...draulik
und ihre
Anwendung in der Kulturtechnik

von

H. Gamann

Verlag von Paul Parey in Berlin

EIGENTUM
VON:

2t 10:-   Ini Prz

Hydraulik

und ihre

Anwendung in der Kulturtechnik.

Von

H. Gamann,
Lehrer an der Wiesen- und Wegebauschule in Siegen.

Mit 153 Textabbildungen und 2 Tafeln.

BERLIN.
VERLAGSBUCHHANDLUNG PAUL PAREY.
Verlag für Landwirtschaft, Gartenbau und Forstwesen.
SW., Hedemannstrasse 10.
1909.

Vorwort.

Wie die früher von mir geschriebenen Bücher

„Baukunde für Wiesen- und Wegebautechniker“ und

„Unterhaltung der Wege und Fahrstraßen“,

so soll auch dieses Buch ein Hilfsmittel bilden für Schule und Praxis. Wenngleich dasselbe in erster Linie für meine eigenen Schüler bestimmt ist, so hoffe ich doch, daß es auch in anderen kulturtechnischen Lehranstalten und Tiefbauschulen Verwendung findet und namentlich in der Praxis bei der Lösung wasserbautechnischer Aufgaben ein nützliches Werk zum Nachschlagen sein wird.

Das Buch enthält in seinem ersten Teile das Wichtigste aus der Mechanik des Wassers und behandelt in seinem zweiten Teile, der angewandten Hydraulik, Hydrologie, Hydrometrie, offene Wasserläufe, Stauwerke, Brücken und Durchlässe, Kanalisation, Drainage, Wasserversorgung, Wasserkraftmaschinen und Wasserhebmaschinen.

Siegen, im Januar 1909.

H. Gamann.

Inhalt.

I. Hydraulik.

III. Anhang.

Benutzte Literatur.

Anleitung für die Aufstellung und Ausführung von Drainage-Entwürfen von der Königl. General-Kommission für Schlesien.

Böhm, Leitende Grundsätze für die Entwässerung von Ortschaften.

Danckwerts, Berechnung der Stauweiten.

Dobel, Kanalisation.

Dünkelberg, Enzyklopädie und Methologie der Kulturtechnik.

Esselborn, Lehrbuch des Tiefbaues.

Franzius, Der Wasserbau.

Friedrich, Kulturtechnischer Wasserbau.

Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften.

Heinemann, Wasserleitungsprojekte für Landgemeinden.

„Hütte“, Ingenieurs Taschenbuch.

Imhoff, Taschenbuch für Kanalisations-Ingenieure.

Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung.

Klimpert, Mechanik flüssiger Körper.

Kulturtechniker.

Loewe, Straßenbau.

Meißner, Hydraulik.

Merl, Neue Theorie der Bodenentwässerung.

Mohr, Die Wasserförderung.

Nielsen, Tafeln zur Bestimmung der Drainrohrweite.

Penk, Untersuchungen über Verdunstung und Abfluß.

Ritter, Technische Mechanik.

Rühlmann, Hydromechanik.

Rühlmann, Maschinenlehre.

Schewior, Hilfstafeln zur Bearbeitung von Meliorationsentwürfen.

Strunkel, Der Wasserbau.

Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst.

Vogler, Grundlehren der Kulturtechnik.

Weisbach-Reuleaux, Ingenieur.

Wex, Hydrodynamik.

Weyrauch, Der Wasserbau.

Zeitschrift für Gewässerkunde.

Zeitschrift für Wasserbau und Wasserwirtschaft.

Zentralblatt der Bauverwaltung.

Ferner die in den Fußnoten angegebenen Schriften.

I. Hydraulik.

Die Hydraulik oder die Mechanik der flüssigen Körper wird eingeteilt in:

1. die **Hydrostatik** oder die Lehre vom Gleichgewicht der Flüssigkeiten,
2. die **Hydrodynamik** oder die Lehre von der Bewegung der Flüssigkeiten.

Die Flüssigkeiten haben nur geringe Kohäsion, die einzelnen Teilchen sind so leicht verschiebbar, daß nur Flüssigkeitskörper von der Größe eines Tropfens eine selbständige Form behalten. Ihre Zusammendrückbarkeit ist nur gering.

A. Hydrostatik.

§ 1. Die Oberfläche.

Infolge der leichten Verschiebbarkeit stellt sich die Oberfläche senkrecht zu den Kräften, die auf jedes Teilchen wirken. Hieraus folgt:

1. Die Oberfläche eines stillstehenden Wassers ist wagerecht, denn es wirkt nur senkrecht die Schwerkraft.
2. Die Oberfläche eines fließenden Wassers ist nicht wagerecht, denn sie wird bedingt durch die senkrecht wirkende, treibende Schwerkraft und durch die seitlich wirkenden, hemmenden Widerstände.

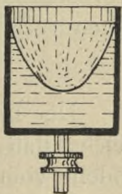


Fig. 1.

3. Die Oberfläche in einem sich bewegenden Gefäße ist nicht wagerecht; sie bildet z. B. bei einem um eine lotrechte Achse sich drehenden Zylinder eine krumme Fläche, ein Paraboloid (Fig. 1) und in den Zellen eines oberschlächtigen Wasserrades ebenfalls krumme Flächen. In beiden Fällen wirkt außer der Schwerkraft noch die Fliehkraft auf die Wasserteilchen ein.
4. Die Oberfläche des Wassers hebt sich an den Wänden des umschließenden Gefäßes; auch hat das Wasser an seiner Oberfläche ein dünnes Häutchen, das Oberflächenhäutchen. Beide Erscheinungen sind Wirkungen der Molekularkräfte, wie in § 6 gezeigt wird.

§ 2. Fortpflanzung des Druckes.
(Pascals Gesetz.)

Ein Druck, der auf eine Flüssigkeit ausgeübt wird, pflanzt sich in ihr nach allen Richtungen hin gleichmäßig fort.

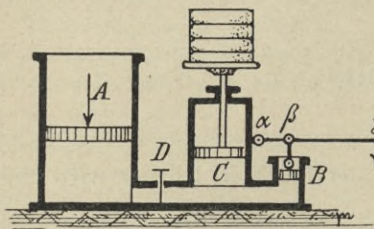


Fig. 2.

Anwendung findet dieser Satz besonders bei den hydraulischen Pressen und bei den Reaktionsturbinen (§ 51).

1. Beispiel. Bei einer hydraulischen Presse (Fig. 2) habe der Presskolben A einen Durchmesser von 0,6 m, der Pumpenkolben B einen solchen von 0,1 m, der Hebelarm $\alpha\beta$ sei 0,1 m und der Hebelarm $\alpha\gamma = 1{,}0$ m. Welche Last kann man mit dieser Presse heben, wenn in γ eine Kraft von 12 kg wirkt?

$$\text{Der Druck auf } B \text{ ist } 12 \cdot \frac{1{,}0}{0{,}1} = 120 \text{ kg und}$$

$$\text{die Last bei } A = 120 \cdot \frac{0{,}6^2}{0{,}1^2} = 4320 \text{ kg.}$$

Anmerkung. C nennt man Akkumulator (Anhäufer, Sammler), weil dort die Arbeit sich ansammelt, wenn die Pumpe bewegt wird und der Hahn D geschlossen ist.

§ 3. Hydrostatischer Druck.

Der Druck einer ruhenden Flüssigkeit gegen die Gefäßwand heißt hydrostatischer Druck. Wir unterscheiden den Bodendruck und den Seitendruck der Flüssigkeit.

a) Der Bodendruck.

Der Bodendruck ist gleich dem Gewichte einer Flüssigkeitssäule, welche den Boden zur Grundfläche und den lotrechten Abstand des Bodens vom Flüssigkeitsspiegel zur Höhe hat.

Begründung. Für Gefäße mit senkrechten Wänden ist der Bodendruck selbstverständlich gleich dem Gewichte der darüber befindlichen Flüssigkeitsmenge (Fig. 3). Bei einem sich nach oben erweiternden Gefäße tragen die schiefen Wände einen Teil der Flüssigkeit (Fig. 4). Verengt sich das Gefäß nach oben, so hat der senkrecht unter der Oberfläche liegende Teil des Bodens den Druck der ganzen darauf ruhenden Flüssigkeit zu tragen. Da aber jeder einseitig ausgeübte Druck sich nach allen Seiten gleichmäßig fortpflanzt, so hat auch die ganze untere Flüssigkeitsschicht und somit der Boden diesen Druck auszuhalten (Fig. 5).

Hieraus ergibt sich, daß Flüssigkeiten einen viel größeren Druck als ihr eigenes Gewicht auf den Boden der Gefäße ausüben können.


Fig. 3.

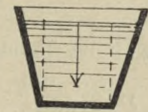


Fig. 4.

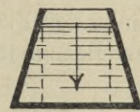


Fig. 5.

Diesen paradoxen (scheinbar widersinnigen) Satz hat Stevin 1586 gefunden, man nennt ihn daher auch das hydrostatische Paradoxon von Stevin.

2. Beispiel. Welche Kraft ist erforderlich, um das Bodenventil eines Gefäßes zu heben, wenn das Ventil 10 cm Durchmesser und die Wassersäule 0,8 m Höhe hat?

$$P = 1^2 \cdot \frac{3{,}14}{4} \cdot 8 = 6{,}28 \text{ kg.}$$

b) Der Seitendruck.

Der Druck des Wassers gegen eine ebene Fläche (Fig. 6) ist

$$P = F\, h_1\, \gamma, \tag{1}$$

wenn F den Inhalt der gedrückten Fläche in Quadratmeter, h_1 den Abstand des Schwerpunktes der gedrückten Fläche vom Wasserspiegel und

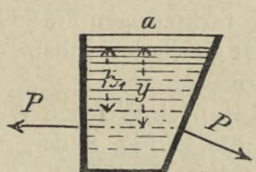


Fig. 6.

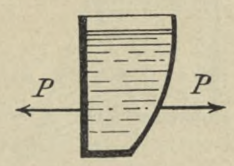


Fig. 7.

γ das Gewicht eines Kubikmeter Wassers = 1000 kg bedeutet. Den Mittel- oder Angriffspunkt des Wasserdrucks findet man aus der Formel

$$y = \frac{J}{W}, \tag{2}$$

wenn J das Trägheitsmoment und W das Widerstandsmoment der gedrückten Fläche, bezogen auf den Wasserspiegel (Punkt a in Fig. 6), bedeutet.

Daß bei einer geneigten oder gebogenen Wand der Horizontaldruck dem Drucke gegen die Vertikalprojektion dieser Wand gleich sein muß, geht schon hervor aus dem Satze: Beim Gleichgewichte ist die algebraische Summe der entgegengesetzten Kräfte gleich Null (Fig. 7).

Man kann den Druck gegen eine rechteckige Wand von 1 m Breite durch eine Fläche (Druckfläche) darstellen. Der Druck ist dann gleich dem Tausendfachen der Fläche und der Druckmittelpunkt liegt im Schwerpunkt der Fläche.

Unter Bezugnahme auf Fig. 8 ist alsdann für eine senkrechte Wand

$$P = 1000 \frac{h^2}{2}, \tag{3}$$

für eine geneigte Wand

$$P_1 = 1000 \frac{h\,l}{2}, \tag{4}$$

$$x = \frac{h}{3}. \tag{5}$$

Beweis. Nach dem Pascalschen Gesetz läßt sich der Druck gegen eine Fläche von der Breite 1 und der Höhe f darstellen

für die Wasserhöhe	h durch eine Wassersäule	fh,
„ „ „	$\frac{3}{4}h$ „ „ „	$\frac{3}{4}fh$,
„ „ „	$\frac{1}{2}h$ „ „ „	$\frac{1}{2}fh$,
„ „ „	$\frac{1}{4}h$ „ „ „	$\frac{1}{4}fh$.

Sämtliche Wassersäulen werden demnach durch die Hypotenuse und eine Kathete begrenzt und die Summe sämtlicher Wassersäulen oder der Druck gegen die rechteckigen Flächen von der Breite 1 ist gleich dem Inhalte der schraffierten Dreiecke.

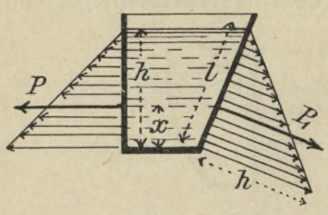


Fig. 8.

3. Beispiel. Welchen Wasserdruck P erhält die in Fig. 8 dargestellte lotrechte Gefäßwand und wo liegt der Druckmittelpunkt, wenn $h = 3{,}0$ m ist und die Länge der Wand 1,0 m beträgt?

Nach Formel (3) ist $P = 1000 \frac{3^2}{2} = 4500$ kg. Der Druckmittelpunkt liegt im Schwerpunkt des schraffierten Dreiecks, mithin $x = \frac{3{,}0}{3} = 1{,}0$ m.

Anwendung finden die Formeln besonders bei der Berechnung der Wehre (§ 32).

§ 4. Der Auftrieb.

Der Auftrieb ist ein lotrecht nach oben gerichteter Druck, welcher gleich ist dem an dieser Stelle wirkenden Bodendruck.

Beweis. Bodendruck und Auftrieb verhalten sich zueinander wie Wirkung und Gegenwirkung (Fig. 9); beim Gleichgewicht müssen sie demnach gleich sein.

Auf das Gesetz des Auftriebes gründet sich das Gesetz des Archimedes, das Schwimmen, die Bestimmung des spezifischen Gewichtes.

a) Gesetz des Archimedes. Jeder in eine Flüssigkeit eingetauchte Körper verliert infolge des Auftriebes so viel an seinem Gewichte, wie die von ihm verdrängte Flüssigkeit wiegt.

b) Das Schwimmen. Ein Körper schwimmt, wenn sein Gewicht kleiner ist als dasjenige der von ihm verdrängten Flüssigkeit; ist sein Gewicht größer, so sinkt er; er schwebt, wenn beide Gewichte gleich groß sind. Für das Gleichgewicht beim Schwimmen gilt:

1. Der Auftrieb ist gleich dem Gewichte des Schwimmers, oder mit anderen Worten: jeder schwimmende Körper taucht so tief ein, bis die von ihm verdrängte Flüssigkeit genau so viel wiegt wie der Körper.
2. Beim Gleichgewichte liegen der Schwerpunkt A des Schwimmers und der Schwerpunkt B der verdrängten Wassermasse in einer

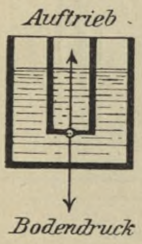


Fig. 9.

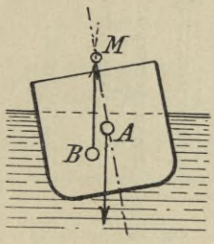


Fig. 10.

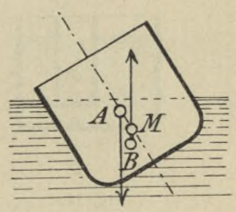


Fig. 11.

Lotrechten. Man nennt diese Lotrechte die Schwimmachse des Körpers. Wird der Schimmkörper seitwärts geneigt (Fig. 10), so wird die Lotrechte in B die Schwimmachse in M schneiden. Der Schnittpunkt M heißt das Metazentrum. Es kann der Schwerpunkt A des Schwimmers (Schiffes) tiefer oder höher liegen als das Metazentrum. Liegt er tiefer (Fig. 10), so wird das Schiff sich wieder gerade richten, liegt er höher (Fig. 11), so wird das Schiff kentern.

c) Bestimmung des spezifischen Gewichtes. Das spezifische Gewicht fester Körper kann man finden:

$$\gamma = \frac{\text{absolutes Gewicht}}{\text{Gewichtsverlust im Wasser.}}$$

Das spezifische Gewicht flüssiger Körper kann man finden aus der Schwimmtiefe fester Körper mittels Aräometer oder Senkwagen. Es gibt Gewichts- und Skalenaräometer. Auch kann man das spezifische Gewicht der Flüssigkeiten bestimmen durch verbundene Röhren (§ 5).

§ 5. Verbundene Röhren.

Verbundene Röhren sind oben offen und unten so miteinander verbunden, daß die Flüssigkeit aus einem Rohr frei in das andere treten kann. Werden solche Röhren mit einer Flüssigkeit gefüllt, so stellt sich der Flüssigkeitsspiegel in beiden Röhren gleich hoch.

