Zweiter Abschnitt.

Die hydraulischen Motoren.

Erstes Capitel.

Von der Wasserkraft.

§. 34. **Wasserleitungen.** Das Aufschlagewasser, d. i. das Wasser, wodurch Maschinen in Bewegung gesetzt werden, nimmt man meistens aus Bächen und Flüssen, oft auch aus Seen und Teichen und nur selten direct aus Quellen. In den meisten Fällen kann die Maschine nicht unmittelbar am Fassungspunkte des Wassers aufgestellt werden, sondern es ist dieselbe hiervon mehr oder weniger entfernt, und daher fast immer eine Wasserleitung nöthig, um das Aufschlagewasser vom Fassungspunkte nach der Maschine zu führen. Die Wasserleitungen sind entweder oben offen oder ringsum verschlossen. Zu den offenen Wasserleitungen gehören die Canäle, Gräben und Gerinne, zu den geschlossenen aber die Röhrenleitungen. Canäle sind die größeren, meist schiffbaren, Gräben aber die kleineren, niemals schiffbaren, aus Mauern, Steinen, Erde oder Sand gebildeten, Gerinne (Spundstücke) endlich die aus Holz, Eisen oder Steinen künstlich zusammengesetzten oben offenen Wasserleitungen. Die Röhrenleitungen bestehen aus cylindrisch oder prismatisch geformten Röhren von Eisen, Holz, Thon, Steinen, Glas u. s. w. In ihnen führt man meist nur kleinere Wassermengen ab. Uebrigens haben sie vor den offenen Wasserleitungen den Vorzug, daß sie mit beliebigem Steigen und Fallen angelegt werden können, während die offenen Wasserleitungen vom Fassungspunkte aus stets fallen müssen. Es lassen sich daher durch Röhrenleitungen Thäler, Schluchten und Anhöhen überschreiten, ohne Ueberbrückungen oder Unterführungen nöthig zu haben. Um dagegen mit oben offenen Wasserleitungen große Umwege zu vermeiden, ist es nöthig, bei Ueberschreitung von Vertiefungen oder Erhöhungen der Erdoberfläche, in welche letztere diese Leitungen gewöhnlich eingeschnitten sind, sogenannte Aquäducte oder Röschen (unterirdische Canäle) anzulegen.

Wehre. Die fließenden Wasser, aus denen man den Aufschlag für eine Maschine nimmt, sind Bäche oder Flüsse. Die lebendige Kraft der fließenden Wasser ist — bei der mäßigen Geschwindigkeit von 0,3 bis 2 m — meist nicht hinreichend, um sie zum Umtriebe von Maschinen benutzen zu können; um dieselbe zu erhöhen, oder um das Wasser durch sein Gewicht wirken lassen zu können, ist es daher nöthig, ein größeres Gefälle des Wassers an einer Stelle zu concentriren. Dies kann entweder durch Aufstauen oder durch Anordnung von Canälen oder durch eine Verbindung beider Mittel geschehen. Das Aufstauen des Wassers erfolgt durch Wehre, d. i. durch quer über einen Bach oder Fluß weggehende Dämme. Man unterscheidet Ueberfallwehre oder Ueberfälle und Durchlaß- oder Schleusenwehre von einander. Während bei jenen das Wasser frei über der höchsten Schwelle oder Kappe wegfließen kann, wird es bei diesen durch aufgestellte Schutzbretter (Fallschützen) noch über der Wehrkappe aufgestaut. In der Regel will man durch die Ueberfallwehre das aufgestaute Wasser oder einen Theil desselben zum Eintritt in einen nahe oberhalb des Wehres einmündenden Canal nöthigen, um es durch diesen nach der Umtriebsmaschine zu führen, wogegen man mit den Durchlaßwehren beabsichtigt, dem Wasser eine erhöhte lebendige Kraft zu ertheilen und dadurch die unmittelbar unter dem Wehre befindliche Maschine in Bewegung zu setzen. §. 35.

Bei größeren Flüssen und Strömen wendet man oft Dämme an, welche nicht über die ganze Breite des fließenden Wassers weggehen, um eine Aufstauung zu bewirken. Solche Dämme nennt man lichte Wehre, während man die den ganzen Strom absperrenden Wehre dichte Wehre zu nennen pflegt. Brückenpfeiler, Buhnen und andere das Querprofil eines fließenden Wassers verengende Einbaue sind ebenfalls als lichte Wehre anzusehen.

Was die am häufigsten vorkommenden Ueberfallwehre betrifft, so unterscheidet man vollkommene Ueberfälle von den unvollkommenen Ueberfällen oder Grundwehren. Bei jenen Wehren liegt die Ueberfallschwelle noch über der Oberfläche des Unterwassers, und es findet daher hier ein freier Ausfluß statt, bei diesen hingegen liegt diese Schwelle unter dem Spiegel des abfließenden Wassers, es erleidet also hier ein Theil des überfließenden Wassers eine Rückwirkung vom Unterwasser.

Durch alle eben angeführten Einbaue erleidet das fließende Wasser eine Stauung, d. i. eine Erhöhung seines Wasserspiegels und eine damit nothwendigerweise verbundene Geschwindigkeitsverminderung oberhalb des Einbaues. Von besonderer Wichtigkeit sind die Stauhöhe und Stauweite. Jene ist die Höhe der Oberfläche des aufgestauten Wassers über dem ersten Wasserspiegel oder der Oberfläche des frei abfließenden Wassers unmittelbar unterhalb des Wehres, diese hingegen ist die Längenerstreckung des Aufstauens, vom Wehre aus aufwärts gemessen. Es ist nun eine wichtige Aufgabe, zu ermitteln, in welchem Verhältnisse die Stauhöhe zu den Dimensionen des Wehres steht, und nach welchem Gesetze die Stauung von der Entfernung vom Wehre abhängt, und wo dieselbe als verschwindend klein angesehen werden kann.

Die Kenntniß dieser Verhältnisse ist nicht allein deshalb nothwendig, weil durch zu große oder zu weit sich erstreckende Stauungen leicht Ueberschwemmungen herbeigeführt, sondern auch weil durch dieselben die am fließenden Wasser aufwärts liegenden Etablissements durch Entziehung von Gefälle in ihrem Gange gestört werden können. Aus diesem Grunde werden denn auch neben den Wehren die sogenannten Aichpfähle oder Pegel eingesetzt, an welchen die Lage der Ueberfallschwelle angegeben wird, und deren Verrückung gesetzlich verboten ist. Oft versieht man die Pegel mit einer Scala zum Ablesen der Wasserstände.

Das mit erhöhter Geschwindigkeit von einem dichten Wehre herab- oder zwischen den Pfeilern eines lichten Wehres hindurchfließende Wasser nimmt, ehe es in die dem Gefälle des Flußbettes entsprechende gleichförmige Bewegung übergeht, eine wellenförmige und zum Theil eine wirbelnde Bewegung an, wodurch ihm sein Ueberschuß an bewegender Kraft entzogen wird. Durch die erhöhte Geschwindigkeit und durch die wirbelnde Bewegung des Wassers wird eine Reaction auf das Grundbett herbeigeführt, die oft sehr nachtheilige Folgen haben würde, wenn man das Grundbett zunächst unterhalb des Wehres nicht durch ein Steinpflaster u. s. w. schützte.

Das Wasserquantum eines Baches oder Flusses ist zu verschiedenen Zeiten verschieden, und man kann unterscheiden: Großwasser, welches nur auf kurze Zeit, nach starken Regengüssen u. s. w. eintritt, Mittelwasser, welches zumal im Herbst und Frühjahr und im Ganzen mindestens die Hälfte des Jahres vorzufinden ist, Kleinwasser, welches nur auf kurze Zeit im Sommer vorkommt, und endlich Immerwasser, die kleinste, nur in sehr trockenen Jahren (z. B. in Deutschland im Sommer 1842) zu beobachtende Wassermenge. Es ist nun erforderlich, wenigstens das Mittel- und Kleinwasser des Baches zum Umtriebe einer Maschinenanlage zu kennen, um hiernach nicht nur die Maschine, sondern auch das Wehr und die Gräben anordnen und construiren zu können. Aus diesem Grunde sind denn vor

Allem nach einer der in Thl. I angegebenen Methoden zu verschiedenen Zeiten Wassermessungen anzustellen. Es ist dann eine Regel, das Wasser durch Wehre nur so hoch aufzustauen, daß es zur Zeit des Großwassers nicht übertrete und die Umgegend überschwemme.

Für das Maschinenwesen sind die Ueberfallwehre die wichtigsten. Sie bilden entweder einen geraden, meistens winkelrecht gegen den Stromstrich gerichteten Damm, oder sie bestehen aus zwei gegen den Strom gerichteten und in der Mitte zusammenstoßenden Dämmen, deren Spitze nach Befinden durch einen kurzen Zwischendamm abgeschnitten oder abgerundet ist, oder sie sind kreisbogenförmige, mit ihrer Convexität der Bewegung des Wassers entgegengerichtete Dämme. Die Wehre werden von Holz, oder von Steinen, oder von beiden zugleich erbaut. Sie können selten auf festes Gestein gegründet werden, sondern man muß dieselben meist auf einen Pfahlrost betten. Die Querprofile ganz oder theilweise hölzerner Wehre haben mehr oder weniger die Form eines Fünfecks $ABCDE$, Fig. 110, bei welchem AB die Brust, BC die Vordecke, CD die Abschußdecke, DE der Rücken, sowie EA die Sohle und C die Ueberfallsschwelle oder der Sattel, auch Wehrbaum genannt wird. Die Querprofile steinerner

Fig. 110.

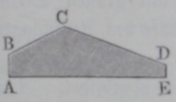
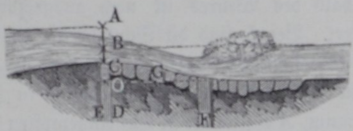


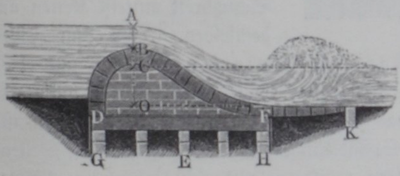
Fig. 111.



Wehre werden in der Regel von oben durch krumme Linien gebildet, die sich an das Fünfeck mehr oder weniger anschließen, um den Abfluß des Wassers zu erleichtern.

Ein unvollkommener Ueberfall, wie Fig. 111, besteht aus einer Reihe von quer über das Bett weggehenden Pfählen D mit dem darüber liegenden Fachbaume C, ferner aus einer Spundwand E vor der Pfahlreihe, aus einer zweiten, tiefer unten eingerammten Pfahlreihe F und aus einem Steinpflaster G zwischen beiden Pfahlreihen.

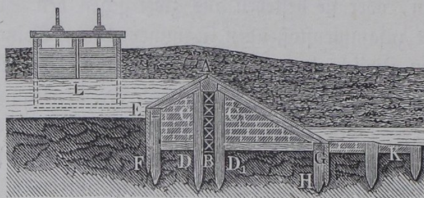
Fig. 112.



Das vollkommene Ueberfallwehr in Fig. 112 ruht auf einem Pfahlroste DEF mit zwei Spundwänden G und H, und ist aus großen Steinen gewölbförmig mit hydraulischem Mörtel aufgemauert. Um das Schußbett HK vor dem Ausspülen sicher zu stellen, ist es mit großen Steinen gepflastert und unten noch durch eine Pfahlreihe *K* begrenzt.

Die Construction eines hölzernen Wehres ist in Fig. 113 ersichtlich. Hier ist *AB* eine aus über einander liegenden Balken bestehende Wand, *A* der Wehrbaum, *CD* und $C_1 D_1$ sind Pfahlreihen zu beiden Seiten dieser

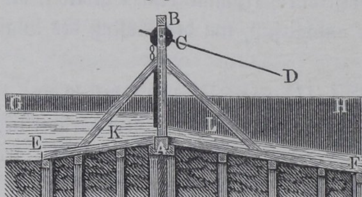
Fig. 113.



Wand, *EF* und *GH* zeigen zwei andere, außen mit Spundwänden bekleidete und oben durch Schwellen *E* und *G* bedeckte Pfahlreihen, *CE* und $C_1 G$ stellen Streben vor, welche den Wehrbaum *A* mit den Schwellen *E* und *G* verbinden und noch mit Bohlen überdeckt sind. Die inneren Räume werden ausgemauert oder mit Thon ausgeschlagen. Das Sturzbett *K* unterhalb des Wehres ist noch ausgepfählt und mit großen Steinen gepflastert. Bei *L* sind die Schutzbretter an dem Kopfe des Aufschlagewassergrabens ersichtlich.

Ein Schleusenwehr ist endlich in Fig. 114 abgebildet. *A* ist der Fachbaum, *AB* sind die in ihm eingezapften Griessäulen, zwischen welchen sich die Schützen in Falzen bewegen. Die Vorrichtungen zum Aufziehen der Schützen sind sehr mannigfaltig. Die in der Figur angedeutete besteht in einer Art Kreuzhaspel *CD*, und es hängt hier das Schutzbrett mittelst Ketten an demselben. Von dem Fachbaume *A* aus neigen sich das Vor- und Hinterfluther *AE* und *AF* abwärts, beide ruhen auf einem Pfahlroste, sowie der Fachbaum auf einer Reihe von Grundpfählen; um das Eindringen des Wassers zu verhüten, ist dieser Pfahlrost durch ein Paar Spundwände geschlossen. Zu beiden Seiten stehen noch die aus starken Bohlen gebildeten und sich gegen lange Pfähle stützenden Seitenwände *GH*. Noch sind die mittleren Griessäulen mit Streben *K*, *L* gestützt, wovon die oberen (*K*) zugleich mit als Eisbrecher dienen.

Fig. 114.



Stauhöhe bei Ueberfällen. Mit Hülfe der in der Hydraulik vorgetragenen Lehren lassen sich die Stauverhältnisse bei Wehren ohne Schwierigkeiten ermitteln. §. 36.

Fig. 115.

Ist bei dem vollkommenen Ueberfalle, Fig. 115, h die Druckhöhe AB, b die Breite und k die der Geschwindigkeit c des ankommenden Wassers entsprechende Geschwindigkeitshöhe $\frac{c^2}{2g}$, so hat man die Wassermenge des Ueberfalls (Thl. I):

$$Q = {}^2/_3\, \mu b \sqrt{2g}\,[(h + k)^{3/2} - k^{3/2}] \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (1)$$

ist umgekehrt diese Wassermenge Q bekannt, so folgt die entsprechende Druckhöhe über der Ueberfallschwelle:

$$h = \left(\frac{{}^3/_2\, Q}{\mu b \sqrt{2g}} + k^{3/2}\right)^{2/3} - k \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (2)$$

Um nun die einer gegebenen Stauhöhe $AC = h_1$ entsprechende Wehrhöhe $BO = x$ zu finden, setzen wir:

$$AC + CO = AB + BO,$$

oder wenn wir die ursprüngliche Wassertiefe oder die Tiefe CO des Unterwassers durch a bezeichnen,

$$h_1 + a = h + x,$$

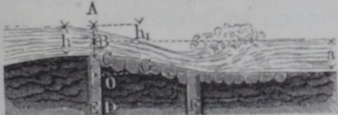
also:

$$x = a + h_1 - h.$$

Bei etwas hoher Aufstauung, wo x mindestens 0,6 m beträgt, kann man die Geschwindigkeitshöhe k des ankommenden Wassers unbeachtet lassen und daher

$$x = a + h_1 - \left(\frac{{}^3/_2\, Q}{\mu b \sqrt{2g}}\right)^{2/3} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (3)$$

Fig. 116.



setzen, und es ist, vorläufigen Berechnungen der hierüber vom Verfasser angestellten Versuche zufolge,

$$\mu = 0{,}80$$

anzunehmen.

Bei dem unvollkommenen Ueberfall, Fig. 116, ist die Rechnung complicirter, weil sich hier zwei verschiedene Ausflußverhältnisse mit einander combiniren. Es ist nämlich hier die Wasserhöhe $AC = h$ über der

Schwelle größer als die Stauhöhe $AB = h_1$, und es fließt daher nur das Wasser oberhalb B frei aus, dagegen das Wasser unterhalb B unter der Druckhöhe $AB = h_1$. Deshalb ist die durch AB fließende Wassermenge:

$$Q_1 = {}^2/_3\, \mu b \sqrt{2g}\,[(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

dagegen das durch $BC = h - h_1$ strömende Wasserquantum:

$$Q_2 = \mu b (h - h_1) \sqrt{2g}\,(h_1 + k)^{1/2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

und hiernach das ganze Abflußquantum $Q_1 + Q_2$ zu setzen:

$$Q = \mu b \sqrt{2g}\,\{{}^2/_3\,[(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}] + (h - h_1)(h_1 + k)^{1/2}\} \quad (6)$$

Aus dem Wasserquantum Q und der Stauhöhe h_1 folgt nun die Höhe des oberen Wasserspiegels über dem Fachbaume:

$$h = h_1 + \frac{Q}{\mu b \sqrt{2g\,(h_1 + k)}} - {}^2/_3\,\frac{(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}}{(h_1 + k)^{1/2}} \quad . \quad . \quad . \quad (7)$$

woraus sich dann die Wehrhöhe

$$CO = x = a + h_1 - h$$

ergiebt.

Für kleinere Werthe von k läßt sich daher einfacher

$$x = a + {}^2/_3\, h_1 - \frac{Q}{\mu b \sqrt{2 g h_1}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

setzen. Es ist übrigens $h > h_1$, also der Ueberfall ein unvollkommener, wenn

$$Q > {}^2/_3\, \mu b \sqrt{2g}\,[(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9)$$

ausfällt.

Ist die Längenaxe des Wehrdammes kreisbogenförmig, so muß man statt b die Bogenlänge der Dammkappe einführen, und in

$$k = \frac{c^2}{2g},\quad c = \frac{Q}{b\,(a + h_1)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

setzen.

Beispiel. Ein Bach von 10 m Breite und 1 m Tiefe führt 12 cbm Wasser pr. Secunde und soll durch ein Ueberfallwehr 1,5 m höher aufgestaut werden; man sucht die erforderliche Wehrhöhe. Da die Aufstauung ziemlich groß ist, so kann man erwarten, daß zur Berechnung der gesuchten Höhe die einfache Formel

$$x = a + h_1 - \left(\frac{3\,Q}{2\,\mu b \sqrt{2g}}\right)^{2/3}$$

genügen werde. Es ist in dieser Formel $a = 1$, $h_1 = 1{,}5$, $Q = 12$, $b = 10$, $\mu = 0{,}80$ und $\sqrt{2g} = 4{,}429$, weshalb daher die Wehrhöhe folgt:

$$x = 1 + 1{,}5 - \left(\frac{3\,.\,12}{2\,.\,0{,}8\,.\,10\,.\,4{,}429}\right)^{2/3} = 2{,}5 - 0{,}636 = 1{,}864 \text{ m},$$

und daher der Ueberfall wirklich ein vollkommener, wie vorausgesetzt wurde. Sollte das Wasser nur 1 m aufgestaut werden, so hätte man der letzten Formel zufolge

$$x = 1 + 1 - 0{,}636 = 1{,}364 \text{ m},$$

also der Ueberfall noch vollkommen. Um dagegen das Wasser nur um 0,5 m aufzustauen, ist auf jeden Fall nur ein unvollkommener, d. h. nicht aus dem Niveau des Unterwassers hervorragender Wehrdamm nöthig. Wendet man die vollständige Formel an, und setzt in ihr

$$k = \frac{c^2}{2g} = 0{,}051 \left[\frac{Q}{(a + h_1)\, b}\right]^2 = 0{,}051 \left[\frac{12}{(1 + 0{,}5)\, 10}\right]^2 = 0{,}033 \text{ m}$$

und μ wieder gleich 0,80, so erhält man nach (7):

$$h - h_1 = \frac{12}{0{,}8 \,.\, 10 \,.\, 4{,}429 \sqrt{0{,}533}} - \frac{2}{3}\, \frac{0{,}533^{3/2} - 0{,}033^{3/2}}{0{,}533^{1/2}}$$
$$= 0{,}464 - 0{,}350 = 0{,}114 \text{ m}.$$

Es muß also die Ueberfallschwelle um 114 mm unter der Oberfläche des ungestauten Unterwassers stehen, und demnach das Wehr selbst die Höhe

$$x = a + h_1 - h = 1 - 0{,}114 = 0{,}886 \text{ m}$$

erhalten.

Stauhöhe bei Durchlässen. Die Stauverhältnisse bei einem Durchlaßwehre sind nach der Theorie des Ausflußes durch Schutzöffnungen zu beurtheilen. Es können hier drei Fälle vorkommen; entweder fließt das Wasser frei aus, oder es fließt unter Wasser aus, oder es fließt theils frei, theils unter Wasser aus. Beim freien Ausfluß, wie er z. B. bei dem in Fig. 114 abgebildeten Schleusenwehre vorkommt, hängt die Ausflußgeschwindigkeit nur von der Druckhöhe h ab, welche von der Mitte der Schutzöffnung bis zum Wasserspiegel zu messen ist. Ist dann noch a_0 die Oeffnungshöhe und b die Oeffnungsbreite, so hat man: §. 37.

$$Q = \mu a_0 b \sqrt{2gh} \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

und daher umgekehrt:

$$h = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{\mu a_0 b}\right)^2 \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

oder mit Berücksichtigung der Geschwindigkeitshöhe k des ankommenden Wassers:

$$h = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{\mu a_0 b}\right)^2 - k \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Für die Oeffnungshöhe folgt hieraus die Formel:

$$a_0 = \frac{Q}{\mu b \sqrt{2gh}} \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

oder wenn die Stauhöhe h_1 über der Schwelle gegeben ist,

$$a_0 = \frac{Q}{\mu b \sqrt{2 g \left(h_1 - \frac{a_0}{2}\right)}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (5)$$

Versuchen des Verfassers zufolge, läßt sich hier $\mu = 0{,}60$ setzen.

Staut das Unterwasser bis zur Schütze zurück, wie z. B. in Fig. 117 vorgestellt wird, so hat man den Niveauabstand $AB = h$ als Druckhöhe einzuführen und die obige Formel zu gebrauchen. Es ist also auch hier die einer gegebenen Stauhöhe h entsprechende Oeffnungshöhe:

$$a_0 = \frac{Q}{\mu b \sqrt{2 g h}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (4)$$

Wenn endlich das Niveau des Unterwassers innerhalb der Mündung liegt, so fließt ein Theil des Wassers frei, und ein anderer Theil unter Wasser

Fig. 117.

