beschaffenheit der Gewässer und die zulässigen Abmessungen werden gewöhnlich durch Polizeiverordnungen festgesetzt. Die meisten Flöße bestehen aus einer Anzahl von Tafeln, welche gelenkartig aneinander gereiht werden; die Balken oder Bretter jeder Tafel werden unter sich fest verbunden. Für Bretterflöße ist bereits eine Wassertiefe von 0,25 m allenfalls ausreichend und bei 0,50 m Tiefe kann die Flößerei bequem betrieben werden, wobei die Flöße aufser dem Obdach der Bemannung noch einige Güter als Auflast erhalten können. Indessen hat die früher gebräuchliche Beförderung von Gütern auf Flößen an Bedeutung verloren und kommt nur noch in geringem Umfange vor, auch die Abmessungen der Flöße nach Breite und Eintauchungstiefe sind kleiner geworden.

Recht schwierig ist das Lenken, Bremsen und Anhalten der Flöße, denn diese sind nur schwer zu regieren, und ihre Führung darf nur den geschicktesten Steuerleuten, welche das Fahrwasser sowie die Stärke und Richtung der Strömung an allen Stellen genau kennen, anvertraut werden. In voller Fahrt lenkt man die Flöße dadurch, daß an ihren vorderen und hinteren Enden eine Anzahl Streichruder quer gegen den Strom geschlagen werden. Auch durch Anker, die man nachschleppen läßt und deren Taue hinten an der rechten oder der linken Seite befestigt werden, läßt sich dem Floße eine etwas schräge Stellung geben, wobei der Strom es nach der einen oder der anderen Seite treibt. Das Anhalten kann wegen der großen Eintauchungsfläche nur langsam erfolgen und man muß

durch Auswerfen mehrerer Anker, die beim Nachschleppen den Grund durchwühlen, die Bewegung nach und nach vermindern. Ist das Floß zum Stillstand gekommen, so wird es durch Schrickbäume derartig festgelegt, daß es durch Wind und Strömung nicht vertrieben werden kann. Neuerdings hat man mit gutem Erfolge Dampfschiffe zur Beförderung von Flößen benutzt und zwar auf einigen Canälen und canalisirten Flusstrecken die Kettenschleppschiffahrt, auf dem Mississippi schiebende (nicht ziehende) Hinterraddampfer.

Unter den baulichen Anlagen für die Flößerei sind die Floßdurchlässe, welche bei den Stauwerken zur Ueberwindung des Gefälles angelegt werden müssen, am wichtigsten. Der Durchlaß ist so zu legen, daß er bequem durchfahren werden kann und die Flöße unterhalb ihre Richtung gar nicht oder nur wenig zu ändern brauchen. Die Rinne erhält gewöhnlich einen hölzernen Boden und verkleidete Seitenwände, sie reicht wenigstens bis zum niedrigsten Unterwasser, und ihre Steigung liegt in der Regel zwischen 1:10 und 1:30 je nach den örtlichen Verhältnissen und der verfügbaren Wassermenge. Das Wasser durchfließt die geöffnete Rinne mit zunehmender Geschwindigkeit und da hiermit eine Verminderung des Wasserquerschnitts verbunden ist, so giebt man der Rinne bisweilen oben eine größere Breite als unten, um einer zu starken Abnahme der Wassertiefe vorzubeugen. Die gebräuchlichste Verschlussvorrichtung besteht in einer Schütztafel, welche durch einen Kettenhaspel gehoben wird. In kleinen Flüssen, welche nicht viel breiter als der Floßdurchlaß sind, und deren Stauhöhe nicht mehr als etwa 1,5 m beträgt, kann die geneigte Rinne fortgelassen werden. Denn alsdann senkt sich bei geöffnetem Durchlaß das Oberwasser und das Unterwasser steigt, wodurch das Gefälle bald bis auf die Hälfte und darüber vermindert wird. Derartige Bauwerke werden gewöhnlich Stauschleusen genannt und dienen auch zum Durchlassen von Schiffen. Sie unterscheiden sich von den gewöhnlichen Floß- oder Schiffsdurchlässen nur dadurch, daß sie keine größere Länge erhalten als für die Standsicherheit des Bauwerkes erforderlich ist, während die letzteren zugleich das Gefälle auf eine angemessene Länge vertheilen sollen. Die Stauschleusen sind also nur eine besondere Art der beweglichen Wehre. Sie sind älter als die Kammerschleusen und haben wahrscheinlich den nächsten Anlaß zur Erfindung der letzteren gegeben. Gegenwärtig kommen sie nur noch selten zur Anwendung, weil sie den gestiegenen Verkehrsansprüchen nur unvollkommen entsprechen. Beispielsweise wird der als Trommelwehr mit 10 m weite Klappe ohne geneigte Rinne construirte Floßdurchlaß an der Char-

lottenburger Stauanlage nur noch selten und bei Stauhöhen über 0,60 m gar nicht mehr benutzt, weil die starke Strömung, welche alsdann bei niedergelegter Klappe des Trommelwehrs in der Oeffnung entsteht, die durchfahrenden Flöße in Unordnung bringt. Die Flosstafeln könnten daher nur einzeln durchgeschleust werden, was wegen der Auseinandertheilung und Wiederzusammensetzung der Flöße zeitraubend und verkehrsstörend sein würde. Die Flosdurchlässe auf den Staustufen des kanalisirten Mains haben 12 m Lichtweite und ein Gerinne mit der geringen Neigung von nur 1:200 erhalten.

In manchen Gegenden ist das Triften oder die wilde Flößerei noch gegenwärtig in Gebrauch. Das Verfahren besteht darin, daß man das Holz in einzelnen kurzen Stücken als Brennholz im Wasser abwärts treiben (triften) läßt. Trotz der Einfachheit dieses Verfahrens kommt dasselbe nur noch selten vor. Der Grund liegt in der Vervollkommnung der sonstigen Transportmittel und weil das Triften mancherlei bauliche Vorkehrungen erfordert, als Leitreehen zur Führung und Fangreehen zum Auffangen des Triftholzes. Bisweilen bringt man das Triften in Verbindung mit der Errichtung einer Klause zur Anwendung. Die Klause ist eine einfache Stauvorrichtung, aus einem Erddamme oder einer aus Holz und Steinen construirten Abdämmung eines Baches bestehend, durch welche das Wasser angestaut werden kann. Sie erhält eine durch Dammbalken, die sich an eine Art von Drehständern lehnen, verschließbare Oeffnung. Wenn das zu triftende Holz auf dem Thalboden angesammelt ist, wird die Abflußöffnung geschlossen und es bildet sich ein See, in welchem die Holzscheite schwimmen, worauf man das Wasser möglichst schnell abfließen läßt.

In ähnlicher Weise werden auf einigen Flüssen auch Schiffe befördert, indem das Wasser durch bewegliche Wehre mit geeigneten Oeffnungen zeitweise angestaut und dann abgelassen wird. Die angesammelten Schiffe durchfahren die Stauschleuse und gelangen mit der mehrere Stunden andauernden Schwellung bis zur nächsten Stauschleuse abwärts, durch welche sie demnächst auf gleiche Art weiter befördert werden. Die Schifffahrt auf Schwellungen wurde früher u. a. auf der Stecknitz und Delvenau lebhaft betrieben; ein Canal verband beide Flüsse und die Wasserstrafse führte als sogenannte Stecknitzfahrt unter Ueberschreitung einer Wasserscheide von Lübeck nach der Elbe bei Lauenburg, wobei 13 Stauschleusen mit Gefällen bis zu 2 m vorkamen. Auch auf der Yonne fand eine lebhafte Schifffahrt auf Schwellungen statt, gegenwärtig hat die letztere aber nur noch geschichtliche Bedeutung.

69. Binnenschifffahrt. Die Flüsse und das Meer waren in allen Ländern die ersten, weil von der Natur geschaffenen Verkehrswege und an ihnen entstanden die ersten menschlichen Ansiedlungen. Die StraÙe war vorhanden, es bedurfte nur des Fahrzeuges, um Güter zu befördern, und der Wind leistete die bewegende Kraft. An die Beschaffenheit der WasserstraÙen werden anfangs nur bescheidene Anforderungen gestellt, denn die Masse der auszutauschenden Güter ist nicht groÙ und ein FluÙ leistet, auch wenn er nur mit Booten befahren werden kann, noch immer bessere Dienste als der Saumpfad und der oft unfahrbare Landweg, auf welchem 6 bis 8 Ochsen vor einen Karren gespannt werden müssen.

Künstliche Verkehrswege in einem dünnbevölkerten neuen Lande anzulegen, ist für die Bewohner außerordentlich schwierig und ohne Hülfe von außen nur langsam ausführbar. Denn die zu machenden Aufwendungen stehen in einem ungünstigen Verhältniß zu den unmittelbaren Vortheilen selbst da, wo bei dem Vorhandensein der nöthigen Vorbedingungen eine schnelle Zunahme der Verkehrsmenge zu erwarten steht. Es fehlen die materiellen wie die geistigen Kräfte, die Handels- und die politischen Vorbedingungen. Deshalb sind die künstlichen Verkehrswege erst Ergebnisse des an den natürlichen, also an den WasserstraÙen entstandenen Culturlebens.