Denkt man sich in dem Verbindungsrohr (Fig. 12) eine beliebige lotrechte Flüssigkeitsschichte $a\,b$, so kann sich dieselbe nur dann im Gleichgewicht, d. h. in der Ruhe befinden, wenn der Druck, den die Schicht erleidet, von beiden Seiten gleich groß ist. Der Druck ist von beiden Seiten gleich groß:

1. bei einer Flüssigkeit, wenn die Druckhöhen gleich groß sind, d. h. wenn die Flüssigkeitsspiegel gleich hoch liegen;
2. bei verschieden schweren Flüssigkeiten bei verschiedenen Druckhöhen.

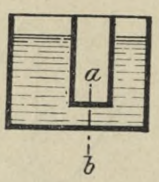


Fig. 12.

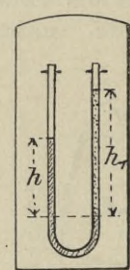


Fig. 13.

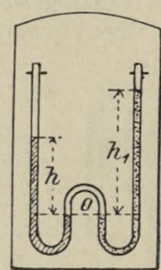


Fig. 14.

Aus den verschiedenen Druckhöhen kann man das spezifische Gewicht ermitteln wie folgt: Wenn beide Flüssigkeiten sich nicht beeinflussen, so verwendet man einfach ein ziemlich großes U-Rohr (Fig. 13), wirken sie aufeinander, so trennt man sie durch ein Doppel-U-Rohr (Fig. 14) und füllt so ein, daß sie bei O horizontal stehen. Ist F der Querschnitt des Rohres, h die Höhe der einen Flüssigkeit (Wasser), h_1 die der anderen und sind γ und γ_1 die spezifischen Gewichte, so ist $F\,h\,\gamma = F\,h_1\,\gamma_1$, woraus $h : h_1 = \gamma_1 : \gamma$, d. h. die Höhen der Flüssigkeiten verhalten sich umgekehrt zueinander wie ihre spezifischen Gewichte.

Anwendung finden die verbundenen Röhren außerdem bei der Kanalwage, bei Wasserleitungen, Brunnen (Laufbrunnen, Ziehbrunnen, Springbrunnen, artesische Brunnen), bei Wasserstandsröhren usw.

§ 6. Molekularwirkungen der Flüssigkeiten.

Diese zerfallen in die Wirkungen der Moleküle gegeneinander, nämlich Kohäsion, Oberflächenspannung, Zusammendrückbarkeit, und in die Gleichgewichtsverhältnisse bei Berührung flüssiger und fester Körper.

a) Die Kohäsion oder die Kraft, mit der die Moleküle eines Körpers sich anziehen, ist bei den Flüssigkeiten nur gering. Sie ist an der Oberfläche stärker als an den tiefer gelegenen Stellen. Ein Molekül im Innern der Flüssigkeit wird von den benachbarten Molekülen nach allen Seiten hin gleich stark angezogen (Fig. 15), die Anziehungskräfte heben sich paarweise gegenseitig auf. An der Oberfläche wird ein Molekül dagegen nur auf der unteren Hälfte durch die Nachbarmoleküle angezogen, die Anziehungskräfte vereinigen sich zu einer abwärts gerichteten Mittelkraft. An der Oberfläche herrscht deshalb eine besondere Spannung, „die Oberflächenspannung" in dem „Flüssigkeitshäutchen".

Man kann auf die Oberfläche leichte, fettige Nähnadeln legen, welche eine leichte Einbiegung der Oberfläche hervorbringen; Wasserinsekten (Wasserläufer) laufen über die Oberfläche des Wassers hin, ihr Körper ist gegen Benetzung gesichert; Seifenblasen kann man herstellen usw. Die Oberflächenspannung gibt den Tropfen Kugelform.

b) Adhäsion zwischen festen und flüssigen Körpern. Bei der Berührung der Flüssigkeit mit den Gefäßwänden kommen drei

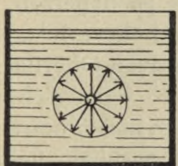


Fig. 15.

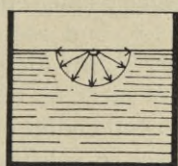


Fig. 16.

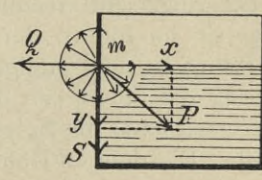


Fig. 17.

Kräfte zur Wirkung: die Adhäsion zwischen Gefäßwand und Flüssigkeit, die Kohäsion der Flüssigkeit und die Schwerkraft.

1. Flüssigkeit an den Seitenwänden des Gefäßes. Auf ein Wasserteilchen m wirken im rechtsseitigen Quadranten (Fig. 17) die Kohäsionskräfte mit der Mittelkraft P, im linksseitigen Halbkreis die Adhäsionskräfte mit der Mittelkraft Q und abwärts die Schwerkraft S. Zerlegt man P in x und y, so wird die Summe der abwärts wirkenden Kräfte $T = y + S$. Es können nun folgende Fälle eintreten:

$$Q = x,$$

alsdann ist die Mittelkraft aller Kräfte T (Fig. 17), und der Wasserspiegel, der stets rechtwinklig zur Mittelkraft steht, bleibt wagerecht;

$$Q > x,$$

der Wasserspiegel muß sich an der Gefäßwand heben (Fig. 18), denn er muß rechtwinklig zur Mittelkraft R stehen;

$$Q < x,$$

der Flüssigkeitsspiegel an der Gefäßwand senkt sich (Fig. 19), denn R ist nach innen geneigt.

Der Winkel φ heißt Randwinkel; derselbe ist kleiner als 90^0 bei benetzenden, größer als 90^0 bei nicht benetzenden Flüssigkeiten. Glas wird benetzt von Wasser, es wird nicht benetzt von Quecksilber.

2. Flüssigkeiten in engen Röhren. Taucht man ein Glasröhrchen in ein Gefäß mit Wasser, so wird letzteres in demselben mit größerer oder geringerer Schnelligkeit in die Höhe über den Wasser-

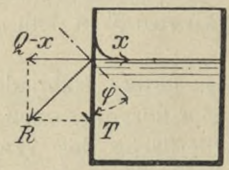


Fig. 18.

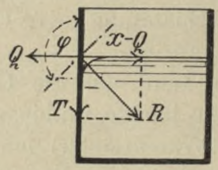


Fig. 19.

spiegel im Gefäße treten (Fig. 20). Taucht man das Röhrchen dagegen in Quecksilber (Fig. 21), so zieht sich die Oberfläche des letzteren abwärts. Allgemein: Ist die Flüssigkeit fähig, die Röhre zu benetzen, so steigt sie im Innern derselben auf, und zwar um so höher, je enger die Röhre ist, und endigt in einer gegen die Luft konkaven Oberfläche. Vermag die Flüssigkeit die Röhre nicht zu benetzen, so senkt sich die Flüssigkeit unter die Spiegelfläche und endigt in eine nach außen konvexe Fläche. Die dünnen Röhrchen, welche solche Wirkung ausüben, heißen Haarröhrchen und die Wirkung selbst nennt man Haarröhrchenwirkung oder Kapillarität.

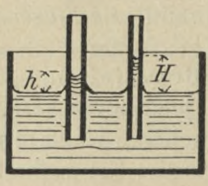


Fig. 20.

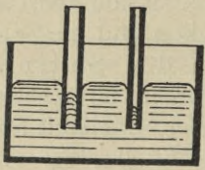


Fig. 21.

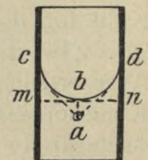


Fig. 22.

In engen Röhren nähert sich die Oberfläche des Wassers dem Abschnitt einer Kugel (Fig. 22). Ein unter der Oberfläche liegendes Wasserteilchen a kann seine herabziehende Wirkung mehr in seiner Nähe als in größerer Entfernung, mehr auf einen geraden Spiegel mn als auf die gekrümmte Fläche cbd ausüben. Daher wird das Wasser in der Röhre höher steigen als außerhalb derselben. Bei der konvexen Oberfläche des Quecksilbers ist das Gegenteil der Fall.

Die Höhe der emporgehobenen Wassersäule ist umgekehrt proportional dem Durchmesser der Rohre (Fig. 20):

$$H : h = d : D.$$

3. Flüssigkeit am Boden und an der Decke eines Gefäßes. Bei einem Tropfen, der auf einer Glasplatte ruht, kann die Adhäsion größer oder kleiner sein als die Kohäsion; im ersten Falle ist der

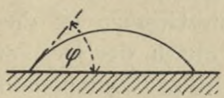


Fig. 23.

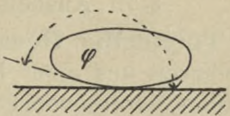


Fig. 24.

Randwinkel φ spitz (Fig. 23), im zweiten Falle stumpf (Fig. 24), die Unterlage wird benetzt oder nicht benetzt. Bei einem Tropfen, der an einem Glasstab hängen bleibt, ist

$$\text{Adhäsion} > \text{Kohäsion} > \text{Schwerkraft}.$$

Eine Blase unter einer von der Flüssigkeit benetzten Platte ist die Umkehrung des Tropfens auf nicht benetzter Unterlage (Fig. 25)

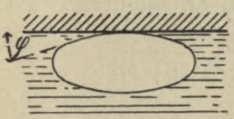


Fig. 25.

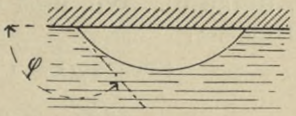


Fig. 26.

und die Blase unter einer von der Flüssigkeit nicht benetzten Platte ist die Umkehrung eines Tropfens auf benetzter Unterlage (Fig. 26).

4. Ist die Adhäsion zwischen einem starren und einem flüssigen Körper größer als die Kohäsion des festen Körpers, so löst sich dieser in der Flüssigkeit; die Flüssigkeit ist Lösungsmittel.

c) Adhäsion zweier Flüssigkeiten. Ist die Adhäsion zweier Flüssigkeiten kleiner als ihre Kohäsion, so lagern sie sich übereinander nach ihren spezifischen Gewichten. Ist aber die Adhäsion der sich berührenden Flüssigkeiten größer als deren Kohäsion, so durchdringen sie sich zu einer gleichartigen Flüssigkeit. Dieser Vorgang, durch den zwei Körper unabhängig von äußeren Kräften sich miteinander vermischen, heißt Diffusion. Der Austausch zweier Flüssigkeiten durch eine poröse Scheidewand (tierische Häute, Pergamentpapier usw.) heißt Osmose.

d) Die Zusammendrückbarkeit ist beim Wasser sehr gering; es nimmt der Rauminhalt einer Wassermasse, auf welche von allen Seiten ein Druck von 1 kg auf das Quadratzentimeter einwirkt, nur um 1 : 20000 ab.

B. Hydrodynamik.

1. Ausfluß des Wassers aus Seitenöffnungen.

§ 7. Ausfluß aus kleinen Seitenöffnungen.

a) Torricellis Gesetz. Nach diesem Gesetze ist die Ausflußgeschwindigkeit aus einer kleinen Öffnung gleich der Geschwindigkeit eines Körpers, der frei vom Flüssigkeitsspiegel bis zur Öffnung fallen würde.

Es ist demnach die theoretische Ausflußgeschwindigkeit

$$v = \sqrt{2gh} \tag{6}$$

und die Geschwindigkeitshöhe

$$h = \frac{v^2}{2g}. \tag{7}$$

Bezeichnet Q die sekundlich ausfließende Wassermenge und f die Größe der Ausflußöffnung, so ist die theoretische Ausflußmenge

$$Q = fv = f\sqrt{2gh}. \tag{8}$$

4. Beispiel. Wie groß werden v und Q, wenn $h = 4{,}0$ m und $f = 0{,}01$ qm ist?

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{2g}\,\sqrt{h}; \qquad g = 9{,}81 \text{ m.}$$

$$\sqrt{2g} = 4{,}429.$$

$$v = 4{,}429\,\sqrt{4} = 8{,}858 \text{ m.}$$

$$Q = 8{,}858 \,.\, 0{,}01 = 0{,}0858 \text{ cbm.}$$

b) Die Richtigkeit des Gesetzes kann man prüfen bei senkrecht springenden Strahlen durch die Sprunghöhe und bei wagerecht abfließenden Strahlen durch die Sprungweite.

α) Senkrecht springende Strahlen. Bringt man in einem Gefäße, welches bis auf eine gleichbeibende Höhe h mit Wasser gefüllt ist, in der oberen Wand einer Seitenröhre eine Öffnung an (Fig. 27), so springt das Wasser aus derselben lotrecht empor. Weil nun ein mit der Geschwindigkeit $v = \sqrt{2gh}$ lotrecht emporgeworfener Körper bis zur Höhe h ansteigt, so müßte auch der lotrecht springende Wasserstrahl bei derselben Geschwindigkeit bis zu der Höhe sich erheben, die der Wasserspiegel im Gefäße hat. Versuche ergeben die zu erwartende Steighöhe so genau, daß ein Unterschied trotz des Luftwiderstandes usw. nur 1—2 vom Hundert beträgt.

β) Wagerecht ausfließende Strahlen. Noch bessere Übereinstimmung zeigt sich, wenn man die Sprungweite eines in wagerechter Richtung ausfließenden Wasserstrahls mit der theoretischen Wurfbewegung, deren Anfangsgeschwindigkeit $v = \sqrt{2gh}$ ist, vergleicht.

Ein Wassertropfen bewegt sich wagerecht mit der gleichförmigen Geschwindigkeit v, senkrecht mit der gleichförmig beschleunigten Geschwindigkeit eines freifallenden Körpers. Es ist demnach (Fig. 28)

nach 1 Sekunde $y_1 = 1\,v$
„ 2 Sekunden $y_2 = 2\,v$
„ 3 „ $y_3 = 3\,v$
„ t „ $y = t\,v$

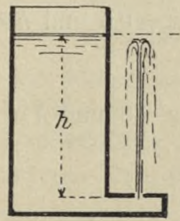


Fig. 27.

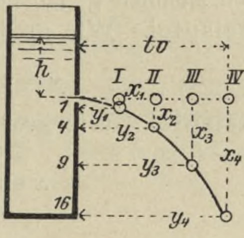


Fig. 28.

und es fällt der Tropfen bis zum

Ende der 1. Sekunde $x_1 = 1^2 \frac{g}{2}$,
„ „ 2. „ $x_2 = 2^2 \frac{g}{2}$,
„ „ 3. „ $x_3 = 3^2 \frac{g}{2}$,
„ „ t „ $x = t^2 \frac{g}{2}$.

Der Wassertropfen bewegt sich demnach in einer Parabel, denn es ist $y_1 : y_2 : y_3 = 1 : 2 : 3$ und $x_1 : x_2 : x_3 = 1^2 : 2^2 : 3^2$.

Aus $y = tv$ und $x = t^2 \frac{g}{2}$ folgt $t = \frac{y}{v}$

$$x = \frac{y^2}{v^2} \cdot \frac{g}{2}; \quad x = y^2 \cdot \frac{g}{2\,v^2}.$$

$$v = y\sqrt{\frac{g}{2\,x}}.$$

Setzt man $v = \sqrt{2\,g\,h}$, so wird

$$\sqrt{2\,g\,h} = y\sqrt{\frac{g}{2\,x}},$$

$$4\,h\,x = y^2,$$

und die Sprungweite

$$y = 2\sqrt{h\,x}, \tag{10}$$

die Sprungtiefe

$$x = \frac{y^2}{4h}, \tag{11}$$

die Druck- oder Geschwindigkeitshöhe

$$h = \frac{y^2}{4x}. \tag{12}$$

Versuche haben ergeben, daß die wirkliche Sprungweite mit der berechneten ziemlich genau übereinstimmt.

4. Beispiel. Wie groß wird y, wenn $x = 0{,}5$ und $h = 2$ m ist?

$$y = 2\sqrt{2 \,.\, 0{,}5} = 2 \text{ m}.$$

5. Beispiel. Wie groß wird x, wenn $y = 3$ und $h = 1{,}5$ m ist?

$$x = \frac{3^2}{4 \,.\, 1{,}5} = 1{,}67 \text{ m}.$$

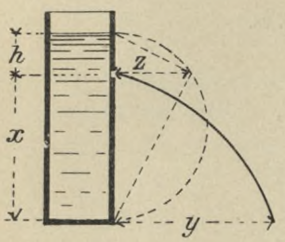


Fig. 29.

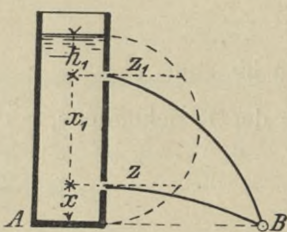


Fig. 30.

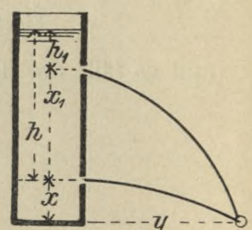


Fig. 31.