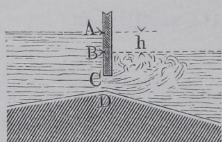
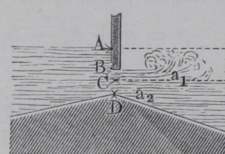


Fig. 118.



aus. Ist die Stauhöhe oder der Niveauabstand AC zwischen beiden Wasserspiegeln, Fig. 118, gleich h, die Höhe BC des über dem Unterwasserspiegel befindlichen Theiles der Mündung gleich a_1, und die Höhe CD des unter diesem Spiegel liegenden Mündungsstückes gleich a_2, so hat man die Wassermenge für den ersten Theil:

$$Q_1 = \mu a_1 b \sqrt{2 g \left(h - \frac{a_1}{2}\right)},$$

und für den zweiten:

$$Q_2 = \mu a_2 b \sqrt{2 g h};$$

daher die ganze Abflußmenge:

$$Q = Q_1 + Q_2 = \mu b \sqrt{2 g} \left(a_1 \sqrt{h - \frac{a_1}{2}} + a_2 \sqrt{h}\right) \; . \; . \; . \; (6)$$

Aus der Ausflußmenge Q, Stauhöhe h und der Tiefe a_2 der Wehrkappe unter dem Unterwasserspiegel ergiebt sich der Abstand des Schutzbrettes von eben diesem Spiegel:

$$a_1 = \left(\frac{Q}{\mu b \sqrt{2 g}} - a_2 \sqrt{h}\right) : \sqrt{h - \frac{a_1}{2}} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (7)$$

Beispiele. 1. Wie hoch sind die Schutzbretter eines Schleusenwehres, Fig. 114, zu ziehen, welches eine Wassermenge von 10 cbm abführen soll, bei einer Breite $b = 8$ m und einem Wasserstande $h_1 = 1,5$ m über der Ueberfallschwelle? Bei freiem Abfluße ist nach (5):

$$a_0 = \frac{10}{0,6 \,.\, 8 \,.\, 4,429 \sqrt{1,5 - \frac{a_0}{2}}} = \frac{0,470}{\sqrt{1,5 - \frac{a_0}{2}}}.$$

Setzt man im Nenner zunächst annähernd für a_0 den Werth $\frac{0,470}{\sqrt{1,5}} = 0,4$, so erhält man genügend genau die gesuchte Oeffnungshöhe

$$a_0 = \frac{0,470}{\sqrt{1,5 - 0,2}} = \frac{0,470}{1,140} = 0,412 \text{ m}.$$

2. Welcher Schützenzug ist bei dem in Fig. 117 abgebildeten Wehre nöthig, um 4 cbm Wasser pr. Secunde unter einer Druckhöhe von 0,5 m bei 10 m Mündungsweite abfließen zu lassen. Hier findet Ausfluß unter Wasser statt (Fig. 117), und es ist daher nach (4):

$$a_0 = \frac{4}{0,6 \,.\, 10 \,.\, 4,429 \sqrt{0,5}} = 0,213 \text{ m}.$$

3. Man will die Wassermasse bestimmen, welche durch eine Schutzöffnung, wie Fig. 118, strömt, deren Weite $b = 6$ m und Höhe $BD = a_1 + a_2 = 0,4$ m ist, wenn die Druckhöhe $AC = h = 0,6$ m, und der Wasserstand über der Schwelle, $a_2 = 0,15$ m beträgt. Man hat hier:

$$\mu b \sqrt{2g} = 0,6 \,.\, 6 \,.\, 4,429 = 15,944,$$

ferner

$$a_2 \sqrt{h} = 0,15 \sqrt{0,6} = 0,116$$

und

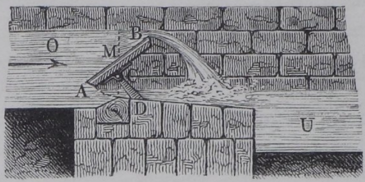
$$a_1 \sqrt{h - \frac{a_1}{2}} = (0,4 - 0,15) \sqrt{0,6 - \frac{0,25}{2}} = 0,172,$$

daher die gesuchte Wassermenge nach (6):

$$Q = 15,944\,(0,116 + 0,172) = 4,592 \text{ cbm}.$$

Anmerkung. Setzt man ein Schützenwerk über die Kappe eines Ueberfallwehres, so erhält man einen vereinigten Schleusenüberfall. Auch hat man noch sogenannte bewegliche Wehre, wo die Höhe der Ueberfallschwelle nach Bedürfniß verändert, und zwar bei Hochwasser verkleinert und bei Niederwasser vergrößert werden kann. Die einfachsten Wehre dieser Art sind die Balkenwehre, wo die den Aufstau bewirkende Wand aus lose über einander liegenden Balken oder Pfosten besteht, nächstdem gehören auch hierher die sogenannten Nadelwehre, wo diese Wand aus aufrecht stehenden Pfosten, den sogenannten Nadeln, gebildet wird, welche an ihren oberen Enden mit einander durch ein starkes Seil verbunden sind, und sich übrigens gegen einen festen Rahmen stemmen. Die beweglichen Wehre im eigentlichen Sinne bestehen aus Schützen oder Fallthüren, welche sich bei hohem Wasserstande von selbst öffnen und bei niedrigem Wasserstande von selbst verschließen. Ein einfaches Wehr dieser Art ist in Fig. 119 abgebildet, O ist das Ober-, sowie U das Unterwasser, und AB eine um C drehbare Fallthür, welche eine verticale Stellung annimmt und sich mit ihrem Fuße A gegen die Schwelle D stemmt, wenn der Oberwasserspiegel bis auf eine gewisse Höhe herabsinkt, und dagegen sich dreht und öffnet, wenn der Wasserspiegel auf eine gewisse Höhe steigt. Steht dieser Wasserspiegel an der oberen Kante B der Klappe, so befindet sich (nach Thl. I) der Mittelpunkt M des Wasserdruckes auf AB um $BM = \frac{2}{3} BA$ unter B; es ist daher auch die Drehaxe C so anzubringen, daß sie in der Richtung von AB, von B doppelt so viel absteht als von A. Man kann nun leicht ermessen, daß sich die Klappe von links nach rechts drehen und folglich öffnen muß, wenn der Wasserspiegel über B steigt, und daß sie sich von rechts nach links drehen und folglich schließen muß, wenn der Wasserspiegel unter B herabsinkt. Es gehört hierher auch die selbstwirkende Schütze von Chaubart, welche sich wälzend dreht (s. „Civilingenieur" Bd. III, 1857).

Fig. 119.



Die beweglichen Wehre haben mit den Schleusenwehren vor den einfachen Ueberfällen den Vorzug, daß durch sie beim Eintritt des Hochwassers der übermäßige Aufstau, wobei leicht Ueberschwemmungen eintreten und ein starkes Ablagern von Schlamm vorkommt, verhindert wird.

§. 38. Die Stauverhältnisse bei lichten Wehren, Brückenpfeilern und Buhnen sind fast ebenso zu ermitteln, wie die bei Ueberfällen. Bei dem lichten Wehre BE, Fig. 120, erfolgt dadurch eine Aufstauung, daß die Flußbreite AC hinter dem Wehrdamme in die kleinere Breite AB übergeht. Wenn nun der Seitencanal D ganz geschlossen ist (was wir der Sicherheit

Fig. 120.

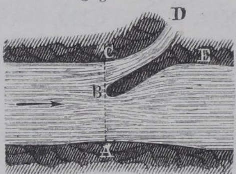
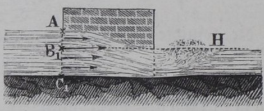


Fig. 121.



wegen voraussetzen wollen), so muß das ganze Wasser Q durch den verengten Raum AB hindurchfließen. Setzt man nun die Breite $AB = b$, die Stauhöhe AB_1, Fig. 121, $= h$, und die Höhe $B_1 C_1$ des Unterwassers $= a$, so hat man die frei über dem Unterwasser ausfließende Wassermenge:

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2 g h^3},$$

und das im Unterwasser abfließende Wasserquantum:

$$Q_2 = \mu b a \sqrt{2 g h},$$

daher das ganze Abflußquantum:

$$Q = \mu b \sqrt{2 g h} \left(\frac{2}{3} h + a\right).$$

Umgekehrt folgt daher die einer gegebenen Stauhöhe h entsprechende Breite des Abflußwassers:

$$b = \frac{Q}{\mu\ (^2/_3\, h + a) \sqrt{2gh}}.$$

Ist die Aufstauung (h) klein, oder die Geschwindigkeit des Wassers groß, so muß man noch die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers berücksichtigen. Bezeichnet wieder k die Geschwindigkeitshöhe des ankommenden Wassers, so hat man:

$$Q_1 = {}^2/_3\, \mu b \sqrt{2g}\, [(h + k)^{3/2} - k^{3/2}],$$

sowie

$$Q_2 = \mu b a \sqrt{2g\,(h + k)},$$

und daher:

$$Q = \mu b \sqrt{2g}\, \{^2/_3\, [(h + k)^{3/2} - k^{3/2}] + a\,(h + k)^{1/2}\},$$

also umgekehrt:

$$b = \frac{Q}{\mu \sqrt{2g}\, \{^2/_3\, [(h + k)^{3/2} - k^{3/2}] + a\,(h + k)^{1/2}\}} \quad \cdot \quad (4^a)$$

Während bei der freien Bewegung des Wassers in Flußbetten die Geschwindigkeit im Wasserspiegel am größten ist und dieselbe nach dem Boden zu immer mehr und mehr abnimmt (Bd. I), findet bei dem durch irgend eine Ursache aufgestauten Wasser ein anderes Verhältniß statt, es nimmt nämlich hier die Geschwindigkeit von der Oberfläche des Oberwassers allmälig zu bis zur Oberfläche des Unterwassers, und von da an bis zur Sohle wieder, jedoch nur wenig, ab; es findet also eine Geschwindigkeitsveränderung statt, wie sie durch die Pfeile in Fig. 121 angedeutet wird. Die Richtigkeit dieses Verhältnisses folgt daraus, daß das Wasser über dem Unterwasserspiegel unter einer von o bis h wachsenden, unter demselben aber unter der constanten Druckhöhe h abfließt, während bei der ungehinderten Bewegung die Druckhöhe in allen Tiefen = Null ist.

Die obige Formel (4^a) findet ihre Anwendung auch bei Brückenpfeilern, wenn man hier unter b die Summe der Strombreiten zwischen den Pfeilern versteht. Um die den Pfeilern und dem Grundbette nachtheilige Wellen- und Wirbelbewegung des Wassers zwischen den Pfeilern und hinter denselben so viel wie möglich zu vermeiden, sind Vorder- und Hintertheil der Brückenpfeiler AB, Fig. 122 (a. f. S.), zuzuschärfen oder abzurunden. Ist der Vordertheil stumpf zugeschärft, so hat man $\mu = 0{,}90$ anzunehmen, ist er aber spitz zugeschärft oder halb cylindrisch geformt, so kann man $\mu = 0{,}95$ setzen, und ist derselbe gar elliptisch geformt, oder, wie in Fig. 122, aus zwei Kreisbögen zusammengesetzt, so fällt μ sogar 0,97 oder nahe 1 aus (s. Gauthey's Traité de la construction des ponts, T. I.).

Anmerkung. Wenn der das Querprofil eines fließenden Wassers verengende Einbau, z. B. eine Buhne, nicht aus dem Wasser hervorragt, so kann man das ganze Wasserquantum Q aus drei Theilen zusammensetzen. Liegt die Dammkappe EF, Fig. 123, unter dem Unterwasserspiegel CD, und bezeichnet h

Fig. 122.

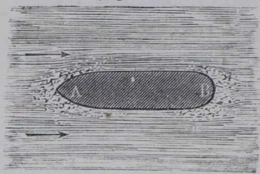
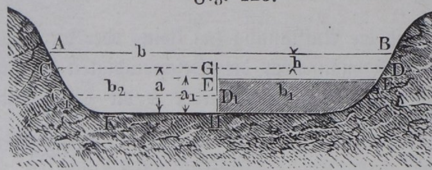


Fig. 123.



die Stauhöhe, sowie b die Breite AB des ganzen Querprofiles, so haben wir das durch das Querpofil $ABDC$ abfließende Wasserquantum:

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g}\,[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}],$$

ferner das durch das übrige über dem Einbaue und unter constantem Drucke h abfließende Wasserquantum, wenn a die Tiefe GH des Unterwassers, b_1 die Breite EF des Einbaues, und a_1 die Höhe EH des Einbaues bezeichnet:

$$Q_2 = \mu b_1 (a - a_1) \sqrt{2g(h+k)},$$

und endlich das neben dem Einbaue unter dem constanten Drucke h abfließende Wasser:

$$Q_3 = \mu b_2 a \sqrt{2g(h+k)},$$

es ist also:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$
$$= \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g}\,[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu (ba - b_1 a_1) \sqrt{2g\,(h+k)},$$

und es läßt sich hiernach auch die einer gegebenen Stauhöhe entsprechende Höhe oder Breite des Einbaues berechnen. Ist hingegen $C_1 D_1$ der Unterwasserspiegel, steht also die Dammkappe über dem Unterwasser, so hat man:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b_1 \sqrt{2g}\,[(a + h - a_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}]$$
$$+ \frac{2}{3} \mu b_2 \sqrt{2g}\,[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu a b_2 \sqrt{2g(h+k)}.$$

Beispiel. Welche Länge ist dem Damme BE (Fig. 120) zu geben, damit durch ihn der 180 m breite, 2,5 m tiefe und 500 cbm liefernde Fluß AC um 0,2 m höher gestaut werde? Es ist:

$$k = 0{,}051 \left(\frac{500}{180 \,.\, 2{,}5}\right)^2 = 0{,}063 \text{ m},$$

nehmen wir nun noch $\mu = 0{,}9$ an, so erhalten wir die Breite des verengten Wasserstromes nach (4ª):

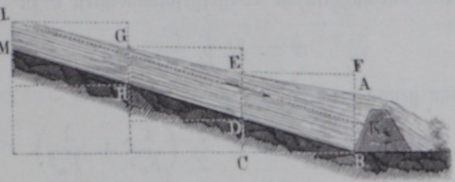
$$BC = b = \frac{500}{0{,}9 \,.\, 4{,}429\,[\frac{2}{3}(0{,}263^{3/2} - 0{,}063^{3/2}) + 2{,}5 \,.\, 0{,}263^{1/2}]}$$
$$= \frac{500}{3{,}986\,(0{,}0794 + 1{,}283)} = 92{,}07 \text{ m},$$

daher die gesuchte Dammerstreckung

$$AB = b_1 = 180 - 92{,}07 = rot\ 88 \text{ m}.$$

Stauweite. Um nun die andere wichtige Frage zu beantworten, nach §. 39.
welchem Gesetze die Stauhöhe oberhalb des Wehres abnimmt, kann die in Thl. I abgehandelte Theorie der ungleichförmigen Bewegung des Wassers zur Anwendung gebracht werden. Zu dem Ende denke man sich die aufgestaute Strecke AL, Fig. 124, oberhalb des Wehres AKB in einzelne kleine Stücke wie BD, DH, HM... zerschnitten,

Fig. 124.



und betrachte diese Stücke einzeln. Es sei für irgend eine dieser Strecken, wie z. B. DH unter F_o und F_u der Querschnitt des Wassers am oberen, bezw. am unteren Punkte, ebenso unter a_o und a_u die Tiefe daselbst, und unter p der mittlere Umfang des Profils in der gedachten Strecke verstanden. Bezeichnet ferner Q das durch alle Profile fließende Wasserquantum, so kann man die Geschwindigkeiten des Wassers in dem oberen, und dem unteren Endpunkte der betrachteten Strecke offenbar gleich

$$v_o = \frac{Q}{F_o} \text{ und } v_u = \frac{Q}{F_u}$$

setzen.

Wenn endlich l die Länge der betrachteten Strecke BD, DH, HM und α der Neigungswinkel des Flußbettes daselbst gegen den Horizont bedeutet, so erhält man das totale Gefälle einer solchen Strecke gleich dem Niveauunterschiede zwischen dem Anfangs- und Endprofile, also zu

$$h = a_o + l \sin\alpha - a_u \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Das Wasser tritt in die Strecke am oberen Endpunkte mit der Geschwindigkeit $v_o = \frac{Q}{F_o}$ entsprechend der Geschwindigkeitshöhe

$$k_o = \frac{v_o^2}{2g} = \left(\frac{Q}{F_o}\right)^2 \frac{1}{2g}$$

ein, und nimmt die Geschwindigkeit v_u entsprechend der Geschwindigkeitshöhe

$$k_u = \frac{v_u^2}{2g} = \left(\frac{Q}{F_u}\right)^2 \frac{1}{2g}$$

mit fort. Für den Beharrungszustand der Bewegung ergiebt sich daher direct, daß durch die Widerstände der betrachteten Strecke eine Gefällshöhe aufgebraucht ist, die sich bestimmt zu

$$w = k_o + h - k_u = a_o - a_u + l \sin\alpha + \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{F_o{}^2} - \frac{1}{F_u{}^2}\right) \quad (2)$$

Der Widerstand des Flußbettes von der Länge l, dem benetzten Umfange p und dem durchschnittlichen Querschnitte $F = \frac{F_o + F_u}{2}$ bestimmt sich nun für eine durchschnittliche Wassergeschwindigkeit v zu

$$w = \zeta l \frac{p}{F} \frac{v^2}{2g},$$

oder, wenn man genau genug

$$v^2 = \frac{v_o{}^2 + v_u{}^2}{2} = \frac{Q^2}{2}\left(\frac{1}{F_o{}^2} + \frac{1}{F_u{}^2}\right)$$

setzt, zu

$$w = \zeta l \frac{p}{F_o + F_u}\left(\frac{1}{F_o{}^2} + \frac{1}{F_u{}^2}\right)\frac{Q^2}{2g} \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

worin ζ den erfahrungsgemäß zu wählenden Widerstandscoefficienten (s. Thl. I) bedeutet. Durch Gleichsetzung der beiden Werthe von w in (2) und (3) ergiebt sich daher schließlich nach einfacher Reduction

$$l = \frac{a_u - a_o - \left(\frac{1}{F_o{}^2} - \frac{1}{F_u{}^2}\right)\frac{Q^2}{2g}}{\sin\alpha - \zeta \frac{p}{F_o + F_u}\left(\frac{1}{F_o{}^2} + \frac{1}{F_u{}^2}\right)\frac{Q^2}{2g}} \quad . \quad . \quad (4)$$

Diese Gleichung kann dazu dienen für beliebige Differenzen $a_u - a_o$ der Wassertiefen zweier Querschnitte die Entfernung l dieser Querschnitte und damit die Stauverhältnisse oberhalb des Wehres zu bestimmen.

Will man andererseits für eine gewisse Entfernung l vom Wehre die Wassertiefe a bestimmen, so kann dies durch Interpolation geschehen, nachdem man, wie oben angegeben, für eine größere Anzahl von Tiefendifferenzen $a_u - a_o$ die Längen l der einzelnen Strecken bestimmt hat.

Für den Fall, daß die Breite b der Flußstrecke constant angenommen werden kann, vereinfacht sich die gefundene Gleichung (4) für l noch, indem man

$$\left(\frac{1}{F_o{}^2} - \frac{1}{F_u{}^2}\right)\frac{Q^2}{2g} = \frac{F_u{}^2 - F_o{}^2}{F_o{}^2}\frac{v_u{}^2}{2g} = \frac{a_u{}^2 - a_o{}^2}{a_o{}^2}\frac{v_u{}^2}{2g},$$

annähernd

$$= 2\frac{a_u - a_o}{a_u}\frac{v_u{}^2}{2g}$$

und ebenso

$$\frac{p}{F_o + F_u}\left(\frac{1}{F_o^2} + \frac{1}{F_u^2}\right)\frac{Q^2}{2\,g} = \frac{p}{(a_o + a_u)\,b}\;\frac{a_o^2 + a_u^2}{a_o^2}\;\frac{v_u^2}{2\,g}$$

annähernd

$$= \frac{p}{a_u b}\,\frac{v_u^2}{2\,g}$$

setzt, so daß man hiermit

$$l = \frac{(a_u - a_o)\left(1 - \dfrac{2}{a_u}\,\dfrac{v_u^2}{2\,g}\right)}{\sin\alpha - \zeta\,\dfrac{p}{a_u b}\,\dfrac{v_u^2}{2\,g}} \quad \ldots\ldots \quad (5)$$

oder

$$a_u - a_o = \frac{\sin\alpha - \zeta\,\dfrac{p}{a_u b}\,\dfrac{v_u^2}{2\,g}}{1 - \dfrac{2}{a_u}\,\dfrac{v_u^2}{2\,g}}\,l. \quad \ldots\ldots \quad (6)$$

erhält.

Führt man hierin für b die Breite, für p den Umfang des Profils und für v_u die Geschwindigkeit am Wehre ein, so giebt diese Formel für eine nicht zu große Strecke l die Veränderung $a_u - a_o$ der Wassertiefe und durch wiederholte Anwendung derselben Formel kann man die Wassertiefen für beliebige Punkte bestimmen.

Beispiele. 1. In einem 30 m breiten, 1,2 m tiefen Flusse, welcher 40 cbm Wasser führt, soll ein Wehr gebaut werden, um das Wasser 1 m hoch aufzustauen; die Stauverhältnisse oberhalb des Wehres sind zu ermitteln?

Vor der Aufstaunung ist die Geschwindigkeit des Wassers

$$v = \frac{40}{30\,.\,1{,}2} = 1{,}111 \text{ m},$$

daher nach der Tabelle in Thl. I der Widerstandscoefficient

$$\zeta = 0{,}00780$$

und die Neigung des Grundbettes

$$\sin\alpha = 0{,}0078\;\frac{p}{F}\,\frac{v^2}{2\,g}.$$

Setzt man hierin $p = 32$ m, $F = 30\,.\,1{,}2 = 36$ cbm, $v = 1{,}111$ m und $\frac{1}{2\,g} = 0{,}051$, so folgt

$$\sin\alpha = 0{,}0078\;\frac{32}{36}\;0{,}051\,.\,1{,}111^2 = 0{,}000437.$$

Die Wassertiefe unmittelbar am Wehre ist $1{,}2 + 1 = 2{,}2$ m, und es seien nun die Entfernungen zu bestimmen, wo diese Tiefe 2 m, 1,8 m, 1,6 m, 1,4 m ... beträgt. Setzt man in der Formel (4) daher $a_u - a_o = 0{,}2$ m, $F_u = 30\,.\,2{,}2 = 66$ qm, $F_o = 30\,.\,2 = 60$ qm, $Q = 40$ cbm, $\sin\alpha = 0{,}000437$, p etwa gleich 34 m und für ζ entsprechend der mittleren Geschwindigkeit

$$\frac{2\,Q}{F_u + F_o} = \frac{80}{126} = 0{,}635 \text{ m}$$

den Werth $\zeta = 0{,}0081$, so ergiebt sich die gesuchte Entfernung:

$$l_1 = \frac{0{,}2 - \left(\frac{1}{60\,.\,60} - \frac{1}{66\,.\,66}\right) 0{,}051\,.\,40\,.\,40}{0{,}000437 - 0{,}0081\,\frac{34}{126}\left(\frac{1}{60\,.\,60} + \frac{1}{66\,.\,66}\right) 0{,}051\,.\,40\,.\,40}$$

$$= \frac{0{,}19606}{0{,}0003464} = 566 \text{ m.}$$

Sucht man in derselben Art die Länge l_2, für welche die Wassertiefe um fernere 0,2 m vermindert ist, so hat man in derselben Formel

$$a_u - a_o = 0{,}2,\ F_u = 60,\ F_o = 30\,.\,1{,}8 = 54$$

zu setzen, und wenn man $p = 33{,}6$ und ζ einer mittleren Wassergeschwindigkeit

$$v = \frac{80}{114} = 0{,}702 \text{ m}$$

entsprechend zu $\zeta = 0{,}0080$ annimmt, so erhält man die Länge dieser zweiten Strecke

$$l_2 = \frac{0{,}2 - \left(\frac{1}{54\,.\,54} - \frac{1}{60\,.\,60}\right) 0{,}051\,.\,40\,.\,40}{0{,}000437 - 0{,}0080\,\frac{33{,}6}{114}\left(\frac{1}{54\,.\,54} + \frac{1}{60\,.\,60}\right) 0{,}051\,.\,40\,.\,40}$$

$$= \frac{0{,}19469}{0{,}000318} = 612 \text{ m.}$$

Für die weiteren Wiederholungen genügt es, die Ansätze hier hinzuschreiben.