Mit der Ausbreitung des letzteren wachsen die Anforderungen an die Verkehrsanstalten. Wenn auch die Gütermenge noch immer gering bleibt, so wächst doch das Bedürfniß nach Verbilligung der Frachtkosten, um in dem Wettbewerb mit anderen Wirthschaftsgebieten nicht zu kurz zu kommen. Das erfordert die Verbesserung der vorhandenen und die Schaffung von neuen Verkehrswegen. Es ist aber die künstliche Verbesserung der Schiffbarkeit eines Flusses ebenso wie die Herstellung einer künstlichen WasserstraÙe überaus schwierig und kostspielig. Deshalb zeigt es sich, daÙ gegenwärtig bei der Besiedelung neuer Länder den natürlichen WasserstraÙen zunächst die Eisenbahnen sich zugesellen, die künstlichen WasserstraÙen aber erst später folgen, wenn die Eisenbahnen ihre Wirkungen eine Zeit lang ausgeübt haben und die Menge der zu befördernden Güter sehr groÙ geworden ist. Die Herstellung von einfach eingerichteten Schienenwegen (Kleinbahnen) wird durch die Industrie und das Creditwesen der Gegenwart erleichtert und hat sich als ein gewaltiges Mittel zur Aufschließung und Besiedelung neuer Länder erwiesen. Auch in dicht bevölkerten Culturländern wie Deutschland zeigt es sich, daÙ das Netz der Schienenwege immer dichter wird, daÙ die Verästelung des Verkehrs sich auf

diesen leichter vollzieht als auf den Wasserstraßen und die letzteren den Wettbewerb mit den Eisenbahnen nur noch in solchen Fällen bestehen, wo ein Massenverkehr zu bewältigen ist. Zahlreiche kleine Flüsse und Canäle haben ihre frühere Bedeutung als Verkehrswege verloren, z. B. die Ruhr, die Lahn, der Ludwigscanal. In England und Amerika sind viele Schiffahrtsanäle ganz eingegangen, während andererseits auf manchen für Großschiffahrt geeigneten Strömen und Schiffahrtsanälen mehr Güter als auf den verkehrsreichsten Eisenbahnen befördert werden. Aber auch hier ist die allgemeine Bedeutung der Wasserstraßen für die Verkehrsverhältnisse ganzer Landstriche geringer geworden als vor dem Zeitalter der Eisenbahnen, wenn auch ihre örtliche Bedeutung für die anliegenden Handels- und Industriepplätze noch immer sehr groß ist. Denn der Unterschied zwischen Wasserstraßen und Landstraßen, der früher hinsichtlich der Frachtkosten in Betracht zu ziehen war, ist sehr viel größer als der jetzt allein noch maßgebliche Unterschied zwischen Wasserstraßen und Eisenbahnen.

Die Binnenschiffahrt findet statt auf schiffbaren Flüssen, auf canalisirten Flußstrecken, auf Seen und Schiffahrtsanälen. Auf den Flüssen ist die Thalfahrt, bei welcher das Schiff mit der Strömung abwärts fährt, von der gegen die Strömung gerichteten Bergfahrt zu unterscheiden. Die Bergfahrt bereitete früher größere Schwierigkeiten als in der Gegenwart, wo man sich immer mehr der Schleppdampfer bedient. Hierdurch hat auch die Schiffahrt auf Seen und seeartigen Flußstrecken, wo man früher auf günstigen Segelwind angewiesen war, an Schnelligkeit und Regelmäßigkeit sehr gewonnen. Vortheile des freien Stromes sind die Leichtigkeit der Thalfahrt und daß die Fahrt nicht durch Schleusungen unterbrochen wird; nachtheilig ist dagegen der häufige Wechsel des Wasserstandes, indem man bei Niedrigwasser nicht mit voller Ladung und bei sehr hohen Anschwellungen überhaupt nicht fahren kann. Die Unterbrechungen bei Hochwasser treten auch auf canalisirten Flüssen ein und bei Eisstand ruht die Schiffahrt auf sämtlichen Wasserstraßen; diese Unterbrechung dauert auf Seen und Canälen länger als auf Flüssen. Die Canalisirung hat den Zweck, bei Niedrigwasser eine größere Wassertiefe durch Anstauung zu erzielen. Die Fortschritte der Eisenindustrie haben die Herstellung von beweglichen Wehren sehr erleichtert, sodafs die Flußcanalisirung immer mehr zur Anwendung kommt. Neben den Wehren sind Schiffsschleusen zu erbauen, bei mittleren und höheren Wasserständen werden aber die Wehre niedergelegt und die Schiffe brauchen alsdann nicht durchgeschleust zu werden.

Die Lastschiffe (Kähne) auf den Binnenwasserstraßen werden neuerdings häufig unter ausgedehnter Verwendung von Eisen hergestellt. Der stets flache Boden erhält jedoch, wenn von Eisen, in Flüssen mit Steinen und grobem Geröll häufig eine Holzbekleidung zum Schutz gegen Beschädigungen. Wichtig ist, daß die Kähne in unbeladenem Zustande einen möglichst geringen Tiefgang haben, daß sie ferner leicht zu steuern und im Wasser fortzubewegen, auch formfest und möglichst billig sind. Der Leertiefgang beträgt auch bei den größten Lastkähnen nicht über 0,35 m, gewöhnlich nur 0,25 bis 0,30 m und die Tauchtiefe nimmt wegen der annähernd kastenförmigen Form der Fahrzeuge ungefähr gleichmäßig mit der Ladung zu. Man kann daher die letztere nach der Eintauchungstiefe einschätzen, wenn der Leertiefgang und die Tragfähigkeit bei der größten zulässigen Eintauchungstiefe festgestellt ist. Die Abmessungen der Fahrzeuge pflegen mit jeder Verbesserung der Wasserstraße zu wachsen und es ist wichtig für die Sicherheit und Ordnung des Verkehrs, insbesondere auf den künstlichen Wasserstraßen, durch Polizeiverordnung bestimmte Höchstwerthe hinsichtlich der Länge und Breite, des Tiefganges und der Höhe über dem Wasserspiegel vorzuschreiben.

Der Schiffswiderstand ist zwar auch von der Form des Schiffes nicht unabhängig, richtet sich aber hauptsächlich nach der Geschwindigkeit der Bewegung, dem eingetauchten Schiffsquerschnitt F und dem Verhältniß

$$n = \frac{\text{Wasserquerschnitt}}{F}.$$

Anwendbar ist die Formel

$$W = kF (v \mp c)^2 \left(\frac{n}{n-1} \right)^2$$

worin

v die Geschwindigkeit des Schiffes }
 c " " " " " } in m

und W den Schiffswiderstand in kg bedeutet.

Der Coefficient k liegt bei Flußschiffen im allgemeinen zwischen 12 und 18, bei den nach französischer Art mit nur mangelhafter Zuschärfung gebauten Canalschiffen zwischen 20 und 30, während bei guten Flußdampfern $k = 8$ bis 10 gesetzt werden kann. Als zweckmäßig zur Verminderung des Widerstandes hat sich eine löffelförmige Gestaltung des Vordertheils erwiesen. In Schleppzügen sollte nach früherer Annahme der Widerstand des zweiten und der folgenden Schiffe nur halb so groß sein als derjenige des ersten, neuere Versuche haben jedoch einen geringeren Unterschied ergeben.

Obschon die Formel für W nur Näherungswerthe liefert, so läßt sie doch den großen Einfluß der Schiffsgeschwindigkeit auf die Zugkraft erkennen. Sie kann ferner zur Ermittlung der auf eine Tonne Ladung entfallenden Zugkraft bei verschiedenen Schiffsgrößen und Geschwindigkeiten in der aus den nachfolgenden Beispielen ersichtlichen Weise benutzt werden.

Beispiel 1. Es sei gegeben der Wasserquerschnitt eines Canals = 40 qm, die Ladung eines Kahns von 8 m Breite und 55 m Länge bei den Eintauchtiefen von 1,6 und 1,0 m gleich 400 bzw. 200 t, die Geschwindigkeit $v = 0,75$ m in der Secunde und der Widerstandscoefficient $k = 15$. Wir erhalten für 1,6 m Tauchtiefe

$$F = 8,0 \cdot 1,6 = 12,8 \text{ qm und } n = \frac{40}{12,8} = 3,12$$

$$W = 15 \cdot 12,8 \cdot 0,75^2 \cdot \left(\frac{3,12}{2,12}\right)^2 = 232 \text{ kg}$$

und auf 1 t Ladung entfällt eine Zugkraft

$$w = \frac{232}{400} = 0,58 \text{ kg.}$$

Da die nutzbare Zugkraft eines Treidelpferdes bei 0,75 m Geschwindigkeit wegen der schrägen Zugrichtung höchstens gleich 60 kg angenommen werden kann, so sind zum Treideln 4 Pferde erforderlich.

Für 1,0 m Tauchtiefe ist

$$F = 8,0 \text{ qm und } n = \frac{40}{8} = 5$$

$$W = 15 \cdot 8,0 \cdot 0,75^2 \cdot \left(\frac{5}{4}\right)^2 = 106 \text{ kg,}$$

mithin genügen 2 Pferde und es ist

$$w = \frac{106}{200} = 0,53 \text{ kg.}$$

Beispiel 2. Für einen sogenannten Oderkahn sei die Breite = 4,6 m und die Ladung bei 1,40 m Tauchtiefe = 150 t, der Canalquerschnitt wiederum = 40 qm, $k = 15$ und $v = 0,75$ m. Alsdann ist

$$F = 4,6 \cdot 1,4 = 6,44 \text{ qm und } n = \frac{40}{6,44} = 6,22$$

$$W = 15 \cdot 6,44 \cdot 0,75^2 \cdot \left(\frac{6,22}{5,22}\right)^2 = 77 \text{ kg}$$

$$\text{und } w = \frac{77}{150} = 0,51 \text{ kg.}$$

Mit 2 Treidelpferden kann eine etwas größere Zuggeschwindigkeit als 0,75 m erzielt werden.