6. Beispiel. Wie groß muß h sein, wenn $x = 1$ und $y = 2$ m sein soll?

$$h = \frac{2^2}{4 \,.\, 1} = 1{,}0 \text{ m}.$$

7. Beispiel. Aus x und h ist y durch Konstruktion zu suchen.

Schlägt man über $x + h$ einen Halbkreis (Fig. 29) und errichtet in der Seitenöffnung ein Lot z, so ist $2z = y$. Es ist nämlich $h : z = z : x$ (Winkel im Halbkreis); $z^2 = hx$, $z = \sqrt{hx}$, $2z = 2\sqrt{hx} = y$.

Hieraus folgt: Wenn man in eine lotrechte Wand eines mit Wasser gefüllten Gefäßes in verschiedenen Höhen Öffnungen anbringt, so verhalten sich die Sprungweiten auf der Linie AB (Fig. 30) wie die Lote im Halbkreis. Zwei Strahlen treffen sich demnach auf AB, wenn $z_1 = z$ oder

$$h_1 = x \tag{13}$$

wird.

8. Beispiel. Gegeben sind h_1 und x_1 (Fig. 31). Wie groß werden x und y?

Nach Formel (13) ist $x = h_1$.

„ „ (10) „ $y = 2\sqrt{hx}$.

$h = h_1 + x_1$ und $x = h_1$, demnach

$$y = 2\sqrt{(h_1 + x)\,h_1}. \tag{14}$$

9. Beispiel. Es sei $h_1 = 1$ m und $x_1 = 2$ m. Wie groß werden x und y?

Nach Formel (13) ist $x = h_1 = 1$ m.

„ „ (14) „ $y = 2\sqrt{(1+2)\,1} = 3{,}46$ m.

Bei den vorbeschriebenen Versuchen muß die Druckhöhe unveränderlich bleiben. Eine solche Druckhöhe kann man erhalten durch die

c) Mariottesche Flasche (Fig. 32). Fließt das Wasser bei a aus, so wird die Luft über SS verdünnt und ihr Druck vermindert

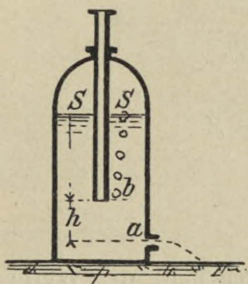


Fig. 32.

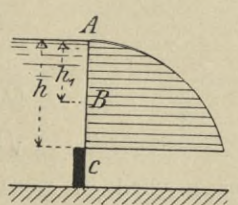


Fig. 33.

bis zu dem Punkt, wo sie im Verein mit der Wassersäule bS eben noch imstande ist, dem Druck der äußeren Luft das Gleichgewicht zu halten. Bei weiterer Verdünnung tritt die Luft bei b ein, bis das Gleichgewicht wieder hergestellt ist. Mithin ist h die Druckhöhe, welche die Ausflußgeschwindigkeit bedingt.

§ 8. Ausfluß aus größeren Seitenöffnungen (Wehre).

Den Ausfluß aus einer größeren Seitenöffnung kann man ansehen als den Ausfluß aus vielen kleinen seitlichen Öffnungen. Der Ausfluß kann frei erfolgen oder unter einem treibenden oder hemmenden Druck.

a) Der freie Ausfluß (Überfallwehr). Die Breite der Öffnung sei 1 m, die Höhe h ragt bis zum Wasserspiegel (Fig. 33). Denkt man sich die Linie AC in eine große Anzahl gleicher Teile zerlegt, so kann man annehmen, daß sämtliche Wasserstrahlen innerhalb eines solchen Teiles dieselbe Geschwindigkeit besitzen; z. B. würden die Wasserstrahlen bei C die Geschwindigkeit $v = \sqrt{2gh}$, die Wasserstrahlen bei B

die Geschwindigkeit $v_1 = \sqrt{2 g h_1}$ und die Wasserstrahlen bei A die Geschwindigkeit Null haben. Werden die Druckhöhen als Abszissen und die zugehörigen Geschwindigkeiten als Ordinaten an die Linie AC getragen, so liegen die Endpunkte der Ordinaten in einer Kurve. Diese Kurve ist, weil die Ordinaten wie die Quadratwurzeln aus den zugehörigen Abszissen wachsen, eine Parabel. Es ist nun die theoretisch ausfließende Wassermenge gleich einem Prisma, das zur Grundfläche die Parabelfläche und zur Höhe 1,0 m hat. Der Inhalt der Parabelfläche ist $\frac{2}{3} h \sqrt{2 g h}$, demnach die sekundlich abfließende Wassermenge $Q = \frac{2}{3} h \sqrt{2 g h}$. Hat die Ausflußöffnung eine Breite b, so ist $Q = \frac{2}{3} b h \sqrt{2 g h}$. Die wirkliche Wassermenge ist etwas kleiner, sie beträgt

$$Q = \frac{2}{3} \mu q h \sqrt{2 g h} \tag{15}$$

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2 g} h^{3/2}$$

$$\frac{2}{3} \mu b \sqrt{2 g} = Z$$

$$Q = Z h^{3/2} \tag{16}$$

$$\sqrt{2 g} = 4{,}429. \tag{17}$$

Über μ wird in § 34 Näheres angegeben; die Werte von $h^{3/2}$ können aus Tabelle 33 des Anhangs entnommen werden.

b) Ausfluß bei treibendem Druck. Der treibende Druck kann hervorgebracht werden durch eine ruhende Wassersäule, wie beim Schleusenwehr, oder durch die Zuflußgeschwindigkeit, wie bei einem Überfall mit schnell fließendem Oberwasser.

α) Schleusenwehr ohne Unterwasser (Fig. 33a). Die in einer Sekunde abfließende Wassermenge ergibt sich aus der schraffierten Figur.

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 b \left[h \sqrt{2 g h} - h_1 \sqrt{2 g h_1}\right] \tag{18}$$

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2 g} \left[h^{3/2} - h_1^{3/2}\right]$$

$$\frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2 g} = Z$$

$$Q = Z \left[h^{3/2} - h_1^{3/2}\right] \tag{19}$$

Die Werte von $h^{3/2}$ und $h_1^{3/2}$ können wieder aus Tabelle 33 entnommen werden. Bei Schleusenwehren rechnet man $\mu_1 = 0{,}6$, wenn die

Sohle der Öffnung hoch über Unterwasser liegt, und 0,65—0,70, wenn die Sohle die Höhe des Unterwasserspiegels hat.

β) Überfallwehr mit größerer Zuflußgeschwindigkeit (Fig. 34). Man rechnet, die Zuflußgeschwindigkeit v_1 werde hervorgebracht durch eine Wassersäule von der Höhe $k = \frac{v_1^2}{2g}$; alsdann hat man wieder die sekundlich abfließende Wassermenge aus der schraffierten Figur:

$$Q = \frac{2}{3}\mu\left[(h+k)\sqrt{2g(h+k)} - k\sqrt{2gk}\right]b \qquad (20)$$

$$\frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g} = Z$$

$$Q = Z[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}]. \qquad (21)$$

k kann aus Tabelle 32 des Anhangs, $k^{3/2}$ aus Tabelle 33 und μ aus § 34 entnommen werden.

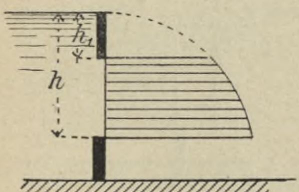


Fig. 33a.

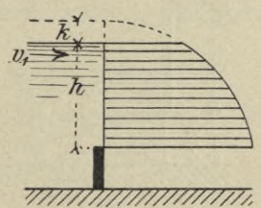


Fig. 34.

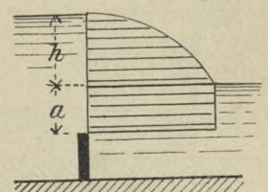


Fig. 35.

c) Ausfluß bei hemmendem Druck. Der hemmende Druck kann hervorgebracht werden durch das Unterwasser, wenn die Sohle der Ausflußöffnung tiefer als der Unterwasserspiegel liegt, wie dieses bei den „Grundwehren" der Fall ist (Fig. 35).

Der Gegendruck des Wassers bewirkt, daß auch im untergetauchten Teil a die Druckhöhe h bleibt. Die sekundlich abfließende Wassermenge ergibt sich wieder aus der schraffierten Figur:

$$Q = \frac{2}{3}\mu b h\sqrt{2gh} + \mu_2 b a\sqrt{2gh},$$

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

$$Q = bv\left[\frac{2}{3}\mu h + \mu_2 a\right]; \qquad (22)$$

für Grundwehre ist $\mu_2 = 0{,}62$ bis $0{,}83$. Näheres ist in § 32 gegeben.

d) Ausfluß bei treibendem und hemmendem Druck. Dieser kann eintreten bei Schleusen- und bei Grundwehren.

α) Schleusenwehr mit teilweisem Abfluß im Unterwasser (Fig. 36). Die in einer Sekunde abfließende Wassermenge ergibt sich wieder aus der schraffierten Figur. Derselbe beträgt:

$$Q = \frac{2}{3}\mu_1 b\left[h\sqrt{2gh} - h_1\sqrt{2gh_1}\right] + \mu_2 a\sqrt{2gh}\, b,$$

$$\sqrt{2g} = 4{,}429.$$

$$Q = 4{,}429\, b\left[\frac{2}{3}\mu_1 (h^{3/2} - h_1^{3/2}) + \mu_2 a\sqrt{h}\right]. \tag{23}$$

β) Schleusenwehr mit gänzlichem Abfluß im Unterwasser (Fig. 37). Aus der schraffierten Figur hat man wieder:

$$v = \sqrt{2g(h - h_1)}.$$

$$Q = \mu_2 b a\sqrt{2g(h - h_1)}.$$

$$Q = 4{,}429\,\mu_2 b a\sqrt{h - h_1}. \tag{24}$$

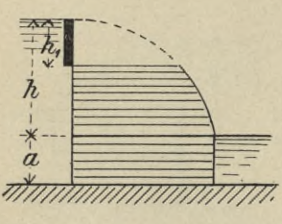


Fig. 36.

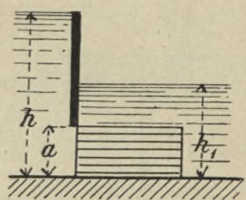


Fig. 37.

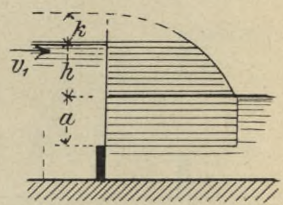


Fig. 38.

γ) Grundwehr mit größerer Zuflußgeschwindigkeit (Fig 38). Wird die Zuflußgeschindigkeit v_1 durch eine Druckhöhe $k = \frac{v_1^2}{2g}$ ersetzt, so findet man die sekundlich abfließende Wassermenge wieder aus der schraffierten Figur.

$$Q = 4{,}429\, b\left\{\frac{2}{3}\mu\left[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + \mu_2 a\sqrt{h+k}\right\}. \tag{25}$$

9. Beispiel. Welche Wassermenge kann ein Überfallwehr von 10 m Breite in einer Sekunde abführen, wenn das Wasser 0,50 m hoch gestaut und $^2/_3\,\mu = 0{,}57$ gesetzt wird?

Nach Formel 16 ist

$$Q = 0{,}57 \,.\, 10{,}0 \,.\, 4{,}429 \,.\, 0{,}5^{3/2} = 8{,}93 \text{ cbm}.$$

10. Beispiel. Bei einem Überfallwehr, das in der Sekunde 10 cbm Wasser abführt, beträgt der Querschnitt des gestauten Oberwassers 5,0 qm. Welche Geschwindigkeitshöhe ergibt sich hieraus?

Es ist $v_1 = \frac{10{,}0}{5{,}0} = 2{,}0$ m und $k = \frac{v_1^2}{2g} = \frac{2{,}0^2}{2\,.\,9{,}81} = 0{,}204$ m.

2. Ausfluß des Wassers aus Bodenöffnungen.

§ 9. Theoretische Geschwindigkeiten und Ausflußmengen.

a) Ausfluß aus kleinen Bodenöffnungen.

Auch hier gilt das in § 7 angegebene Gesetz von Torricelli. Nach diesem Gesetze ist die sekundlich abfließende Wassermenge:

$$Q = f v = f \sqrt{2 g h}, \tag{26}$$

wenn Q die Wassermenge in Kubikmeter, f den Querschnitt der Ausflußöffnung in Quadratmeter und h die Geschwindigkeits- oder Druckhöhe in Meter, d. h. den senkrechten Abstand des Wasserspiegels von der Ausflußöffnung bedeutet.

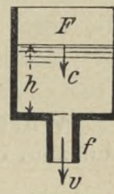


Fig. 39.

b) Ausfluß aus größeren Bodenöffnungen.

Fließt die Wassermenge $Q = f v$ aus (Fig. 39), so muß, wenn der Wasserspiegel die gleiche Höhe behalten soll, die abfließende Wassermenge auch wieder zufließen. Bezeichnet F die Größe des Wasserspiepels und c die Zuflußgeschwindigkeit, so muß sein:

$$F c = f v.$$

$$c^2 = v^2 \left(\frac{f}{F}\right)^2. \tag{27}$$

Die Geschwindigkeit v erfordert eine Druck- oder Geschwindigkeitshöhe $h_1 = \frac{v^2}{2 g}$ und die Geschwindigkeit c eine Druckhöhe $h_2 = \frac{c^2}{2 g}$. Soll die Geschwindigkeit c auf die Geschwindigkeit v vergrößert werden, so ist hierzu eine Druckhöhe $\mathrm{h} = h_1 - h_2 = \frac{v^2}{2 g} - \frac{c^2}{2 g}$ erforderlich, demnach:

$$h = \frac{v^2 - c^2}{2 g}. \tag{28}$$

Man nennt Formel (28) auch die allgemeine Stauformel, weil aus ihr die Druckhöhe oder der Stau für eine Geschwindigkeitszunahme berechnet werden kann.

Aus Formel (28) folgt:

$$2 g h = v^2 - c^2. \tag{29}$$

Wird für c^2 der Wert aus Formel (27) eingesetzt, so hat man:

$$2 g h = v^2 - v^2 \left(\frac{f}{F}\right)^2$$

und hiermit:

$$v = \sqrt{\frac{2 g h}{1 - \left(\frac{f}{F}\right)^2}}. \tag{30}$$

Formel (30) ist zuerst von Bernoulli aufgestellt worden.

Ist die Ausflußöffnung im Verhältnis zum Wasserspiegel klein, ist F mindestens 10mal größer als f, so kann $\left(\frac{f}{F}\right)^2$ vernachlässigt werden und man erhält alsdann die Formel des Torricelli:

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

11. Beispiel. Es sei $h = 4$ m und $\frac{f}{F} = \frac{1}{4}$; wie groß wird v?

$$v = 4{,}429\sqrt{\frac{4}{1-\left(\frac{1}{4}\right)^2}} = 4{,}429\sqrt{\frac{4 \cdot 16}{15}} = 9{,}15 \text{ m}.$$

c) Ausfluß bei treibendem Druck.

Wirkt auf die Flächeneinheit des Wasserspiegels ein Druck p, so kann man denselben als das Gewicht einer Wassersäule von der Höhe h_0 ansehen und es ist $p = h_0\gamma$ oder $h_0 = \frac{p}{\gamma}$, wenn γ das Gewicht von 1 cbm Wasser = 1000 kg bedeutet.

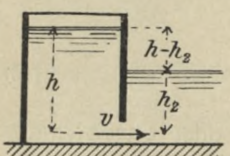


Fig. 40.

Die Ausflußgeschwindigkeit ist alsdann bei kleiner Ausflußöffnung:

$$v = \sqrt{2g(h + h_0)}, \tag{31}$$

bei großer Ausflußöffnung:

$$v = \sqrt{\frac{2g(h + h_0)}{1-\left(\frac{f}{F}\right)^2}}. \tag{32}$$

12. Beispiel. Wie groß ist die Ausflußgeschwindigkeit v, wenn auf den 1 qm großen Wasserspiegel ein Druck von 1000 kg wirkt, die Entfernung h vom Wasserspiegel bis zur Ausflußöffnung 3 m beträgt und die Ausflußöffnung 0,01 qm groß ist?

Es ist $p = 1000$ kg, $\gamma = 1000$ kg, $\mathrm{h}_0 = \frac{1000}{1000} = 1$ m.

$$v = \sqrt{2g(3{,}0 + 1{,}0)} = 8{,}858 \text{ m}.$$

d) Hemmender Druck.