Für die Strecke zwischen

$$a_u = 1{,}8$$

und

$$a_o = 1{,}6$$

ist

$$F_u = 54;\ F_o = 30\,.\,1{,}6 = 48;\ p = 33;\ v = \frac{80}{102} = 0{,}784;\ \zeta = 0{,}0079;$$

$$l_3 = \frac{0{,}2 - \left(\frac{1}{48\,.\,48} - \frac{1}{54\,.\,54}\right) 81{,}6}{0{,}000437 - 0{,}0079\,\frac{33}{102}\left(\frac{1}{48\,.\,48} + \frac{1}{54\,.\,54}\right) 81{,}6}$$

$$= \frac{0{,}19257}{0{,}000275} = 700 \text{ m.}$$

Für die Strecke zwischen

$$a_u = 1{,}6$$

und

$$a_o = 1{,}4$$

ist

$$F_u = 48,\ F_o = 42,\ p = 32{,}5,\ v = \frac{80}{90} = 0{,}889 \text{ m},\ \zeta = 0{,}0079,$$

daher

$$l_4 = \frac{0,2 - \left(\frac{1}{42 \,.\, 42} - \frac{1}{48 \,.\, 48}\right) 81,6}{0,000437 - 0,0079 \frac{32,5}{90} \left(\frac{1}{42 \,.\, 42} + \frac{1}{48 \,.\, 48}\right) 81,6}$$

$$= \frac{0,18915}{0,000204} = 927 \text{ m.}$$

Für die Strecke zwischen $a_u = 1,4$ und der ursprünglichen Wassertiefe $a_o = 1,2$ m erhält man

$$l_5 = \infty.$$

Es ist also 566 + 612 + 700 + 927 = 2805 m oberhalb des Wehres die Stauhöhe noch 0,2 m und dieselbe nimmt erst weiter hinauf unendlich langsam ab.

2. Wie groß ist die Stauhöhe in einer Entfernung von 1500 m oberhalb des Wehres? Nach der vorstehenden Rechnung beträgt die Stauhöhe in 566 + 612 = 1178 m oberhalb des Wehres noch 0,6 m und in 566 + 612 + 700 = 1878 m noch 0,4 m. Man kann daher annähernd für die zwischenliegende Flußstrecke die Stauhöhe zu $\frac{0,2}{700} = 0,000286$ m für jeden Meter Länge annehmen. Folglich wird die Stauhöhe in 1500 m Entfernung vom Wehre noch

$$0,6 - (1500 - 1178) \frac{0,2}{700} = 0,508 \text{ m}$$

betragen.

Man kann diese Stauhöhe auch direct nach der Formel (6) berechnen, wenn man die letztere wiederholt für kleinere Strecken anwendet. Denkt man etwa die Entfernung von 1500 m in drei gleiche Strecken von je 500 m Länge getheilt, so hat man für die erste Strecke in der Formel (6):

$$a_u = 2,2 \text{ m}, \; p = 34, \; b = 30 \text{ m}, \; v_u = \frac{40}{30 \,.\, 2,2} = 0,606 \text{ m}$$

und

$$\zeta = 0,00812$$

zu setzen und erhält:

$$a_u - a_o = \frac{0,000437 - 0,00812 \frac{34}{2,2 \,.\, 30} 0,051 \,.\, 0,606^2}{1 - \frac{2}{2,2} 0,051 \,.\, 0,606^2} 500$$

$$= \frac{0,0003586}{0,9830} 500 = 0,183 \text{ m.}$$

Für die zweite Strecke ist daher

$$a_u = 2,2 - 0,183 = 2,017 \text{ m}, \; p = 33,6, \; v_u = \frac{40}{30 \,.\, 2,017} = 0,661$$

und

$$\zeta = 0,00807,$$

daher

$$a_u - a_o = \frac{0,000437 - 0,00807 \frac{33,6}{2,017 \,.\, 30} 0,051 \,.\, 0,661^2}{1 - \frac{2}{2,017} 0,051 \,.\, 0,661^2} 500$$

$$= \frac{0,000336}{0,978} 500 = 0,172 \text{ m.}$$

Hiermit hat man für die dritte Strecke

$$a_u = 2{,}017 - 0{,}172 = 1{,}845 \text{ m}; \; p = 33 \text{ m};$$

$$v_u = \frac{40}{30\,.\,1{,}845} = 0{,}724 \text{ m}; \; \zeta = 0{,}0080;$$

also

$$a_u - a_o = \frac{0{,}000437 - 0{,}008 \dfrac{33}{1{,}845\,.\,30} 0{,}051\,.\,0{,}724^2}{1 - \dfrac{2}{1{,}845} 0{,}051\,.\,0{,}724^2} 500$$

$$= \frac{0{,}000309}{0{,}971} 500 = 0{,}159 \text{ m}.$$

Demnach folgt die Wassertiefe unmittelbar oberhalb des Wehres um

$$0{,}183 + 0{,}172 + 0{,}159 = 0{,}514 \text{ m}$$

größer als in 1500 m Entfernung und es beträgt daher der Stau daselbst nach

$$1 - 0{,}514 = 0{,}486 \text{ m},$$

also um 22 mm weniger als die oben angegebene Interpolationsrechnung ergab.

§. 40. **Wasserschwelle.** Die im vorhergehenden Paragraphen gefundenen Formeln (5) und (6) ergeben interessante Verhältnisse des Aufstauens. Aus der Gleichung (5):

$$l = \frac{(a_u - a_o)\left(1 - \dfrac{2}{a_u} \dfrac{v_u^2}{2\,g}\right)}{\sin\alpha - \zeta \dfrac{p}{a_u b} \dfrac{v_u^2}{2\,g}} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (5)$$

erkennt man zunächst, daß mit zunehmender Geschwindigkeit v_u ebensowohl der Zähler, wie der Nenner gleich Null werden kann.

Setzt man zunächst das letztere voraus, d. h.

$$\sin\alpha = \zeta \frac{p}{a_u b} \frac{v_u^2}{2\,g} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (7)$$

so findet man $l = \infty$. Es ist auch leicht zu ersehen, daß diese Bedingungsgleichung erst in unendlicher Erstreckung oberhalb des Wehres erfüllt sein kann, denn die Gleichung (7) besagt, daß das relative Gefälle oder der Abhang pro Längeneinheit $\sin\alpha$ gerade genügen soll, die Bewegungswiderstände des gestauten Wassers zu bewältigen, und da dieses vor dem Einbau des Wehres hinsichtlich des ungestauten Wassers ebenfalls der Fall war, denn dafür galt offenbar $\sin\alpha = \zeta \dfrac{p}{a\,b} \dfrac{v^2}{2\,g}$, so folgt, daß die Verhältnisse des gestauten Wassers im Wesentlichen mit denen des ungestauten übereinstimmen müssen, was nur in großer Entfernung oberhalb des Wehres annähernd möglich sein wird.

Setzt man andererseits in der Gleichung (5) den Zähler gleich Null, also

$$1 = \frac{2}{a_u}\frac{v_u^2}{2g} \text{ oder } \frac{v_u^2}{2g} = \frac{a_u}{2},$$

d. h. nimmt man an, daß die Geschwindigkeitshöhe gleich der halben Wassertiefe ist, so erkennt man leicht, daß dieser Zustand einen Grenzfall bildet

Fig. 125.

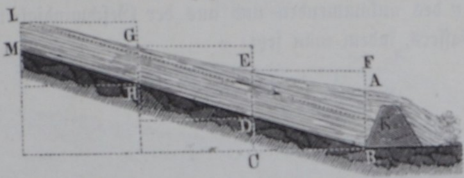
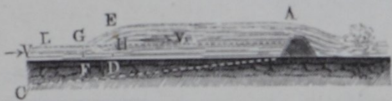


Fig. 126.



zwischen den beiden durch Fig. 125 und 126 dargestellten Anschlüssen des Wassers oberhalb des Wehres, welche beiden Fälle sich dadurch unterscheiden, daß in Fig. 125 der Wasserspiegel eine hohle Fläche $AEGL$, in Fig. 126 dagegen eine erhabene Fläche AEG bildet. Dies erkennt man am einfachsten aus der Gleichung (6):

$$a_u - a_o = \frac{\sin\alpha - \zeta\,\frac{p}{a_u b}\,\frac{v_u^2}{2g}}{1 - \frac{2}{a_u}\,\frac{v_u^2}{2g}}\, l \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

Hiernach wird, vorausgesetzt, daß der Zähler positiv ist, die Differenz der Wassertiefen $a_u - a_o$ mit dem Nenner zugleich positiv oder negativ, also die Wassertiefe nimmt nach oben hin ab, Fig. 125, wenn $\frac{v_u^2}{2g} < \frac{a_u}{2}$ ist, dagegen nimmt sie bis zu einem gewissen Punkte zu, wenn $\frac{v_u^2}{2g} > \frac{a_u}{2}$ ist. In diesem letzteren Falle entsteht im Wasserspiegel, Fig. 126, bei EG ein Sprung oder eine sogenannte Wasserschwelle.

Wie schon erwähnt, wurde vorausgesetzt, daß der Zähler in (6) positiv sei, d. h. daß $\sin\alpha > \zeta\,\frac{p}{a_u b}\,\frac{v_u^2}{2g}$ ist. Setzt man hierin $\frac{v_u^2}{2g} = \frac{a_u}{2}$ und annähernd $p = b$, so erhält man die Bedingung, unter welcher ein Sprung oder eine Wasserschwelle zu erwarten ist: $\sin\alpha > {}^1/_2\,\zeta$, d. h. der Abhang muß größer sein, als der halbe Reibungscoefficient. Setzt man durchschnittlich $\zeta = 0{,}008$, so muß $\sin\alpha > 0{,}004$, d. h. das relative Gefälle größer als $\frac{1}{250}$ sein. In der Regel haben die Flüsse und Canäle ein kleineres relatives Gefälle, daher kommt auch bei ihnen die gedachte Wasserschwelle nicht leicht vor.

Die Höhe $EH = x$ des Sprunges, Fig. 126, ergiebt sich aus der Geschwindigkeit v des ankommenden und aus der Geschwindigkeit v_1 des fortfließenden Wassers, indem man setzt:

$$x = \frac{v^2 - v_1^2}{2g},$$

oder da $av = (a + x)\, v_1$, also

$$v_1 = \frac{a}{a + x}\, v$$

ist,

$$x = \left[1 - \left(\frac{a}{a + x}\right)^2\right] \frac{v^2}{2g},$$

woraus

$$x = \frac{v^2}{4g} - a + \sqrt{\frac{v^2}{2g}\left(a + \frac{v^2}{8g}\right)}$$

folgt.

Hiernach fällt dem Vorhergehenden gemäß, für $\frac{v^2}{2g} = \frac{a}{2}$

$$x = -\,{}^3/_4\, a + {}^3/_4\, a = 0$$

aus, dagegen ist für $\frac{v^2}{2g} = a$,

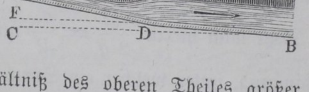
$$x = -\frac{a}{2} + \frac{a}{2}\sqrt{5} = 0{,}618\, a,$$

für $\frac{v^2}{2g} = 2a$,

$$x = a\sqrt{3} = 1{,}732\, a \text{ u. s. w.}$$

Anmerkung. Die eben behandelte Wasserschwelle beobachtete zuerst Bidone in einem nur 0,3 m breiten Gerinne mit dem mittleren Neigungsverhältnisse $\alpha = 0{,}033$. Es bildet sich dieselbe aber nicht allein beim aufgestauten Wasser, sondern auch in dem Falle, wenn, wie Fig. 127 vor Augen führt, die Neigung des Gerinnes oder Flußbettes sich ändert, wie der Verfasser oft Gelegenheit gehabt hat, zu beobachten. Ist das Neigungsverhältniß des oberen Theiles größer als $\frac{1}{2}\zeta$ und das Neigungsverhältniß des unteren kleiner, so bildet sich an dem Wechsel oder der Uebergangsstelle stets ein

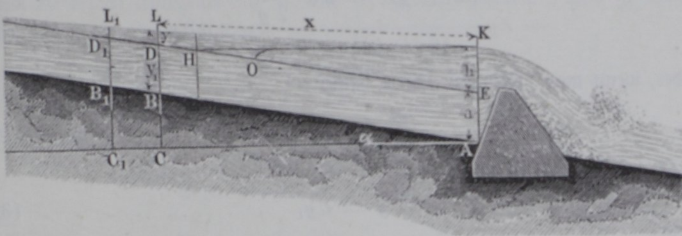
Fig. 127.



Sprung, in welchem die der größeren Neigung entsprechende kleinere Wassertiefe in die der kleineren Neigung entsprechende größere Wassertiefe übergeht.

Staucurve. Die Gleichung der Staucurve, welche von dem verticalen Längenschnitte der gestauten Wasseroberfläche gebildet wird, läßt sich wie folgt ermitteln. Es bezeichne a die Tiefe $AE = BD$, Fig. 128, des freifließenden Wassers, dessen mittlere Geschwindigkeit vor der Aufstauung §. 41.

Fig. 128.



gleich c sein möge. Es sei ferner $h = EK$ die Stauhöhe des Flusses unmittelbar am Wehre und $y = DL$ diese Stauhöhe in einem Abstande $ED = x$ oberhalb vom Wehre, α bezeichne wieder das relative Gefälle oder den Neigungswinkel BAC des Flußbettes, bezw. der ungestauten Wasserfläche gegen den Horizont, und unter ∂x sei eine kleine Länge DD_1 verstanden, ebenso soll das Wachsthum (negatives) der Stauhöhe von D bis D_1 $DL - D_1 L_1 = a_u - a_o$ mit $-\partial y$ bezeichnet werden. Mit Rücksicht hierauf hat man offenbar in der Grundgleichung (6) des §. 39:

$$a_u - a_o = \frac{\sin\alpha - \zeta \dfrac{p}{a_u b} \dfrac{v_u^2}{2g}}{1 - \dfrac{2}{a_u} \dfrac{v_u^2}{2g}} l,$$

wenn man dieselbe auf die kleine Strecke DD_1 anwendet, für a_u den Werth $a + y$, für die Geschwindigkeit v_u den Werth $\dfrac{a}{a+y} c$, für $a_u - a_o$ den Werth $-\partial y$ und für l denjenigen ∂x einzuführen, so daß man, wenn noch $p = b$ gesetzt wird, die Differentialgleichung:

$$-\partial y = \frac{\sin\alpha - \zeta \dfrac{a^2}{(a+y)^3} \dfrac{c^2}{2g}}{1 - \dfrac{2a^2}{(a+y)^3} \dfrac{c^2}{2g}} \partial x \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

erhält. Da vor dem Einbauen des Wehres der Bewegungszustand des ungestauten Wassers durch die Gleichung:

$$sin\,\alpha = \alpha = \xi\,\frac{1}{a}\,\frac{c^2}{2\,g}$$

gekennzeichnet ist, so hat man

$$\xi\,\frac{c^2}{2\,g} = a\,\alpha,$$

und erhält mit diesem Werthe aus (1):

$$-\,\partial y\,\frac{(a+y)^3 - 2\,a^2\,\dfrac{c^2}{2\,g}}{(a+y)^3 - a^3} = \alpha\,\partial x,$$

oder, wenn man hierin der Kürze halber

$$\frac{c^2}{2\,g} = k \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

und $a + y = y_1$, also

$$\partial y = \partial y_1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

setzt:

$$\alpha\,\partial x = -\,\frac{y_1^3 - 2\,a^2 k}{y_1^3 - a^3}\,\partial y_1 \quad \ldots\ldots \quad (4)$$

Durch Integration erhält man hieraus

$$\alpha x = -\,y_1 - a^2(a - 2k)\int\frac{\partial y_1}{y_1^3 - a^3} = -\,y_1 + (a - 2k)\int\frac{\partial\,\dfrac{y_1}{a}}{1 - \left(\dfrac{y_1}{a}\right)^3}$$

$$= -\,y_1 + (a - 2k)\int\frac{\partial z}{1 - z^3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

wenn

$$z = \frac{y_1}{a} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

gesetzt wird.

Um das Integral $\int\frac{\partial z}{1 - z^3}$ zu bestimmen, setze man

$$\frac{1}{1 - z^3} = \frac{1}{(1 - z)\,(1 + z + z^2)} = \frac{A}{1 - z} + \frac{B + Cz}{1 + z + z^2} \quad (7)$$

wobei A, B und C sich bestimmen aus

$$1 = A\,(1 + z + z^2) + (B + Cz)\,(1 - z)$$

oder

$$0 = A + B - 1 + (A - B + C)\,z + (A - C)\,z^2.$$

Diese Gleichung ist nur erfüllbar für $A + B = 1$, $A + C = B$ und $A = C$, d. h. es ist $A = C = \frac{1}{3}$ und $B = \frac{2}{3}$.

Mit diesen Werthen schreibt sich daher (7):

$$\frac{1}{1-z^3} = \frac{1}{3}\left(\frac{1}{1-z} + \frac{2+z}{1+z+z^2}\right)$$

und man hat demnach:

$$\int \frac{\partial z}{1-z^3} = \frac{1}{3}\int\frac{\partial z}{1-z} + \frac{1}{3}\int\frac{2+z}{1+z+z^2}\,\partial z = W + U \quad (8)$$

wenn die beiden Integrale mit W und U bezeichnet werden. Nun ist nach einer bekannten Integralformel

$$\int\frac{\partial z}{1-z} = -\int\frac{\partial\,(1-z)}{1-z} = -\ log\ nat\ (1-z),$$

so daß man also

$$W = \frac{1}{3}\int\frac{\partial z}{1-z} = -\frac{1}{3}\ log\ nat\ (1-z) \quad . \quad . \quad (9)$$

hat.

Um auch U zu bestimmen, schreibe man:

$$1+z+z^2 = \frac{3}{4} + \left(\frac{1}{2}+z\right)^2 = \frac{3}{4}\left[1 + \frac{4}{3}\left(\frac{1}{2}+z\right)^2\right] = \frac{3}{4}(1+u^2),$$

indem man

$$u = \sqrt{\frac{4}{3}}\left(\frac{1}{2}+z\right) = \frac{1+2z}{\sqrt{3}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

also

$$z = \frac{u\sqrt{3}-1}{2} \text{ und } \partial z = \frac{\sqrt{3}}{2}\,\partial u$$

setzt. Hiermit erhält man also für das zweite Integral

$$\int\frac{2+z}{1+z+z^2}\,\partial z = \int\frac{2+\frac{u\sqrt{3}}{2}-\frac{1}{2}}{\frac{3}{4}(1+u^2)}\cdot\frac{\sqrt{3}}{2}\,\partial u$$

$$= \int\frac{u}{1+u^2}\,\partial u + \sqrt{3}\int\frac{\partial u}{1+u^2}$$

$$= \frac{1}{2}\ log\ nat\ (1+u^2) + \sqrt{3}\ arc\ tg\, u\,. \quad (11)$$

Folglich findet man

$$U = \frac{1}{3}\int\frac{2+z}{1+z+z^2}\,\partial z = \frac{1}{6}\ log\, nat\ (1+u^2) + \frac{\sqrt{3}}{3}\ arc\, tg\, u \quad (12)$$

Die Gleichung (5) ergiebt daher nach Einführung des Werthes $\frac{1+2z}{\sqrt{3}}$ für u aus (10)

$$\alpha x = -y_1 + \frac{a-2k}{3}\Big[-\log nat(1-z) + \frac{1}{2}\log nat\Big(1+\frac{(1+2z)^2}{3}\Big)$$
$$+\sqrt{3}\, arc\, tg\frac{1+2z}{\sqrt{3}}\Big] + Const.$$
$$= -y_1 + \frac{a-2k}{3}\Big[\frac{1}{2}\log nat\frac{4}{3}\frac{1+z+z^2}{(1-z)^2}$$
$$+\sqrt{3}\, arc\, tg\frac{1+2z}{\sqrt{3}}\Big] + Const.$$

Setzt man hierin nach (6) und (3)

$$\frac{1+z+z^2}{(1-z)^2} = 1 + \frac{3z}{(1-z)^2} = 1 + \frac{3ay_1}{(a-y_1)^2} = 1 + 3a\frac{a+y}{y^2},$$

und

$$\frac{1+2z}{\sqrt{3}} = \frac{a+2y_1}{a\sqrt{3}} = \frac{3a+2y}{a\sqrt{3}},$$

so erhält man auch:

$$\alpha x = -y + \frac{a-2k}{3}\Big[\frac{1}{2}\log nat\frac{4}{3}\Big(1+3a\frac{a+y}{y^2}\Big)$$
$$+\sqrt{3}\, arc\, tg\frac{3a+2y}{a\sqrt{3}}\Big] + Const \quad . \quad . \quad . \quad (13)$$

Die Constante ergiebt sich mit Rücksicht darauf, daß für $x = 0$, $y = h$ sein muß, unter h die Stauhöhe verstanden, daher folgt

$$o = -h + \frac{a-2k}{3}\Big[\frac{1}{2}\log nat\frac{4}{3}\Big(1+3a\frac{a+h}{h^2}\Big)$$
$$+\sqrt{3}\, arc\, tg\frac{3a+2h}{a\sqrt{3}}\Big] + Const. \quad . \quad . \quad . \quad (14)$$

und durch Verbindung von (13) und (14) erhält man schließlich:

$$\alpha x = h - y + \frac{a-2k}{3}\Big[\frac{1}{2}\log nat\frac{y^2+3a(a+y)}{h^2+3a(a+h)}\frac{h^2}{y^2}$$
$$+\sqrt{3}\Big(arc\, tg\frac{3a+2y}{a\sqrt{3}} - arc\, tg\frac{3a+2h}{a\sqrt{3}}\Big)\Big] \quad . \quad . \quad . \quad (15)$$

Mit Hülfe dieser Formel läßt sich die Entfernung x derjenigen Stelle des Flusses vom Wehre finden, für welche die Aufstauung den Werth y hat.

Für einen kleinen Werth von h und einen sehr kleinen Werth von y in Hinsicht auf a, ist einfach

$$\alpha x = h + \frac{a-2k}{3}.\log nat\frac{h}{y} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15^a)$$

zu setzen. Ist $a = 2k = 2\,\frac{c^2}{2g}$, so fällt $\alpha x = h - y$ aus, und es wird die Staucurve von einer horizontalen Linie HK gebildet. Ist $a < 2k$, so fällt αx kleiner als $h - y$, also y auch kleiner als $h - \alpha x$ aus, und man hat es dann mit der von Bidone zuerst beobachteten Wasserschwelle OK zu thun.

Beispiel. In dem Beispiele zu §. 39 war $a = 1{,}2$ m, $h = 1$ m, $c = 1{,}111$ m, also $k = \frac{c^2}{2g} = 0{,}063$ m und $\alpha = 0{,}000437$ ermittelt. Die Entfernung x des Punktes, in welchem die Stauhöhe noch $y = 0{,}2$ m beträgt, bestimmt sich, wie folgt. Es ist

$$log\ nat\ \frac{0{,}04 + 3\,.\,1{,}2\,.\,1{,}4}{1 + 3\,.\,1{,}2\,.\,2{,}2}\,\frac{1}{0{,}04} = log\ nat\ \frac{5{,}08}{0{,}3568} = 2{,}65589;$$

ferner

$$\frac{3\,.\,1{,}2 + 2\,.\,0{,}2}{1{,}2\sqrt{3}} = tg\ 62^0\ 32{,}5'$$

$$\frac{3\,.\,1{,}2 + 2\,.\,1}{1{,}2\sqrt{3}} = tg\ 69^0\ 38',$$

daher hat man

$$arc\ 62^0 32{,}5 - arc\ 69^0\ 38' = -\,arc\ 7^0\ 5{,}5' = -\,2\,.\,3{,}1415 \cdot \frac{7{,}0917}{360} = -\,0{,}12376$$

und man erhält nach (15) die gesuchte Entfernung zu

$$x = \frac{1 - 0{,}2 + \frac{1{,}2 - 2\,.\,0{,}063}{3}\left(\frac{1}{2}\,2{,}65589 - \sqrt{3}\,.\,0{,}12376\right)}{0{,}000437}$$

$$= \frac{0{,}8 + 0{,}358\,.\,1{,}1136}{0{,}000437} = \frac{1{,}198668}{0{,}000437} = 2743 \text{ m.}$$

In §. 39 fand sich diese Länge zu 2805 m, also nur um etwa 2,2 Procent verschieden.