Die Zugkraft auf Canälen läßt sich, wie aus den obigen Beispielen geschlossen werden kann, bei mäßigen Geschwindigkeiten von $2\frac{1}{2}$ bis 3 km in der Stunde auf ungefähr 0,5 bis 1 kg für jede Tonne Ladung einschätzen und dieser Satz ändert sich unter sonst gleichen Umständen nur wenig mit der Größe der Fahrzeuge und ihrer Ladung. Zum Vergleich sei angeführt, daß die Güterbeförde-

zung auf den Eisenbahnen unter Berücksichtigung der leerlaufenden Wagen durchschnittlich etwa 5 bis 8 kg Zugkraft für 1 t Nutzladung erfordert. Bei der Canalschiffahrt ist daher nur eine erheblich geringere Kraftleistung als bei der Güterbeförderung auf den Eisenbahnen aufzuwenden; dieser Unterschied ist aber auf märsige Schiffsgeschwindigkeiten beschränkt und würde schon bei Geschwindigkeiten von 8 bis 10 km in der Stunde verschwinden, bei noch größerer Geschwindigkeit sich zu Gunsten der Eisenbahnen stellen. Enge Canalquerschnitte steigern ferner die Widerstände sehr bedeutend, weshalb es zweckmässig ist, den eingetauchten Schiffsquerschnitt nicht gröfser als $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{6}$ des Canalquerschnitts oder den letzteren gleich dem fünf- bis sechsfachen des gröfsten Schiffsquerschnittes zu machen, alle Querschnittsverengungen der Wasserstrafse aber thunlichst zu vermeiden.

Die Beförderung der Schiffe erfolgte früher auf Canälen fast ausschliesslich und häufig auch bei der Bergfahrt auf Flüssen durch Leinenzug, wozu Menschen oder Pferde verwendet wurden. Der Leinpfad war deshalb ein wichtiger Bestandtheil der Binnenwasserstraßen. Jetzt ist seine Bedeutung geringer geworden und wo seine Benutzung unbequem oder die Anlage, wie beispielsweise auf sumpfigem Gelände, schwierig und kostspielig sein würde, läfst man ihn wohl ganz fort.

Die Dampfkraft wird in verschiedenen Formen angewandt, nämlich mit Ketten- oder Seil-Schleppern bei der Bergfahrt auf Flüssen, mit freifahrenden Schleppdampfern in Schleppzügen und mit freifahrenden Frachtdampfern. Die letzten Arten sind bei geringer Strömung des Wassers vortheilhafter als die Ketten- und Seilschiffahrt, während diese bei starker Strömung den Vorzug verdient. Die Kette ist für kleinere Flüsse mit scharfen Krümmungen und geringer Wassertiefe dem Seil vorzuziehen, obschon sie bedeutend theurer als das letztere ist. Als freifahrende Dampfer werden in tiefem Wasser die Schraubendampfer bevorzugt, während die Rad-dampfer noch bei geringerer Wassertiefe als jene anwendbar sind. Für die Personen-Dampfschiffahrt sind die Raddampfer ferner ihres ruhigeren Ganges wegen angenehmer als Schraubendampfer.

70. Schiffbarkeit der Flüsse. Als schiffbar pflegt man nur solche Flüsse anzusehen, auf welchen ein regelmässiger Personen- oder Güterverkehr möglich ist. Die Schiffbarkeit ist aber sehr verschieden und die Anforderungen richten sich nach den sonstigen Verkehrsverhältnissen. Wo diese mangelhaft sind, wird die Schiffahrt selbst auf seichten Gewässern noch lohnend sein, während diese

nach Erbauung von Kunststraßen oder Eisenbahnen ihren Verkehr möglicherweise vollständig verlieren. Sie hören dann in Wirklichkeit auf schiffbar zu sein, obschon ihr Zustand sich nicht verschlechtert hat. Hiernach darf es nicht befremden, daß die Anzahl der schiffbaren Flüsse, d. i. solcher Flüsse, auf welchen Schifffahrt betrieben wird, in der Abnahme begriffen ist. Der Kleinschifffahrt geht es ähnlich wie den kleinen Wassermühlen, welche ebenfalls ihre frühere Bedeutung verloren haben.

Unter den Umständen, von denen die Schiffbarkeit eines Flusses abhängt, ist die Wassertiefe am wichtigsten und zwar die auf den seichten Stellen, den sogenannten Uebergängen, überall vorhandene Tiefe der Fahrrinne. Nach dieser Mindesttiefe richtet sich der zulässige Tiefgang der Schiffe. Natürlich muß ein gewisser Spielraum vorhanden sein, für denselben ist in gut regulirten Flüssen ohne Steine, Klippen und sonstige Hindernisse schon das Maß von 0,10 m ausreichend.

Jedoch nicht immer kann die Wassertiefe der Fahrrinne ausgenutzt werden, vielmehr muß die letztere auch hinreichend breit und frei von scharfen Krümmungen sein. Die Breite muß mindestens für das Begegnen zweier Schiffe ausreichen, aber bei einem starken Verkehr auf Flüssen, die mit Segelschiffen, Dampfern, Schleppzügen und Flößen befahren werden, ist eine noch bedeutend größere Breite erforderlich. Eine stark gekrümmte und zugleich enge Rinne kann von den Schiffen nicht verfolgt werden. Solche Mängel treten in unregulirten Flüssen sehr häufig auf, besonders vor den Mündungen der Nebenflüsse, indem diese Sand- und Kiesbänke in das Fahrwasser werfen. Häufig haben derartige enge Rinnen eine starke Strömung, wodurch die Bergfahrt noch mehr erschwert und die Thalfahrt gefährdet wird. Die Gefahren werden besonders groß, wenn Felsbänke in den Stromschnellen liegen oder felsige Ufer vortreten.

Bisweilen sind es nur wenige schlechte Stellen, welche der Schifffahrt Hindernisse bereiten und es ist dann das nächste und natürliche Ziel, diese Stellen in einen der Schiffbarkeit der übrigen Strecken entsprechenden Zustand zu bringen; allgemein gilt die Regel, zunächst die größten Schifffahrtshindernisse und Mängel zu beseitigen und der Ausbau der Wasserstraßen wird gewöhnlich auf getrennten Strecken gleichzeitig in Angriff genommen. Dabei ist es sehr wichtig, den erreichbaren Grad der Schiffbarkeit richtig zu beurtheilen und überall nach einheitlichem Ziel und Plan zu arbeiten.

Das Ziel der Regulirung darf nicht zu weit gesteckt werden, wozu die ersten Erfolge leicht verleiten. Die ersten planmäßigen

Verbesserungsarbeiten an einem verwilderten Flusse pflegen nämlich sehr erfolgreich zu sein. Durch Schließung von Nebenarmen und Zusammenhaltung des Wassers in einem einheitlichen Stromschlauche sowie durch Begradigungen und Forträumung von Schiffahrtshindernissen aus dem Fahrwasser vergrößert sich der nutzbare Tiefgang der Schiffe in mehrfacher Beziehung, indem nicht bloß die Wassertiefe der Fahrrinne gleichmäßiger und auf den Uebergängen größer wird, sondern infolge der verbesserten Richtung des Fahrwassers auch besser ausgenutzt werden kann, während zugleich die Schiffe größer und wegen Verminderung der Gefahren auch leichter und mit geringerem Leergange gebaut werden können. Alle diese Wirkungen kommen in der Zunahme des Verkehrs und der Verbilligung der Frachten schnell zur Geltung. Doch überraschend schnell geräth auch der frühere Zustand in Vergessenheit, und indem die neuen großen Schiffe bei Niedrigwasser nicht mit voller Ladung fahren können, steigern sich die Anforderungen an die Schiffbarkeit ohne Unterlaß, während die Erfolge der späteren Arbeiten trotz vergrößerter Aufwendungen immer geringer werden. Denn die Wassermenge der Flüsse läßt sich im allgemeinen nicht vergrößern, weshalb die Schaffung und Erhaltung eines beliebig großen Fahrwassers durch Regulirung unmöglich ist.

Das Wesentliche der Flufsregulirungen ist bereits im Artikel 47 behandelt worden. Es bleibt daher nur noch hinzuzufügen und zu betonen, daß man dem Strome nicht Gewalt anthun darf. Obwohl die Regulirungen der schiffbaren Flüsse gewöhnlich im Schiffahrtsinteresse stattfinden und zu Stande kommen, muß doch die Förderung des Wasserabflusses, die Herstellung des besten Gleichgewichtszustandes zwischen dem Flußbett und den darin abzuführenden Wassermengen das oberste Ziel aller Flufsregulirungen sein.

Den sichersten Anhalt, um die erreichbare Grenze der Schiffbarkeit zu erkennen, bietet die Beobachtung. Die vorhandenen regelmäßigen und fertig ausgebildeten Flußstrecken mit durchschnittlichem Gleichgewichtszustande geben den Beurtheilungsmaßstab. Sorgfältige Voruntersuchungen sind nothwendig und das richtige Verhältniß zwischen der Breite und Wassertiefe des Flusses muß den natürlichen Vorgängen abgelauscht werden.