Dieser kann eintreten beim Ausfluß unter Wasser. Während der treibende Druck die Ausflußgeschwindigkeit vergrößert, verkleinert der hemmende Druck dieselbe. Findet z. B. der Ausfluß unter Wasser statt (Fig. 40), so erhält die Ausflußöffnung einen hemmenden Druck oder einen Gegendruck von der Höhe h_2. Mithin verbleibt eine wirksame Druckhöhe $h - h_2$ und es ist die Ausflußgeschwindigkeit bei kleiner Ausflußöffnung:

$$v = \sqrt{2g(h - h_2)}, \tag{33}$$

bei großer Ausflußöffnung:

$$v = \sqrt{\frac{2g(h-h_2)}{1-\left(\frac{f}{F}\right)^2}}. \tag{34}$$

13. Beispiel. Wie groß wird bei kleiner Ausflußöffnung v, wenn $h = 10$ m und $h_2 = 1$ m ist?

$$v = 4{,}429\sqrt{10-1} = 13{,}287 \text{ m}.$$

Bemerkung. Der in einem Gefäße herrschende Wasserdruck wird gemessen mit einem Manometer. Ein Manometer kann aus einer offenen Standröhre bestehen, in der das Wasser, getrieben von dem im Gefäße herrschenden Druck, emporsteigt (Fig. 41). Eine solche Röhre nennt man Piezometerröhre und den Wasserstand in derselben Piezometerhöhe.

e) Bewegung des Wassers im Gefäße. (Hydraulischer Druck.)

Der Druck, den die in Bewegung begriffenen Wasserteilchen auf ihre Gefäßwände ausüben, wird hydraulischer oder hydrodynamischer Druck genannt, im Gegensatz zum hydrostatischen Druck, den das Wasser im Zustand der Ruhe auf die Gefäßwände ausübt.

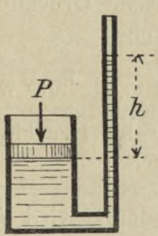


Fig. 41.

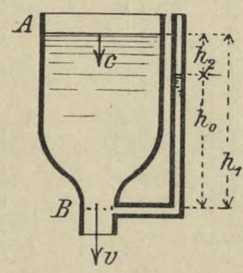


Fig. 42.

Die hydraulische Druckhöhe h_0 (Fig. 42) findet man wie folgt: Befindet sich das Wasser in der Ruhe, so hat es bei B die hydrostatische Druckhöhe h_1. Hat das Wasser bei B die Geschwindigkeit v und bei A die Geschwindigkeit c, so ist zur Erzeugung der Geschwindigkeitszunahme nach Formel (28) eine Druckhöhe

$$h_2 = \frac{v^2 - c^2}{2g}$$

erforderlich und es ist die hydraulische Druckhöhe (die Piezometerhöhe) für B:

$$h_0 = h_1 - h_2 = h_1 - \frac{v^2 - c^2}{2g},$$

$$h_0 = h_1 - \left(\frac{v^2}{2g} - \frac{c^2}{2g}\right). \tag{40}$$

Die Geschwindigkeitshöhe bei A ist $\frac{c^2}{2g}$ und die Geschwindigkeitshöhe bei B ist $\frac{v^2}{2g}$.

Die hydraulische Druckhöhe h_0 an irgend einer Stelle ist demnach gleich der hydrostatischen Druckhöhe daselbst, vermindert um die Differenz der Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ an dieser Stelle und der Geschwindigkeitshöhe $\frac{c^2}{2g}$ an der Eintrittsstelle.

Es können nur folgende Fälle eintreten [Formel (40)]:

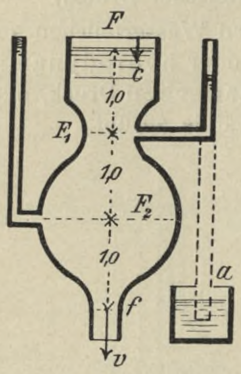


Fig. 43.

1. $\frac{v^2}{2g} = \frac{c^2}{2g}$ oder $v = c$, alsdann wird $h_0 = h_1$ oder die hydraulische Druckhöhe gleich der hydrostatischen;
2. $\frac{v^2}{2g} > \frac{c^2}{2g}$ oder $v > c$, alsdann wird $h_0 < h_1$ oder die hydraulische Druckhöhe kleiner als die hydrostatische;
3. $\frac{v^2}{2g} < \frac{c^2}{2g}$ oder $v < c$, alsdann wird $h_0 > h_1$ oder die hydraulische Druckhöhe größer als die hydrostatische;
4. $h_1 < \frac{v^2}{2g} - \frac{c^2}{2g}$, alsdann wird h_0 negativ;
5. $h_1 = \frac{v^2}{2g} - \frac{c^2}{2g}$, alsdann wird $h_0 = 0$;
6. $h_1 > \frac{v^2}{2g} - \frac{c^2}{2g}$, alsdann wird h_0 positiv;
7. $\frac{c^2}{2g} = 0$ oder die Zuflußgeschwindigkeit kann vernachlässigt werden, alsdann wird

$$h_0 = h_1 - \frac{v^2}{2g}. \tag{41}$$

14. Beispiel. In Fig. 43 sind die Querschnitte

$$f : F_1 : F : F_2 = 1 : 2 : 3 : 4.$$

Wie groß sind

a) die Ausflußgeschwindigkeit v,
b) die Zuflußgeschwindigkeit c,
c) die hydraulische Druckhöhe h_0?

Es ist:

$$v = 4{,}429 \sqrt{\frac{3}{1-\left(\frac{1}{3}\right)^2}} = 8{,}10 \text{ m},$$

$$c = \frac{1}{3} \cdot 8{,}10 = 2{,}70 \text{ m}.$$

Es betragen die Geschwindigkeiten in:

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 8{,}10 = 4{,}05 \text{ m},$$

$$F_2 = \frac{1}{4} \cdot 8{,}10 = 2{,}03 \text{ m},$$

mithin die hydraulischen Druckhöhen für:

$$F_1 = 1{,}0 - \frac{4{,}05^2 - 2{,}70^2}{19{,}62} = 0{,}54 \text{ m},$$

$$F_2 = 2{,}0 - \frac{2{,}03^2 - 2{,}70^2}{19{,}62} = 2{,}16 \text{ m}.$$

Die Piezometerhöhen sind demnach bei:

$F_1 = 0{,}46$ m unter dem Wasserspiegel des Gefäßes,
$F_2 = 0{,}16$ „ über „ „ „ „

In F_1 ist die Geschwindigkeit größer als c, daher $h_0 < h_1$.
„ F_2 „ „ „ kleiner „ c, „ $h_0 > h_1$.

Wird $F_1 = F$, so ist die Druckhöhe für:

$$F_1 = 1{,}0 - \frac{c^2 - c^2}{2g} = 1{,}0 \text{ oder } h_0 = h_1.$$

Wird $F_1 = f$, so ist die hydraulische Druckhöhe für:

$$F_1 = 1{,}0 - \frac{8{,}10^2 - 2{,}70^2}{19{,}62} = -1{,}97$$

oder h_0 wird negativ. Wasser wird in dem Seitenrohr a emporsteigen

§ 10. Wirkliche Geschwindigkeiten und Ausflußmengen.

Wenn man die vorstehenden Rechnungsergebnisse mit dem wirklich ausfließenden Wasser vergleicht, so findet man, daß die Rechnung zu hohe Werte liefert. In der Formel $Q = Fv$ muß sowohl die Wassermenge Q als auch die Geschwindigkeit v und der Querschnitt F

noch berichtigt, Q, v und F müssen noch mit bestimmten Koeffizienten multipliziert werden. Bezeichnet

v die theoretische Geschwindigkeit,
v_1 „ wirkliche Geschwindigkeit,
F den Querschnitt der Ausflußöffnung,
F_1 „ „ des zusammengeschnürten Strahls,
Q die theoretische Wassermenge,
Q_1 „ wirkliche Wassermenge,

so ist:

$$\varphi = \frac{v_1}{v} = \text{Geschwindigkeitskoeffizient},$$

$$\alpha = \frac{F_1}{F} = \text{Kontraktionskoeffizient},$$

$$\mu = \frac{Q_1}{Q} = \frac{F_1 v_1}{F v} = \alpha\,\varphi = \text{Ausflußkoeffizient}.$$

a) Der Geschwindigkeitskoeffizient.

Die Geschwindigkeit wird vermindert durch den Widerstand der Luft, durch die Reibung der Wasserteilchen unter sich und an den Wandungen der Mündung. Es verlassen die Wasserteilchen die Öffnung mit verschiedenen Geschwindigkeiten derart, daß die Geschwindigkeiten in der Mitte größer, nach außen (wegen der zwischen Wasser und Wand auftretenden Reibung) aber kleiner sind. Das Verhältnis der wirklichen Ausflußgeschwindigkeit zur theoretischen nennt man Geschwindigkeitskoeffizient.

$$\text{Geschwindigkeitskoeffizient} = \frac{\text{wirkliche Ausflußgeschwindigkeit}}{\text{theoretische Ausflußgeschwindigkeit}}.$$

$$\varphi = \frac{v_1}{v}. \tag{42}$$

$$v_1 = \varphi\,v = \varphi\sqrt{2gh}. \tag{43}$$

Für den Ausfluß durch Mündungen in einer dünnen, ebenen Wand ist bei kleinen Ausflußgeschwindigkeiten im Mittel $\varphi = 0{,}97$.

b) Kontraktion und Kontraktionskoeffizient.

Der Minderwert der Ausflußmenge beruht aber nicht nur auf der geringeren Ausflußgeschwindigkeit, sondern auch darauf, daß der ausströmende Wasserstrahl sich zusammenzieht und sein Querschnitt vor der Öffnung stets erheblich kleiner als die Fläche des letzteren ist. Diese Zusammenziehung des ausströmenden Wasserstrahls nennt man seine Kontraktion. Unter Kontraktionskoeffizient versteht man das Verhältnis des zusammengeschnürten Strahls zur Ausflußöffnung.

$$\text{Kontraktionskoeffizient} = \frac{\text{Querschnitt des eingeschnürten Strahls}}{\text{Querschnitt der Ausflußöffnung}}.$$

$$\alpha = \frac{F_1}{F}. \tag{44}$$

$$F_1 = \alpha F. \tag{45}$$

Die Kontraktion entsteht durch das Umbiegen der einzelnen Wasserfäden in der Ausflußöffnung, wie aus den Fig. 44, 45 und 46 zu ersehen ist. Sie hat in Fig. 44 einen mittleren, in Fig. 45 einen kleineren und in Fig. 46 einen größeren Wert. Je flacher der Biegungswinkel, um so geringer ist die Kontraktion.

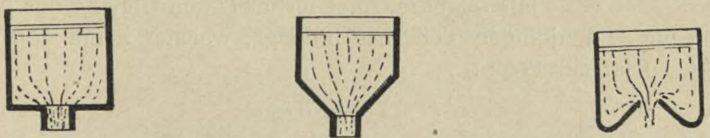


Fig. 44. Fig. 45. Fig. 46.

Form der Öffnung. Fließt das Wasser durch eine dünne Wand oder sind die Kanten der Fig. 47 entsprechend gestaltet, so wird der Strahl die gezeichnete Form annehmen, er wird sich auf 0,8 seines Durchmessers oder auf $0{,}8^2 = 0{,}64$ seines Querschnittes zusammenziehen. Es ist alsdann $\alpha = 0{,}64$. Wird dagegen in einer dünnen Wand von 0,5 d Stärke die Mündung der Einschnürung entsprechend gestaltet, so daß die Einlaufstelle einen Durchmesser d, die Ausflußstelle nur 0,8 d hat, so tritt keine weitere Einschnürung des Strahles ein. Der Kontraktionskoeffizient ist alsdann $\alpha = 1$.

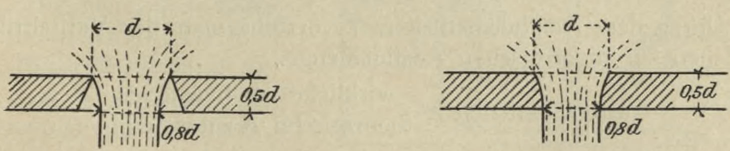


Fig. 47. Fig. 48.

Größe der Öffnung und Zuflußgeschwindigkeit. Ist der Querschnitt der Mündung im Verhältnis zum Querschnitt des Gefäßes und zur Druckhöhe klein, so wird die Einschnürung größer, im anderen Falle kleiner. Im ersten Falle wird das Wasser der Mündung langsam zufließen, im zweiten Falle kommt das Wasser vor der Mündung schon mit einer beträchtlichen Geschwindigkeit an, wodurch die Kontraktion vermindert wird. Wäre die Zuflußgeschwindigkuit gleich der Ausflußgeschwindigkeit, so wäre die Kontraktion = Null und $\alpha = 1$. Man scheidet dementsprechend vollkommene Kontraktion ($\alpha = 0{,}64$) bei scharfkantiger Öffnung und kleiner Zuflußgeschwindigkeit und unvollkommene Kontraktion ($\alpha > 0{,}64$) bei abgerundeter Öffnung und großer Zuflußgeschwindigkeit.

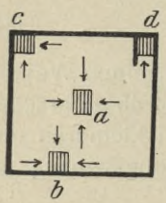


Fig. 49.

Lage der Ausflußöffnung. Es wurde bis jetzt vorausgesetzt, daß das Wasser der Mündung von allen Seiten zufließe, wie bei *a* in Fig. 49. Kann das Wasser der Mündung nur von einigen Seiten zufließen, wie bei *b*, *c* und *d*, so spricht man von einer partiellen oder teilweisen Kontraktion. Bezeichnet man den Koeffizient der vollkommenen Einschnürung mit α, den der partiellen Einschnürung mit α_1, bezeichnet ferner U den Umfang der Ausflußöffnung und n denjenigen Teil des Umfangs, welcher keine Kontraktion bewirkt, so ist zu setzen:

$$\alpha_1 = (1 + 0{,}15\,n)\,\alpha$$

und für runde Öffnungen:

$$\alpha_1 = (1 + 0{,}13\,n)\,\alpha.$$

In Fig. 49 wird z. B.:

bei Mündung	n	α
a	0	0,64
b	$^1/_4$	0,659
c	$^2/_4$	0,682
d	$^3/_4$	0,702

c) Der Ausflußkoeffizient.

Unter dem Ausflußkoeffizienten versteht man das Verhältnis der wirklichen zur theoretischen Ausflußmenge.

$$\text{Ausflußkoeffizient} = \frac{\text{wirkliche Ausflußmenge}}{\text{theoretische Ausflußmegne}}.$$

$$\mu = \frac{Q_1}{Q} = \frac{F_1 v_1}{F v} = \alpha \varphi. \tag{46}$$

$$Q_1 = \mu Q = \mu F \sqrt{2 g h}. \tag{47}$$

Aus Formel (46) ergibt sich: Ausflußkoeffizient = Kontraktionskoeffizient $\times$ Geschwindigkeitskoeffizient.

Bei vollkommener Kontraktion ist $\mu = 0{,}62$.

15. Beispiel. Ein Gefäß mit vollkommener Kontraktion hat eine Ausflußöffnung im Boden von 1 qcm und eine Druckhöhe von 1 m. Wie groß ist in Wirklichkeit:

a) die Ausflußgeschwindigkeit v_1,
b) der Querschnitt des zusammengeschnürten Strahls F_1,
c) die sekundlich abfließende Wassermenge Q_1?

Nach Formel (43) ist

$$v_1 = \varphi \sqrt{2gh} = 0{,}97 \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 1{,}0} = 4{,}30 \text{ m},$$

nach Formel (45) ist

$$F_1 = \alpha F = 0{,}64 \,.\, 1{,}0 = 0{,}64 \text{ qcm},$$

nach Formel (47) ist

$$Q_1 = \mu F \sqrt{2gh} = 0{,}62 \,.\, 0{,}0001 \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 1{,}0} = 0{,}00027 \text{ cbm}.$$

16. Beispiel. Welche Druckhöhe muß in dem vorberechneten Gefäße vorhanden sein, wenn bei einer Größe der Ausflußöffnung von 4 qcm in 1 Sekunde 2 l Wasser ausfließen sollen?

$$Q_1 = \mu F \sqrt{2gh} \text{ oder } h = \frac{1}{2g}\left(\frac{Q_1}{\mu F}\right)^2,$$

$$Q = 2 \text{ l} = 0{,}002 \text{ cbm}; \; F = 4 \text{ qcm} = 0{,}0004 \text{ qm}; \; \mu = 0{,}62,$$

$$h = \frac{1}{2 \,.\, 9{,}81}\left(\frac{0{,}002}{0{,}62 \,.\, 0{,}0004}\right)^2 = 3{,}32 \text{ m}.$$

3. Bewegung des Wassers in Röhren.

§ 11. Weisbachsche Grundformel.