Anmerkung 1. Die Wassermenge, welche vor dem Wehre aufgestaut ist, läßt sich setzen:

$$V = \int b\,y\,dx;$$

nun ist aber annähernd

$$\alpha x = h - y + \frac{a - 2k}{3}\,log\ nat\ \frac{h}{y}$$

und hiernach

$$\alpha dx = -\,dy - \frac{a - 2k}{3}\,\frac{dy}{y},$$

daher folgt

$$V = -\frac{b}{\alpha}\int\left(y\,dy + \frac{a - 2k}{3}\,dy\right) = -\frac{b}{\alpha}\left(\frac{y^2}{2} + \frac{a - 2k}{3}\,y\right) + Const.$$

Da für $y = h$, $V = o$ ist, so folgt

$$V = \frac{b}{\alpha}\left(\frac{h^2 - y^2}{2} + \frac{(a - 2k)}{3}(h - y)\right) = \frac{b(h-y)}{\alpha}\left(\frac{h+y}{2} + \frac{a-2k}{3}\right);$$

und für $y = o$,

$$V = \frac{bh}{\alpha}\left(\frac{h}{2} + \frac{a - 2k}{3}\right).$$

Fließt dieses Wasserquantum in der Zeit t zu, so hat man auch $V = abct$, und daher

$$t = \frac{h}{\alpha ac}\left(\frac{h}{2} + \frac{a - 2k}{3}\right).$$

Für $a = 2k$ fällt

$$V = \frac{bh^2}{2\alpha} \text{ und } t = \frac{h^2}{2\alpha ac}$$

aus.

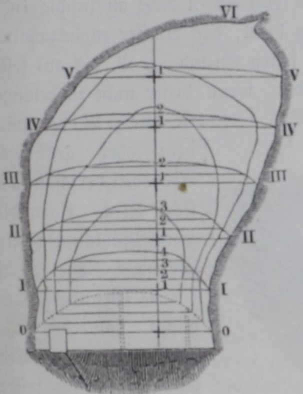
Anmerkung 2. Vorstehende Formel hat der Verfasser schon im Artikel „Bewegung des Wassers“ in der allgemeinen Maschinenencyklopädie, Bd. II, 1844 veröffentlicht. Wenn man in derselben das Glied $2k = \frac{c^2}{g}$ vernachlässigt, so erhält man eine Formel, welche Herr Heinemann in Berlin in Erbkam's Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1855 (s. auch polyt. Centralblatt, 1855) die Hagen'sche nennt. Dasselbe gilt auch von der Formel, welche Herr Gödecker in Band VII der Zeitschrift des Architecten- und Ingenieurvereins für das Königreich Hannover mittheilt. Diese Formeln geben natürlich über die Entstehung der Wasserschwelle gar keine Auskunft.

Sehr ausführlich wird die Staucurve behandelt im zweiten Theile des Cours de Mécanique appliquée par Bresse, Paris 1860. Nächstdem auch in Rühlmann's Hydromechanik, Leipzig 1857. Ueber Saint-Guilhem's empirische Formel zur Berechnung der Stauweite siehe Annales des ponts et chauss. 1838, und über Dupuit's Formel dessen Etudes théoretiques et pratiques sur le mouvement des eaux courantes.

§. 42. **Teiche.** In wasserarmen Gegenden und an Orten, wo große Maschinenkräfte in Anspruch genommen werden, wie z. B. in Bergwerksrevieren, ist die Anlegung von Teichen, d. i. von großen Wasserbehältern, die sich zur Zeit des Wasserüberflusses von selbst füllen, und bei eintretendem Wassermangel geleert werden können, von der größten Wichtigkeit. Man legt in der Regel Teiche in Schluchten und Thälern an, um nicht allein das Fluth- und Regenwasser, sondern auch die in diesen Vertiefungen fließenden Quellen und Bäche aufnehmen zu können. Dann läßt sich auch die künstliche Umschließung des Teichraumes durch einen einzigen Damm bewirken, den man quer über das Thal von einem Gehänge bis zum anderen führt, indem die ansteigende Thalsohle und die beiden Thalgehänge die übrige Umfassung des Teiches abgeben. Ein Teich ist um so vortheilhafter, je kleiner die Oberfläche und je kürzer der Damm desselben bei bestimmtem Fassungsraume ist. Es ist daher für den Teichraum diejenige Stelle im Thale auszusuchen, wo die Gehänge verhältnißmäßig steil sind und für den Damm der Ort, wo das

Thal möglichst eng ist. Nur in weiten Thälern hat man die Teiche zuweilen mit zwei Dämmen, oder mit einem Hauptdamme und zwei Flügeldämmen zu umschließen. Localverhältnisse bestimmen zwar in der Regel den Ort für eine Teichanlage, jedoch ist zu berücksichtigen, daß tieferliegenden Teichen ein größeres Sammelrevier, und daher auch ein größerer Wasserzufluß zukommt, dieselben aber auch weniger Gefälle für die Maschinen übrig lassen, daß dagegen hochliegenden Teichen weniger Wasser zufließt, sie dafür aber mehr Gefälle gewähren. Derjenige Teich ist in dieser Beziehung der vollkommenste, bei welchem das Product aus dem Wasserzufluß und dem Gefälle zwischen dem Teiche und der tiefer unten im Thale stehenden Maschinenanlage ein Maximum ist. Uebrigens kann man durch Anlegung von Gräben und Röschen das Sammelrevier eines Teiches erweitern. Noch hat man bei einer Teichanlage auf die Beschaffenheit des Teichgrundes Rücksicht zu nehmen, und dabei einen solchen Boden zu vermeiden, welcher das Wasser nicht hält, z. B. zerklüftetes Gestein, Kalkschlotten, Flug- und Triebsand, tiefen Sumpf, Morast u. s. w. Durch Aussetzen mit Lehm und Rasen oder Ausrammen mit einem Gemenge aus feinem Sande und gutem Thon kann man oft die Wasserdichtigkeit eines Teichgrundes hervorbringen. Sind die Gehänge nicht wasserdicht oder leisten sie dem Wasser nicht hinreichenden Widerstand, so muß man sie durch Thon- oder Rasenschichten, Mauern u. s. w. schützen.

Fig. 129.



Der Werth eines Teiches hängt noch vorzüglich von dem Flächen- und Fassungsraume desselben ab. Um Beides zu finden, ist eine besondere Aufnahme nöthig. Hierzu gehört aber, daß man mit Hülfe eines Meßtisches die Endpunkte I, II, III u. s. w., Fig. 129, von im Teichspiegel anzunehmenden Parallelen abschneidet, und nun mit einer Stange und mit Hülfe eines Nivellirinstrumentes mehrere Tiefen in durch diese Parallelen zu legenden Querprofilen abmißt. Durch jene Endpunkte bestimmen sich die Parallelen und durch diese Tiefen die entsprechenden Querprofile selbst, und hieraus lassen sich die in Frage stehenden Räume berechnen. Sind b_0, b_1, b_2 . . . b_n die n Breiten 0 — 0, I — I, II — II u. s. w., und ist der Abstand zwischen je zwei Parallelen $= a$, so hat man die Oberfläche des Teiches:

$$G = [b_0 + b_n + 4(b_1 + b_3 + \cdots + b_{n-1}) + 2(b_2 + b_4 + \cdots + b_{n-2})] \frac{a}{3}.$$

Sind ebenso F_0, F_1, F_2 u. s. w. die den Breiten b_0, b_1, b_2 u. s. w. entsprechenden Querprofile, so hat man das Teichvolumen:

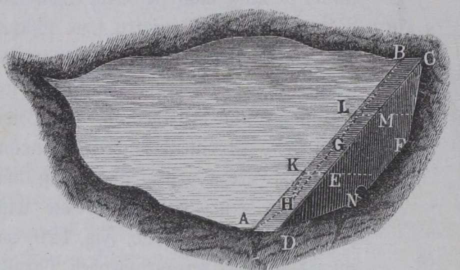
$$V = [F_0 + F_n + 4(F_1 + F_3 + \cdots + F_{n-1}) + 2(F_2 + F_4 + \cdots + F_{n-2})] \frac{a}{3}.$$

Uebrigens lassen sich auch mit Hülfe dieser Regeln die jeder Wassertiefe entsprechenden Fassungsräume berechnen, indem man sich den ganzen Teich durch Horizontalebenen in Schichten zerlegt denkt.

Anmerkung. Von der Aufnahme und Berechnung der Teiche handelt speciell der „Ingenieur", sowie die neue Markscheidekunst des Verfassers; einen besonderen Aufsatz hierüber findet man aber in der gleichbenannten Zeitschrift „Der Ingenieur", Heft I, 1846, Freiberg &c.

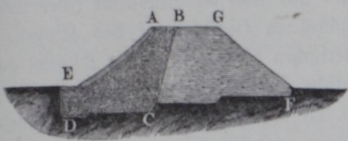
§. 43. **Teichdämme.** Die Teichdämme führt man in der Regel aus Erde, seltener aus Steinen auf. Man versieht sie mit einer dicken Lehmbrust, um das Eindringen des Wassers zu verhindern, und bekleidet diese wohl noch mit einer Mauer, der sogenannten Terrassenmauer, um die nachtheiligen Wirkungen des Wellenschlages auf den Damm zu schwächen. Außerdem erhält der Teichdamm noch einen mit Lehm oder Rasen dicht auszuschlagenden Grundgraben, welcher vorzüglich dazu dient, das Wasser zurückzuhalten. Man geht mit diesem Graben bis auf festen Grund, z. B. bis auf festes Gestein oder dichten Lehmboden herab, oder, wenn dieser nicht zu erlangen ist, wie z. B. bei sandigem oder grandigem Erdboden, verschafft man sich durch einzuschlagende Pfähle einen festen Grund. Die Tiefe eines Grundgrabens hängt von der Beschaffenheit des Erdbodens ab, bei festem und dichtem Gestein reichen oft 2 m Tiefe hin, wogegen man bei zerissenem oder lockerem Boden 6 m und mehr Tiefe nöthig haben kann. Nachtheilig können zumal Klüfte, Gesteinschichtungen und Steinscheidungen werden, indem sie das Wasser unter oder neben dem Damme durchlassen. Um dieses zu verhindern, hat man den Grundgraben sehr tief auszuheben, und ihn an den Gehängen weit hinauszuführen. Die Hauptform eines Teichdammes stimmt mit dem in Fig. 130 abgebildeten Körper von trapezoidalem Querschnitt $HKEN$ oder $GLMF$ überein. Die obere Fläche AC ist die Dammkappe, die dem Wasser zugekehrte Seite $ABGH$ die Brust und die gegenüberliegende

Fig. 130.



Seite der Rücken; es ist ferner KMN das Mittelstück, sowie ANH der eine und BMC der andere Dammflügel. Was die Dimensionen des Dammes betrifft, so macht man die obere Dammbreite $AD = BC$ nicht unter 3 m, und wenn ein Weg über sie gelegt ist, nicht unter 6 m, es ist aber auch Regel, diese Breite mindestens der Dammhöhe gleich zu machen. Giebt man nun der Brust und dem Rücken 45° Böschung, so fällt die untere Dammbreite dreimal so groß aus als die Dammhöhe oder obere Dammbreite. Manchen Dämmen giebt man aber 30 bis 40° Böschung, weshalb bei ihnen ein noch größeres Verhältniß der unteren Breite zur Höhe sich herausstellt. Die Dammhöhe ist sehr verschieden; man hat im hiesigen Bergreviere 5 bis 12 m hohe Dämme. Wegen des Wellenschlages ist es nothwendig, die Dämme 0,6 bis 1 m höher zu machen als der Wasserspiegel zu stehen kommt. In Fig. 131 ist das Querprofil eines Teichdammes abgebildet. $ABCE$ ist die bis auf festen Grund herabgehende festgestampfte Lehmbrust, sowie $BGFC$ der aus Schutt bestehende Hinterdamm, und AE die oben 0,6 m und unten 1,2 m dicke und ausgebauchte Terassenmauer.

Fig. 131.



Anmerkung 1. Bezeichnet l die obere und l_1 die untere Länge, b die obere und b_1 die untere Breite, sowie h die Höhe eines Teichdammes, wie Fig. 130, so ist das Volumen desselben:

$$V = [lb_1 + l_1 b + 2(lb + l_1 b_1)] \frac{h}{6} \text{ (s. Thl. I).}$$

Bei Anwendung dieser Formel zur Berechnung der Dammmasse ist zu berücksichtigen, daß die festgestampfte Erde noch nicht ganz die Hälfte des Volumens der lockeren Erde einnimmt.

In England, Frankreich Belgien ꝛc. hat man zur Beschaffung des Wassers für Wasserleitungen sehr bedeutende Teiche durch Ausführung mächtiger Staudämme oder Thalsperren hergestellt. Eine der großartigsten neueren Anlagen dieser Art ist die zur Versorgung der Stadt Verviers ausgeführte Thalsperre der Gileppe, welche durch einen aus bestem Mauerwerk in Cementmörtel ausgeführten Damm von 47 m Höhe, 15 m oberer Breite, 1100 m oberer Länge besteht, dessen Brust unter $^1/_1$ und dessen Rücken unter $^1/_4$ gegen den Horizont geböscht ist. Der hierdurch gebildete See bedeckt eine Grundfläche von 80 Hectaren und 5 Aren, und enthält bei einer Wasserstandshöhe von 2 m unter der Dammkrone circa 12 Millionen Cubikmeter Wasser *).

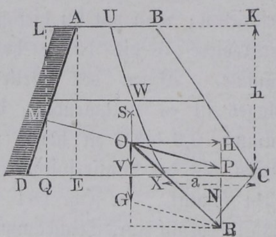
Einer der größten Teiche im Freiberger Bergreviere ist der untere Großhartmannsdorfer Teich. Derselbe hat einen Flächenraum von 600 000 qm und

*) S. u. A.: Le Barrage de la Gileppe, par Bodson, Detienne & Leclercq. Paris 1877.

einen Fassungsraum von 1377000 cbm, vermöge dessen er im Stande ist, ohne allen Zufluß über 60 Wochen lang ein Rad mit 100 Cubikfuß (2,27 cbm) pro Minute zu speisen. Der Damm dieses Teiches ist 723 m lang, oben 17, unten 46,5 m breit und 8,35 m hoch, doch beträgt die höchste Anstauung nur 7,53 m.

§. 44. **Stabilität der Teichdämme.** Die Teichdämme sind dem Drucke und zuweilen sogar dem Stoße des Wassers ausgesetzt, es ist daher nöthig, ihnen hinreichende Dimensionen zu ertheilen, damit sie durch ihr Gewicht diesen Wirkungen widerstehen und weder umgestürzt noch fortgeschoben werden. Die Verhältnisse des Fortschiebens haben wir schon früher (Thl. I) kennen gelernt; es bleibt daher nur noch die Stabilität eines Teichdammes in Hinsicht auf das Kippen zu untersuchen übrig, in welcher Hinsicht ganz ähnliche Betrachtungen gelten, wie sie in Thl. II, 1 über die Stabilität von Futtermauern angeführt worden sind. Das Wasser übt gegen die Brustfläche AD eines Teichdammes $ABCD$, Fig. 132, einen Normaldruck $OP = P$ aus, dessen Angriffspunkt M um LM oder $^2/_3$ der Tiefe $CK = h$ vom Wasserspiegel absteht (Thl. I). Für ein Dammstück von der Länge $= 1$ ist dieser Druck

Fig. 132.



$$P = AD.1.\gamma\,\frac{h}{2}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

wenn γ die Dichtigkeit des Wassers bezeichnet. Der horizontale Componente dieses Druckes ist

$$H = h.1.\gamma\,\frac{h}{2} = {}^1/_2\,h^2\gamma, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

und der verticale Component, wenn m die relative, also mh die absolute Böschung DE der Brustfläche bezeichnet,

$$V = mh.1.\gamma\,\frac{h}{2} = {}^1/_2\,mh^2\gamma \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Das im Schwerpunkte S des trapezoidalen Querschnittes $ABCD$ angreifende Gewicht des Dammstückes von der Länge $= 1$ ist, wenn γ_1 die Dichtigkeit der Dammmasse, b die Kappenbreite AB und n die relative, also nh die absolute Hinterböschung BK bezeichnet:

$$G = \left(b + \frac{m+n}{2}\,h\right) h\gamma_1 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

Aus P und G oder H, V und G entspringt aber eine Mittelkraft $OR = R$, deren statisches Moment $CN.R$ in Hinsicht auf die Hinter=

kante C des Dammes die Stabilität desselben ausdrückt. Denken wir uns P, und also auch H und V in M angreifend, so erhalten wir das statische Moment von P gleich dem statischen Moment von H vermindert um dasjenige von V:

$$M_1 = \frac{1}{2} h^2 \gamma . MQ - \frac{1}{2} m h^2 \gamma . CQ = \frac{1}{2} h^2 \gamma (MQ - m . CQ)$$
$$= \frac{1}{2} h^2 \gamma [\frac{1}{3} h - m(nh + b + \frac{2}{3} mh)] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

Nun ist aber das in entgegengesetzter Richtung wirkende statische Moment von G:

$$M_2 = \frac{1}{2} n h^2 \gamma_1 . \frac{2}{3} nh + bh\gamma_1 \left(nh + \frac{b}{2}\right) + \frac{1}{2} mh^2 \gamma_1 (nh + b + \frac{1}{3} mh)$$
$$= h\gamma_1 (\frac{1}{3} n^2 h^2 + nbh + \frac{1}{2} b^2 + \frac{1}{2} mnh^2 + \frac{1}{2} mbh + \frac{1}{6} m^2 h^2)$$
$$= h\gamma_1 \left(\frac{m^2 + 2n^2 + 3mn}{3} \frac{h^2}{2} + \frac{2n + m}{2} bh + \frac{1}{2} b^2\right) . \quad . \quad (6)$$

es folgt daher das Stabilitätsmoment des Teichdammes:

$$S = M_2 - M_1 = \left(\frac{m^2 + 2n^2 + 3mn}{3} \frac{h^2}{2} + \frac{2n + m}{2} bh + \frac{1}{2} b^2\right) h\gamma_1$$
$$- [\frac{1}{3} h - m(nh + b + \frac{2}{3} mh)] \frac{h^2}{2} \gamma \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (7)$$

Um auch den Punkt X anzugeben, in welchem die Stützlinie (s. Thl. II, 1) UWX die Sohle CD des Dammes durchschneidet, bestimmen wir die Entfernung CX dieses Punktes von der Kante C, indem wir in Hinsicht auf den Punkt C das Moment $R . CN$ der Mittelkraft R gleich dem Moment $(G + V) . CX$ ihres verticalen Componenten $G + V$ setzen.

Es ist hiernach

$$\frac{CX}{CN} = \frac{OR}{HR} = \frac{R}{G + V},$$

und daher

$$CX = a = \frac{CN . R}{G + V} = \frac{S}{G + V}$$
$$= \left(\frac{m^2 + 2n^2 + 3mn}{3} \frac{h^2}{2} + \frac{2n + m}{2} bh + \frac{1}{2} b^2\right) \gamma_1$$
$$+ \left(\frac{2m^2 - 1 + 3mn}{3} h + mb\right) \frac{h}{2} \gamma$$
$$: \left(\frac{m + n}{2} h + b\right) \gamma_1 + \frac{1}{2} mh\gamma \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

oder

$$a = \frac{[(m^2 + 2n^2 + 3mn)h^2 + (2n + m)\, 3bh + 3b^2]\gamma_1 + [(2m^2 - 1 + 3mn)h + 3mb]h\gamma}{3([(m + n)h + 2b]\gamma_1 + mh\gamma)} \quad . \quad (9)$$

Mit Hülfe dieser Formel kann man auch andere Punkte W u. s. w. in der Stützlinie finden, wenn man für h beliebige Dammhöhen einführt, also die Stabilität einzelner, durch Horizontalebenen begrenzter Dammstücke ins Auge faßt.

Für einen Damm ohne Böschung ist $m = n = o$, daher:

$$a = \frac{3 b^2 \gamma_1 - h^2 \gamma}{6 b \gamma_1} = {}^1/_2 b - \frac{h^2 \gamma}{6 b \gamma_1} \quad \ldots\ldots \quad (9^{a})$$

(vergl. Thl. II, 1).

Bei einem Damme mit 45° Böschung zu beiden Seiten ist $m = n = 1$, daher:

$$a = \frac{3\,(2 h^2 + 3 b h + b^2)\,\gamma_1 + (4 h + 3 b)\,h \gamma}{3\,[2 (b + h)\,\gamma_1 + h \gamma]} \quad \ldots \quad (9^{b})$$

ist nun noch $b = h$, so hat man:

$$a = \frac{18 \gamma_1 + 7 \gamma}{4 \gamma_1 + \gamma} \frac{h}{3} \quad \ldots\ldots \quad (9^{c})$$

nimmt man endlich $\gamma_1 = 2 \gamma$ an, so erhält man:

$$a = {}^{43}/_{27}\, h = {}^{43}/_{27}\, b,$$

oder, da dann die untere Dammbreite $b_1 = 3 b$, also $b = {}^1/_3 b_1$ ist,

$$a = {}^{43}/_{81}\, b_1.$$

Nach Vauban ist hinreichende Sicherheit vorhanden, wenn

$$a = {}^5/_9 \frac{b_1}{2} = {}^5/_{18}\, b_1$$

ausfällt; im letzten Falle wäre also eine übermäßige Sicherheit vorhanden. Am angemessensten für Teichdämme möchte es jedoch sein, mindestens $a = 0{,}4\, b_1$ zu machen, also die Stützlinie 4 Zehntel der unteren Breite von der Hinterfläche abweichen zu lassen.

Beispiel. Man soll die Stützlinie für einen Teichdamm angeben, dessen vordere Böschung $m = 1$, hintere Böschung $n = {}^1/_2$ und Dammkappenbreite $b = 4$ m ist, vorausgesetzt, das die Dammmasse das specifische Gewicht $= 2$ hat. Hier ist nach (9):

$$a = \frac{(3 h^2 + 24 h + 48)\,2 + (2{,}5 h + 12)\,h}{3\,[(1{,}5 h + 8)\,2 + h]} = \frac{192 + 120 h + 17 h^2}{24\,(4 + h)};$$

es stellt sich daher heraus für:

$$h = 0;\ a = 2\,\text{m};\ h = 2\,\text{m};\ a = \frac{500}{144} = 3{,}472\,\text{m};$$

$$h = 4\,\text{m};\ a = \frac{944}{192} = 4{,}916;\ h = 6\,\text{m};\ a = \frac{1524}{240} = 6{,}35\,\text{m u. s. w.}$$

Für eine sehr große Dammhöhe läßt sich

$$a = \frac{17 h}{24} \text{ und } b = {}^3/_2 h, \text{ also } \frac{a}{b} = {}^{17}/_{36}$$

setzen. Da $^{17}/_{36}$ schon größer als 0,4 ist, so würde dieser Damm selbst bei einer unendlichen Höhe sicher vor dem Kippen sein.