Das Wasserspiegelgefälle ist gewöhnlich ungleichmäßig vertheilt und am unregelmäßigsten bei Kleinwasser. Durch Ausbau der Profile kann es gleichmäßiger gemacht werden, wobei Hebungen und Senkungen des Wasserspiegels vorkommen. Jede Regulirung hat solche örtlichen Veränderungen zur Folge. Die schlechten Strecken werden

dabei verbessert, gleichzeitig erfahren aber die von Natur guten Strecken eine Verminderung der Tiefe, weshalb man das Ziel nicht über die in solchen guten Flussstrecken vorhandenen Tiefen hinaus stecken darf.

Die Einschränkung der Breite hat zwar im allgemeinen eine Vergrößerung der Tiefe zur Folge. Wird sie aber zu weit getrieben, so geht der Gleichgewichtszustand verloren und das Flussbett wird bei hohen Wasserständen aufgewühlt. In denjenigen Strecken, welche in der Richtung der Hochwasserströmung liegen, kann sich die gröfsere Tiefe wohl dauernd erhalten, aber diejenigen mit abweichender Hochwasserströmung halten sich nicht dauernd offen und die Einschränkung kann hier eine dauernde Vertiefung nicht nach sich ziehen, sondern wohl gar zu häufigeren Sandablagerungen führen.

Die Flufsregulirungen bezwecken hauptsächlich eine Verbesserung der Schiffbarkeit bei niedrigen Wasserständen. Nichtsdestoweniger mufs man einen Fluß zuerst für Hochwasser und Mittelwasser reguliren. Erst später kann mit Erfolg an die Regulirung für Niedrigwasser gegangen werden. Der Grund ist leicht zu ersehen, er liegt in der Mitwirkung des strömenden Wassers an dem Ausbau des Flussbettes und seiner Offenhaltung. Aber ein einheitlicher Plan mufs von Anfang an zu Grunde gelegt werden.

Wo die Anforderungen der Schifffahrt über das natürliche Ziel der Flufsregulirung hinausgehen, ist die Canalisirung angezeigt. Diese besteht darin, daß die Wassertiefe bei Kleinwasser durch künstlichen Aufstau vergrößert wird. Das Mittel dazu bieten die beweglichen Wehre, insbesondere die Nadelwehre mit niederzulegenden eisernen Wehrböcken. Eine Regulirung für Hochwasser und Mittelwasser ist auch bei der Canalisirung nothwendig und mufs derselben vorausgehen. Der Aufstau kommt lediglich bei Kleinwasser zur Geltung, indem bei höheren Wasserständen die Wehre niedergelegt werden und freie Schifffahrt wie in regulirten Flüssen stattfindet.

Durch die Canalisirung werden die Nachteile einer zu starken Einschränkung des Flussbettes vermieden und gröfsere Vortheile für die Schifffahrt erreicht als bei der Regulirung für das Niedrigwasser möglich ist. Nebenvortheile, wie etwa durch Nutzbarmachung von Wasserkraften oder für Bewässerungen lassen sich aber durch die Canalisirungen in der Regel nicht erzielen, weshalb dabei, anders als bei den Flufsregulirungen, ausschliesslich das Schifffahrtsinteresse in Frage kommt. Man wird daher nur solche Flüsse oder Flussstrecken canalisiren, auf denen ein großer Verkehr entweder bereits

vorhanden ist oder zu erwarten steht, während die Flufsregulirungen auch unabhängig von der Schifffahrt nothwendig und nützlich sind.

Geeignet zur Canalisirung sind vorzugsweise Flufsstrecken mit mälsigem Gefälle und tief eingeschnittenem Flufsbett. Bei niedriger Uferlage kann durch die Anstauungen die Vorfluth benachtheiligt werden, was bei dem Entwurfe sorgfältig zu berücksichtigen ist. Uebrigens ist jedoch diese Gefahr deshalb nicht so grofs als bei oberflächlicher Betrachtung vermuthet werden könnte, weil die Anstauung nur bei Kleinwasser stattfindet und bei niedergelegten Wehren jede Stauwirkung aufhört. Ferner ist zu erwägen, dafs der Wasserstand nicht durchweg, sondern nur oberhalb der Wehre gehoben wird und dagegen unterhalb häufig eine Senkung erfährt, so dafs sich Gelegenheit zur Entwässerung bietet. Deshalb dürfte es nicht nur möglich sein, eine Verschlechterung der Vorfluth bei den Canalisirungen gemeinhin zu vermeiden, sondern die Landeskulturinteressen unter Umständen sogar zu fördern und besser zu berücksichtigen als wenn die Schiffbarkeit durch Nachregulirung, also durch Einschränkungswerke vermehrt werden soll.

Um das Gefälle bei aufgerichteten Wehren zu überwinden, ist eine Kammerschleuse bei jeder Stauanlage nöthig. Bisweilen wird dieselbe in das Flufsbett gelegt, gewöhnlicher jedoch an einem Ufer oder in Verbindung mit einem Durchstich zur Ausführung gebracht. Die alsdann nothwendigen Schleusencanäle erhalten bisweilen eine beträchtliche Länge, welches Mittel zur Umgehung ungünstiger Flufsstrecken geeignet ist.

71. Schifffahrtscanäle. Man unterscheidet nach dem Verkehr Seecanäle und Binnencanäle, nach dem Gelände und den Höhenverhältnissen Seitencanäle, Scheitelcanäle und Verbindungscanäle. Die Seitencanäle stehen häufig in Verbindung mit Flufscanalisirungen, die Scheitelcanäle verbinden verschiedene natürliche oder künstliche Wasserstrafsen unter Ueberschreitung einer trennenden Wasserscheide, und Verbindungscanäle werden die gewöhnlich nur kurzen Canäle zwischen schiffbaren Seen oder Flüssen genannt, wenn sie nur eine Schleusentreppe oder gar keine Gefällstufe haben. Bisweilen soll ein Canal verschiedenen Zwecken dienen, nämlich neben der Schifffahrt auch noch zur Entwässerung oder Bewässerung, jedoch ist es nicht leicht, eine solche Doppelaufgabe befriedigend zu lösen. Deshalb hat man bei dem gröfsten Bewässerungscanal der Neuzeit, dem Cavourcanal in Oberitalien, von vorne herein auf Schiffbarkeit verzichtet und andere, für Bewässerung und Schifffahrt angelegte Canäle werden nur noch zur Bewässerung benutzt.

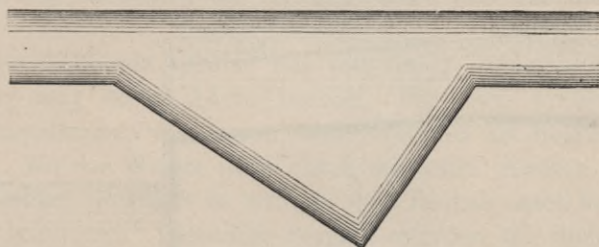
Bei der Anlage neuer Canäle wird gegenwärtig mehr auf Schnelligkeit und Billigkeit des Güterverkehrs als auf geringe Herstellungskosten gesehen und dies erklärt sich daraus, daß Canäle nur noch für Bewältigung eines billigen Massenverkehrs gebraucht werden. Dementsprechend sucht man lange Haltungen zu erzielen und das zu überwindende Gefälle auf wenige Stufen zu vertheilen, ohne ängstliche Rücksicht auf den Umfang der Erdarbeiten zu nehmen. Der Canalquerschnitt wird gleich dem fünf- bis sechsfachen des größten eingetauchten Schiffsquerschnitts gemacht, um die Schiffsgeschwindigkeit unter Anwendung von Dampfkraft über das bei der Pferdetreidelei übliche Maß steigern zu können. Die Böschungen werden zu dem gleichen Zwecke stärker als früher befestigt und alle den Verkehr belästigenden Einbauten sucht man zu vermeiden.

Es hat sich als zweckmäfsig erwiesen, die Krümmungen fafst ebenso flach als bei den Eisenbahnen zu machen; wird der Halbmesser kleiner als das sechsfache der grössten Schiffslänge gemacht, so ist eine Profilverbreiterung vorzusehen. Man erzielt dieselbe in zweckmäfsiger Weise dadurch, daß die innere Bogenlinie um die doppelte Höhe des Kreisbogens, dessen Sehne gleich der Schiffslänge ist, verschoben wird.