Hat eine zylindrische und nicht zu stark gebogene Rohrleitung xy (Fig. 50) Piezometerrohre, so werden bei geschlossener Leitung die Wasserstände in den Piezometerröhren und im Gefäße eine wagerechte Linie ab bilden. Man nennt diese Linie die hydrostatische Drucklinie. Wird der Ausfluß geöffnet, so senkt sich der Wasserspiegel in den Piezometerröhren nach einer geneigten Geraden cd. Man nennt diese Linie hydraulische Drucklinie. Die Ausflußgeschwindigkeit ist abhängig von h_0; es ist:

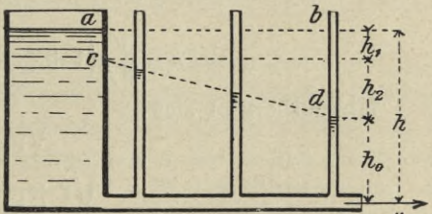


Fig. 50.

$$h_0 = \frac{v^2}{2g}. \tag{48}$$

Die Druckhöhen h_1 und h_2 dienen zur Überwindung der Widerstände: h_1 zur Überwindung des Widerstandes beim Eintritt in das Rohr und h_2 zur Überwindung der Reibung im Innern des Rohres. Es ist:

$$h = h_0 + h_1 + h_2, \tag{49}$$

wenn h die Entfernung von Mitte Ausmündung bis zum Wasserspiegel oder beim Ausfluß unter Wasser die Entfernung von Wasserspiegel bis Wasserspiegel bedeutet.

Der Eintrittswiderstand beruht darauf, daß an der Eintrittsstelle eine Verkleinerung des Wasserquerschnittes durch Zusammenziehung (Kontraktion) und eine Geschwindigkeitsänderung stattfindet. Die Druckhöhe zur Überwindung des Eintrittswiderstandes ist:

$$h_1 = \zeta_0 \cdot \frac{v^2}{2g}. \tag{50}$$

Der Widerstand im Innern der Leitung beruht zum Teil auf der Reibung des Wassers an den Rohrwandungen, zum Teil darauf, daß die einzelnen Wasserteilchen auch in ganz regelmäßigen Leitungen an den verschiedenen Stellen eines Querschnitts verschieden große Geschwindigkeiten haben. Ist das Rohr zylindrisch und nicht zu stark gebogen, so berechnet man in der Regel die zur Überwindung der Widerstände im Innern der Leitung erforderliche Druckhöhe nach der Formel:

$$h_2 = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{l}{d}, \tag{51}$$

wenn l die länge und d den Durchmesser der Leitung bedeutet. Setzt man die in den Formeln (48), (50) und (51) angegebenen Werte für h_0, h_1 und h_2 in Formel (49) ein, so hat man die Weisbachsche Grundformel:[1])

$$h = \frac{v^2}{2g} + \zeta_0 \cdot \frac{v^2}{2g} + \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{l}{d},$$

$$h = \frac{v^2}{2g}\left(1 + \zeta_0 + \zeta \cdot \frac{l}{d}\right). \tag{52}$$

Hieraus ergibt sich:

$$v = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 + \zeta_0 + \zeta \cdot \frac{l}{d}}}. \tag{53}$$

Es bezeichnet demnach:

$h_0 = \frac{v^2}{2g}$ die Druckhöhe zur Erzeugung der Geschwindigkeit v,

$h_1 = \zeta_0 \cdot \frac{v^2}{2g}$ die Druckhöhe zur Überwindung des Eintrittswiderstandes,

$h_2 = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{l}{d}$ die Druckhöhe zur Überwindung der Widerstände in der Leitung.

---

[1]) In der „Hütte" ist λ statt ζ gesetzt.

Bei langen Leitungen und mäßigen Geschwindigkeiten kann $1+\zeta_0$ gegen $\zeta \frac{l}{d}$ vernachlässigt werden und es wird alsdann aus Formel (52)

$$h = \frac{v^2}{2g} \cdot \zeta \cdot \frac{l}{d}. \tag{54}$$

Genau genommen, bezeichnet Formel (54) den durch Reibung entstandenen Druckverlust; ζ heißt deshalb wohl auch Reibungskoeffizient.

Der Koeffizient ζ_0 ist im Mittel 0,505, läßt sich aber durch Abändern der Eintrittsöffnung auf 0,08 herabziehen. Der Koeffizient ζ ist nach Weisbach:

$$\zeta = 0{,}01439 + \frac{0{,}016\,921}{\sqrt{v}}, \tag{55}$$

nach H. Lang:

$$\zeta = 0{,}02 + \frac{0{,}004}{\sqrt{v}}. \tag{56}$$

Nach Dupuit ist für Verteilungsnetze von Trinkwasserleitungen

$$\zeta = 0{,}03025, \tag{57}$$

in welchem Werte alle aus Krümmungen, Abzweigungen und Querschnittsänderungen hervorgehenden Widerstände einbegriffen sind.

17. Beispiel. Es sei $v = 1$ m, $d = 0{,}1$ m, $l = 200$ m und $\zeta = 0{,}03025$. Wie groß wird h?

$$h = \frac{1^2}{2g}\left(1 + 0{,}505 + 0{,}030\,25 \cdot \frac{200}{0{,}1}\right).$$

$$h = \frac{1}{2g}(1{,}505 + 60{,}5) = 3{,}16 \text{ m}.$$

§ 12. Profilradius und Gefälle.

Die Geschwindigkeit v des Wassers ist abhängig von den treibenden und hemmenden Kräften. Die treibende Kraft ist die Schwerkraft, ihre Größe wird bestimmt durch die Druckhöhe oder das Gefälle des Wassers. Die hemmende Kraft ist die Reibung der Wasserteilchen unter sich, namentlich aber die Reibung der Wasserteilchen an den Kanalwandungen. Je rauher die Wände und je größer sie im Verhältnis zum Wasserquerschnitt sind, um so größer wird die Reibung. Man nennt das Verhältnis R des Wasserquerschnitts F zum benetzten Umfang P oder

$$R = \frac{F}{P} \tag{58}$$

den Profilradius, hydraulischen Radius, mittleren Radius oder die Geschwindigkeitstiefe.

Für eine Rohrleitung mit beliebigem Querschnitt und der Länge l ist nach Weisbach:

$$h_2 = \frac{v^2}{2g} \cdot \zeta \cdot \frac{l}{4R}. \tag{59}$$

Es ergibt dieses für Rohre mit Kreisquerschnitt (d = Durchmesser):

$$R = \frac{F}{P} = \frac{d^2 \frac{\pi}{4}}{d\pi} = \frac{d}{4},$$

$$h_2 = \frac{v^2}{2g} \cdot \zeta \cdot \frac{l}{d}, \tag{60}$$

für Rohre mit rechteckigem Querschnitt von der Höhe a und der Breite b:

$$R = \frac{ab}{2(a+b)},$$

$$h_2 = \frac{v^2}{2g} \cdot \zeta \cdot \frac{(a+b)\,l}{2ab}. \tag{61}$$

Die Druckhöhe h_2 ist erforderlich zur Überwindung der Leitungswiderstände auf l Meter Länge. Man nennt

$$J = \frac{h_2}{l}$$

das relative Widerstandsgefälle. Dieses relative Widerstandsgefälle entspricht, wie in § 13 gezeigt wird, dem relativen Gefälle J des Wasserspiegels in offenen Wasserläufen.

Aus Formel (59): $h_2 = \frac{v^2}{2g} \cdot \zeta \cdot \frac{l}{4R}$ ergibt sich:

$$v = \sqrt{\frac{8g}{\zeta} R \frac{h_2}{l}} = \sqrt{\frac{8g}{\zeta} RJ},$$

$$v = \sqrt{\frac{8g}{\zeta}} \cdot \sqrt{RJ}. \tag{62}$$

Setzt man $\sqrt{\frac{8g}{\zeta}} = k$, so erhält man die Eytelweinsche Formel:

$$v = k\sqrt{RJ}. \tag{63}$$

Für k sind je nach der Beschaffenheit der Leitung verschiedene Werte ermittelt worden; einige davon sind in § 13 angegeben. Nach Kutter ist

$$k = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}. \tag{64}$$

Der Wert m ist abhängig von der Rauhigkeit der Kanalwandungen; er beträgt z. B. bei alten eisernen Röhrenleitungen = 0,25.

18. Beispiel. Eine eiserne Rohrleitung von 0,1 m Lichtweite hat auf 200 m ein Gefälle von 2 m. Wie groß wird die Durchflußgeschwindigkeit v?

$$J = 0{,}01;\ R = \frac{d}{4} = 0{,}025 \text{ m};\ \sqrt{R} = 0{,}158;\ m = 0{,}25,$$

$$k = \frac{100 \,.\, 0{,}158}{0{,}25 + 0{,}158} = 38{,}7,$$

$$v = 38{,}7 \,.\, 0{,}158 \,.\, \sqrt{0{,}01} = 0{,}61\ m.$$

4. Bewegung des Wassers in Kanälen.

§ 13. Gleichförmige Bewegung.

a) Das Fließen (Fig. 51).

Wenn man einem prismatischen Rohr mit ebener Decke eine solche Lage gibt, daß das Wasser in den Piezometerröhren a nicht emporsteigt, die hydraulische Drucklinie vielmehr so tief liegt, daß sie in dem Rohr verbleibt und mit der Sohle des Rohres parallel ist, so wird das Wasser gegen die Decke des Rohres keinen Druck ausüben. Die Decke kann entfernt werden und man hat einen offenen Wasserlauf oder einen Kanal. In diesem Kanal wird sich das Wasser mit gleichförmiger Geschwindigkeit bewegen, denn der Wasserquerschnitt ist überall gleich, die hydraulische Drucklinie (hier Wasserspiegel) ist parallel der Kanalsohle. Versuche haben ergeben, daß in jedem Kanal mit mäßigem, gleichbleibendem Gefälle und gleichbleibendem Querschnitt das Wasser eine gleichförmige Geschwindigkeit behält, daß Spiegelgefälle und Sohlengefälle parallel sind. Die Höhe h_2 ist zur Überwindung der Reibung erforderlich.

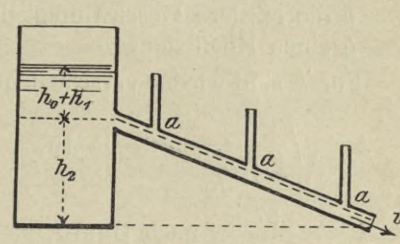


Fig. 51.

Am meisten werden die Wasserschichten an den Ufern und an dem Boden gehemmt. Die Verzögerung überträgt sich durch die Kohäsion auf die anderen Schichten, so daß der Geschwindigkeitsunterschied, wenn man von den äußersten Schichten absieht, nicht sehr groß ist. Die größte Geschwindigkeit liegt in der Mitte, etwas unter dem Spiegel — die Luft hemmt die oberste Schicht. Schon Woltmann beobachtete (1791), daß beim Anschwellen eines Stromes der Wasserspiegel in der Mitte, im „Stromstrich", höher ist als an den Ufern, weil schwimmende Gegenstände gegen die Ufer treiben, daß aber beim Abschwellen das Entgegengesetzte eintritt. Weiteres über die Verteilung der Geschwindigkeit im Wasserquerschnitt wird in § 28 angegeben.

b) Formeln.

Auch für die gleichförmige Bewegung des Wassers in Kanälen gelten die Formeln:

$$Q = Fv, \tag{65}$$

$$v = k\sqrt{RJ}, \tag{66}$$

weil nach Fig. 51 diese Bewegung aus der gleichförmigen Bewegung des Wassers in Rohrleitungen abgeleitet werden kann. In den Formeln bezeichnet, wie auch früher:

Q die Wassermenge für die Sekunde in Kubikmetern,
F den Wasserquerschnitt in Quadratmetern,
P den benetzten Umfang,
$R = \frac{F}{P}$ den Profilradius oder die Geschwindigkeitstiefe,
J das relative Gefälle,
v die mittlere Geschwindigkeit,
k einen Koeffizient.

Für k sind wieder verschiedene Formeln aufgestellt worden; es ist:

$$k = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}} \text{ nach Bazin,} \tag{67}$$

$$k = \frac{87}{1 + \frac{a}{\sqrt{R}}} \text{ nach Bazin,} \tag{68}$$

$$k = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \text{ nach Ganguillet und Kutter,} \tag{69}$$

$$k = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}} \text{ nach Ganguillet und Kutter.} \tag{70}$$

Die Werte für k sind nach den Formeln (67) und (69) berechnet und in den Tabellen 4 und 5 zusammengestellt worden.

Die Bazinsche Formel (67) gründet sich auf Versuche an Kanälen von 0,10 bis 2,0 m Breite, 0,2 bis 0,95 m Tiefe, 0,0015 bis 0,10 relatives Gefälle und 0,1 bis 1,236 cbm Wasser für 1 Sekunde. Innerhalb dieser Grenzen gibt die Formel — besonders bei künstlichen Gerinnen — gute Resultate.

Die Formel (68) ist von Bazin 1897 aufgestellt; dieselbe liefert mit Formel (70) und den gemachten Beobachtungen gut übereinstimmende Ergebnisse.

Die Bazinsche Formel (67) wurde durch die Schweizer Ingenieure Ganguillet und Kutter auf die in Formel (69) angegebene Form gebracht. Formel (69) liefert für nicht zu geringe Gefälle (etwa $J > 0{,}0005$) sehr gute Ergebnisse. Nach der Formel ist der Koeffizient abhängig von R und von dem Rauhigkeitsgrade der Kanalwände. Ganguillet und Kutter fanden aber, daß der Koeffizient k nicht nur hiervon abhängig ist, sondern auch durch das Gefälle wesentlich beeinflußt wird; die nach Formel (69) für geringe Gefälle berechneten Wassermengen wichen erheblich von den gemessenen Mengen ab. Sie suchten daher eine allgemein gültige Formel aufzustellen und gelangten, indem sie in Formel (67) für

$$\alpha = \frac{1}{n} + 23 + \frac{0{,}00155}{J} \quad \text{und}$$

$$\beta = \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right) n$$

einsetzten, im Jahre 1869 zu der Formel (70). Diese Formel hat sich bis jetzt in der Praxis am meisten eingebürgert. Aber auch diese Formel hat keine allgemeine Gültigkeit, denn nach ihr würde für ein vollkommen glattes Gerinne die Geschwindigkeit, folglich auch die Wassermenge, unendlich groß.

Eine theoretische Herleitung ist bei keiner Formel erfolgt, vielmehr hat man bei allen Formeln versucht, eine mit allen Beobachtungen möglichst übereinstimmende und deshalb allgemein verwendbare Formel zu finden. Allgemeine Anwendung finden hauptsächlich die Formeln (68) und (70). Welche von ihnen die besten Ergebnisse liefert, soll hier nicht beurteilt werden. Jedenfalls weichen in beiden Formeln bei passender Wahl von a und n die Rechnungsergebnisse nur wenig von den Beobachtungen ab. Auch Formel (69) wird oft benutzt. Da allen Formeln kein höherer Wert als Interpolationsformeln beizulegen ist, so ist es zweckmäßiger, mehrere Formeln anzuwenden und je nach den dabei erhaltenen Ergebnissen und den besonderen Umständen des Falles die gesuchte Größe einzuschätzen, als sich auf eine einzige Formel einzuschränken und dieselbe mit großer Genauigkeit auszurechnen. — Die Werte für α, β, m, n, a können aus nachstehenden Tabellen entnommen werden.

c) Tabellen und Anwendungen.

Tabelle 1.

Koeffizienten für die Formeln (67) und (68).

Klasse	Zustand der Wasserläufe:	(Formel 67)		Formel(68)
		α	β	a
1	Gerinne aus gehobeltem Holz oder glattem Zement	0,00015	0,0000045	0,06

Klasse	Zustand der Wasserläufe:	Formel (67)		Formel (68)
		α	β	a
2	Gerinne aus gewöhnlichen Brettern, Quadern oder gut gefügten Backsteinen	0,00019	0,0000133	0,16
3	Kanäle mit Bruchsteinwandungen	0,00024	0,00006	0,46
4	Kanäle in Erde mit Ufermauern oder abgepflasterten Böschungen, sorgfältig unterhalten, Wasser ohne Sinkstoffe	0,00028	0,00035	0,85
4	Kanäle und Flüsse, ziemlich regelmäßig und rein	0,00028	0,00035	1,30
5	Desgleichen mit steinigen oder bewachsenen Wandungen	0,00040	0,00070	1,75

Tabelle 2.