Anmerkung. Nach der Formel $b = \frac{3h - a}{2}$ in Thl. I ist, wenn man $a = mh$ setzt,

$$2b = (3 - m)\,h,$$

daher:

$$h = \frac{2b}{3 - m},$$

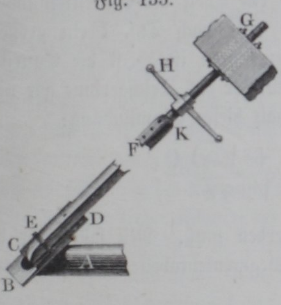
also im letzten Beispiele, wo $m = 1$ ist,

$$h = b = 4 \text{ m}$$

zu machen.

Ablassen der Teiche. Zum Ablassen des Wassers aus den Teichen §. 45.
dienen die Teichgerinne und die Fluther. Jene gehen durch den Teichdamm hindurch und dienen zum regelmäßigen Abzapfen, diese aber sind bloße Einschnitte im Damme und haben den Zweck, das im Uebermaß zufließende Wasser eines bereits gefüllten Teiches abzuleiten. Zuweilen hat ein Teich mehrere Teichgerinne und mehrere Fluther. Das tiefste oder im tiefsten Punkte des Teiches einmündende Gerinne wird in der Regel nur beim gänzlichen Ablassen und Fischen des Teiches geöffnet, und heißt deshalb das Schlämm- oder Fischgerinne; das höher liegende Gerinne hingegen endigt sich in dem Graben, durch welchen das Wasser auf die Maschinen geführt wird, und heißt deshalb das Mühl- oder Maschinengerinne. Bei tiefen Teichen ist es sehr zweckmäßig, zwei oder mehrere, in verschiedenen Höhen einmündende Maschinengerinne anzuwenden, und das Wasser, so lange es geht, immer durch das höhere Gerinne abzulassen, um so viel wie möglich Gefälle für die Maschinen übrig zu behalten. Auch kann man, um denselben Zweck zu erreichen, das durch das Teichgerinne abgeführte Wasser außerhalb des Teiches in einem hohen Behälter auffangen, und aus demselben durch mit Schiebern oder Schützen zu versehende Mündungen in das eine oder andere Aufschlaggerinne fließen lassen.

Fig. 133.



Die Teichgerinne sind entweder von Holz, Stein oder Eisen gefertigt; die letzten sind die besten. Man verwendet dazu gußeiserne Röhren von 0,3 bis 0,8 m Weite. Zum Reguliren des Abflusses dient der Zapfen oder Striegel. Die in neuerer Zeit in Anwendung gebrachten Striegel haben eine Einrichtung, wie sie Fig. 133 vor Augen führt. Es ist hier A der Kopf des Teichgerinnes mit der außen abgeschliffenen Kopfplatte B, CD ein innen abgeschliffener gußeiserner Schieber, EF die bis auf die Dammkappe hinaufführende Striegelstange oder

der Striegelschaft, E eine mit dem Schieber fest verbundene und über die Kopfplatte weggreifende Schiene, wodurch der Schieber gegen die Kopfplatte gedrückt wird; es ist ferner G ein starker Steg über der Teichkappe und innerhalb des Teichhäuschens, GK eine Schraubenspindel, welche durch eine in dem Stege festsitzende Mutter hindurchgeht, bei K durch ein Gewinde mit dem Zapfenschaft verbunden ist, und durch einen Schlüssel H in Umdrehung gesetzt werden kann. Man kann nun leicht ermessen, wie durch diese Umdrehung der Schieber mittelst seines Schaftes gehoben oder gesenkt, oder die Eintrittsöffnung in das Teichgerinne vergrößert oder verkleinert werden kann.

Das Teichgerinne muß einen Querschnitt erhalten, welcher selbst bei dem niedrigsten Wasserstande und bei vollständiger Eröffnung noch das erforderliche Wasserquantum hindurchläßt. Ist Q die pr. Secunde abzulassende Wassermenge, h die gegebene kleinste Druckhöhe, l die Länge, d die Weite des Teichgerinnes, ζ_0 der Widerstandscoefficient für den Eintritt und ζ der Reibungscoefficient für die Bewegung in dem Teichgerinne, so hat man nach Thl. I:

$$d = \sqrt[5]{\frac{(1 + \zeta_0)\, d + \zeta l}{2\, g h} \left(\frac{4\, Q}{\pi}\right)^2},$$

oder mit $\left(\frac{4}{\pi}\right)^2 = 1{,}6212$ und $\frac{1}{2\, g} = 0{,}051$:

$$d = 0{,}6075 \sqrt[5]{[(1 + \zeta_0)\, d + \zeta l]\, \frac{Q^2}{h}} \text{ Meter.}$$

Wenn man nun ζ_0 und ζ aus den Tabellen in Thl. I wählt, so läßt sich hiernach auf dem Wege der Näherung die gesuchte Gerinnweite berechnen. Bei höherem Wasserstande wird ein Theil der Eintrittsmündung durch den Schieber verschlossen, weshalb nun nach Thl. I ein größerer Widerstandscoefficient für den Eintritt einzuführen ist. Ist die Eintrittsöffnung sehr klein, so füllt endlich das Wasser das Teichgerinne gar nicht mehr aus, und es ist dann einfach der Inhalt dieser Einmündung:

$$F = \frac{Q}{\mu \sqrt{2\, g h}} = \frac{(1 + \sqrt{\zeta_0})\, Q}{\sqrt{2\, g h}},$$

wo ζ_0 ebenfalls aus Thl. I genommen werden muß. Mit Hülfe der bekannten im „Ingenieur" mitgetheilten Kreissegmententabelle läßt sich hieraus die Schieberstellung selbst finden.

Die Fluther oder Fluthbetten werden wegen der leichteren Ableitung des Wassers nahe an den Gehängen in den Damm eingeschnitten. Sie sind höchstens 1,5 m tief, 3, 6 und mehr Meter lang und erhalten, wie die

Wehre, ein steinernes Bett. Uebrigens rüstet man sie noch mit Schützen und Rechen aus.

Beispiele. 1. Welche Weite ist einem röhrenförmigen Teichgerinne von 40 m Länge zu ertheilen, welches bei 0,3 m Druckhöhe noch 0,4 cbm Wasser pro Secunde abführt? Führen wir den einer Dammneigung von 40° entsprechenden Coefficienten $\zeta_0 = 0{,}870$, und den einer Geschwindigkeit von 1,5 m entsprechenden Reibungscoefficienten $\zeta = 0{,}022$ ein, so erhalten wir die Formel:

$$d = 0{,}6075 \sqrt[5]{(1{,}870\, d + 0{,}88)\, \frac{0{,}4^2}{0{,}3}}.$$

Setzt man hierin annähernd $d = 0{,}6$ m, so erhält man

$$d = 0{,}6075 \sqrt[5]{(1{,}122 + 0{,}88)\, \frac{16}{30}} = 0{,}6075 \,.\, 1{,}013 = 0{,}616 \text{ m}.$$

2. Wie tief ist der Schieber zu stellen, damit das vorige Gerinne bei 5 m Druckhöhe ebenfalls nur 0,4 cbm Wasser liefert? Nehmen wir an, daß hier das Gerinne nicht vollfließt, so haben wir:

$$F = \frac{1 + \sqrt{\zeta_0}}{\sqrt{2gh}}\, Q = \frac{1 + \sqrt{0{,}87}}{4{,}429\sqrt{5}}\, 0{,}4 = 0{,}0780 \text{ qm}.$$

Dieser Querschnitt ist gleich $\dfrac{0{,}0780}{0{,}616^2 \,.\, 3{,}14 \,.\, \frac{1}{4}} = 0{,}2617$ des vollen Kreisinhalts und entspricht einer Bogenhöhe oder Schieberstellung:

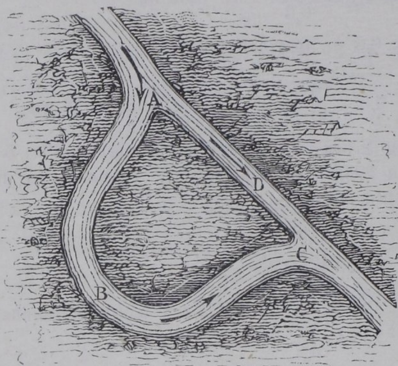
$$s = 0{,}223 \,.\, d = 0{,}223 \,.\, 0{,}616 = 0{,}137 \text{ m}.$$

Canäle. Man führt das Aufschlagwasser in Canälen, Gräben und Gerinnen aus den Weihern, Teichen und anderen Sammelapparaten nach den Punkten des Bedarfs, d. h. zu den Maschinen, welche es in Bewegung setzen soll. Es ist leicht zu erkennen, wie unter Umständen die bloße Anlage eines Canals genügt, um ohne irgend welche Stauanlage ein in einer Flußstrecke vorhandenes, und mehr oder minder gleichmäßig vertheiltes Gefälle an einer Stelle größtentheils zu concentriren. §. 46.

Es sei etwa ABC, Fig. 134, der Stromstrich einer Flußstrecke von der Länge l und dem relativen Gefälle α, so liegt das Niveau in A um die Größe $l\alpha$ über demjenigen in C. Wenn man nun zwischen A und C einen Canal ausführt, dessen Länge l_1 ist, und welcher einen solchen Querschnitt erhält, daß zur Ueberwindung der Bewegungshindernisse des Wassers darin nur ein relatives Gefälle α_1 erforderlich ist, so absorbirt dieser Canal nur ein Gefälle $l_1\alpha_1$ und man kann daher an irgend einer Stelle zwischen A und C den Gefällüberschuß $h = l\alpha - l_1\alpha_1$ zum Betriebe eines Wasserrades nutzbar machen (s. auch den folgenden Paragraphen). Das auf diese Weise an einer Stelle concentrirte Gefälle h wird um so größer ausfallen, je kürzer die Canalführung l_1 im Verhältniß zu der Flußstrecke l ist, also je mehr der Flußlauf Krümmungen und Windungen darbietet, und je geringer die Bewegungshindernisse in dem regelmäßig gebildeten Canalprofil im Vergleich mit dem unregelmäßigen Flußbette sind, in welchem letzteren die Widerstände in Folge unebenen Bodens und seichter oder verwachsener Stellen oft erhebliche sind.

Ganz besonders eignet sich aber die Anlage von Canälen behufs der Concentrirung des Gefälles bei den Wasserläufen mit großem relativen Gefälle, wie sie besonders in gebirgigem Terrain vorzukommen pflegen. Bei solchen oft nur wenig Wasser führenden Bächen ist die Concentrirung des meist bedeutenden Gefälles durch ein Wehr oder eine Stauanlage, wie sie vorstehend besprochen wurden, in vielen Fällen gar nicht ausführbar, insofern eine solche Anlage nicht nur mit ganz erheblichen Schwierigkeiten und Kosten der Ausführung, sondern auch meist mit der Inundirung eines großen oft werthvollen Thalgrundes verbunden sein würde.

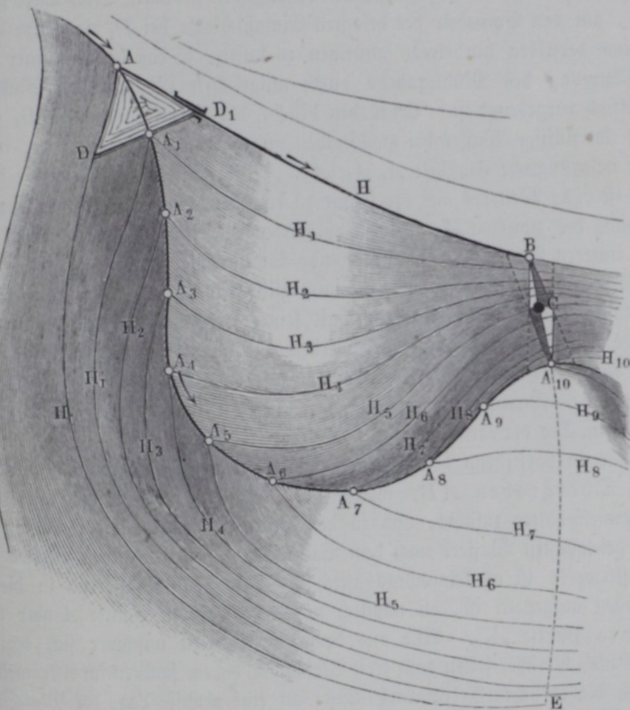
Fig. 134.



In welcher Weise die Anlage in solchen Fällen angeordnet werden kann, ist aus Fig. 135 ersichtlich. Es sei darin A, A_1, A_2 . . A_{10} die Strecke eines Wasserlaufes, dessen Gefälle zwischen A und A_{10} ausgenutzt werden soll. Wenn durch A, A_1, A_2 . . A_{10} eine beliebige Anzahl von Punkten des Wasserspiegels bezeichnet werden, deren auf einander folgende Höhenlagen um eine gewisse Größe (etwa 1 m) sich von einander unterscheiden, so denke man sich das Terrain durch Horizontalebenen geschnitten, welche durch diese Punkte geführt sind. Jede dieser Horizontalebenen schneidet das Terrain in einer gewissen Linie, der sogenannten Niveaulinie oder Horizontalen, und es mögen diese, durch Nivellirung ermittelten Horizontalen in der Figur durch die Curven H_1, H_2 . . . H_{10} dargestellt sein. Denkt man sich nun, von dem oberen Punkte A ausgehend, einen Graben ausgehoben, welcher der durch A gelegten Horizontalen H bis zu einem Punkte B folgt, welcher dem unteren Punkte A_{10} thunlichst nahe liegt, so steht das Wasser in B in derselben Höhe wie in A, und es ist ersichtlich, daß man das ganze Gefälle h zwischen A oder B und A_{10} leicht an einer beliebigen Stelle zwischen B und A_{10} concentrirt zur Bewegung einer

Maschine verwenden kann. Wollte man z. B. diese Maschine in B aufstellen, so hätte man nur nöthig den Untergraben zwischen B und A_{10} durch einen Einschnitt darzustellen, welcher von A_{10} nach B hin allmälig an Tiefe bis zu der ganzen Höhe h zunimmt. Andererseits würde die Aufstellung des Wasserrades in A_{10} erforderlich machen, daß man den Obergraben AB über B hinaus bis A_{10} verlängerte, sei es auf einer von B nach A_{10} angebrachten Dammschüttung oder durch einen Aquädukt bezw. ein Gerinne. Endlich würde die Aufstellung der Maschine zwischen B und A_{10}, etwa

Fig. 135.



in C, die Herstellung eines Einschnittes für den Untergraben zwischen A_{10} und C sowohl, wie diejenige einer Dammschüttung für den Obergraben zwischen B und C erforderlich machen, welche Anordnung sich etwa empfehlen wird, wenn es darauf ankommt, die zu bewegenden Erdmassen dadurch auf den thunlich kleinsten Betrag herabzuziehen, daß man den Auftrag gleich dem Abtrage macht.

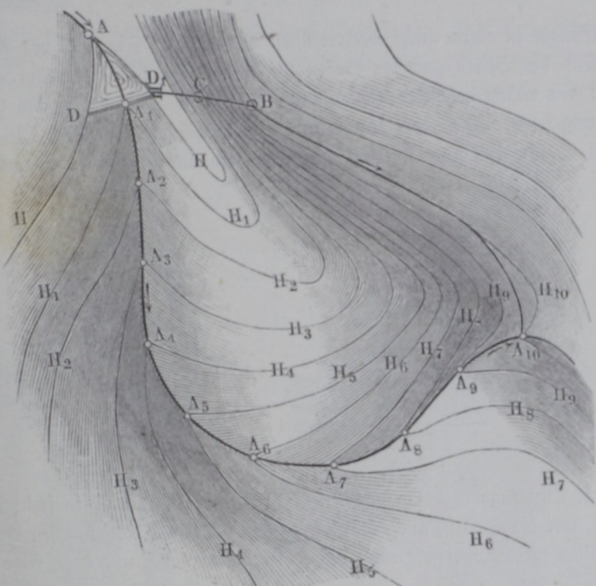
Damit das Wasser an dem höchsten Punkte A der Flußstrecke auch wirklich in den Graben AB geleitet werde, ist es erforderlich, den alten Flußlauf AA_1 . . durch ein Stauwerk zu sperren, und zwar genügt es hierzu in der Regel, quer durch den Bach etwa nach DD_1 ein Wehr zu ziehen, welches das Wasser oberhalb auf eine geringe Höhe (etwa 1 m) anstaut. Dieses Wehr DD_1 muß sich offenbar beiderseits bis an die durch A gehende Horizontale HAH anschließen, und es entsteht dadurch naturgemäß ein kleiner Sammelbehälter DAD_1, in welchem man bei D_1 eine Einlaßschleuse für den Aufschlaggraben B anbringt. Man pflegt in der Regel das Wehr DD_1 so anzuordnen, daß der gebildete Teich Tiefe genug hat, um den Vorboden der besagten Einlaßschleuse bei D_1 nach dem Fachbaume derselben hin etwas ansteigen zu lassen, so daß dadurch einer Verschlammung des Mühlgrabens durch mitgeführte Gerölle oder Sinkstoffe wirksam vorgebeugt ist. Ueber den Rücken des Ueberfallwehres DD_1 fließt das überflüssige Wasser bei Hochfluthen und plötzlichen Regengüssen, indem das ursprüngliche Flußbett A, A_1, A_2 . . . als natürlicher Freifluther dient. Es ist ohne Weiteres aus der Figur zu erkennen, daß eine andere Concentrirung des zwischen A und A_{10} vorhandenen Gefälles h, etwa durch eine im unteren Punkte A_{10} auszuführende Stauanlage, in den meisten Fällen außerordentlich schwierig, oft ganz unmöglich sein würde. Denn ein bei A_{10} geplantes Wehr müßte natürlich mit seiner Krone bis zu der bedeutenden Höhe des Punktes A aufgeführt werden und sich nach beiden Seiten bis zu der durch A gehenden Horizontalen H, also etwa in der Richtung $BA_{10}E$ erstrecken. Dadurch würde das ganze Terrain innerhalb $AHEA_{10}BA$ in einen See verwandelt werden.

Der in vorstehend beschriebener Weise gebaute Mühlgraben zerfällt in den Obergraben AB, welcher der Maschine das Wasser aus dem Sammelbehälter zuführt, und in den Untergraben BA_{10} zur Abführung des gebrauchten Wassers nach dem Bache. Für den praktischen Betrieb des Wasserwerks ist es keineswegs gleichgültig, wo das Wasserrad in diesem Graben aufgestellt ist, ob nämlich näher dem oberen Punkte A oder dem unteren Punkte A_{10}. Wie aus dem Vorstehenden unschwer sich ergiebt, wird man hierüber selten ganz freie Verfügung haben, sondern im Allgemeinen durch die örtlichen Terrainverhältnisse an eine gewisse Lage der Maschinen schon gebunden sein. So weit es thunlich ist, pflegt man aber gern den Obergraben möglichst kurz zu halten, da nicht nur die Bedienung der Einlaßschleuse in dem Maße erschwert wird, in welchem ihre Entfernung von der Maschinenanlage größer ausfällt, sondern weil auch im Winter das Freihalten eines langen Obergrabens von Eis sehr beschwerlich ist.

Daß die Gestaltung des Terrains für diese Verhältnisse hauptsächlich maßgebend ist, bedarf kaum der besonderen Erwähnung; während z. B. der Verlauf der Niveaulinien in Fig. 135 auf die Anordnung eines verhältnißmäßig langen Obergrabens hinweist, würde bei einer Terraingestaltung, wie sie durch Fig. 136 angedeutet ist, die Anlage unter Anordnung eines kurzen Obergrabens mit verhältnißmäßig geringen Kosten verbunden sein.

Die Canäle werden in der Regel in die natürliche Erdoberfläche eingeschnitten, zuweilen aber auch in einen künstlich aufgeworfenen Damm gebettet; sie werden ferner mittelst Brücken (Aquäducte) in größerer Höhe über der Erdoberfläche oder unterirdisch (in Röschen) unter derselben fortgeführt. Das Bett wird entweder durch natürliche Erde, Sand oder Steine

Fig. 136.



gebildet, bezw. ausgemauert, oder dasselbe besteht in einem hölzernen, steinernen oder eisernen Gerinne. Das Querprofil eines Canals ist ein gradliniges oder wenig gebauchtes Trapez, das eines Gerinnes aber in der Regel ein Rechteck. Das Nöthigste über die zweckmäßigste Form der Querprofile ist bereits in Thl. I abgehandelt worden. Die Querprofile bei Aufschlagecanälen sind meistens im Mittel $1^1/_2$- bis 3 mal so breit als tief, bei Schifffahrtscanälen aber ist ihre Tiefe 5- bis 10 mal in ihrer mittleren Breite enthalten. Mit Mörtel ausgemauerten Canälen giebt man wenig oder gar keine Böschung, Canälen mit Trockenmauerung giebt man $^1/_2$ Böschung, in dichter Erde ausgehobene Canäle erhalten aber die Böschung 1 und in Sand und lockerer Erde ausgehobene Canäle die Böschung 2. Die Construction

Fig. 137.

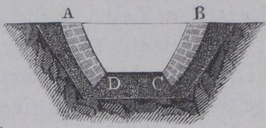
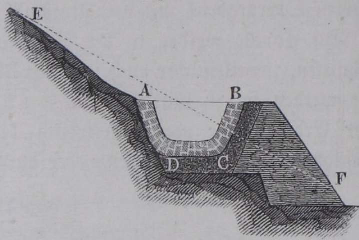


Fig. 138.



eines Canals in einem nicht wasserdichten Boden führt Fig. 137 vor Augen. Hier sind die Seiten und der Boden 30 bis 60 cm dick mit Lehm ausgerammt und wenig geböschte Seitenmauern AD und BC von 50 bis 60 cm Dicke angesetzt. Wird der Canal an einem Gehänge EF, Fig. 138, hingeführt, so schneidet man ihn nur zum Theil ein und benutzt die ausgehobene

Fig. 139.

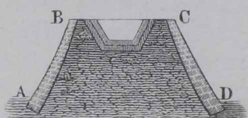
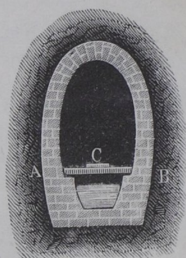
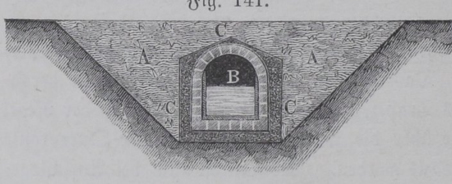


Fig. 140.



Erde zur Bildung des übrigen Theiles. Um die Sohle CD zu schützen, ist dieselbe, wie die Seiten, ausgemauert. Höhere Dämme, auf welchen Canäle fortgeführt werden, versieht man mit Futtermauern AB und CD, Fig. 139.

Fig. 141.



Unterirdische Canäle stehen entweder in festem Gesteine oder sind ausgemauert, wie Fig. 140 vor Augen führt. Um Röschen begehen zu können, erhalten dieselben eine angemessene Höhe und ein auf Stegen AB liegendes Laufbrett C. Die in einem Gebirgseinschnitt AA, Fig. 141, liegende Wasserleitung B ist rund herum ausgemauert, innen mit Cement überzogen, und außen mit einer Lehmhülle umgeben.

Ein hölzernes Gerinne oder Spundstück ist in Fig. 142 abgebildet. Dasselbe besteht aus den durch Pfosten gebildeten Borden oder Seitenwänden *AA*, aus dem durch Bretter gebildeten und auf Tragleisten

Fig. 142.