Neben der Rücksicht auf lange Haltungen ist bei den Scheitelcanälen die Frage der Wasserbeschaffung von hervorragender Wichtigkeit und häufig für die Wahl der Canallinie maßgebend (vergl. Art. 72). Hat man die passendste Uebergangsstelle gefunden und die Scheitelstrecke mit Wasser versorgt, so bereitet der Abstieg in der Regel geringere Schwierigkeiten. Die unteren Haltungen lassen sich gewöhnlich reichlicher mit Wasser versorgen als die oberen, und alsdann darf auch ihr Wasserverbrauch beziehungsweise das Schleusen-gefälle gröfser sein. In kurzen Haltungen stellen sich starke Schwankungen des Wasserspiegels infolge der Entnahme beziehungsweise Zuführung von Schleusungswasser ein; zur Ermäßigung derselben dient eine Vergrößerung der Wasserspiegeloberfläche der Haltung, sei es durch Verbreiterung des Canalprofils oder durch Anlegung eines Seitenbeckens. Das letztere bedarf nur einer geringen Tiefe. Die Wassertiefe der Canäle darf nicht zu knapp bemessen werden. Der Spielraum zwischen Schiff und Canalsole sollte bei Schraubendampfern mindestens 0,60 m betragen, aber eine noch gröfsere Wassertiefe ist in mehrfacher Hinsicht zweckmäfsig. Denn abgesehen von der Vergrößerung des Verhältnisses zwischen Wasserquerschnitt und eingetauchtem Schiffsquerschnitt, welches auch durch Vergrößerung der Breite erreicht werden könnte, werden die Wasser-

spiegelschwankungen unschädlicher und der Canal erhält durch seine grössere Tiefe einen in wasserarmen Zeiten oder bei Störungen in der Wasserzuführung verfügbaren Wasservorrath, welcher bei langen Scheitelhaltungen recht erheblich ist. Uebersdies läßt sich der wünschenswerthe reichliche Wasserquerschnitt durch Vermehrung der Tiefe im allgemeinen billiger als durch Profilverbreiterung herstellen, zumal da, wo der Canal ganz im Auftrage liegt. In diesem Falle wird die Ausführung sogar wegen Verminderung des Bedarfs an Auftragsmasse durch eine mäfsige Vergrößerung der Tiefe billiger. Hinsichtlich der Sohlbreite ist zu bemerken, daß dieselbe in den Canalstrecken mit vermehrter Wassertiefe entsprechend kleiner sein darf als bei normaler Tiefe, indem für beide Fälle die Wasserspiegelbreite gleich groß zu wählen ist.

Abb. 60.



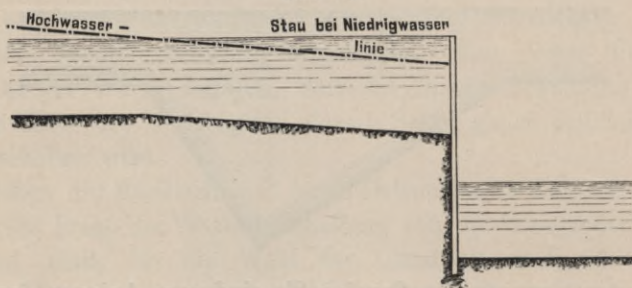
Verbreiterungen des Canalprofils sind zum Anlegen der Schiffe, also insbesondere da, wo dieselben entlöschet oder beladen werden sollen, erforderlich. Ferner vor den Schleusen, an den Canal-mündungen und zum Wenden der Schiffe. Kleine Anlegeplätze lassen sich nach Abb. 60 zugleich als Wendepunkte ausbilden.

Das Sohlengefälle der Canalhaltungen ist sehr gering und liegt bei den neueren großen Canälen zwischen 2 und 6 mm auf 1 km Länge, während die älteren Canäle bisweilen 30 bis 50 mm und noch mehr Gefälle auf 1 km je nach den abzuführenden Wassermengen erhalten haben. Kurze Haltungen können, wenn sie nicht zur Reinigung und Aufräumung während der Canalsperre abgelassen werden sollen, ganz wagrecht angelegt werden. Wo nicht etwa diese Rücksicht eine stärker geneigte Canalsohle erfordert, ist das Sohlengefälle nach der abzuführenden kleinsten Wassermenge zu berechnen. Bei größeren Abflussmengen stellt sich dann ein entsprechend größeres Wasserspiegelgefälle ein, und einem zu starken Ansteigen des Wassers muß durch Entlastungsanlagen vorgebeugt werden. Uebrigens kann eine Vergrößerung des Canalquerschnitts durch stromabwärts zu-

nehmende Tieferlegung der Sohle bei einem Seitencanal, wenn dieser zur Abführung des Hochwassers mit benutzt werden soll, sehr zweckmässig sein. Aus solchem Anlasse haben einige Canalhaltungen der Netze-Wasserstrasse ein gebrochenes Längenprofil gemäß Abb. 61 erhalten. Die punktirte Linie bedeutet die Wasserspiegellinie bei Hochwasser, die Sohle ist durchweg 10 m breit.

Das überflüssige Wasser, welches der Canal durch seitliche Zuflüsse erhält, sucht man so bald als möglich zu entfernen. Hierzu dienen Ueberfälle, Grundablässe und brunnenartige Wasserlöser. Auch Heber und selbstthätige Klappenwehre sind als Entlastungsanlagen zur Anwendung gekommen. Unter den letzteren ist das Döllsche Klappenwehr als ebenso einfach als zweckmässig hervorzuheben. Häufig empfiehlt es sich, zu kreuzende Seitenbäche gar nicht in den Canal

Abb. 61.



einzuführen, sondern unter demselben dükerartig hindurchzuleiten. Solche Unterleitungen lassen sich zweckmässig mit Entlastungsanlagen vereinigen. Auch die Einführung von Speisewasser in den Canal kann mit einer Unterleitung zur Abführung des überflüssigen Wassers und einer Entlastung des Canals verbunden werden.

Die Erdarbeiten fallen im allgemeinen am billigsten aus, wenn der Wasserspiegel der Canalhaltung etwas über Bodenoberfläche liegt, so daß Abtrag und Auftrag sich ungefähr ausgleichen. Natürlich ist aber eine solche Linienführung wohl niemals für die ganze Länge der Haltungen ausführbar und im allgemeinen wird der Canal unterhalb der Schleusen ganz im Abtrage, oberhalb derselben theilweise im Auftrage liegen. Wo das Speisewasser knapp ist, muß man hohe Aufträge zu vermeiden und die Canalhaltung womöglich unter den Grundwasserstand zu legen suchen. In den über dem Grundwasser gelegenen Strecken ist eine sorgfältige Dichtung des Canalbettes erforderlich, um die Wasserverluste durch Versickerung einzuschränken. Die sorgfältigste Dichtung erfordert eine in klüftiges Kalkgebirge

oder groben Kies eingeschnittene, über dem Grundwasserstande liegende Canalstrecke. Hier ist eine Betondecke von 0,15 bis 0,20 m Stärke, welche zum Schutz gegen Beschädigungen durch die Stofsruder der Schiffer eine etwa 0,25 m starke Erdbeschüttung erhält, anzuwenden. Jedoch darf der Beton erst eingebracht werden, wenn die Unterlage sich vollständig gesetzt hat. Statt des Betons ist in weniger schwierigen Fällen ein 0,20 bis 0,30 m starker Thonschlag mit gutem Erfolg anwendbar, (auch hat man zur Dichtung eine Art Sandbeton, bestehend aus sandigem, mit Kalkmilch getränktem und lagenweise eingestampftem Boden, benutzt.) Bei geringer Versickerung ist die Dichtung mit getrübttem Wasser ausreichend. Am Oder-Spree-Canal wurde zu diesem Zwecke Thon auf Balkenflöße geschafft und unter langsamer Fortbewegung der letzteren durch Beschaufeln mit Wasser in dieses eingeschlemmt. Indem das trübe Wasser einsickert, verstopfen sich allmählich die Zwischenräume und der Boden wird dichter.

Dieses Verfahren ist aber nur von Erfolg, wo es sich um die Schließung sehr feiner Adern² handelt. Für etwas gröbere Adern ist das Einschlämmen von feinem Sand wirksamer als die Anwendung von Thon. Wo das Wasser nicht durch die Sohle, sondern nur seitwärts versickert, empfiehlt es sich, in dem Damme einen lothrechten Thonkern anzulegen. Besondere Sorgfalt erfordert die Dichtung der Unterleitungen und Brückencanäle, sowie der Anschlüsse derselben an die Dämme.

Die Ufer bedürfen überall, wo Dampfschiffe verkehren, einer sorgfältigen Befestigung. Auf weichem Boden ist eine 3 bis 5 m breite Berme in Wasserspiegelhöhe, welche mit Schilf (Reth) bepflanzt wird, zu empfehlen. Die sehr mannigfaltigen Uferdeckungen stimmen im Wesentlichen darin überein, daß der obere Theil der Böschungen von etwa 0,50 m über bis 0,80 m unter dem Wasserspiegel vorzugsweise zu befestigen ist. In dieser Tiefe wird häufig eine Unterwasserberme angeordnet und für den unteren Theil eine 2 bis 2 $\frac{1}{2}$ fache Erdböschung ohne künstliche Befestigung für ausreichend erachtet.

Der Landverkehr macht zahlreiche Ueberbrückungen nöthig, und es ist wichtig, dieselben so einzurichten, daß die Schiffe beim Durchfahren nicht aufgehalten werden. Die früher üblichen einschiffigen Brücken sind ganz unzweckmäsig und besonders die Zugbrücken sind große Verkehrshindernisse. Wo bewegliche Brücken mit Rücksicht auf besondere Schiffsgattungen (Haffschiffe mit festen Masten) oder wegen niedriger Lage der zu überführenden Straßen unvermeidlich sind, verdienen doppelarmige Drehbrücken den Vorzug

vor den Zugbrücken, weil sie gleichzeitig in beiden Richtungen durchfahren werden können. Den festen Brücken hat man bei dem Oder-Spree-Canal einen Mittelpfeiler und zwei Durchfahrten gegeben, während die Brücken des Dortmund-Ems-Canals das Durchflußprofil in voller Fahrbreite des Canalprofils frei lassen. Die letzte Anordnung verdient den Vorzug, weil es schwierig ist, die etwas ungelenkten und schwachbemannten Canalschiffe bei seitlichem Winde in glatter Fahrt durch enge Oeffnungen zu steuern. Wenn aber die Fahrgeschwindigkeit ermäßigt werden muß, so erleiden insbesondere die langen Schleppzüge eine erhebliche Verzögerung.