Koeffizienten für Formel (69).

Klasse	Zustand der Wasserläufe:	m
1	Reiner, glatter Zement, halbkreisförmiges Profil oder glatt gehobelte Bretter, rechtwinkliges Profil	0,12
2	Reiner Zement, rechtwinklig, Zement mit $^1/_3$ Sand, halbkreisförmiges Profil	0,15
3	Gut gefügte Bretter, rechtwinkliges Profil	0,20
4	Gewöhnliche rauhe Bretter, sorgfältig hergestelltes Backstein- und rein gearbeitetes Quadermauerwerk	0,25
5	Ordinäres Backsteinmauerwerk und Bohlenwände	0,35
6	Gewöhnliches Mauerwerk mit gespitzten Steinen	0,45
7	Bestocktes Bruchsteinmauerwerk, Sohle etwas mit Schlamm bedeckt, rechtwinkliges Profil	0,55
8	Rauhmauerwerk mit schlammiger Sohle, rechtwinkliges Profil . .	0,75
9	Älteres Mauerwerk, moos- und pflanzenfrei, mit schlammiger Sohle, rechtwinkliges Profil	1,00
10	In felsigem Boden, Sohle unter 1,50 m breit, wenig Wasserpflanzen	1,25

Tabelle 3.

Koeffizienten für Formel (70).

Klasse	Zustand der Wasserläufe:	n
1	Für Gerinne mit glatt geriebenen Zementwandungen oder sauber gehobelten Brettern	0,010
2	Für Gerinne aus gewöhnlichen Brettern	0,012
3	Für Kanäle aus Quadern und gut gefügten Backsteinen	0,014
4	Für Kanäle aus Bruchsteinen	0,016

Klasse	Zustand der Wasserläufe:	n
5	Für Kanäle in Erde mit ebener Sohle und gemauerten Seitenwänden, sorgfältig unterhalten, Wasser ohne Sinkstoffe	0,020
6	Kanäle und Flüsse, ziemlich regelmäßig und rein	0,025
7	Desgleichen, teilweise steinig oder etwas Wasserpflanzen	0,030
8	Desgleichen, schlecht unterhalten, mit Wasserpflanzen oder Geschiebe	0,035

Tabelle 4.

Koeffizient k für Formel (67).

R	Klasse wie in Tabelle 1				
	1	2	3	4	5
0,10	71,6	55,6	34,5	16,3	11,6
0,15	74,5	59,9	39,5	19,6	14,0
0,20	76,1	62,4	43,0	22,2	16,0
0.25	77,2	64,1	45,6	24,4	17,7
0,30	77,9	65,3	47,7	26,3	19,1
0,35	78,4	66,2	49,3	28,0	20,4
0,40	78,8	66,9	50,6	29,4	21,6
0,45	79,1	67,5	51,8	30,7	22,6
0,50	79,3	67,9	52,7	31,9	23,6
0,60	79,7	68,7	54,3	34,0	25,3
0,70	80,0	69,2	55,4	35,8	26,7
0,80	80,2	69,6	56,3	37,3	28,0
0,90	80,3	69,9	57,1	38,7	29,1
1,00	80,4	70,1	57,7	39,8	30,2
1,10	80,6	70,3	58,3	40,9	31,1
1,20	80,6	70,5	58,7	41,8	31,9
1,30	80,7	70,7	59,1	42,7	32,6
1,40	80,8	70,8	59,5	43,4	33,3
1,60	80,9	71,0	60,0	44,8	34,6
1,80	81,0	71,2	60,5	45,9	35,6
2,00	81,0	71,3	60,9	46,9	36,5
2,50	81,2	71,6	61,5	48,8	38,3
3,00	81,2	71,7	62,0	50,2	39,7
4,00	81,3	71,9	62,6	52,2	41,7
5,00	81,4	72,0	63,0	53,5	43,0
6,00	81,4	72,1	63,2	54,4	44,0

Tabelle 5.

Koeffizient k für Formel (69).

R	Klasse wie in Tabelle 2									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,01	45,5	40,0	33,3	27,0	23,2	18,2	15,2	12,2	9,7	7,6
0,05	65,1	59,9	52,9	45,3	39,0	33,2	28,6	23,7	19,4	15,5
0,10	72,5	67,8	61,2	53,9	47,5	41,3	36,1	30,5	25,4	20,6
0,12	74,0	69,5	63,1	55,9	49,5	43,3	38,0	32,3	27,0	22,0
0,14	75,5	71,2	65,0	57,9	51,5	45,2	39,9	34,1	28,6	23,4
0,16	76,8	72,5	66,5	59,6	53,2	46,9	41,6	35,6	30,0	24,6
0,18	77,8	73,7	67,8	60,9	54,7	48,3	43,0	36,9	31,2	25,7
0,20	78,8	74,9	69,0	62,3	56,1	49,8	44,4	38,3	32,4	26,8
0,25	80,4	76,7	71,1	64,7	58,6	52,3	47,0	40,8	34,8	28,9
0,30	82,0	78,5	73,2	67,0	61,0	54,9	49,5	43,2	37,1	31,0
0,35	83,0	79,7	74,6	68,6	62,7	56,7	51,3	45,0	38,8	32,6
0,40	84,0	80,8	76,0	70,1	64,4	58,4	53,0	46,7	40,4	34,1
0,45	84,8	81,7	77,0	71,3	65,7	59,8	54,4	48,1	41,8	35,4
0,50	85,5	82.5	77,9	72,4	66,9	61,1	55,8	49,5	43,2	36,7
0,60	86,6	83,8	79,5	74,2	68,9	63,3	58,1	51,8	45,5	38,9
0,70	87,5	84,8	80,7	75,6	70,5	65,1	59,9	53,8	47,4	40,7
0,80	88,2	85,6	81,7	76,8	71,9	66,5	61,5	55,4	49,0	42,3
0,90	88,8	86,4	82,6	77,9	73,0	67,8	62,9	56,9	50,5	43,8
1,00	89,3	87,0	83,3	78,7	74,0	69,0	64,1	58,2	51,8	45,0
1,50	—	—	—	—	—	—	—	—	56,1	49,4
2,00	—	—	—	—	—	—	—	—	60,3	53,7
2,50	—	—	—	—	—	—	—	—	62,7	56,2
3,00	—	—	—	—	—	—	—	—	65,0	58,7
4,00	—	—	—	—	—	—	—	—	68,3	62,1
5,00	—	—	—	—	—	—	—	—	70,6	64,8
6,00	—	—	—	—	—	—	—	—	72,5	66,8

17. Beispiel. Welche Wassermenge kann der in Fig. 52 dargestellte, ziemlich regelmäßige und reine Kanal in einer Sekunde abführen, wenn das Gefälle $J = 0{,}001$ beträgt?

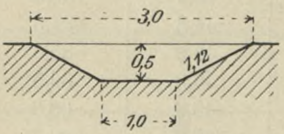


Fig. 52.

Es ist $F = 1$ qm, $P = 3{,}24$ m, $R = \frac{1{,}0}{3{,}24} = 0{,}31$, $\sqrt{R} = 0{,}56$, $\sqrt{RJ} = \sqrt{\frac{0{,}56}{1000}} =$ $= 0{,}00173$.

Nach Formel (67) und Tabelle 4 ist für $R = 0{,}31$ und Klasse 4:

$$k = 26{,}3,$$

$$Q = 26{,}3 \,.\, 0{,}00173 = 0{,}045 \text{ cbm}.$$

Nach Formel (68) ist:

$$k = \frac{87}{1 + \frac{1,30}{0,56}} = 26,2,$$

$$Q = 26,2 \,.\, 0,00173 = 0,045 \text{ cbm}.$$

Nach Formel (70) ist:

$$k = \frac{23 + \frac{1}{0,025} + \frac{0,00155}{0,001}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{0,001}\right) \cdot \frac{0,025}{0,56}} = 30,9,$$

$$Q = 30,9 \,.\, 0,00173 = 0,053 \text{ cbm}.$$

§ 14. Ungleichförmige Bewegung.

a) Geschwindigkeitsänderung.

Aus den Formeln $Q = Fv$ und $v = k\sqrt{RJ}$ ergibt sich, daß bei gleichbleibender Wassermenge die Geschwindigkeit zunimmt, wenn F kleiner wird oder k, R und J größer werden; im entgegengesetzten Falle, wenn k, R und J abnehmen oder F zunimmt, wird v kleiner.

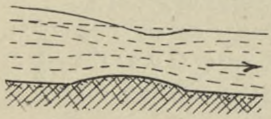


Fig. 53.

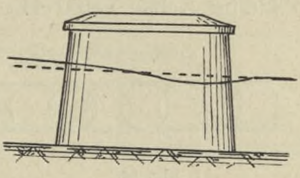


Fig. 54.

Das Gefälle des Wasserspiegels stimmt alsdann in den meisten Fällen mit dem der Sohle nicht überein; es bildet sich eine Kurve, erhaben bei der Geschwindigkeitszunahme, hohl bei Abnahme der Geschwindigkeit. Es können Wassersprünge, Wellen, Stau- und Senkungskurven bei Wehren usw. entstehen.

b) Wassersprünge.

Wird ein Wasserlauf an einer Stelle verengt, sei es durch Erhebung der Sohle oder durch Einschnürung der Ufer, so bildet sich an der verengten Stelle eine Senkung des Wasserspiegels (Fig. 53). Oberhalb der Einsenkung bildet sich ein Stau, welcher die nötige Vermehrung der Geschwindigkeit erzeugt, vermöge der das Wasser durch die verengte Stelle des Querschnitts durchfließt. Hinter der Einsenkung steigt der Wasserspiegel wieder auf seine normale Höhe. Man kann diesen „Wassersprung“ gut beobachten an dem in Fig. 54 dargestellten Brückenpfeiler.

Eine Erweiterung des Wasserlaufs an einer Stelle (Fig. 55) bewirkt eine Einsenkung vor dieser Stelle, eine Erhebung über den normalen Wasserspiegel an der erweiterten Stelle und ein Zurückkehren auf die normale Höhe hinter der Erweiterung.

c) Wellen.

Die durch Verengung oder Erweiterung des Querschnitts bewirkten Hebungen und Senkungen des Wasserspiegels sind meist bleibend, weil die Ursache immer vorhanden ist. Wirkt dieselbe aber nur einen Augenblick, so ist die Schwere bestrebt, den Wasserspiegel wieder zu glätten, und erzeugt dadurch die sich langsam verkleinernden Wellen. Wird z. B. ein Stein in das Wasser geworfen, so entsteht ein System von konzentrischen, kreisförmigen Wellen, die nach außen radial fortschreiten und in ihrer Höhe abnehmen. Mit der Fortbewegung der Wellen ist aber keineswegs eine Fortbewegung des Wassers verbunden. Kleine, im Wasser befindliche Körper bewegen sich vielmehr an der Oberfläche des Wassers in kleinen Kreisen (Fig. 56) und im Innern der Flüssigkeit in Ellipsen, deren kleine Achse senkrecht steht und nach unten zu abnimmt.

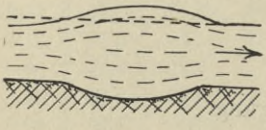


Fig. 55.

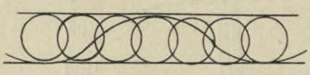


Fig. 56.

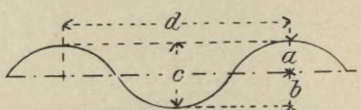


Fig. 57.

Durch die Aufwärtsbewegung des Wassers entstehen **Wellenberge** (*a*, Fig. 57), durch das Abwärtsgehen **Wellentäler** (*b*). Die Entfernung (*d*) zweier Wellenberge oder zweier Wellentäler heißt **Wellenlänge**. Die **Breite** der Welle wird rechtwinklig zur Wellenlänge gemessen. Die **Höhe** der Welle ist der lotrechte Abstand (*c*) des Wellengipfels von der Talsohle. Bei größeren Wasserflächen werden die Wellen oft durch den Druck des Windes hervorgerufen. Der Wellenbewegung entgegen wirkt außer der Schwerkraft noch die Oberflächenspannung. Diese ist beim Wasser nur gering, beim Öl verhältnismäßig groß, deshalb wird auch Öl zur Beruhigung der Meeresfläche erfolgreich angewandt.

5. Stau und Staukurven.

§ 15. Der Stau und die allgemeine Stauformel.

Aus der Formel $Q = Fv$ folgt: Wird bei derselben Wassermenge Q der Wasserquerschnitt F verkleinert, so muß die Geschwindigkeit v wachsen. Es muß alsdann die Druckhöhe größer, es muß im offenen Wasserlauf das Wasser angestaut werden. Soll die Geschwindigkeit c auf v vergrößert werden, so ist hierzu nach der allgemeinen Stauformel [Formel (28)] ein Stau h erforderlich:

$$h = \frac{v^2 - c^2}{2g}. \qquad (71)$$

Der Stau kann bewirkt werden durch Höherlegung der Kanalsohle, wie bei Überfallwehren, durch eine obere Abschlußwand bei Schleusenwehren oder durch eine seitliche Verengung mittels Brückenpfeiler. Bei jedem Überfallwehr wird das Oberwasser bis zur Grenze des Rückstaus oder der Staugrenze gehoben zum sog. Stauspiegel, welcher stets eine nach oben konkave Kurve, die Staukurve, bildet. Gegen die Wehrkrone senkt sich der Wasserspiegel nach einer bestimmten Kurve, der Senkungskurve, und fällt dann entweder frei herab oder schmiegt sich mehr oder weniger dem Abschußboden des Wehres an bis zum Unterwasser, hier kräftige Wirbel bildend, die sich als Wellen im Unterwasser noch auf eine längere Strecke fortpflanzen.

§ 16. Staukurven für regelmäßige Strecken.

a) Allgemeines.

Je größer die Zuflußgeschwindigkeit c und mit ihr die Geschwindigkeitshöhe $\frac{c^2}{2g}$ wird, um so kürzer wird die Stauweite. Wenn der Wert $\frac{c^2}{2g}$ die halbe Wassertiefe des ungestauten Wassers übertrifft, so verschwindet die Stauweite und es bildet das Wasser einen sog. Sprung oder eine Schwelle (Fig. 58), indem sich in einer mäßigen Entfernung von der Wehrkrone eine Erhöhung a bildet.

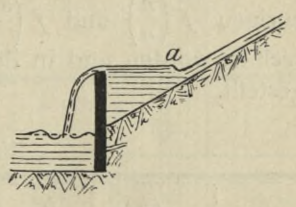


Fig. 58.

Wenn aber die Geschwindigkeitshöhe $\frac{c^2}{2g}$ des zufließenden Wassers kleiner ist als die halbe Wassertiefe des ungestauten Wassers, so ist, genau genommen, die Stauweite unendlich groß, der Stauspiegel wird eine Kurve bilden, die sich der ursprünglichen Wasserfläche asymptotisch nähert, ohne sie je zu erreichen. Hierbei ist aber in einer gewissen Entfernung vom Wehre die Stauhöhe so klein, daß sie praktisch vernachlässigt werden kann. Die Entfernung dieser kleinen Höhe vom Wehr nennt man kurz Stauweite.

b) Berechnung der Staukurve nach Rühlmann und Tolkmitt.

Aus der Formel $v = k\sqrt{RJ}$ sind für die Berechnung der Staukurve nachstehende Formeln abgeleitet worden (Fig. 59):

Von Rühlmann:

$$l = \frac{a}{J} \cdot \left[f\left(\frac{h}{a}\right) - f\left(\frac{z}{a}\right)\right], \tag{72}$$

Von Tolkmitt:

$$l = \frac{a}{J} \cdot \left[f\left(\frac{a+h}{a}\right) - f\left(\frac{a+z}{a}\right)\right]. \tag{73}$$

Rühlmann hat seiner Berechnung einen rechteckigen Wasserquerschnitt zugrunde gelegt und Tolkmitt hat bei der Berechnung das

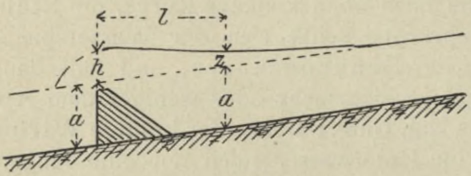


Fig. 59.

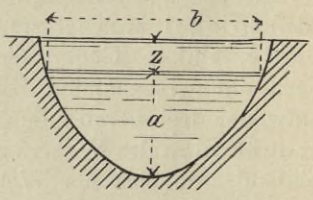


Fig. 60.