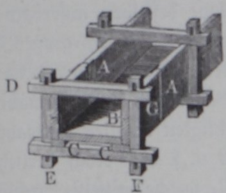
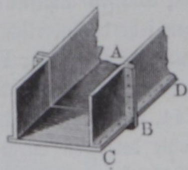


Fig. 143.



CC ruhenden Boden *B*, und wird durch Geviere, wie *DEFG*, zusammengehalten. Die Verdichtung in den Stoßfugen wird durch feines Moos oder durch Kitt u. s. w. bewirkt. Die Construction gußeiserner Gerinne

Fig. 145.

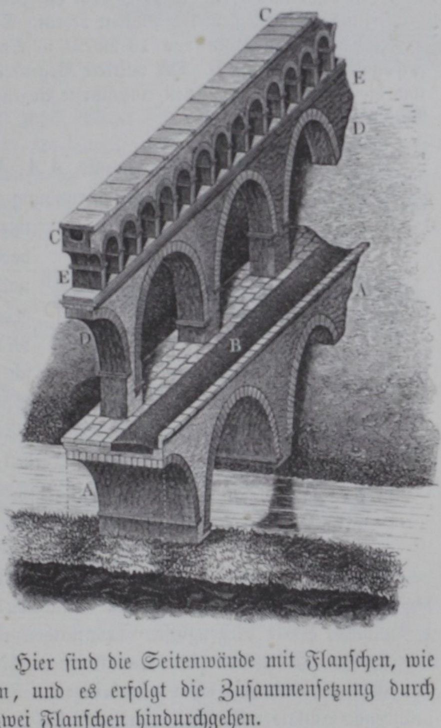
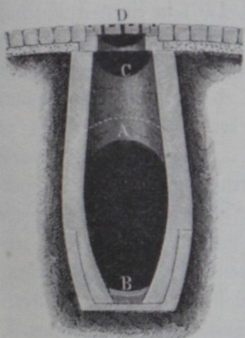


Fig. 144.



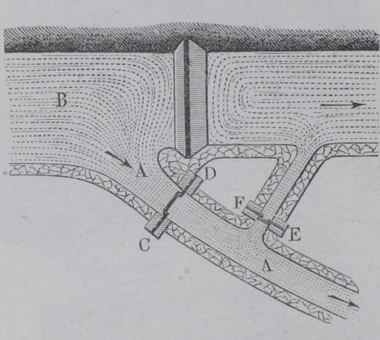
ist aus Fig. 143 ersichtlich. Hier sind die Seitenwände mit Flanschen, wie *AB*, *BC* u. s. w., versehen, und es erfolgt die Zusammensetzung durch Schrauben, welche durch je zwei Flanschen hindurchgehen.

Zu den unterirdischen Wasserleitungen gehören auch die **Straßenschleusen** oder verdeckten Abzugscanäle unter den Straßen. Sie unterscheiden sich von den gewöhnlichen unterirdischen Wasserleitungen nur dadurch, daß das Wasser, welches dieselben fortführen, sehr unrein und mit vielen fremden Stoffen angefüllt, und daß die Menge desselben innerhalb weiter Grenzen sehr veränderlich ist. Deshalb erhalten dieselben ein großes Gefälle von mindestens $^1/_{50}$ der Länge. Damit sie dem Eindruck hinreichend widerstehen können, giebt man diesen Schleusen eine eiförmige Umfangsmauer AB, Fig. 144, und damit sie die nöthige Wasserdichtigkeit erhalten, verwahrt man die Sohle derselben durch eine Betonschicht B u. s. w. Noch versieht man diese Schleusen mit Lichtlöchern, wie z. B. C, welche mittelst durchlöcherter eiserner Deckel DD verschlossen werden.

Anmerkung. Ein Beispiel von einem antiken Aquäduct führt Fig. 145 vor Augen. Es ist dies eine monodimetrische Abbildung von dem 50 m hohen Aquäduct du Gard bei Nismes. Der Canal CC, in welchem das Wasser floß, ist 1,5 m breit und 1,6 m hoch; er ruht auf drei übereinander stehenden Bogenreihen und ist durch steinerne Platten bedeckt. Die untere Bogenreihe AA besteht aus sechs Halbkreisbögen von 18 bis 24 m Spannung und trägt zugleich eine gewöhnliche Fahrstraße B. Die mittlere Bogenreihe DD besteht aus zehn Bögen und die oberste jetzt zum Theil eingestürzte Bogenreihe EE aus einer sehr großen Anzahl kleiner Bögen.

Die **Einmündung** eines Canals AA, Fig. 146, in einen Fluß B ist durch allmälige Erweiterung und Abrundung zu bewirken; auch pflegt man, wie schon oben bemerkt, dem Vorboden A eine geringe Ansteigung nach der Schütze CD hin zu geben. Die Ufer sind durch Mauerung und durch eine zwischen Lehmrammelung stehende Spundwand CD vor den zerstörenden Wirkungen des fließenden Wassers zu schützen. Uebrigens läßt sich das Schützenwerk, welches zum Reguliren des Wassers dient, gleich in das Bundwerk der Spundwand oder der sogenannten Verheerdung einsetzen. Um das durch besondere Umstände, z. B. durch starke Regengüsse, Thaufluthen u. s. w. herbeigeführte Ueberlaufen oder Ueberfüllen der Canäle zu verhindern, sind noch **Ablässe**, **Abschläge** oder **Fluther** anzubringen. Diese sind kurze, seitwärts einmündende Canäle mit einem starken Gefälle. Man schützt dieselben durch

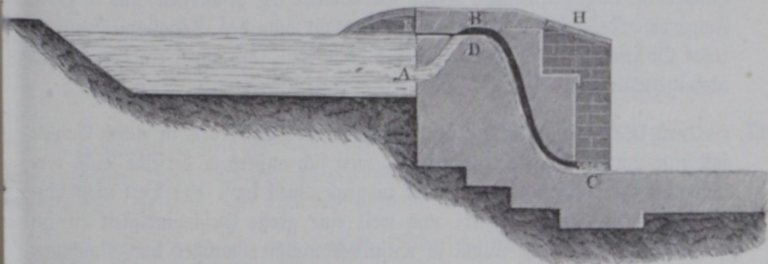
Fig. 146.



Mauerung, Lehmrammelung und Verheerdung, wie EF, Fig. 146, zeigt, und sperrt sie für gewöhnlich durch eingesetzte Pfosten oder bewegliche Schützen. Auch versieht man wohl zu demselben Zwecke den Wehrdamm mit einem Fluther.

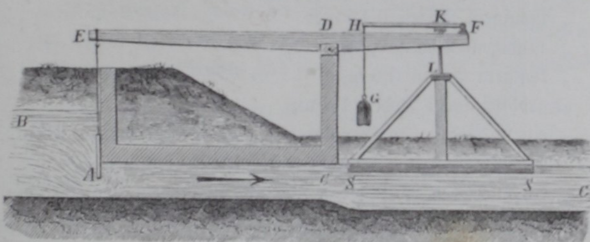
Um endlich noch das nöthige Ablassen des Wassers aus den Canälen von selbst, ohne Beihülfe eines Aufsehers zu bewirken, wendet man besondere Mechanismen, wie z. B. Schwimmer, an, welche beim Anschwellen des Wassers im Canale steigen und dabei die meist in einer Klappe oder Thür

Fig. 147.



bestehende Schütze öffnen, oder man bedient sich eines Kastens, in welchen Wasser einfließt, wenn dasselbe im Canale eine gewisse Höhe überschritten hat, und welcher beim Niedersinken die Abflußklappe öffnet. Am einfachsten ist aber der Heber ABC, Fig. 147, mit einer Luftröhre DE. Sowie der Wasserspiegel im Canale in das Niveau des Heberscheitels B kommt, so füllt

Fig. 148.



sich der letztere ganz mit Wasser und es fließt dasselbe bei C mit gefülltem Querschnitte und unter einer Druckhöhe ab, welche der Tiefe CH der Ausmündung C unter dem Wasserspiegel gleichkommt. Sinkt aber das Wasser wieder bis zur Luftröhre, so dringt Luft ein, und es endigt sich dadurch der Ausfluß. Füllt das Wasser nur einen Theil des höchsten Röhrenquerschnitts BD aus, so tritt natürlich nur das Ausflußverhältniß eines Ueberfalls ein.

Eine sich selbst stellende Schütze ist in Fig. 148 abgebildet. Es ist hier die Schütze A, welche das aus B nach C abfließende Wasser reguliren soll, an einem um D drehbaren Hebel EF aufgehangen, der mit einem auf dem abfließenden Wasser CC ruhenden Schwimmer SS in Verbindung steht. Steigt das Wasser CC und mit ihm SS, so sinkt die Schütze A, und fällt CC, so wird A mittelst SS gehoben; im ersten Falle wird aber die Ausflußmenge bei A vermindert, und im zweiten vergrößert, jedenfalls also die dem Steigen oder Sinken von SS entsprechende Zu- oder Abnahme des Abflußwassers wieder aufgehoben. Um dem Steigen des Schwimmers kein Hinderniß entgegenzusetzen, wenn die Schütze A geschlossen und CC in Folge von Regengüssen angeschwollen ist, läßt man den Schwimmer mittelst eines Bolzens KL auf einen Hebel FH wirken, der durch ein Gewicht G niedergezogen wird.

§. 47. **Canalgefälle.** Die Geschwindigkeit des Wassers in einem Canale soll eine mittlere sein; nicht zu klein, weil sich außerdem derselbe leicht verschlämmt oder versandet, und nicht zu groß, weil sonst das Bett nicht hinreichenden Widerstand leistet, und weil eine große Geschwindigkeit ein zu großes Gefälle für den Canal in Anspruch nimmt, welches den Maschinen entzogen wird. Um das Absetzen von Schlamm zu verhindern, soll die mittlere Geschwindigkeit mindestens 0,16 bis 0,20 m betragen, wo aber das Absetzen von Sand zu befürchten ist, soll man dieselbe nicht unter 0,4 m zulassen. Was die Maximalgeschwindigkeit des Wassers in Canälen anlangt, so hängt diese von der Beschaffenheit des Bettes ab; damit dieses nicht angegriffen wird, darf die Geschwindigkeit am Boden nicht überschreiten:

bei schlammigem Boden 0,080 m,
„ thonigem Boden 0,15 m,
„ sandigem Boden 0,3 m,
„ kiesigem Boden 0,6 m,
„ grobsteinigem Boden 1,2 m,
„ einem Boden von Conglomerat oder Schiefergestein 1,5 m,
„ einem Boden von geschichtetem Gesteine 1,8 m,
„ einem Boden von hartem und ungeschichtetem Gesteine 3 m.

Wenn nun auch die Geschwindigkeit am Boden kleiner ist als die mittlere Geschwindigkeit im ganzen Querprofile, so wird es doch der Sicherheit wegen gut sein, selbst mit der letzteren die eben angegebenen Grenzen nicht zu überschreiten.

Aus der angenommenen mittleren Geschwindigkeit c und aus dem fortzuführenden Wasserquantum Q ergiebt sich der Inhalt des Querprofils F, und hieraus wieder der Umfang p des Wasserprofils; setzt man nun diese Werthe in die Formel

$$\alpha = \frac{h}{l} = \zeta\, \frac{p}{F}\, \frac{c^2}{2\,g} \text{ (s. Thl. I)}$$

ein, so bekommt man den erforderlichen Abhang α des Canals, aus dem sich wieder das Gefälle auf die ganze Canallänge l, $h = \alpha l$ ergiebt.

Hiernach erhält man allerdings unter verschiedenen Verhältnissen sehr verschiedene Abhänge; da indessen ζ im Mittel $= 0{,}007565$, c in der Regel zwischen 0,3 und 1,5 m und bei Aufschlagecanälen $\frac{p}{F}$ zwischen 0,6 und 6 gelegen ist, so folgen die Grenzen der Abhänge bei diesen Canälen:

$$0{,}007565 \,.\, 0{,}6 \,.\, 0{,}3 \,.\, 0{,}3 \,.\, 0{,}051 = 0{,}000021 = \sim \frac{1}{50\,000}$$

und

$$0{,}007565 \,.\, \quad 6 \,.\, 1{,}5 \,.\, 1{,}5 \,.\, 0{,}051 = 0{,}0052 \quad = \sim \frac{1}{200}.$$

Den Abzugscanälen giebt man in der Regel ein größeres Gefälle, um eine größere Geschwindigkeit zu erzeugen und das Wasser, nachdem es gewirkt hat, schnell von der Umtriebsmaschine zu entfernen.

Setzt man für Canäle mit ähnlichen Querschnitten, für welche $\frac{p}{\sqrt{F}} = m$ eine constante Größe ist, deren Werth nur von der Form der Querschnittsfläche abhängt (s. Thl. I), $\frac{p}{F} = \frac{m}{\sqrt{F}}$, so folgt die Neigung der Canalsohle $\alpha = \zeta\, \frac{m}{\sqrt{F}}\, \frac{c^2}{2\,g}$; und es fällt also hiernach dieselbe um so größer aus, je kleiner das Querprofil des Canals ist.

Aus demselben Grunde haben bei gleicher Geschwindigkeit große Flüsse und Ströme einen kleineren Fall als Bäche und Canäle. Beziehen sich p, F, l und c auf einen Graben und p_1, F_1, l_1 und c_1 auf eine Flußstrecke, neben welcher der Graben hinläuft, ist folglich $h = \zeta\, \frac{p l}{F}\, \frac{c^2}{2\,g}$ das Gefälle des ersteren und $h_1 = \zeta\, \frac{p_1 l_1}{F_1}\, \frac{c_1^2}{2\,g}$ das der letzteren, so fällt das durch die Grabenführung gewonnene **nutzbare Gefälle**

$$h_2 = h_1 - h = \zeta\, \frac{p_1 l_1}{F_1}\, \frac{c_1^2}{2\,g} - \zeta\, \frac{p l}{F}\, \frac{c^2}{2\,g}$$

aus.

Da in der Regel $\frac{p_1}{F_1} < \frac{p}{F}$ ausfällt, so ist zu fordern, daß $l c^2 < l^1 c_1^2$, daß also die Grabenstrecke kürzer sei als die Flußstrecke, und daß die Geschwindigkeit des Wassers in der ersteren kleiner ausfalle als in der letzteren.

Anmerkungen. 1. Hiesigen Aufschlagegräben giebt man 0,00025 bis 0,0005, den Abzugsgräben aber 0,001 bis 0,002 Abhang. Die ursprünglich römische Wasserleitung zu Arcueil bei Paris hat $\alpha = 0{,}000416$, die New-River-Wasserleitung in London aber $\alpha = 0{,}00004735$ u. s. w.

2. Plötzliche Richtungs- und Querschnittsveränderungen sind bei einem Canale thunlichst zu vermeiden, weil dadurch nicht nur Gefälle verloren geht, sondern auch nachtheilige Wirkungen auf das Bett desselben entstehen. Wenn man Canäle an Gehängen hinführt, so sind Krümmungen nicht zu vermeiden, und es ist dann wenigstens dafür zu sorgen, daß dieselben große Halbmesser oder wenigstens größere Querschnitte erhalten.

3. Durch das Ansetzen von Schlamm, Sand und Eis, sowie durch Einwachsen von Wasserpflanzen, wie Schilf u. s. w., wird das Querprofil der Canäle verengt, und dadurch ebenfalls ein Gefällverlust herbeigeführt. Man soll daher die Canäle von Zeit zu Zeit von solchen Hindernissen befreien, übrigens aber die Bildung derselben, zumal durch Bedeckung der Canäle, zu verhindern suchen. Endlich verliert ein Canal auch Wasser durch Verdunstung und Versickerung, gewinnt aber auch wieder durch Quellen und Regen. Sichere Angaben lassen sich jedoch hierüber nicht machen.

4. Wenn man in der Formel $h = \zeta \frac{ml}{\sqrt{F}} \frac{c^2}{2g} = \frac{ml\,Q^2}{2gF^{5/2}}$, F um ΔF zunehmen läßt, so nimmt h um $\Delta h = {}^5/_2\,\zeta \frac{mlQ^2 \Delta F}{2gF^{7/2}}$ ab, und es ist $\frac{\Delta h}{h} = -\,{}^5/_2\,\frac{\Delta F}{F}$ sowie $\frac{\Delta F}{F} = -\,{}^2/_5\,\frac{\Delta h}{h}$. Es ist also die relative Gefällvergrößerung $= {}^5/_2$mal der relativen Querschnittsverminderung, sowie die relative Querschnittsvergrößerung $= {}^2/_5$mal der relativen Gefällverminderung. Die Wassermenge bleibt z. B. dieselbe, ob man den Querschnitt des Grabens um 2 Procent größer oder kleiner, oder ob man das Gefälle desselben um 5 Procent kleiner oder größer macht.

§. 48. **Schützen.** Der Eintritt des Wassers in einen Canal ist entweder frei oder durch eine Schütze zu reguliren. Tritt das Wasser frei aus dem Wehrteiche oder einem Reservoir, worin es als stillstehend anzunehmen ist, so bildet sich eine Senkung des Wasserspiegels, welche auf die Erzeugung der Geschwindigkeit v des Wassers im Canale verwandt wird, daher gleich $\frac{v^2}{2g}$ ist, und stets vom ganzen Canalgefälle abgezogen werden muß. Bei mittleren Geschwindigkeiten von etwa 1 m beträgt jedoch diese Senkung nur circa 50 mm. Wird der Eintritt des Wassers in einen Canal durch ein Schutzbrett regulirt, so sind zwei Fälle von einander zu unterscheiden. Entweder fließt das Wasser frei durch die Schutzöffnung, oder es fließt unter dem die Vorderfläche des Schutzbrettes zum Theil bedeckenden Unterwasser aus. In der Regel ist die Höhe des im Graben fortfließenden Wassers größer als die Oeffnungshöhe und es bildet sich deshalb in einer gewissen Entfernung vor der Schütze AC, Fig. 149 (a. f. S), ein Sprung S. Die Höhe $BC = x$ dieses Sprunges bestimmt sich aus der Geschwindigkeit v

des fortfließenden und aus der Geschwindigkeit v_1 des ankommenden Wassers mittelst der Formel:

$$x = \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v^2}{2g},$$

und zieht man diese Höhe von der die Geschwindigkeit v_1 erzeugenden Druckhöhe

$$AC = h = \frac{v_1^2}{2g}$$

ab, so bleibt das zur Erzeugung der Anfangsgeschwindigkeit v verwendete Gefälle

$$AB = h_1 = h - x = \frac{v_1^2}{2g} - \left(\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v^2}{2g}\right) = \frac{v^2}{2g};$$

und zwar genau so groß wie beim freien Eintritt. Da die Mündung nie vollkommen glatt und abgerundet ist, so wird sie allerdings noch ein Hinder-

Fig. 149.

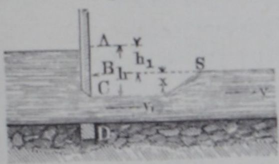
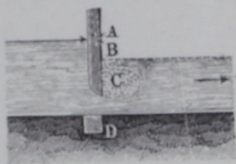


Fig. 150.



niß darbieten und das erforderliche Gefälle noch um 10 oder mehr Procent vergrößern.

Setzt man den Inhalt des Querschnittes vom fortfließenden Wasser gleich G und den der Oeffnung CD gleich F, sowie den Contractionscoefficienten gleich α, so erhält man:

$$Gv = \alpha F v_1,$$

also

$$v = \frac{\alpha F}{G} v_1,$$

und daher die Sprunghöhe:

$$x = a - a_1 = \left[1 - \left(\frac{\alpha F}{G}\right)^2\right] \frac{v_1^2}{2g}.$$

Statt $\frac{v_1^2}{2g}$ die Geschwindigkeits- oder Druckhöhe $AC = h$ und den Widerstandscoefficienten ζ_0 eingeführt, also $h = (1 + \zeta_0) \frac{v_1^2}{2g}$ gesetzt, folgt

$$x = \left[1 - \left(\frac{\alpha F}{G}\right)^2\right] \frac{h}{1 + \zeta_0}.$$

Ist anfänglich die Differenz $a - a_1$ der Wasserhöhen a und a_1 kleiner als $\left[1 - \left(\frac{\alpha F}{G}\right)^2\right] \frac{v_1^2}{2g}$, so zieht sich der Sprung bis zu einer gewissen

Stelle S stromabwärts; ist sie hingegen größer, so zieht er sich aufwärts, so daß zuletzt der in Fig. 150 abgebildete Ausfluß unter Wasser eintritt. Hier wird die Druckhöhe $AB = h$ nicht allein auf die Erzeugung der Geschwindigkeit v des fortfließenden Wassers, sondern auch auf die Ueberwindung des Hindernisses verwendet, welches sich herausstellt, wenn die Geschwindigkeit v_1 in der Mündung plötzlich in die Geschwindigkeit v im Canale verwandelt wird. Setzt man den Inhalt der Mündungsfläche $CD = F$ und den Querschnitt des Canales gleich G, so hat man die durch diesen Uebergang verlorene Druckhöhe

$$h_1 = \frac{(v_1 - v)^2}{2g} = \left(\frac{G}{\alpha F} - 1\right)^2 \frac{v^2}{2g},$$

und daher das erforderliche Gefälle:

$$AB = h = \frac{v^2}{2g} + \left(\frac{G}{\alpha F} - 1\right)^2 \frac{v^2}{2g},$$

d. i.:

$$h = \left[1 + \left(\frac{G}{\alpha F} - 1\right)^2\right] \frac{v^2}{2g}.$$

Man sieht, daß dieses Gefälle oder der Niveauabstand des Wassers vor und hinter dem Schutzbrette um so größer ausfällt, je kleiner die Schutzöffnung F in Ansehung des Canalquerschnittes G ist. Für den freien Eintritt, d. h. für $F = G$ und $\alpha = 1$ erhält man wie oben $h = \frac{v^2}{2g}$.

Beispiel. Ein Canal hat 1,5 m mittlere Breite und liefert bei 1 m Tiefe 1,2 cbm Wasser pr. Secunde; wenn nun seine Speisung durch eine 1,2 m weite und 0,4 m hohe Schutzöffnung erfolgt, um wie viel wird das Wasser hinter dem Schutzbrette tiefer stehen als vor demselben? Es ist:

$$G = 1{,}5 \text{ qm}; \ F = 1{,}2 \,.\, 0{,}4 = 0{,}48 \text{ qm}; \ v = \frac{1{,}2}{1{,}5} = 0{,}8 \text{ m}$$

und

$$v_1 = \frac{1{,}5}{0{,}48}\, 0{,}8 = 2{,}5 \text{ m}.$$

Da nun $\left[1 - \left(\frac{F}{G}\right)^2\right] \frac{v_1^2}{2g} = \left[1 - \left(\frac{0{,}48}{1{,}5}\right)^2\right] 2{,}5^2 \,.\, 0{,}051 = 0{,}286$ m kleiner ist als die Differenz der Wassertiefen $a - a_1 = 1 - 0{,}4 = 0{,}6$ m, so wird ein freier Ausfluß nicht stattfinden können. Die Formel

$$h = \left[1 + \left(\frac{G}{F} - 1\right)^2\right] \frac{v^2}{2g}$$

giebt den gesuchten Niveauabstand:

$$h = \left[1 + \left(\frac{1{,}5}{0{,}48} - 1\right)^2\right] 0{,}8^2 \,.\, 0{,}051 = 5{,}516 \,.\, 0{,}0326 = 0{,}180 \text{ m},$$

welcher jedoch wegen der Hindernisse in der Mündung mindestens noch 10 Proc. größer sein kann.