Eine ausreichende Lichthöhe ist ein wichtiges Erforderniß der Brücken. Das bei dem Oder-Spree-Canal gewählte Maß von 3,50 m hat sich für die leerfahrenden Schiffe von 300 und mehr Tonnen Tragfähigkeit als zu knapp erwiesen. Wünschenswerth ist eine Lichthöhe von 4 m auf Binnencanälen, bei dem Merwedecanal zwischen Amsterdam und dem Rhein sind 6,5 m, und bei dem Elbe-Trave-Canal 4,2 m Lichthöhe gewählt worden. Ferner ist bei den Brücken die bequeme Durchführung der Leinpfade ein für den Canalbetrieb wichtiges Erforderniß.

Die wichtigsten Canalbauwerke sind diejenigen, welche zur Ueberwindung der Höhenunterschiede zwischen den verschiedenen Haltungen dienen, nämlich die Kammerschleusen und Schiffshebewerke. Indem hinsichtlich der Einzelheiten derselben auf besondere Werke verwiesen werden muß, soll in dem Nachstehenden nur der Wasserverbrauch näher erörtert werden.

72. Wasserbedarf und Speisung der Canäle. Der Wasserinhalt einer Canalhaltung vermindert sich, wenn dieselbe keinen Zufluß erhält, durch die Wasserverluste, welche durch Verdunstung, Versickerung und Undichtigkeiten an den Schleusen entstehen. Hinsichtlich der Verdunstung und Versickerung ist im allgemeinen auf Art. 3 und 4 zu verweisen. Beide Verluste sind am größten bei warmer Witterung, und zwar auch die Versickerung, weil das Grundwasser in den Sommermonaten gewöhnlich am niedrigsten steht und der ausgetrocknete Boden neben dem Canal das Wasser aus dem letzteren stärker anzieht. Im übrigen steht die Verdunstung im Verhältniß zu der Wasserspiegeloberfläche, während die Versickerung außer von der Bodenbeschaffenheit auch von der Wassertiefe des Canals und der Höhenlage des Canalwasserspiegels über der Bodenoberfläche bezw. dem Grundwasserstande abhängt. Unter der Voraussetzung, daß die Canalstrecken um so sorgfältiger gedichtet werden, je mehr sie der Versickerung ausgesetzt sind, läßt sich der

Versickerungsverlust auf Grund von Beobachtungen, die an ausgeführten französischen und anderen Canälen gemacht sind, auf täglich 400 bis 600 cbm für 1 km Canallänge bei Canälen von etwa 1,6 m Wassertiefe und 20 m Wasserspiegelbreite einschätzen. Er steigt aber in ungünstigen Fällen trotz künstlicher Dichtung auf das Doppelte und Dreifache und es dürfte rathsam sein, ihn bei Canälen von 2,0 bis 2,5 m Wassertiefe und 25 bis 30 m Wasserspiegelbreite mit nicht weniger als 800 cbm für 1 km Länge in Rechnung zu stellen. Die unter dem Grundwasserstande liegenden Strecken der Canalhaltungen bleiben hierbei aufser Ansatz. Auf einigen kurzen Strecken des französischen Ostcanals sind Verluste bis zu 25000 cbm für 1 km Länge beobachtet worden.

Die Verdunstungshöhe kann an einzelnen Tagen 8 bis 10 mm betragen, jedoch genügt es, sie für die ganze Wasserspiegeloberfläche mit 5 mm täglich anzurechnen. Dies giebt bei 30 m Wasserspiegelbreite täglich

$$30 \cdot 1000 \cdot 0,005 = 150 \frac{\text{cbm}}{\text{km}}$$

und es ist daher die Verdunstung erheblich kleiner als die Versickerung. Mit Rücksicht auf die Unsicherheit der letzteren ist eine genaue Berechnung der Verdunstung practisch ohne Werth und man wird gewöhnlich die Verluste durch Versickerung und Verdunstung zusammenfassen können. Bei dem Entwurfe für den Donau-Oder-Canal hat man sie mit 1000 cbm täglich für 1 km Canallänge in Ansatz gebracht.

Die Undichtigkeiten an den Schleusen verursachen nur für die oberste Haltung einen Verlust, da in den folgenden Haltungen der Abfluß nach unten durch den Zufluß von der oberen Haltung gedeckt wird. Es fließen an jeder Schleuse täglich etwa 800 bis 1200 cbm oder 10 bis 15 sl durch die Fugen der Verschlussvorrichtungen, wenn die Thore und Schützen in gutem Zustande sind. Das ist ungefähr so viel als auf 1 bis 2 km Canallänge durch Versickerung und Verdunstung verloren geht. Jedoch ist der Verlust bedeutend gröfser, wenn die Thore und Umläufe an Stelle von dichtschließenden Schütztafeln Drehschützen erhalten.

Zu den vorstehend besprochenen Wasserverlusten, welche von dem Verkehr auf dem Canal unabhängig sind, tritt sodann noch die für die Schleusungen erforderliche Wassermenge. Es sei G = Grundfläche der Schleusenkammer in qm, und h = Schleusengefälle in m, so erfordert jede Schleusenfüllung eine Wassermenge von annähernd

$$M = Gh \text{ cbm,}$$

und wenn in einem Tage z Schleusenfüllungen vorkommen, so ist der tägliche Verbrauch = $z M$ cbm.

Als Grundfläche der Kammer ist die ganze Fläche zwischen Oberthor und Unterthor anzusehen. Wie man die Wassermenge M einer Schleusenfüllung bei geböschten Kammerwänden und erhöhtem Oberdremmel genau berechnet, bedarf keiner Erläuterung.

Am günstigsten ist der Betrieb, wenn abwechselnd ein aufwärts und ein abwärts fahrendes Schiff geschleust wird. Jedes Schiff findet alsdann nach der Ausfahrt des Vorangegangenen die Schleuse zur Einfahrt bereit, nämlich das aufwärtsfahrende leer, und das abwärtsfahrende gefüllt, und mit jeder Schleusenfüllung kann in jeder Fahrtrichtung ein Schiff befördert werden. Wenn dagegen mehrere Schiffe in gleicher Richtung nach einander durchgeschleust werden, so ist für jedes einzelne eine volle Schleusenfüllung erforderlich. Somit richtet sich der Wasserverbrauch nicht nach der Anzahl der durchgeschleusten Schiffe, sondern nach der Anzahl der Schleusenfüllungen, aber durchschnittlich können $1\frac{1}{2}$ Schiffe auf jede Schleusenfüllung gerechnet werden.

Beispiel. Die Scheitelhaltung eines Canals sei 60 km lang, das Schleusenfälle an jedem Ende = 4 m, der Kammerquerschnitt = 500 qm, die Anzahl der Schleusenfüllungen $z = 30$ und der Verlust durch Verdunstung und Versickerung sei = $1000 \frac{\text{cbm}}{\text{km}}$ in 24 Stunden anzunehmen. Der Wasserbedarf berechnet sich alsdann wie folgt:

	cbm
für Verdunstung und Versickerung $60 \cdot 1000 =$	60000
„ Undichtigkeit an den Enden $2 \cdot 1000 =$	2000
„ die Schleusenfüllungen an beiden Enden $2 \cdot 30 \cdot 500 \cdot 4 =$. . .	120000
	zusammen 182000

cbm in 24 Stunden oder in der Secunde

$$\frac{182000}{86400} = \text{rd. } 2,10 \text{ cbm.}$$

In jeder folgenden Haltung der Schleusentreppe steht dem Schleusungsverbrauch an dem unteren Ende ein Zufluss durch die Schleusungen an dem oberen Ende gegenüber, und der Bedarf beschränkt sich auf den Unterschied beider Gröfsen. Hierbei ist zu beachten, dafs sowohl die Anzahl der Schleusungen als das Schleusungsgefälle an den einzelnen Stufen der Schleusentreppe in der Regel verschieden groß ist. Die Verluste durch Verdunstung und Versickerung sind selbstverständlich in allen Haltungen zu berücksichtigen und es ist an der Hand des obigen Beispiels leicht zu ersehen, dafs sie in langen Haltungen durchaus nicht zu vernachlässigen sind, sondern unter Umständen bedeutend größer als der Bedarf für die Schleusungen ausfallen können. Die gleiche Möglichkeit ist übrigens

auch bei der Scheitelstrecke zumal bei schwachem Verkehr vorhanden. In dem obigen Beispiele fällt der Schleusungsbedarf der Scheitelstrecke an den Tagen mit weniger als 15 Schleusenfüllungen kleiner aus als der Verlust durch Versickerung und Verdunstung.

Um den Wasserbedarf für die Schleusungen einzuschränken, kann man entweder den Schleusen ein kleines Gefälle geben oder Sparbecken einrichten. Zerlegt man ein zu überwindendes Gefälle H in n Stufen, so ermäßigt sich die Wassermenge einer Schleusenfüllung von GH auf $G \frac{H}{n}$ cbm und wenn die einzelnen Schleusenkammern unmittelbar aneinander gereiht werden, so erhält man eine n stufige Kuppelschleuse. Eine solche Anlage hat indessen manche Nachtheile, deren größter die geringe Leistungsfähigkeit ist, sofern die Kuppelschleuse in beiden Richtungen benutzt werden soll. Denn es können zwar die in der nämlichen Richtung fahrenden Schiffe unmittelbar auf einander folgen, wobei gleichzeitig in jeder Kammer ein Schiff geschleust werden kann. Dagegen ist ein Richtungswechsel sehr zeitraubend, indem erst alle Stufen der Kuppelschleuse in der einen Richtung durchfahren sein müssen, bevor ein aus der entgegengesetzten Richtung kommendes Schiff einfahren kann.