Querprofil der Flußstrecke durch eine Parabel (Fig. 60) ersetzt. Bezeichnet F den Querschnitt, a die Füllhöhe des ungestauten Flusses und b die Wasserspiegelbreite, so ist:

$$F = \frac{2}{3} \cdot ab,$$

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{b}. \tag{74}$$

Für die verschiedenen Verhältnisse $\frac{h}{a}$ und $\frac{a+h}{a}$ sind die zugehörigen $f\left(\frac{h}{a}\right)$ und $f\left(\frac{a+h}{a}\right)$ von Rühlmann und Tolkmitt berechnet worden und in den nachstehenden Tabellen 6 und 7 zusammengestellt.

Tabelle 6.

(Nach Prof. Dr. Rühlmann.)

$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$
0,01	0,0067	0,31	1,3610	0,61	1,8112	0,91	2,1800
0,02	0,2444	0,32	1,3789	0,62	1,8243	0,92	2,1916
0,03	0,3863	0,33	1,3964	0,63	1,8373	0,93	2,2032
0,04	0,4889	0,34	1,4136	0,64	1,8503	0,94	2,2148
0,05	0,5701	0,35	1,4306	0,65	1,8631	0,95	2,2264

$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$
0,06	0,6376	0,36	1,4473	0,66	1,8759	0,96	2,2380
0,07	0,6958	0,37	1,4638	0,67	1,8887	0,97	2,2496
0,08	0,7482	0,38	1,4801	0,68	1,9014	0,98	2,2611
0,09	0,7933	0,39	1,4962	0,69	1,9140	0,99	2,2725
0,10	0,8353	0,40	1,5119	0,70	1,9266	1,00	2,2839
0,11	0,8739	0,41	1,5275	0,71	1,9392	1,10	2,3971
0,12	0,9098	0,42	1,5430	0,72	1,9517	1,20	2,5000
0,13	0,9434	0,43	1,5583	0,73	1,9641	1,30	2,6171
0,14	0,9751	0,44	1,5734	0,74	1,9765	1,40	2,7264
0,15	1,0051	0,45	1,5884	0,75	1,9888	1,50	2,8337
0,16	1,0335	0,46	1,6032	0,76	2,0010	1,60	2,9409
0,17	1,0608	0,47	1,6179	0,77	2,0132	1,70	3,0458
0,18	1,0869	0,48	1,6324	0,78	2,0254	1,80	3,1508
0,19	1,1119	0,49	1,6468	0,79	2,0375	1,90	3,2553
0,20	1,1361	0,50	1,6611	0,80	2,0495	2,0	3,3594
0,21	1,1595	0.51	1,6753	0,81	2,0615	2,1	3,4631
0,22	1,1821	0,52	1,6893	0,82	2,0735	2,2	3,5564
0,23	1,2040	0,53	1,7032	0,83	2,0855	2,3	3,6694
0,24	1,2254	0,54	1,7170	0,84	2,0975	2,4	3,7720
0,25	1,2461	0,55	1,7308	0,85	2,1095	2,6	3,9768
0,26	1,2664	0,56	1,7444	0,86	2,1213	2,8	4,1808
0,27	1,2861	0,57	1,7589	0,87	2,1331	3,0	4,3843
0,28	1,3054	0.58	1,7714	0,88	2,1449	3,5	4,8891
0,29	1,3243	0,59	1,7848	0,89	2.1567	4,0	5,3958
0,30	1,3428	0,60	1,7980	0,90	2,1683	4,5	5,8993
$\frac{z}{a}$	$f\left(\frac{z}{a}\right)$	$\frac{z}{a}$	$f\left(\frac{z}{a}\right)$	$\frac{z}{a}$	$f\left(\frac{z}{a}\right)$	$\frac{z}{a}$	$f\left(\frac{z}{a}\right)$

Tabelle 7.

(Nach Baurat Tolkmitt.)

$\frac{a+h}{a}$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$
1,00	$-\infty$	1,16	0,865	1,37	1,221	1,90	1,850
1,005	$-0,102$	1,17	0,887	1,38	1,235	1,95	1,904
1,01	$+0,074$	1,18	0,908	1,39	1,249	2,00	1,957
1,015	0,179	1,19	0,928	1,40	1,262	2,1	2,063
1,02	0,254	1,20	0,948	1,41	1,276	2,2	2,168
1,025	0,313	1,21	0,967	1,42	1,289	2,3	2,272
1,03	0,362	1,22	0,985	1,43	1,302	2,4	2,376
1,035	0,403	1,23	1,003	1,44	1,315	2,5	2,478

$\frac{a+h}{a}$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$
1,04	0,440	1,24	1,021	1,45	1,328	2,6	2,581
1,045	0,473	1,25	1,038	1,46	1,341	2,7	2,683
1,05	0,502	1,26	1,055	1,47	1,354	2,8	2,785
1,06	0,554	1,27	1,071	1,48	1,367	2,9	2,886
1,07	0,599	1,28	1,087	1,49	1,379	3,0	2,988
1,08	0,639	1,29	1,103	1,50	1,392	3,5	3,492
1,09	0,675	1,30	1,119	1,55	1,453	4,0	3,995
1,10	0,708	1,31	1,134	1,60	1,513	4,5	4,496
1,11	0,738	1,32	1,149	1,65	1,571	5,0	4,997
1,12	0,766	1,33	1,164	1,70	1,628	6,0	5,998
1,13	0,793	1,34	1,178	1,75	1,685	8,0	7,999
1,14	0,818	1,35	1,193	1,80	1,740	10,0	10,000
1,15	0,842	1,36	1,207	1,85	1,795	∞	∞
$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$

20. Beispiel. Wie groß ist die Stauweite eines Wehres, wenn am ungestauten Flusse das relative Gefälle $J = 0{,}0005$, der Querschnitt $F = 28$ qm, die Spiegelbreite $b = 21$ m, die Wassertiefe $a = 2{,}0$ m und die Stauhöhe $h = 0{,}8$ m beträgt?

Es ist nach Formel (74):

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{b} = \frac{3}{2} \cdot \frac{28}{21} = 2 \text{ m},$$

$$\frac{a}{J} = \frac{2}{0{,}0005} = 4000.$$

Weil z an der Staugrenze einen sehr kleinen Wert hat, so können die Werte $f\left(\frac{z}{a}\right)$ und $f\left(\frac{z+h}{a}\right)$ in den Formeln (72) und (73) unberücksichtigt bleiben.

Die gesuchte Stauweite l wird alsdann nach Rühlmann [Formel (72)]:

$$l = \frac{a}{J} \cdot f\left(\frac{h}{a}\right) = 4000 f\left(\frac{0{,}8}{2{,}0}\right) = 4000\, f(0{,}4),$$

$$f(0{,}4) = 1{,}512 \text{ (Tabelle 6)},$$

$$l = 4000 \cdot 1{,}512 = 6048 \text{ m},$$

nach Tolkmitt [Formel (73)]:

$$l = \frac{a}{J} \cdot f\left(\frac{a+h}{a}\right) = 4000 f\left(\frac{2{,}0 + 0{,}8}{2{,}0}\right) = 4000 f(1{,}40),$$

$$f(1{,}40) = 1{,}262 \text{ (Tabelle 7)},$$

$$l = 4000 \cdot 1{,}262 = 5048 \text{ m}.$$

21. Beispiel. In welcher Entfernung l von der Wehrkrone beträgt bei dem vorberechneten Wehr die Stauhöhe noch 10 cm?

Nach Rühlmann ist:

$$l = \frac{a}{J} \cdot \left[f\left(\frac{h}{a}\right) - f\left(\frac{z}{a}\right)\right],$$

$$l = 4000 \cdot \left[1{,}512 - f\left(\frac{0{,}1}{2{,}0}\right)\right],$$

$$f\left(\frac{0{,}1}{2{,}0}\right) = f\,(0{,}05) = 0{,}570,$$

$$l = 4000 \cdot (1{,}512 - 0{,}570) = 3768 \text{ m}.$$

Nach Tolkmitt ist:

$$l = 4000 \cdot \left[1{,}262 - f\left(\frac{2{,}0 + 0{,}1}{2{,}0}\right)\right],$$

$$f\left(\frac{2{,}0 + 0{,}1}{2{,}0}\right) = f\,(1{,}05) = 0{,}502,$$

$$l = 4000 \cdot (1{,}262 - 0{,}502) = 3040 \text{ m}.$$

22. Beispiel. Welche Stauhöhe hat das Wasser in einer Entfernung von 3600 m von der Wehrkrone?

Nach Rühlmann ist:

$$3600 = 4000 \cdot \left[1{,}512 - f\left(\frac{z}{a}\right)\right],$$

$$f\left(\frac{z}{a}\right) = 1{,}512 - \frac{3600}{4000} = 0{,}612,$$

$$\frac{z}{a} = 0{,}055 \text{ (Tabelle 6)},$$

$$z = 0{,}055 \,.\, 2{,}0 = 0{,}11 \text{ m}.$$

Nach Tolkmitt ist:

$$3600 = 4000 \cdot \left[1{,}262 - f\left(\frac{a+z}{a}\right)\right],$$

$$f\left(\frac{a+z}{a}\right) = 1{,}262 - \frac{3600}{4000} = 0{,}362,$$

$$\frac{a+z}{a} = 1{,}03 \text{ (Tabelle 7)},$$

$$z = 1{,}03 \,.\, 2{,}0 - 2{,}0 = 0{,}06 \text{ m}.$$

c) Neue Berechnungsweise.

Professor Danckwerts hat die Rühlmannsche Berechnungsweise weiter entwickelt und hat eine neue Tabelle berechnet, aus der für die Abszissen $l = p \cdot \frac{a}{J}$ die zugehörigen Ordinaten des Stauspiegels leicht gefunden werden können.[1]) Auf diese Rühlmann-Danckwertssche Rechnungsart gründet sich folgende neue Berechnungsweise:

Nach Fig. 61 ist:

$$x = p \cdot \frac{a}{J}, \tag{75}$$

$$J = y_1 : p \cdot \frac{a}{J},$$

$$y_1 = p\,a,$$

$$y = p\,a + z.$$

Wird y ein Vielfaches von a oder $y = s\,a$, so erhält man für jeden einzelnen Fall:

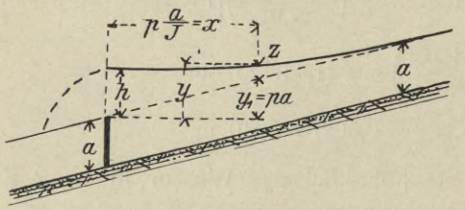


Fig. 61.

$$s\,a = p\,a + z$$

und hieraus $z = a\,.\,(s - p)$ oder, wenn man $s - p = m$ setzt:

$$z = a\,m. \tag{76}$$

Nach der Rühlmannschen und Danckwertsschen Tabelle sind nun die verschiedenen Werte für m ermittelt und in nachstehender Tabelle 8 zusammengestellt worden.

(Siehe die Tabelle 8 auf S. 43.)

23. Beispiel. Bei einem Wehr beträgt die Tiefe des ungestauten Wassers $a = 1{,}20$ m, die größte Stauhöhe $h = 1{,}92$ m und das Gefälle $J = 1 : 2000$. Die Staukurve ist zu berechnen.

Es ist $\frac{h}{a} = \frac{1{,}92}{1{,}20} = 1{,}6$ und $\frac{a}{J} = 1{,}2\,.\,2000 = 2400.$

Abszisse $x = p \cdot \frac{a}{J} = p\,.\,2400$ [nach Formel (75)],

Stauhöhe $z = a\,m$ [nach Formel (76).

(Siehe die Tabelle auf S. 44.)

24. Beispiel. Welche Stauhöhe hat das Wasser in einer Entfernung von 4800 m von der Wehrkrone?

[1]) Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1903, S. 258.

Tabelle 8.

Über die Werte von m zur Berechnung der Staukurve.

p	$h:a=$																		
	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2
0,2	4,80	4,30	3,80	3,30	2,80	2,60	2,40	2,21	2,01	1,81	1,61	1,41	1,22	1,02	0,83	0,64	0,46	0,28	0,13
0,4	4,60	4,10	3,60	3,10	2,60	2,41	2,21	2,02	1,82	1,62	1.42	1,22	1,04	0,84	0,66	0,49	0,33	0,18	0,08
0,6	4,40	3,90	3,40	2,90	2,41	2,22	2,02	1,83	1,63	1.43	1,23	1,04	0,86	0,68	0,52	0,36	0,23	0,12	0,05
0,8	4,20	3,70	3,20	2,71	2,22	2,03	1,83	1,64	1,44	1,24	1,05	0,87	0,69	0,53	0,38	0,25	0,15	0,07	0,03
1,0	4,00	3,50	3,01	2,51	2,03	1,83	1,64	1,45	1,25	1,06	0,88	0,70	0,55	0,39	0,27	0,16	0,09	0,04	0,02
1,2	3,80	3,31	2,81	2,32	1,84	1,64	1,45	1,26	1,06	0,89	0,71	0,56	0,41	0,28	0,18	0,10	0,06	0,03	—
1,4	3,61	3,12	2,62	2,13	1,65	1,45	1,26	1,07	0,89	0,72	0,56	0,42	0,29	0,19	0,11	0,06	0,03	0,02	
1,6	3,41	2,92	2,43	1,94	1,46	1,26	1,08	0,90	0,72	0,57	0,43	0,30	0,20	0,12	0,07	0,04	0,02	—	
1,8	3,22	2,72	2,24	1,75	1,28	1,08	0,91	0,73	0 56	0,43	0,30	0,20	0,13	0,07	0,04	0,03	0,01		
2,0	3,02	2,52	2,04	1,56	1,09	0,91	0,74	0,58	0,43	0,31	0,21	0,13	0,08	0,04	0,03	0,01	—		
2,2	2,82	2,33	1,85	1,36	0,91	0,74	0,58	0,44	0,31	0,21	0,13	0,08	0,05	0,03	0,02	—			
2,4	2,63	2,14	1,66	1.17	0,74	0,58	0,44	0,32	0,22	0,13	0,08	0,05	0,03	0,02	—				
2,6	2,44	1,94	1,47	1,00	0,59	0,44	0,32	0,22	0,13	0,08	0,05	0,03	0,02	—					
2,8	2,25	1,75	1,28	0,84	0,45	0,32	0,22	0,14	0,08	0,05	0,03	0,02	—						
3,0	2,05	1,56	1,10	0,67	0,33	0,22	0,14	0,09	0,05	0,03	0,02	—							
3,2	1,86	1,38	0,93	0,53	0,23	0,14	0,08	0,05	0,03	0,02	—								
3,4	1,67	1,20	0,76	0,38	0,15	0,09	0,05	0,03	0,02	—									
3,6	1,48	1,02	0,61	0,27	0,09	0,05	0,03	0,02	—										
3,8	1,29	0,84	0,46	0,18	0,05	0,03	0,02	—											
4,0	1,10	0,67	0,33	0,11	0,03	0,02	—												
4,2	0,94	0,53	0,23	0,07	0,02	—													
4,4	0,76	0,39	0,15	0,04	—														

Zusammenstellung der Ergebnisse.

	x in Metern	z in Metern		p	x in Metern	z in Metern	
0	0	—	1,92	1,6	3840	0,30 a	0,36
0,2	480	1,41 a	1,69	1,8	4320	0,20 a	0,24
0,4	960	1,22 a	1,46	2,0	4800	0,13 a	0,16
0,6	1440	1,04 a	1,25	2,2	5280	0,08 a	0,10
0,8	1920	0,87 a	1,04	2,4	5760	0,05 a	0,06
1,0	2400	0,70 a	0,84	2,6	6240	0,03 a	0,04
1,2	2880	0,56 a	0,67	2,8	6720	0,02 a	0,02
1,4	3360	0,42 a	0,50	3,0	7200	0,0 a	0,0

Es ist $4800 = p \,.\, 2400$ [nach Formel (75)]:

$$p = \frac{4800}{2400} = 2.$$

Für $p = 2$ und $h : a = 1{,}6$ ist aber nach der Tabelle $m = 0{,}13$:

$$z = a\,m = 1{,}2 \,.\, 0{,}13 = 0{,}16 \text{ m}.$$

25. Beispiel. In welcher Entfernung beträgt der Stau z noch 0,42 m?

Es ist $m = \frac{z}{a} = \frac{0{,}42}{1{,}20} = 0{,}35$ und $h : a = 1{,}6$; diesen Werten entspricht nach der Tabelle 8 ein $p = 1{,}52$ (Zwischenwert), demnach:

$$x = 1{,}52 \,.\, 2400 = 3648 \text{ m}.$$

d) Sonderfall.