Leitungsröhren. Röhrenleitungen dienen in der Regel nur zur §. 49.
Fortleitung kleiner Wassermengen, wie sie etwa zum Speisen eine Wassersäulenmaschine mit hohem Gefälle nöthig sind. Da sie rings umschlossen sind, so kann man sie nicht bloß fallend, sondern auch steigend legen. Auch kann das Neigungsverhältniß ein ganz beliebiges sein, wenn nur die Ausmündung unter, und der höchste Punkt der Leitung noch nicht 1 Atmosphäre (10,336 m) über, besser aber ebenfalls unter der Einmündung liegt. Durch Röhrenleitungen lassen sich also Thäler und Anhöhen überschreiten, ohne Brücken und Röschen zu erfordern. Die Leitungsröhren sind aus Holz oder gebranntem Thon, Stein, Glas, Eisen, Blei u. s. w. Am häufigsten kommen die Holz- und Eisenröhren vor, nächstdem aber die Steinröhren.

Zu den hölzernen Leitungsröhren verwendet man gewöhnlich Nadelholz, weil sich daraus leicht gerade Röhren von 4 bis 6 m Länge schneiden lassen. Die Weite der Bohrung beträgt 30 bis 200 mm, sie soll übrigens ein Drittel des äußeren Röhrendurchmessers nicht übertreffen. Die Verbindungsweisen der Röhren untereinander sind aus den Figuren 151 und 152 zu ersehen. Fig. 151 zeigt eine conische Verzapfung mit einem eisernen Ringe

Fig. 151.

Fig. 152.

AB und einer Einlage von getheertem Hanf oder getheerter Leinwand. Fig. 152 zeigt eine Verbindung mit einer eisernen Büchse *CD*, welche mit ihren schneidigen Ringen in beide Röhrenenden 20 bis 50 mm tief eindringt.

Die steinernen Röhren sind bis zu 2 m lang, sie werden stumpf zusammengestoßen, mit einem Kitte oder hydraulischem Mörtel und einem über beide Röhrenenden weggreifenden eisernen Ringe verbunden.

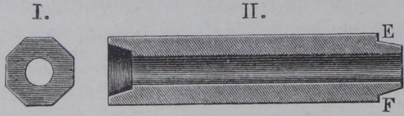
Es gehören hierher auch die sogenannten Steinzeugröhren, Portlandcementröhren u. s. w.

In manchen Fällen lassen sich auch Asphaltröhren mit Vortheil anwenden. Ebenso gezogene Bleiröhren, sowie zusammengelöthete Zinkröhren u. s. w.

Einen Quer- und einen Längendurchschnitt einer steinernen Röhre mit conischer Verzapfung *EF* zeigt Fig. 153 I und II (a. f. S.).

Die eisernen Röhren zeichnen sich durch große Festigkeit und Dauerhaftigkeit vor allen anderen Röhren aus. Sie werden von sehr verschiedenen Weiten und bei mindestens 10 mm Stärke, 3 bis 4 m lang gegossen. Man muß sie vor dem Gebrauche einer hydrostatischen Prüfung unterwerfen. Um sie vor der Oxydation von innen zu schützen, werden dieselben ausgepicht, oder überfirnißt, oder auch mit hydraulischem Mörtel bestrichen. Uebrigens ist die Wandstärke von der Weite und vom Drucke abhängig und nach Thl. I zu bestimmen. Die Zusammensetzung der eisernen Röhren erfolgt entweder

Fig. 153.



mittelst Flanschen *AB* und Schrauben *CD*, wie Fig. 154 vor Augen führt, oder mittelst Muffen *EF*, wie Fig. 155 zeigt, oder mittelst Ringen (Sätteln) *GH*, welche, wie Fig. 156 andeutet, über die stumpf zusammengestoßenen Enden von je zwei Röhren weggreifen. Zur Ver-

Fig. 154.

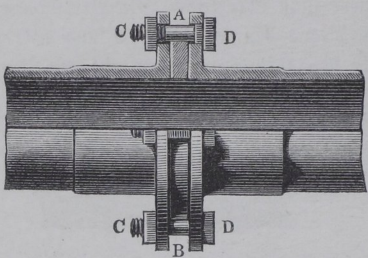
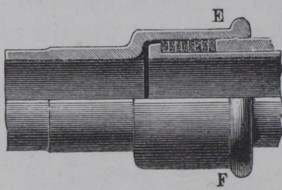


Fig. 155.



dichtung dient Leder, Filz, Kautschuk, Blei, Eisenkitt oder Holz, welches letztere in Keilform in die Fugen einzutreiben ist. Zuweilen setzt man auch

Fig. 156.

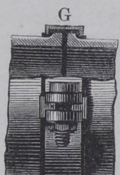


Fig. 157.

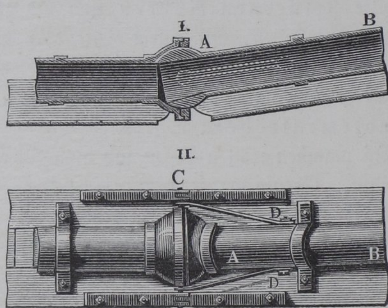
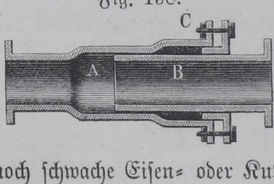


Fig. 158.



noch schwache Eisen- oder Kupferringe inwendig so an, daß sie über beide Röhrenenden weggreifen. Hölzerne und steinerne Röhren lassen sich ebenfalls durch Muffen mit eisernen Röhren verbinden. Noch hat man auch Verbindungen mit der Nuß A, wie Fig. 157 I und II zeigt, durch welche sich die Röhren unter beliebigen Winkeln zusammenstoßen lassen. Diese Nußverbindung ist noch mit einer Drehaxe CC und zwei Armen CD, CD ausgerüstet, welche um die Axe CC drehbar und mit der Röhre AB fest verbunden sind.

Liegen die gußeisernen Röhren nicht tief unter oder wohl gar über der Erde, so erleiden dieselben mit dem Wetter Temperaturveränderungen, die wieder eine Ausdehnung oder Verkürzung der Röhren zur Folge haben. Um daher die nachtheiligen Folgen dieser Veränderung, wie z. B. das Zersprengen, zu vermeiden, müssen sogenannte Compensationsröhren, wie Fig. 158, in die Leitung eingesetzt werden. Die Längenausdehnung des Gußeisens beträgt bei jedem Grad Wärmezunahme 0,0000111; folglich die Längenausdehnung bei 50° Temperaturzunahme (vom tiefsten Winterfroste bis zur höchsten Sommerhitze) $50 \,.\, 0{,}0000111 = 0{,}000555$ oder $\frac{1}{1800}$ von der Länge der ganzen Leitungsröhre. Diese Ausdehnung wird nun durch die Compensationsröhre A wieder ausgeglichen, indem sich die folgende

Fig. 159.

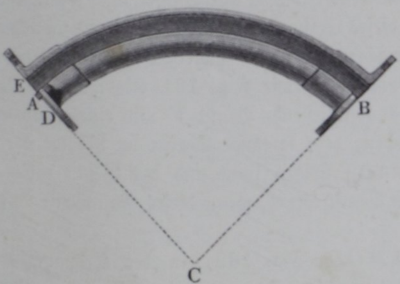
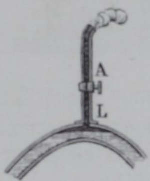


Fig. 160.

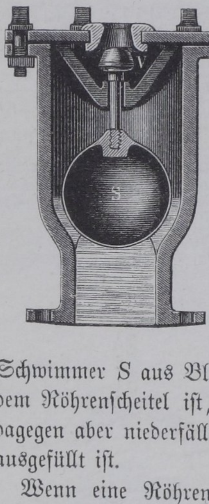


Röhre B in ihr verschiebt. Damit dies ungehindert geschehen könne, wird das Ende dieser Röhre abgedreht, und der Verschluß durch eine mit einem Polster gefüllte Stopfbüchse C hervorgebracht. In der Regel bringt man auf 100 m Länge eine Compensationsröhre an.

Um das schon bei 0° Wärme eintretende Zufrieren der Röhren zu verhindern, legt man die Röhren mindestens 1 m tief in die Erde, wobei natürlich auch die Zusammenziehung derselben durch die Abkühlung im Winter wegfällt.

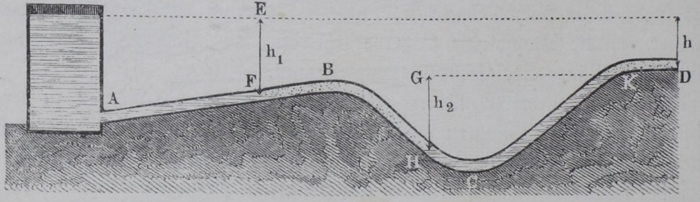
Nicht immer lassen sich Röhrenleitungen gerade fortführen, sondern man muß sie bald zur Seite, bald auf- bald abwärts steigend legen. Es ist hierbei aber stets die Regel zu befolgen, plötzliche Richtungsänderungen, also scharfe Knieröhren, gänzlich zu vermeiden, krummen Röhren aber große Krümmungshalbmesser oder auch eine größere Weite zu geben. Ein solches gußeisernes Kropfstück ist in Fig. 159 abgebildet. Es ist hier der Ablenkungswinkel $ACB = 90^0$ und das Verhältniß der Röhrenweite DE zum Krümmungshalbmesser CA gleich $^1/_6$. Uebrigens sind plötzliche Querschnittsveränderungen ebenfalls zu vermeiden, sowie bei Ein- und Ausmündungen der Röhrenleitung durch Abrundungen allmälige Uebergänge aus einem Querschnitte in einen anderen zu bewirken. Aufwärtsgehende Krümmlinge, Fig. 160, haben den Nachtheil, daß sich in ihnen die Luft L ansammelt, die den Querschnitt verengt, und wenn sie sich in großer Menge angehäuft hat, denselben ganz einnimmt, und dadurch die Bewegung des Wassers ganz aufhebt. Um diese Anhäufung zu verhindern, setzt man senkrechte Röhren AL, sogenannte Luftständer, Windstöcke, Fig. 160, auf, durch die sich die Luft oder andere sich aus dem Wasser entwickelnde Gase entfernen können. Um diese Luftröhren nicht zu lang machen zu dürfen, verschließt man dieselben mit einem Hahne, der von dem Röhrenwärter von Zeit zu Zeit und jedes Mal so lange zu öffnen ist, bis sich alle Luft entfernt hat und nur Wasser ausströmt. Um selbst dieses Oeffnen durch Menschenhände unnöthig zu machen, wendet man Windstöcke mit Schwimmer, wie Fig. 161 zeigt, an. Hier ist das abschließende Ventil V mit einem hohlen Schwimmer S aus Blech verbunden, der, so lange Wasser im Raume über dem Röhrenscheitel ist, nach oben zu steigen sucht und das Ventil zuhält, dagegen aber niederfällt und das Ventil öffnet, wenn dieser Raum mit Luft ausgefüllt ist.

Fig. 161.



Wenn eine Röhrenleitung $ABCD$, Fig. 162, in der Kröpfung B keinen Windstock hat, so wird die eingeschlossene Luft einerseits durch eine

Fig. 162.

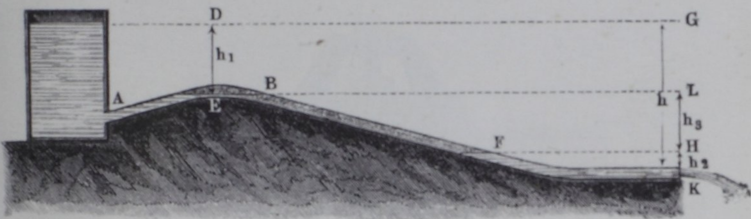


Wassersäule von der Höhe $EF = h_1$ und anderseits durch eine solche von der Höhe $GH = h_2$ gedrückt; ist daher $h_2 = h_1$, und reicht der Wasserspiegel K nicht bis zur Mündung D, so setzt sich der Luftdruck in FBH

mit diesen beiden Wassersäulen ins Gleichgewicht, ohne daß ein Ausfluß bei D erfolgt.

Der Mangel eines Windstockes kann den Abfluß des Wassers durch eine Röhrenleitung zuweilen auch bloß vermindern. Einen solchen Fall stellt die Leitung ABC, Fig. 163, dar, wo die Höhe z der Wassersäule, welche den Druck der in EBF eingeschlossenen Luft mißt, nur wenig kleiner ist als die Druckhöhe $DE = h_1$ des zufließenden Wassers, und deshalb auch die Geschwindigkeit des letzteren sehr klein ausfällt. Von E aus fließt dann das Wasser bis zu einer Stelle F auf dem Boden der Röhre hin, ohne eine

Fig. 163.

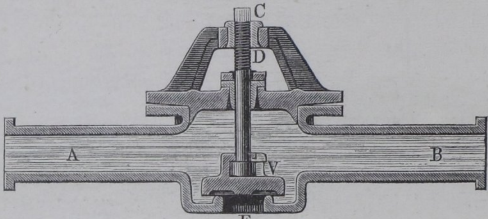


Druckveränderung zu erleiden, und von F aus strömt es bis zur Mündung K mit gefülltem Querschnitt. Es ist also dann die Druckhöhe in der Ausmündung K nicht $GK = h$, sondern $HK = h_2$ plus z, oder nahe gleich $h_1 + h_2$, und daher das Gefälle $HL = h_3$ zwischen E und F ganz verloren.

Sowie sich an den höchsten Stellen einer Röhrenleitung Luft ansammelt, ebenso setzt sich an den tiefsten Punkten derselben Schlamm, Sand u. s. w. nieder. Um diese Niederschläge von Zeit zu Zeit zu entfernen, bringt man an diesen Stellen Ausgußröhren oder Schlammkästen (Wechselhäuschen) an. Die Ausgußröhren münden seitwärts in die Röhre ein, und sind für gewöhnlich durch Hähne oder Stöpsel verschlossen. Die Schlammkästen sind Gefäße, in welche die beiden Theile der Röhrenleitung einmünden, durch die also das Wasser mit verminderter Geschwindigkeit hindurchströmen muß. Das Absetzen des Schmandes wird nicht allein durch die langsame Bewegung des Wassers, sondern wohl auch durch eingesetzte Siebe oder Scheidewände erleichtert. Durch Oeffnen eines Spundes im Boden lassen sich diese Kästen von Zeit zu Zeit vom Bodensatze reinigen. Ueberdies ist es nöthig, in Distanzen von 30 oder mehr Meter Spunde an der Röhrenleitung anzubringen, um das Untersuchen und Reinigen der Röhren zu erleichtern. Das Reinigen erfolgt durch Auslassen des Wassers, durch Einführen von Gestängen aus Holz oder Eisen, und das Ablösen von Kalkkrusten durch Salzsäure und durch Einführen eines birnförmigen Eisens, der sogenannten Rohrbirne. Die Anwendung von Piezometern (s. Thl. I) ist ebenfalls zu empfehlen.

Zur Regulirung des Wassers in Röhren sind noch Hähne, Schieber oder Ventile nöthig. Ein einfaches Sperrventil ist in Fig. 164 abgebildet. Dieses Ventil V sitzt an einem Schraubenbolzen CDV, und bedeckt eine Seitenöffnung E der Röhre AB. Wenn es darauf ankommt, das Wasser durch E abzulassen, so wird CD durch einen Schlüssel umgedreht, wobei sich dann der Bolzen in Folge seiner schraubenförmigen Gestalt bei D und seiner Lagerung in der festen Mutter CD hebt. Die Wirkungen dieser

Fig. 164.



Regulirungsapparate haben wir in Thl. I kennen gelernt. Um endlich noch die Wirkungen der Stöße beim schnellen Schließen einer solchen Vorrichtung zu schwächen, ist es nützlich, durch Gewichte beschwerte Ventile anzubringen, die sich nach außen öffnen, sowie der Druck eine gewisse Grenze überschreitet.

Anmerkung. Ausführlich über Wasserleitungen wird gehandelt in Genieys's Essai sur les moyens de conduire, d'élever et de distribuer les eaux, sowie im Traité théoretique et pratique de la conduite et de la distribution des eaux etc. par Dupuit, Paris 1854 und in der Schrift: Les Fontaines publiques de la ville de Dijon, par Henry Darcy, Paris 1856, ferner über Röhrenleitungen insbesondere in Hagen's Wasserbaukunst, Theil I, in Gerstner's Mechanik, Theil II und in Eytelwein's Hydraulik. Auch in Bornemann's Hydrometrie, Freiberg 1849.

§. 50. **Bewegung des Wassers in zusammengesetzten Röhren.** Die Bewegungsverhältnisse des Wassers in einer Röhrenleitung haben wir bereits kennen gelernt. Ist h das Gefälle, l die Länge, d die Weite einer Leitung, ζ_0 der Widerstandscoefficient beim Eintritt, ζ der Reibungscoefficient, sind ferner ζ_1 u. s. w. die übrigen Widerstandscoefficienten beim Durchgange durch Krümmungen, Hähne u. s. w. zusammen genommen, und ist endlich v die Ausflußgeschwindigkeit, so hat man:

$$h = \left(1 + \zeta_0 + \zeta \frac{l}{d} + \zeta_1 + \cdots\right) \frac{v^2}{2g},$$

oder, wenn Q die Wassermenge bezeichnet,

$$h = \left(1 + \zeta_0 + \zeta \frac{l}{d} + \zeta_1 + \cdots\right)\left(\frac{4\,Q}{\pi}\right)^2 \frac{1}{2\,g\,d^4}.$$

Man sieht hieraus, daß zum Fortführen einer gewissen Wassermenge Q um so weniger Gefälle erfordert wird, je größer die Weite der Leitung ist. Wendet man statt einer Röhre deren zwei an, welche zusammen ebenso viel Querschnitt haben als die einfache, und läßt man von jeder die halbe Wassermenge fortführen, so ist das erforderliche Gefälle:

$$h_1 = \left(1 + \zeta_0 + \zeta \frac{l}{d\sqrt{1/2}} + \zeta_1 + \cdots\right)\left(\frac{2\,Q}{\pi}\right)^2 \frac{1}{2\,g\left(d\sqrt{1/2}\right)^4}$$

$$= \left(1 + \zeta_0 + \zeta \frac{l\sqrt{2}}{d} + \zeta_1 + \cdots\right)\left(\frac{4\,Q}{\pi}\right)^2 \frac{1}{2\,g\,d^4},$$

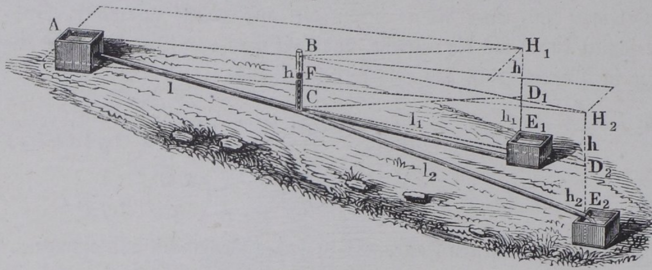
also größer als im ersten Falle. Es ist daher mechanisch vollkommener, statt mehrerer Röhren nur eine anzuwenden, deren Querschnitt so groß ist wie die Querschnitte der einzelnen Röhren zusammen.

Sehr zusammengesetzt fallen die Rechnungen für ganze Wasserleitungssysteme aus, wo sich die Röhrenleitungen in Zweige theilen, die sich nach Befinden wieder weiter verzweigen u. s. w. Auch kommt es vor, daß sich zwei oder mehrere Zweige einer Wasserleitung vereinigen, wenn sie z. B. das Wasser von verschiedenen Quellen auf eine Maschine führen. Der Gang bei diesen Rechnungen ist wenigstens im Allgemeinen aus Folgendem zu ersehen. Erfolgt die Theilung des Wassers in einem Reservoir, welches viel weiter als die Hauptröhre ist, so kommt das Wasser in demselben wieder zur Ruhe und es wird also hier die ganze lebendige Kraft desselben getödtet, die gleichwohl beim Eintritt in die Zweigröhren wieder nöthig ist. Derselbe Kraftverlust tritt auch ein, wenn sich mehrere Zweige in einem Sammelreservoir vereinigen, aus dem das Wasser wieder durch eine Hauptröhre fortgeführt wird. In diesem Falle läßt sich die Rechnung für die Haupt- und für jede Zweigröhre besonders durchführen, weshalb etwas Weiteres hierüber nicht zu sagen ist. Damit das Theilen oder Ansammeln des Wassers in solchen Zwischenreservoiren nur zu mäßigen Gefällverlusten führe, ist es nöthig, diese Behälter so hoch zu stellen, daß die Geschwindigkeit des Wassers in jeder der Röhren eine mittlere bleibe.

Bei der einfachen Verzweigung oder Gabelung ist es mechanisch vortheilhaft, die Anordnung so zu treffen, daß sich das Wasser in allen Röhren mit einerlei Geschwindigkeit bewege. Wenn nun noch die Gabelung im richtigen Verhältnisse gekrümmt ist, so daß eine plötzliche Richtungsänderung bei dem Uebertritte des Wassers aus der Hauptröhre in eine Zweigröhre nicht vorkommt, so läßt sich annehmen, daß hierbei ein namhafter Verlust an Druck oder lebendigem Gefälle nicht stattfinde.

In dem in Fig. 165 abgebildeten Falle sei h das Gefälle $BC = H_1 D_1 = H_2 D_2$, l die Länge und d die Weite der Hauptröhre AC, ferner h_1 das Gefälle $D_1 E_1$, l_1 die Länge und d_1 die Weite der einen, sowie h_2 das Gefälle $D_2 E_2$, l_2 die Länge und d_2 die Weite der anderen Zweigröhre, ferner seien c, c_1, c_2 die

Fig. 165.



Geschwindigkeiten des Wassers in diesen drei Röhren, und endlich sei ζ_0 der Widerstandscoefficient für den Eintritt, sowie ζ der Reibungscoefficient des Wassers.

Bezeichnet nun noch z den Piezometerstand oder die Druckhöhe CF am Ende des Hauptstranges, so läßt sich setzen:

$$\text{I.} \quad BF = CB - CF = h - z = \left(1 + \zeta_0 + \zeta \frac{l}{d}\right) \frac{c^2}{2g},$$

ferner:

$$\text{II.} \quad CF + D_1 E_1 = z + h_1 = \frac{c_1^2}{2g} - \frac{c^2}{2g} + \zeta \frac{l_1}{d_1} \frac{c_1^2}{2g},$$

$$\text{III.} \quad CF + D_2 E_2 = z + h_2 = \frac{c_2^2}{2g} - \frac{c^2}{2g} + \zeta \frac{l_2}{d_2} \frac{c_2^2}{2g}.$$

Da die Wassermenge

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

der Hauptröhre gleich ist die Summe der Wassermengen

$$Q_1 = \frac{\pi d_1^2}{4} c_1 \text{ und } Q_2 = \frac{\pi d_2^2}{4} c_2$$

der beiden Zweigröhren, so gilt noch folgende Gleichung:

$$\text{IV.} \quad d^2 c = d_1^2 c_1 + d_2^2 c_2.$$

Mit Hülfe dieser vier Gleichungen lassen sich natürlich auch vier Größen berechnen. In den gewöhnlichen Fällen sind die Gefälle, Röhrenlängen und Wassermengen gegeben und es wird nach den erforderlichen Röhrenweiten u. s. w. gefragt. Nimmt man die Geschwindigkeit c des Wassers in der Hauptröhre als gegeben an, so kann zunächst die Weite dieser Röhre mittelst der Formel:

$$1)\quad d = \sqrt{\frac{4\,Q}{\pi c}} = 1{,}1284\,\sqrt{\frac{Q}{c}}$$

berechnet, und hiernach wieder, mit Hülfe von I. die Piezometerhöhe an dem Theilungspunkte C:

$$2)\quad z = h - \left(1 + \zeta_0 + \zeta\,\frac{l}{d}\right)\frac{c^2}{2g}$$

bestimmt werden.