Ferner müssen bei dem Richtungswechsel für das erste aufwärtsfahrende Schiff sämtliche Schleusenkammern gefüllt werden, was einen ebenso großen Wasserverbrauch erfordert als wenn das ganze Gefälle H in einer Stufe vereinigt wäre. Dieser Nachtheile wegen wird der Betrieb der Kuppelschleusen bei starkem Verkehr derartig gehandhabt, daß einen ganzen Tag hindurch nur bergauf und den folgenden nur bergab geschleust wird, wobei eine erheblich größere Anzahl von Schiffen abgefertigt werden kann und weniger Wasser verbraucht wird als bei jedesmaligem Richtungswechsel. Und um den Richtungswechsel nebst dem damit zusammenhängenden Warten vor der Schleuse ganz zu vermeiden, kann man eine zweite Reihe von Schleusenkammern neben die erste setzen und jede Reihe für eine Fahrtrichtung benutzen. Dadurch entsteht die von dem Verfasser in Vorschlag gebrachte, aber noch nicht zur Ausführung gekommene Zwillingkuppelschleuse*).

Die Wasserersparnis durch Einrichtung von Sparbecken beruht darauf, daß neben der Schleusenkammer Behälter angelegt werden, in welchen das Wasser bei der Entleerung der Schleusenkammer schichtweise aufgespeichert und aus welchen es bei der nächsten

*) Zeitschrift für Binnenschifffahrt, Januarheft 1896.

Kammerfüllung theilweise wieder in die Kammer zurückfließen kann. Nimmt man m Sparbecken von der Grundfläche der Schleusenammer an und theilt das Schleusengefälle in $m + 2$ gleiche Theile, so läßt sich durch jedes Sparbecken eine Wasserschicht von der Höhe $\frac{h}{m+2}$ ersparen und der Bedarf für eine Schleusenfüllung beträgt daher nur

$$M = Gh \left(1 - \frac{m}{m+2} \right) = Gh \frac{2}{m+2},$$

mithin ist die Ersparnis bei einem Sparbecken $= \frac{1}{3}$ und bei zwei Sparbecken $= \frac{1}{2}$. Bei der Zwillingkuppelschleuse läßt sich in ähnlicher Weise wie durch Sparbecken eine gegenseitige Ausspiegelung der beiden nebeneinander liegenden Kammern jeder Stufe ermöglichen und der Wasserverbrauch unter günstigen Umständen bis auf die Hälfte ermäßigen.)

Für eine genaue Berechnung des Schleusungsbedarfs wäre noch der Umstand zu berücksichtigen, daß ein beladenes Schiff mehr Wasser verdrängt als ein leeres. Steht nun die Schleusenammer mit der oberen oder unteren Haltung in Verbindung, und ein Schiff fährt in die Kammer ein, so fließt eine dem Gewicht von Schiff und Ladung entsprechende Wassermenge aus der Kammer in die Haltung hinein, während bei der Ausfahrt des Schiffes aus der Kammer die entsprechende Menge in die Kammer hineinfließt und somit der Canalhaltung entzogen wird. Bei der Bergfahrt eines Schiffes verliert also die obere Haltung außer der Schleusenfüllung M noch so viel Wasser als Schiff und Ladung wiegt, während die untere Haltung ebenso viel gewinnt. Bei der Thalfahrt verhält es sich umgekehrt, d. h. die obere Haltung gewinnt und die untere verliert. Durchschnittlich fahren ebenso viel Schiffe bergwärts als thalwärts, aber häufig ist die Ladung in der einen Richtung größer als in der anderen. Gehen nun mehr Güter zu Thal als zu Berg, so ist der Wasserverbrauch kleiner, als wenn die größere Gütermenge bergwärts befördert wird. Dieser Unterschied fällt indessen gegenüber dem sonstigen Wasserverbrauch nicht sehr ins Gewicht. Mehr zu berücksichtigen ist der Wasserverbrauch zum erstmaligen Anfüllen eines neuen Canals, welcher in der Regel bedeutend größer als der Canalinhalt ist, oder zur Anfüllung einzelner Strecken nach vorangegangener Trockenlegung.

Nachdem der Wasserbedarf festgestellt ist, bleibt die Frage der Wasserbeschaffung zu lösen. Die Versorgung durch Brunnen, Sammel-

canäle und dergl. ist für die großen Mengen, um die es sich bei Schiffahrtskanälen stets handelt, ganz unzulänglich. Auch die Grundwasserspeisung einer ganz in einen reichhaltigen Grundwasserträger eingeschnittenen Scheitelhaltung vermöchte wohl nur unter ganz besonderen Umständen den Wasserbedarf zu decken. Das Wasser muß folglich aus Bächen und Flüssen entnommen werden, und das Niederschlagsgebiet derselben darf nicht zu klein sein.

Beispiel. Der Wasserbedarf der Scheitelstrecke eines Canals sei ermittelt zu 1,80 cbm in der Secunde und nach der Beschaffenheit des Versorgungsgebietes sei auf eine kleinste Abflussmenge von 1,2 sl für 1 qkm zu rechnen. Alsdann müssen die zur Speisung benutzbaren Wasserläufe an den Entnahmestellen des Wassers ein Niederschlagsgebiet von zusammen mindestens

$$\frac{1,80 \cdot 1000}{1,2} = 1500 \text{ qkm}$$

haben.

Wenn die vorhandene Niedrigwassermenge nicht ausreicht, bleibt nichts anderes übrig, als Sammelteiche anzulegen und in denselben durch Aufspeicherung der reichlicheren Abflussmengen für die wasserarme Zeit einen Vorrath zu schaffen; aber auch die Sammelteiche bedürfen eines recht erheblichen Zuflußgebietes.

Die Speisung durch künstliche Sammelbecken findet sich insbesondere bei französischen Canälen, beispielsweise sind für den Canal von Burgund sechs Behälter mit zusammen 28 Millionen cbm Inhalt angelegt worden. In Deutschland ist es in einigen Fällen gelungen, einen recht bedeutenden Wasservorrath dadurch zu schaffen, daß der Abflußgraben eines natürlichen Sees vertieft, und der Abfluß durch eine Speisearche geregelt wurde.

In solcher Weise wurde eine 0,65 m hohe Wasserschicht des 3800 ha großen Goplo-Sees für die Verbesserung der Speisung des Bromberger Canals verfügbar gemacht und der Scheitelstrecke desselben während der Sommermonate eine um etwa 25 Millionen cbm vermehrte Wassermasse zugeführt. Der Speisegraben wurde als schiffbarer Canal ausgebaut, dessen aus dem Goplo-See abzweigende obere Haltung eine um 0,65 m größere Wassertiefe als die folgenden Haltungen erhielt.

Die von den Sammelteichen nach dem Canal führenden Speisegräben haben bisweilen eine bedeutende Länge, und es geht alsdann in denselben durch Versickerung und Verdunstung viel Wasser verloren. Der Wasservorrath der Teiche muß also, wenn jene Verluste nicht durch Zuflüsse ergänzt werden können, größer als der Bedarf des Canals sein.

Ein anderes Mittel zur Wasserbeschaffung ist die künstliche Wasserhebung aus Flüssen. Man ist hierauf angewiesen, wenn die erforderliche Wassermenge nur an einer tiefer als die zu versorgende

Canalhaltung gelegenen Stelle gewonnen werden kann. Die Speisung durch Pumpwerke ist zwar kostspielig in der Anlage und erfordert, wenn Dampfkraft benutzt werden muß, hohe Betriebskosten. Ist jedoch die Hubhöhe nicht übermäßig groß, so ist die Wasserhebung nicht von vorne herein auszuschließen, sondern kann vortheilhafter und bequemer sein als die Versorgung durch Sammelteiche. Zur Speisung des französischen Ostcanals hat man das fehlende Wasser sogar 40 m hoch gehoben, wobei theils Dampfkraft, theils Wasserkraft benutzt wird. Diese Anlagen sind auch dadurch bemerkenswerth, daß die bei Mittelwasser vorhandene reichliche Wasserkraft der Mosel benutzt wird, um über den laufenden Bedarf hinaus Wasser zu heben und dasselbe in einem Sammelteiche für wasserarme Zeiten aufzuspeichern.

Anhang.

Ausnutzung unzugänglicher Wasserkräfte.

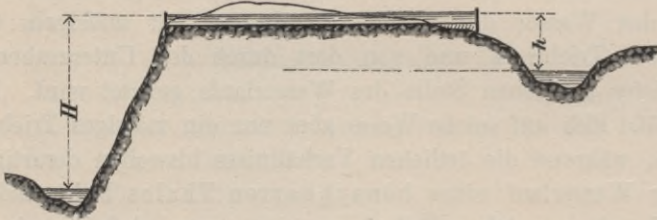
Die baulichen Anlagen und Einrichtungen, welche zur Nutzbarmachung des fließenden Wassers als Triebkraft an den Bächen und Flüssen vorzunehmen sind, richten sich nach den jedesmaligen örtlichen Verhältnissen und wurden bereits in Art. 62 erörtert. Wo das Triebgefälle nicht von Natur vorhanden ist, muß es entweder durch Anstauung oder durch Zu- und Ableitung gewonnen werden, indem das Wasser durch einen Werkcanal mit mäfsigem Gefälle nach dem Triebwerk und von dort durch den Untergraben nach einer tiefer gelegenen Stelle des Wasserlaufs geleitet wird. In der Regel läßt sich auf solche Weise aber nur ein mäfsiges Triebgefälle erzielen, während die örtlichen Verhältnisse bisweilen derartig sind, daß der Wasserlauf eines benachbarten Thales bedeutend tiefer liegt. In einem solchen Falle kann man sagen, daß zwischen den beiden Gewässern eine Wasserkraft theoretisch vorhanden, daß sie aber praktisch unzugänglich sei, indem die zur Nutzbarmachung erforderliche Durchschneidung der trennenden Bodenerhebung durch einen tiefen Einschnitt oder einen Tunnel zu kostspielig sein würde.

Unzugängliche Wasserkräfte in obigem Sinne sind vielfach vorhanden, sogar in ebenen Gegenden. Beispielsweise liegt die Spree an der Abzweigungsstelle des zur Oder führenden Friedrich-Wilhelm-Canals 18 m höher als die Oder, und in 10 km Entfernung von der großen masurischen Seenkette fließen Bäche, welche etwa 60 m tiefer liegen. Trotzdem in beiden Fällen die trennende Wasserscheide sich nur wenige Meter über den oberen Wasserspiegel erhebt, würde doch die Zuleitung des Wassers mit natürlichem Gefälle, sei es durch einen tiefeingeschnittenen offenen Graben, sei es durch eine heberartige, eiserne Rohrleitung, zu kostspielig sein.

Der Verfasser hat nun in der Anwendung hochgespannter elektrischer Ströme ein Hilfsmittel zur Ausnutzung unzugänglicher Wasserkräfte erkannt. Die Einrichtung besteht darin, daß das Triebwasser aus dem Oberwasser in einen beliebig höher gelegenen, dem

Gelände angepaßten, und darum billigen Werkcanal, gepumpt und in diesem dem Unterwasser mit natürlichem Gefälle zugeleitet, die Pumpe aber von der am Unterwasser aufgestellten Wasserkraftmaschine durch eine Kraftübertragung im Gange erhalten wird. Die Kraftübertragung wird der Entfernung halber im allgemeinen elektrisch sein, und somit beruht die praktische Verwendbarkeit auf den Fortschritten der Elektrotechnik, insbesondere auf der Anwendung der mit geringem Kraftverlust arbeitenden und in der Anlage billigen hochgespannten elektrischen Ströme. Das verbundene Wasser-Trieb- und Hebewerk arbeitet unter Ausnutzung des Höhenunterschiedes zwischen der Entnahme- und der Abgabestelle des Wassers mit innerer Kraft, ohne eines fremden Kraftantriebes zu bedürfen. Denn wenn der Werkcanal einmal mit Wasser gefüllt ist, wird das Triebwasser der Kraftmaschine stetig ergänzt durch das Förderwasser der

Abb. 62.



Pumpe: die Arbeit der Kraftmaschine setzt durch Kraftübertragung die Pumpe in Thätigkeit und diese versorgt stets von neuem die erstere mit Betriebswasser.

Die Kraftleistung des Triebwerks steht im Verhältniß zu dem Betriebsgefälle H und der Betriebswassermenge Q , also zu dem Product QH , und es ist zur Förderung der Wassermenge Q auf die Hubhöhe h eine dem Product Qh entsprechende Arbeit auf die Pumpe zu übertragen. Je nach dem Wirkungsgrad der Maschinen und dem Verhältniß zwischen Betriebsgefälle H und Förderhöhe h ergibt sich ein bestimmter Ueberschuß an Kraft über die zur Speisung des Triebwerks, d. i. zum Ersatz des verbrauchten Triebwassers erforderliche Arbeit, und dieser Ueberschuß kann in beliebiger Weise verwendet werden. Man kann denselben beispielsweise ebenfalls auf die Pumpe übertragen und dadurch den hochliegenden Werkcanal, welcher u. a. ein Schiffahrts- oder Bewässerungscanal sein kann, mit beliebig verwendbarem Wasser versorgen. In gleicher Weise lassen sich Seen und Sümpfe über eine die natürliche Vorfluth versperrende Bodenwelle hinweg ohne fremden Kraftantrieb

entwässern und es lassen sich somit sowohl Kraftmaschinen als Wasserversorgungs- und Entwässerungsanlagen derartig ausführen, daß das gehobene Wasser selber die Betriebskraft für die Wasserhebung liefert. Die Möglichkeit dazu unterliegt im Allgemeinen nur der Bedingung, dass die Hubhöhe h des Wassers nicht größer als ungefähr $\frac{1}{3}$ des Triebgefälles sein darf, also

$$H \cong 3 h$$

Es ergibt sich dies aus folgenden Mittelwerthen, welche für die allgemeinen Voruntersuchungen (der Ausführungsentwurf erfordert eine genauere Berechnung) anwendbar sind:

a) Kraftleistung der Turbine (Wirkungsgrad $\eta = \frac{3}{4}$)

$$N = \frac{QH \cdot 1000}{75} \cdot \frac{3}{4} = 10 QH \text{ in Pferden,}$$

b) Kraftbedarf der Pumpe an ihrem Antrieb bezw. Vorgelege wirkend ($\eta = \frac{2}{3}$)

$$\frac{M \cdot h \cdot 1000}{75} \cdot \frac{3}{2} = 20 Mh.$$

Hierin bedeutet M die secundliche Fördermenge der Pumpe in cbm.

c) Wirkungsgrad der Kraftübertragung von der Turbine nach der Pumpe durchschnittlich $= \frac{2}{3}$.

Hieraus erhält man die zum Betrieb der Pumpe erforderliche Kraftabgabe der Turbine

$$20 \cdot M \cdot h \cdot \frac{3}{2} = 30 M \cdot h$$

und den verbleibenden Kraftüberschufs der Turbine in Pferden

$$K = 10 QH - 30 Mh.$$

Wenn $M = Q$ ist, also nur so viel Wasser gehoben wird als das Triebwerk verbraucht, so erhält man

$$K = 10 Q (H - 3 h)$$

entsprechend der vorher angegebenen Bedingung $H \cong 3 h$.

Soll dagegen die ganze Kraft zur Wasserhebung verwendet werden, so ist $K = 0$ zu setzen und man erhält

$$M = Q \cdot \frac{H}{3 h}.$$

Beispiel 1. Aus einem Flusse soll die Wassermenge $Q = 2$ cbm in der Secunde entnommen und 2,5 m hoch in einen 5 km langen Graben gehoben werden, an dessen unterem Ende eine 35 m tiefer als der Fluß liegende Abflusstelle vorhanden ist. Das Gefälle des Grabens beträgt 1 : 10000. Wie groß ist die nutzbare Wasserkraft?

Lösung. Es ist die Hubhöhe h der Pumpe = 2,5 m, das Gefälle des Grabens $= \frac{5000}{10000} = 0,50$ m und das Triebgefälle

$$H = 35 + 2,5 - 0,5 = 37,0 \text{ m.}$$

Daher die Nutzleistung in Pferden

$$K = 10 \cdot 2,0 (37,0 - 3 \cdot 2,5) = 590.$$

Würde der Graben 2,5 m tiefer gelegt und das Wasser ohne künstliche Hebung nach dem Triebwerk geleitet, so würde die zu erzielende Nutzleistung

$$10 \cdot 2,0 (35 - 0,50) = 690$$

Pferde betragen.

Beispiel 2. Ein Schiffahrtskanal liegt 1,20 m über dem Wasserspiegel eines zu seiner Speisung zu benutzenden Flusses, das Gefälle der Schleusentreppe beträgt 17 m, zur Speisung sind 3 cbm in der Sekunde erforderlich. Wie groß ist die erforderliche Triebwassermenge Q der Turbinen?

Lösung. Obschon das Gefälle von 17 m sich auf mehrere Haltungen vertheilt und bei jeder Schleuse eine Turbine mit elektrischer Kraftübertragung einzurichten ist, stellt sich die Berechnung ebenso, als wäre nur ein Triebwerk mit $H = 17$ m vorhanden.

Da die ganze Arbeit auf die Pumpe übertragen werden soll, so ist $K = 0$ und die zu hebende Wassermenge

$$M = Q \frac{17}{3 \cdot 1,2} = 4,72 Q.$$

Der Bedingung gemäß soll der Canal secundlich 3 cbm Wasser zur Speisung erhalten, d. h. es muß sein

$$M - Q = 3,0.$$

Dies in die vorige Formel eingesetzt, giebt

$$Q = \frac{3,0}{4,72 - 1} = 0,81 \text{ cbm}$$

als Triebwasser der Turbine, während durch die Pumpe $3,0 + Q = 3,81$ cbm secundlich in den Canal gehoben werden.

Wenn keine Speisung stattfindet, so liefert die Turbine einen Kraftüberschuß von

$$K = 10 Q (17 - 3 \cdot 1,2) = 134 Q$$

also ist beispielsweise

$$K = 108 \text{ für } Q = 0,81 \text{ cbm.}$$

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



15852

L. inw.

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000301454