Setzt man diesen Werth für z in den Gleichungen II. und III., so erhält man, nach gehöriger Umformung, folgende Bestimmungsgleichungen für die Weiten d_1 und d_2 der Zweigröhren:

$$3)\ d_1 = \sqrt[5]{\frac{\zeta l_1 + d_1}{2g(z + h_1) + c^2}\left(\frac{4\,Q_1}{\pi}\right)^2}$$

und

$$4)\ d_2 = \sqrt[5]{\frac{\zeta l_2 + d_2}{2g(z + h_2) + c^2}\left(\frac{4\,Q_2}{\pi}\right)^2}.$$

Um die Näherungswerthe zu erhalten, kann man anfangs d_1 und d_2 unter dem Wurzelzeichen vernachlässigen. Fallen c_1 und c_2 sehr verschieden von c aus, so hat man noch auf die Veränderlichkeit des Reibungscoefficienten ζ Rücksicht zu nehmen, demselben also für jede der drei Röhren besondere Werthe beizulegen und hiermit die Bestimmung von d_1 und d_2 zu wiederholen.

Beispiel. Eine Röhrenfahrt, welche aus einer Haupt- und zwei Zweigröhren bestehen soll, ist dazu bestimmt, in einem Zweige 0,5 und im anderen 0,8 cbm Wasser pr. Minute fortzuleiten, und es hat sich durch ein Nivellement ergeben, daß die Hauptröhre bei 300 m Länge, 1,2 m, die erste Zweigröhre bei 200 m Länge 0,9 m und die andere Zweigröhre bei 60 m Länge 0,3 m Gefälle erhalten kann; welche Weiten muß man den einzelnen Röhren geben? Wenn man dem Wasser in der Hauptröhre 0,75 m Geschwindigkeit ertheilen will, so muß man dieser Röhre die Weite:

$$d = \sqrt{\frac{4\,Q}{\pi c}} = \sqrt{\frac{4\,.\,1{,}3}{60\,.\,0{,}75\,\pi}} = \sqrt{0{,}03677} = 0{,}192 \text{ m}$$

geben. Nimmt man nun (nach Thl. I) den Widerstandscoefficienten für den Eintritt, $\zeta_0 = 0{,}505$, und den Reibungscoefficienten der Geschwindigkeit $c = 0{,}75$ m entsprechend, $\zeta = 0{,}0253$ an, ferner $2g = 19{,}62$ und $\left(\frac{4}{\pi}\right)^2 = 1{,}621$, so folgt für den Piezometerstand an dem Theilungspunkte:

$$z = h - \left(1 + \zeta_0 + \zeta\,\frac{l}{d}\right)\frac{c^2}{2g} = 1{,}2 - \left(1 + 0{,}505 + 0{,}0253\,\frac{300}{0{,}192}\right)0{,}75^2\,.\,0{,}051$$
$$= 1{,}2 - 41{,}036\,.\,0{,}0287 = 0{,}022 \text{ m}.$$

Nimmt man vorläufig auch für die Zweigröhre $\zeta = 0{,}0253$ an, und vernachlässigt man anfangs die Glieder d_1 und d_2 auf der rechten Seite, so erhält man:

$$z + h_1 = 0{,}022 + 0{,}9 = 0{,}922 \text{ m},$$
$$z + h_2 = 0{,}022 + 0{,}3 = 0{,}322 \text{ m},$$
$$\left(\frac{4\,Q_1}{\pi}\right)^2 = 1{,}621 \left(\frac{0{,}5}{60}\right)^2 = 0{,}000113$$

und

$$\left(\frac{4\,Q_2}{\pi}\right)^2 = 1{,}621 \left(\frac{0{,}8}{60}\right)^2 = 0{,}000288,$$

sowie

$$d_1 = \sqrt[5]{\frac{0{,}0253 \,.\, 200 \,.\, 0{,}000113}{19{,}62 \,.\, 0{,}922 + 0{,}75^2}} = 0{,}125 \text{ m}$$

und

$$d_2 = \sqrt[5]{\frac{0{,}0253 \,.\, 60 \,.\, 0{,}000288}{19{,}62 \,.\, 0{,}322 + 0{,}75^2}} = 0{,}145 \text{ m}.$$

Diesen Durchmessern entsprechen die Geschwindigkeiten

$$c_1 = \frac{4\,Q_1}{\pi\,d_1^2} = \frac{0{,}5}{0{,}01227 \,.\, 60} = 0{,}679 \text{ m}$$

und

$$c_2 = \frac{4\,Q_2}{\pi\,d_2^2} = \frac{0{,}8}{0{,}01651 \,.\, 60} = 0{,}807 \text{ m},$$

welchen nach Thl. I die Widerstandscoefficienten $\zeta = 0{,}0259$ und $0{,}0250$ angehören. Es folgen hiernach schärfer die Röhrenweiten:

$$d_1 = \sqrt[5]{\frac{0{,}0259 \,.\, 200 + 0{,}125}{19{,}62 \,.\, 0{,}922 + 0{,}679^2}\, 0{,}000113} = 0{,}127 \text{ m}$$

und

$$d_2 = \sqrt[5]{\frac{0{,}0250 \,.\, 60 + 0{,}145}{19{,}62 \,.\, 0{,}322 + 0{,}807^2}\, 0{,}000288} = 0{,}146 \text{ m}.$$

§. 51. **Zusammengesetzte Leitungsröhren.** Wenn die Theilung der Hauptröhre in zwei Röhren in einem besonderen Behälter erfolgt, worin das Wasser eine freie Oberfläche annimmt, so gehen die obigen Gleichungen unter I., II. und III. in folgende über:

$$\text{I. } h = \left(1 + \zeta_0 + \zeta\,\frac{l}{d}\right)\frac{c^2}{2\,g},$$

$$\text{II. } h_1 = \left(1 + \zeta_0 + \zeta\,\frac{l_1}{d_1}\right)\frac{c_1^2}{2\,g}$$

und

$$\text{III. } h_2 = \left(1 + \zeta_0 + \zeta\,\frac{l_2}{d_2}\right)\frac{c_2^2}{2\,g},$$

wobei h den senkrechten Abstand des Wasserspiegels A im oberen Reservoir über dem im mittleren bezeichnet, und h_1 sowie h_2 von dem letzteren Wasserspiegel entweder bis zum Wasserspiegel E_1 im unteren Gefäße oder bis zur Mündungsmitte E_2 der Zweigröhre CE_2 gemessen wird, je nachdem der Ausfluß unter Wasser oder frei erfolgt.

Giebt man auch hier c, also $d = \sqrt{\frac{4\,Q}{\pi c}}$, so kann man mittelst der Gleichung I. zuerst den Niveauabstand h berechnen, und zieht man denselben von dem ganzen Gefälle zwischen A und E_1, sowie zwischen A und E_2 ab, so erhält man die Gefälle h_1 und h_2 der Zweigröhren CE_1 und CE_2, deren Durchmesser d_1 und d_2 sich dann durch die Formeln

$$d_1 = \sqrt[5]{\frac{(1 + \zeta_0)\,d_1 + \zeta l_1}{2\,g h_1}\left(\frac{4\,Q_1}{\pi}\right)^2}$$

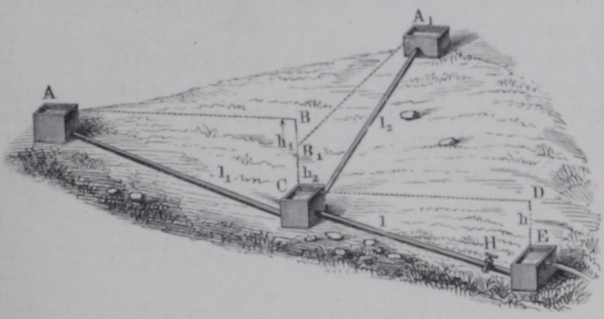
und

$$d_2 = \sqrt[5]{\frac{(1 + \zeta_0)\,d_2 + \zeta l_2}{2\,g h_2}\left(\frac{4\,Q_2}{\pi}\right)^2}$$

berechnen lassen.

Vorstehende Formeln finden auch dann ihre Anwendung, wenn, wie Fig. 166 darstellt, sich zwei Röhrenstränge AC und A_1C in einem Reservoir C vereinigen und das von beiden gelieferte Wasser in einem Hauptstrange CE weiter fortgeführt wird. Es bezeichnen dann h das Gefälle DE, l die Länge, d die Weite u. s. w. der Hauptröhre CE, ferner h_1 das Gefälle BC, l_1 die Länge, d_1 die Weite u. s. w. der einen Zweigröhre AC, sowie h_2 das Gefälle B_1C, l_2 die Länge, d_2 die Weite u. s. w. der anderen

Fig. 166.



Zweigröhre A_1C. Auch finden bei einer solchen Confluenz die Formeln des vorigen Paragraphen ihre Anwendung, wenn statt des Sammlers C eine einfache Gabelröhre angebracht ist, wie in Fig. 165.

Kommen in der Leitung noch Kröpfe oder Kniestücke vor, so muß natürlich der Widerstand, welchen das Wasser beim Durchgange durch dieselben zu überwinden hat, in Betracht gezogen werden, und ebenso ist es, wenn Regulirungsapparate, z. B. Stellhähne wie H, in der Röhrenleitung angebracht sind. Ist ζ_2 der Widerstandscoefficient für eine gewisse Stellung eines solchen Apparates (s. Thl. I), so hat man in demjenigen der obigen

Ausdrücke, welcher der Leitröhre entspricht, worin dieser Apparat vorkommt, den Widerstandscoefficienten ζ_0 für den Eintritt in die Röhre noch um ζ_2 zu vergrößern, also anstatt ζ_0, $\zeta_0 + \zeta_2$ zu setzen, um dem obigen Ausdrucke auch in diesem Falle Gültigkeit zu verschaffen.

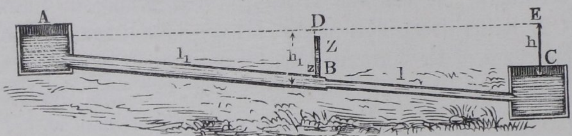
Kommt in einer Leitungsröhre eine kantige Querschnittsveränderung vor, welche eine plötzliche Geschwindigkeitsveränderung des Wassers zur Folge hat, so tritt noch ein Widerstand hinzu, welcher durch die Druckhöhe

$$h_1 = \frac{(c_1 - c)^2}{2g}$$

gemessen wird, wenn c_1 und c die beiden Geschwindigkeiten des Wassers bezeichnen.

Wenn ein Röhrenstrang ABC, Fig. 167, aus einem weiteren und einem engeren Röhrenstück zusammengesetzt ist, so fällt natürlich auch der Wider-

Fig. 167.



stand in demselben anders aus, als wenn derselbe an allen Stellen eine und dieselbe Weite hat.

Ist l die Länge, d die Weite der unteren Röhre BC, sowie c die Geschwindigkeit des Wassers in derselben, ferner l_1 die Länge, d_1 die Weite und h_1 die Druckhöhe BD der oberen Röhre AB, sowie c_1 die Geschwindigkeit des Wassers in derselben, und bezeichnet h das ganze Gefälle CE, sowie z den Piezometerstand BZ an der Stelle B, wo die Querschnittsveränderung eintritt, so hat man:

$$h_1 - z = \left(1 + \zeta_0 + \zeta_1 \frac{l_1}{d_1}\right) \frac{c_1^2}{2g},$$

sowie

$$h - (h_1 - z) = \frac{c^2}{2g} - \frac{c_1^2}{2g} + \frac{(c - c_1)^2}{2g} + \zeta \frac{l}{d} \frac{c^2}{2g},$$

und es folgt durch Addition:

$$h = \left(\zeta_0 + \zeta_1 \frac{l_1}{d_1}\right) \frac{c_1^2}{2g} + \frac{c^2}{2g} + \frac{(c - c_1)^2}{2g} + \zeta \frac{l}{d} \frac{c^2}{2g}.$$

Da $\frac{c_1}{c} = \frac{d^2}{d_1^2}$ ist, so läßt sich

$$c_1 = \left(\frac{d}{d_1}\right)^2 c$$

einführen, und wenn man nun nach Thl. I

$$\frac{(c - c_1)^2}{2g} = \left(1 - \frac{c_1}{c}\right)^2 \frac{c^2}{2g} = \left[1 - \left(\frac{d}{d_1}\right)^2\right]^2 \frac{c^2}{2g} = \zeta_2 \frac{c^2}{2g}$$

setzt, so erhält man folgende Bestimmungsgleichung:

$$2gh = \left[1 + \zeta_2 + \zeta \frac{l}{d} + \left(\zeta_0 + \zeta_1 \frac{l_1}{d_1}\right) \left(\frac{d}{d_1}\right)^4\right] c^2.$$

Ist das ganze Gefälle gegeben, so erhält man hiernach die Ausflußgeschwindigkeit:

$$c = \sqrt{\frac{2gh}{1 + \zeta_2 + \zeta \frac{l}{d} + \left(\zeta_0 + \zeta_1 \frac{l_1}{d_1}\right) \left(\frac{d}{d_1}\right)^4}},$$

woraus sich dann das Wasserquantum

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

berechnen läßt.

Giebt man das letztere, so hat man hingegen für die erforderliche Röhrenweite:

$$d = \sqrt[5]{\frac{(1 + \zeta_2)\, d + \zeta l}{2gh \left(\frac{\pi}{4Q}\right)^2 - \left(\zeta_0 + \zeta_1 \frac{l_1}{d_1}\right) \frac{1}{d_1^4}}}.$$

Beispiel. Wenn die Wasserleitung in Fig. 167 aus einer Röhre BC von 60 m Länge und 80 mm Weite und aus einer Röhre AB von 100 m Länge und 120 mm Weite besteht, und das Totalgefälle derselben 1,5 m beträgt, so kann man, da sich $\zeta_0 = 0{,}505$ und $\zeta_2 = \left[1 - \left(\frac{d}{d_1}\right)^2\right]^2 = \left(1 - \frac{4}{9}\right)^2 = 0{,}308$, sowie vorläufig $\zeta = 0{,}024$ und $\zeta_1 = 0{,}028$ annehmen läßt, die Geschwindigkeit des Wassers in der engeren Röhre:

$$c = \sqrt{\frac{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 1{,}5}{1{,}308 + 0{,}024 \frac{60}{0{,}08} + \left(0{,}505 + 0{,}028 \frac{100}{0{,}12}\right) \frac{2^4}{3^4}}} = 1{,}107 \text{ m}$$

und folglich die in der weiteren Röhre

$$c_1 = \left(\frac{d}{d_1}\right)^2 c = \frac{4}{9} \cdot 1{,}107 = 0{,}492 \text{ m}$$

setzen.

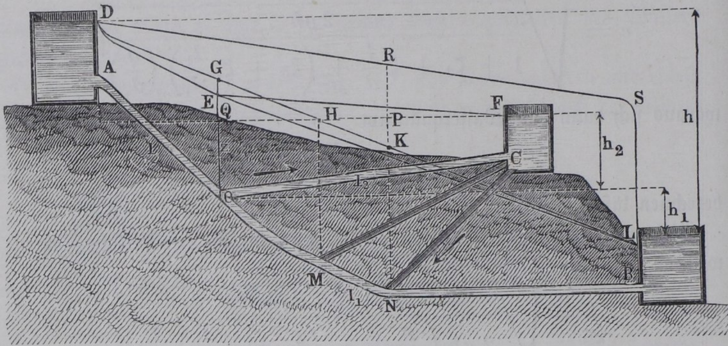
Diesen Geschwindigkeiten entsprechen die von den angenommenen nur wenig abweichenden Werthe $\zeta = 0{,}0234$ und $0{,}028$; das Wasserquantum beträgt pro Secunde

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} c = 0{,}785 \,.\, 0{,}08^2 \,.\, 1{,}107 = 0{,}00556 \text{ cbm} = 5{,}56 \text{ Liter.}$$

Drucklinie einer Röhrenleitung. Die durch die Piezometerstände einer Röhrenleitung AMB, Fig. 168, gehende Drucklinie $DGHKL$ §. 52.

giebt eine vollständige Uebersicht über den Druck des Wassers an jeder Stelle der Leitung. Z. B. in O wird der Druck des Wassers durch den Piezometerstand OG, in M durch den Piezometerstand MH gemessen u. s. w. Bei Röhrenleitungen mit Querschnitts- und Richtungsänderungen ist die Drucklinie gekrümmt; sie zieht sich z. B. an den Stellen, wo die Röhre eng ist, und folglich das Wasser schnell fließt, nach unten, dagegen an den Stellen, wo dieselbe einen größeren Querschnitt hat, folglich das Wasser langsam

Fig. 168.



fließt, nach oben. Wenn die Röhrenleitung AMB, welche zwei Behälter A und B in Verbindung setzt, durch eine zweite Röhre mit einem dritten Behälter C communicirt, so entsteht zunächst die Frage, ob das Wasser aus C nach AB, oder ob es aus AB nach C fließt. Schneidet die Ebene des Wasserspiegels in C die Drucklinie $DGHKL$ in H, so ist jedenfalls die senkrecht unter H liegende Stelle M der Röhre AMB diejenige, wo eine von C nach AB führende Seitenröhre CM in AMB einmünden kann, ohne daß Wasser aus C heraus oder in C hineinströmt. Legt man die Einmündung nach dem Punkte N, dessen Tiefe NP unter dem Wasserspiegel in C größer ist als der Piezometerstand NK, so fließt das Wasser aus C nach N und von da weiter nach B; läßt man dagegen die Communicationsröhre im Punkte O einmünden, dessen Tiefe OQ unter dem Wasserspiegel in C kleiner ist als der Piezometerstand OG, so fließt das Wasser aus A nicht allein nach B, sondern zum Theil nach C; es sind also dann beide Behälter B und C Sammelbehälter, wogegen im ersten Falle nur B ein solcher ist.

Bezeichnen wieder, wie in §. 50, l, l_1 und l_2 die Längen; sowie d, d_1 und d_2 die Weiten und h, h_1 und h_2 die Gefälle der Leitungsstücke OA, OB und OC, setzen wir ferner den Piezometerstand im Knotenpunkt O gleich z und berücksichtigen wir nur die Reibungswiderstände der Röhren, so hat man einfach

$$h - z = \zeta \frac{l}{d} \frac{c^2}{2g}$$

$$z + h_1 = \zeta \frac{l_1}{d_1} \frac{c_1^2}{2g}$$

$$z - h_2 = \zeta \frac{l_2}{d_2} \frac{c_2^2}{2g},$$

oder, wenn man die Wassermengen

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} c, \quad Q_1 = \frac{\pi d_1^2}{4} c_1 \text{ und } Q_2 = \frac{\pi d_2^2}{4} c_2$$

einführt, und zur Vereinfachung

$$\left(\frac{4}{\pi}\right)^2 \frac{\zeta}{2g} = \psi$$

setzt,

$$h - z = \left(\frac{4}{\pi}\right)^2 \frac{\zeta}{2g} \frac{l Q^2}{d^5} = \frac{\psi l Q^2}{d^5},$$

$$z + h_1 = \frac{\psi l_1 Q_1^2}{d_1^5} \text{ und } z - h_2 = \frac{\psi l_2 Q_2^2}{d_2^5}.$$

Nun ist aber $Q = Q_1 + Q_2$, daher folgt

$$\sqrt{\frac{(h - z) d^5}{l}} = \sqrt{\frac{(z + h_1) d_1^5}{l_1}} + \sqrt{\frac{(z - h_2) d_2^5}{l_2}}$$

oder, wenn die Röhrenleitung überall gleich weit ist,

$$\sqrt{\frac{h - z}{l}} = \sqrt{\frac{z + h_1}{l_1}} + \sqrt{\frac{z - h_2}{l_2}}.$$

Es ist folglich im letzteren Falle der Piezometerstand z im Knotenpunkt O weder von der Röhrenweite d noch vom Wasserquantum Q abhängig.

Wäre das Reservoir C von der Röhrenleitung AB abgesperrt, so wäre das Abflußquantum nach B

$$Q_0 = \sqrt{\frac{(h + h_1) d^5}{\psi (l + l_1)}}.$$

Hieraus folgt mit Rücksicht auf obige Werthe von Q, Q_1 und Q_2:

$$Q_0^2 (l + l_1) = \frac{h + h_1}{\psi} d^5 = \frac{h - z}{\psi} d^5 + \frac{z + h_1}{\psi} d^5$$

$$= Q^2 l + Q_1^2 l_1 = (Q_1 + Q_2)^2 l + Q_1^2 l_1,$$

daher

$$Q_1^2 + \frac{2 Q_2 l}{l + l_1} Q_1 = Q_0^2 - \frac{Q_2^2 l}{l + l_1}.$$

Die Auflösung dieser quadratischen Gleichung giebt die Wassermenge, welche durch OB in den Behälter B geführt wird.

$$Q_1 = -\frac{Q_2 l}{l + l_1} + \sqrt{Q_0^2 - Q_2^2 \frac{l l_1}{(l + l_1)^2}}$$

oder annähernd, wenn Q_2 nicht groß ist gegen Q_0,

$$1)\quad Q_1 = Q_0 - \frac{l}{l + l_1} Q_2,$$

und

$$2)\quad Q = Q_1 + Q_2 = Q_0 + \frac{l_1}{l + l_1} Q_2.$$

Durch das Hinzutreten der Röhre OC geht die Drucklinie $DGHKL$ in DEL über und kommt die Drucklinie EF hinzu; jedenfalls ist dann der Piezometerstand in O, $OE > OQ < \overline{OG}$, sowie die Druckhöhendifferenz von AO kleiner als $h - h_2$, dagegen die Druckhöhendifferenz von OB größer als $h_1 + h_2$.

Es läßt sich daher auch setzen:

$$Q < \sqrt{\frac{(h - h_2)\, d^5}{\psi l}}$$

und

$$Q_1 > \sqrt{\frac{(h_1 + h_2)\, d^5}{\psi l_1}},$$

sowie

$$Q_2 = Q - Q_1 < \sqrt{\frac{(h - h_2)\, d^5}{\psi l}} - \sqrt{\frac{(h_1 + h_2)\, d^5}{\psi l_1}}$$

Nehmen wir nun vorläufig

$$Q_2 = \sqrt{\frac{(h - h_2)\, d^5}{\psi l}} - \sqrt{\frac{(h_1 + h_2)\, d^5}{\psi l_1}}$$

an, so können wir mittelst der obigen Formel 1) und 2) annähernd auch Q und Q_1 berechnen, woraus dann genauer $Q_2 = Q - Q_1$ folgt. Durch wiederholte Anwendung der gedachten Formeln kann man so Q, Q_1 und folglich auch Q_2 hinreichend genau bestimmen.

Wenn man bei B durch Stellung eines Hahnes oder anderen Regulators den Druck in der Röhre AMB vergrößert, so daß die Drucklinie in $DRSL$ übergeht, so steigt der Piezometerstand NR im Knotenpunkte N über den Wasserspiegel von C, und es fließt dann durch die Röhre NC ebenfalls Wasser aus A nach C. Um nach Bedürfniß mehr oder weniger Wasser nach B zu leiten, bedarf es daher nur einer größeren oder kleineren Eröffnung des Regulators bei B.