Beträgt $h : a = 0{,}75$ bis 1,0, so wird in Formel (72) $f\left(\frac{h}{a}\right)$ annähernd 2. Alsdann ist nach Formel (72):

$$l = \frac{a}{J} \cdot \left[f\left(\frac{h}{a}\right) - f\left(\frac{z}{a}\right)\right] = \frac{a}{J} \cdot \left[f\left(\frac{h}{a}\right) - o\right] = \frac{a}{J} \cdot 2 \text{ oder:}$$

$$l = \frac{2\,a}{J}. \qquad (77)$$

Diese ziemlich verbreitete Stauformel darf daher nur dort Anwendung finden, wo die Stauhöhe der Tiefe des ungestauten Wassers annähernd gleich ist.

§ 17. Staukurven für unregelmäßige Flußstrecken.

Bezeichnet F die Querschnittsfläche, Q die sekundliche Wassermenge, P den benetzten Umfang und k den Koeffizienten der Eitelweinschen Formel $v = k\sqrt{RJ}$ für die Berechnung der Wassergeschwindigkeit, so ergibt sich die gesuchte Staukurve aus der Formel:[1])

$$y = \left(\frac{Q}{k}\right)^2 \cdot \frac{Px}{F^3}. \tag{78}$$

Man findet die Kurve, indem man, an dem Stauwerke anfangend, die Flußstrecke in Abschnitte x zerlegt und zunächst für den ersten Abschnitt den Höhenunterschied y des Wasserspiegels zwischen den Endpunkten berechnet, sodann das Verfahren für jeden folgenden Abschnitt wiederholt. Da für F und P die Mittelwerte der Teilstrecken eingesetzt werden müssen, während die Höhenlage nur für den unteren Endpunkt fessteht und weiter aufwärts noch unbekannt ist, muß man y zunächst einschätzen und dann die Rechnung nötigenfalls wiederholen. Auf diese Weise läßt sich die Staukurve stückweise berechnen und in das Längenprofil eintragen, woraus sich die Stauhöhe an jeder Profilstelle unmittelbar ergibt. Diese Berechnungsart ist zwar etwas umständlich, aber sie ist allgemein anwendbar. Es kann dabei den gegebenen Verhältnissen, z. B. der Veränderung der Wassermenge Q innerhalb der Staustrecke infolge seitlicher Zu- und Ableitungen, Rechnung getragen werden.

Hat die Flußstrecke verschiedenes Gefälle, so berechnet man, am Wehr beginnend, den Stau bis zum ersten Brechpunkt des Gefälles und setzt dann für die nächste Strecke $h =$ dem Stau am Brechpunkte. Bei regelmäßigen Profilen kann in diesem Falle die Berechnung nach den Formeln (72) bis (76) ausgeführt werden.

6. Wirkung bewegter Wassermassen (Wasserkraft).

§ 18. Wirkung der Wassermassen durch ihr Gewicht.

Die theoretische Leistung oder der absolute Effekt einer Wasserkraft, d. i. die Leistung ohne Berücksichtigung der Nebenhindernisse, Stoßverluste usw., ist

$$N = \frac{Qh}{75}, \tag{79}$$

wenn N die Anzahl der Pferdestärken,

Q die sekundliche Wassermenge in Kilogramm und

h das Gefälle oder den senkrechten Abstand der Wasserspiegel vom Zu- und Abfluß bedeutet.

Unter der wirklichen Leistung oder dem Nutzeffekte versteht man dagegen den durch eine Kraftmaschine oder einen Motor in nützliche mechanische Arbeit umgewandelten Teil des absoluten Effektes einer Wasserkraft.

[1]) Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften III. Band, I. Abt., 1. Hälfte.

Das Verhältnis des Nutzeffektes zum absoluten Effekt heißt das Güteverhältnis oder der Wirkungsgrad. Es schwankt dieses Verhältnis zwischen 0,3 und 0,8. Bezeichnet η den Wirkungsgrad, so ist die wirkliche Leistung:

$$N = \eta \cdot \frac{Q\,h}{75}. \tag{80}$$

26. Beispiel. Wie groß ist der Nutzeffekt, wenn die sekundliche Wassermenge 200 l, das Gefälle 3 m und der Wirkungsgrad 0,75 beträgt?

$$N = 0{,}75 \cdot \frac{200\,.\,3}{75} = 6 \text{ PS.}$$

§ 19. Wirkung der Wassermasse durch Geschwindigkeit und Stoß.

1. Geschwindigkeit. Hat das Wasser die Geschwindigkeit v und ist F der Querschnitt des Wassers in Quadratmeter, so wird:

$$Q = 1000\,F v. \tag{81}$$

Die der Geschwindigkeit v entsprechende Druckhöhe ist:

$$h = \frac{v^2}{2\,g}, \tag{82}$$

demnach die Nutzleistung oder der Nutzeffekt der Wasserkraft:

$$N = \eta \cdot \frac{Q\,h}{75} = \eta \cdot \frac{1000\,F v\,.\,v^2}{75\,.\,2\,g},$$

$$N = \eta\,.\,0{,}7\,F v^3. \tag{83}$$

27. Beispiel. Wie groß ist die Nutzleistung einer Wasserkraft, wenn der Wasserquerschnitt $F = 1$ qm, die Geschwindigkeit $v = 4$ m und der Wirkungsgrad 0,6 beträgt?

$$N = 0{,}6\,.\,0{,}7\,.\,1{,}0\,.\,4^3 = 26{,}88 \text{ PS.}$$

2. Stoß. Trifft ein mit der Geschwindigkeit v ausfließender Wasserstrahl auf eine feste Wand, so übt derselbe einen Stoß aus. Die Größe der Stoßwirkung oder der hydraulische Druck des Wasserstrahls gegen eine ebene Wand ist beim rechtwinkligen Auftreffen:

$$P = 2\,.\,1000\,F h = \frac{1000\,F v^2}{g}, \tag{84}$$

denn es ist[1]) $P = M v$; Masse $M = \dfrac{1000\,Q}{g} = \dfrac{1000\,F v}{g}$,

[1]) Es ist Kraft = Masse $\times$ Beschleunigung und

$$\text{Masse} = \frac{\text{Gewicht}}{\text{Fallbeschleunigung}}.$$

Beschleunigung ist die Zunahme der Bewegungsgröße, hier $= v$, denn der Anfang war Null und die Bewegungsgröße oder die Geschwindigkeit ist jetzt konstant $= v$.

$$P = 1000 \cdot \frac{Fv}{g} \cdot v = 1000 \cdot \frac{Fv^2}{g},$$

$$P = 1000 \cdot \frac{Fv^2}{g} = 1000 \cdot 2F \cdot \frac{v^2}{2g} = 2 \cdot 1000\ Fh.$$

Bewegt sich die getroffene Wand mit der Geschwindigkeit c in der Richtung des Wasserstrahls, dann ist, wenn immer dieselbe Fläche getroffen wird:

$$Q = F\,.\,(v - c), \tag{85}$$

$$P = 1000 \cdot \frac{F\,.\,(v - c)^2}{g}, \tag{86}$$

wenn, wie bei Wasserrädern, sich eine ununterbrochene Reihe Flächen dem Strahle entgegenstellt:

$$Q = Fv, \tag{87}$$

$$P = 1000 \cdot \frac{F\,.\,(v - c)\,.\,v}{g}. \tag{88}$$

Beweis zu Formel (86). Die zur Wirkung gekommene Masse beträgt $M = 1000 \cdot \frac{F\,.\,(v - c)}{g}$, die Beschleunigung $= v - c$, folglich ist $P = 1000 \cdot \frac{F\,.\,(v - c)^2}{g}$.

Beweis zu Formel (88). Es beträgt die Masse $M = 1000 \cdot \frac{Fv}{g}$, die Beschleunigung $v - c$, folglich ist $P = 1000 \cdot \frac{F\,.\,(v - c)\,.\,v}{g}$.[1])

Bewegt sich die getroffene Wand mit der Geschwindigkeit c der Richtung des Wasserstrahls entgegen, dann ist, wenn immer dieselbe Fläche getroffen wird:

$$P = 1000 \cdot \frac{F\,.\,(v + c)^2}{g}, \tag{89}$$

bei Wasserrädern:

$$P = 1000 \cdot \frac{F\,.\,(v + c)\,.\,v}{g}. \tag{90}$$

Die vorstehenden Beweise finden auf die Formeln (89) und (90) sinngemäße Anwendung.

Die Maximalleistung wird erreicht, wenn

$$c = \frac{1}{2} v \tag{91}$$

ist. Alsdann ist die sekundliche Arbeit des Stoßes:

$$Pc = \frac{1}{2} \cdot 1000\,Qh. \tag{92}$$

---

[1]) Die Formeln (85) und (87) sind aus der „Hütte“ entnommen.

Die Richtigkeit der Formeln (91) und (92) wird in § 20 bewiesen.

Ein schiefer Stoß kann der Fig. 62 entsprechend nach dem Parallelogramm der Kräfte zerlegt werden. Alsdann ist:

$$P_1 = P \sin \alpha. \tag{93}$$

28. Beispiel. Ein Wasserstrahl von $F = 0{,}4$ qm Querschnitt fließt mit einer Geschwindigkeit von 3 m rechtwinklig gegen eine feststehende ebene Fläche. Welchen Druck übt der Wasserstrahl auf die Fläche aus?

Nach Formel (84) ist:

$$P = \frac{1000\, F v^2}{g} = \frac{1000 \,.\, 0{,}4 \,.\, 3^2}{9{,}81} = 367 \text{ kg.}$$

29. Beispiel. Das Sperrventil eines hydraulischen Widders hat einen Durchmesser von 10 cm, die auf dem Ventil ruhende Wassersäule hat eine Höhe von 10 m. Wie groß ist der Druck auf das geschlossene und auf das geöffnete Ventil?

Auf dem geschlossenen Ventil ruht der hydrostatische Druck:

$$P_0 = \frac{0{,}10^2 \,.\, 3{,}14}{4} \cdot 10{,}0 \cdot 1000 = 78{,}5 \text{ kg.}$$

Auf das geöffnete Ventil wirkt der hydraulische Druck des austretenden Wasserstrahls. Derselbe beträgt nach Formel (84):

$$P = 2 \cdot \frac{0{,}10^2 \,.\, 3{,}14}{4} \cdot 10{,}0 \cdot 1000 = 157 \text{ kg.}$$

Der Druck auf das geöffnete Sperrventil ist daher doppelt so groß als auf das geschlossene.

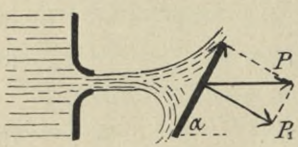


Fig. 62.

30. Beispiel. Ein Wasserstrahl von 0,2 qm Querschnitt stößt mit 8 m Geschwindigkeit rechtwinklig gegen die Schaufeln eines Wasserrades, die mit 2 m Geschwindigkeit zurückweichen. Wie groß ist der Druck P und wie groß wird P bei der günstigsten Umfangsgeschwindigkeit?

Nach Formel (88) ist:

$$P = 1000 \cdot \frac{0{,}2 \,.\, (8 - 2) \,.\, 8}{9{,}81} = 979 \text{ kg.}$$

Die größte Leistung entsteht bei einer Umfangsgeschwindigkeit $c = \frac{8}{2} = 4$ m. Alsdann wird:

$$P = 1000 \cdot \frac{0{,}2 \,.\, (8 - 4) \,.\, 8}{9{,}81} = 652 \text{ kg.}$$

Die vom Wasserrade übernommene sekundliche Arbeit wird im ersten Falle $979 \cdot 2 = 1958$ m/kg, im zweiten Falle $652 \cdot 4 = 2608$ m/kg.

§ 20. Wirkung der Wassermasse durch Reaktion.

Weil in einer eingeschlossenen Wassermasse in derselben Horizontalebene der Druck auf die Flächeneinheit gleich ist, so werden dort die gleichgroßen Flächen den gleichgroßen hydrostatischen Druck erhalten. Gestattet man bei a dem Wasser den Austritt, so wird bei b die Kraft P auf Fortbewegung des Wagens wirken (Fig. 63). Diesen bei der Bewegung des Wassers auftretenden hydraulischen Druck P nennt man Reaktionsdruck.

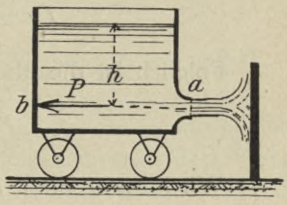


Fig. 63.

Steht das Gefäß still, so ist der Reaktionsdruck wie beim Stoß gleich dem Gewichte einer Wassersäule, welche den Querschnitt des Wasserstrahls zur Grundfläche und die doppelte Druckhöhe zur Länge hat. Es ist wie in Formel (84):

$$P = 2 \cdot 1000 \cdot F \cdot h, \tag{93}$$

$$P = 1000 \cdot \frac{F v^2}{g} = 1000 \cdot \frac{Q v}{g} \cdot \tag{94}$$

Weicht das Gefäß mit der Geschwindigkeit c in der Richtung von P zurück, so wird wie beim Stoß:[1])

$$P = 1000 \cdot \frac{F \cdot (v - c) \cdot v}{g}, \tag{95}$$

$$Q = F v, \tag{96}$$

$$P = 1000\, Q \cdot \frac{v - c}{g} \cdot \tag{97}$$

Die größte Arbeit wird durch die Reaktion (wie auch beim Stoß) geleistet, wenn ist:

$$c = \frac{1}{2} v. \tag{98}$$

Die in einer Sekunde geleistete Arbeit ist:

$$P c = 1000 \cdot \frac{Q}{g} \cdot (v - c) \cdot c. \tag{99}$$

Die Faktoren $(v - c)$ und c der Gleichung (99) kann man darstellen durch die Seiten eines Rechtecks, dessen Inhalt $(v - c) \cdot c$ ist. Nun hat von allen Rechtecken das Quadrat bei gegebenem Umfang

[1]) Weisbach-Reuleaux S. 520.

den größten Inhalt, deshalb wird auch $(v-c) \cdot c$ am größten, wenn $v-c=c$ oder $c=\frac{1}{2}v$ ist.

Setzt man in Gleichung (99) $\frac{1}{2}v$ statt c, so wird

$$Pc = 1000\,Q \cdot \frac{\left(v-\frac{1}{2}v\right)\cdot\frac{1}{2}v}{g},$$

$$Pc = 1000\,Q \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{v^2}{2g}; \quad \frac{v^2}{2g} = h.$$

Folglich ist die Maximalarbeit der Reaktion:

$$Pc = \frac{1}{2} \cdot 1000\,Q\,h. \tag{100}$$

Wird $c=0$ oder $c=v$, so wird die Arbeit $Pc=0$, wie ohne weiteres aus Formel (99) ersehen werden kann.

Aus den Formeln (79), (83), (92) und (100) folgt, daß die Wirkung des Wassers durch sein Gewicht oder seine Geschwindigkeit doppelt so groß ist als die Wirkung durch den senkrechten Stoß gegen eine ebene Fläche oder durch Reaktion.

II. Anwendung der Hydraulik in der Kulturtechnik.

1. Hydrologie.

Die Hydrologie oder die Lehre vom Wasser ist derjenige Teil der Hydrographie, der sich mit dem Vorkommen und den Eigenschaften des Wassers beschäftigt, während die Hydrometrie die Messung des Wassers umfaßt.

§ 21. Kreislauf des Wassers.

Vom Himmel kommt es,
Zum Himmel steigt es,
Und wieder nieder
Zur Erde muß es,
Ewig wechselnd.

Mit diesen wenigen Worten unseres größten Dichters ist der Kreislauf des Wassers trefflich gezeichnet.

Vom Himmel kommt es. Nach dem übereinstimmenden Zeugnisse der Geologie und der Astronomie war unsere Erde einst eine glühend heiße Kugel, von dichten Dämpfen umgeben. Allmählich kühlte sich die Erde ab, es bildete sich eine feste, nicht mehr heiße Rinde, und nun strömte das Wasser herab und bedeckte die Erde. „Und der Geist Gottes schwebete auf dem Wasser“ heißt es 1. Mose 1.

Zum Himmel steigt es. Bei jeder Temperatur verwandelt sich an der Oberfläche der Erde das Wasser wieder in Dampf und erhebt sich in die Lüfte. Unsichtbar in dieser Gestalt, zieht es auf den Flügeln des Windes über die Länder, die seines Segens harren.

Und wieder nieder zur Erde muß es. Aus den höchsten Höhen senkt es sich herab auf die Gipfel der Berge wie auf den Grund der Täler als Tau und Regen, Schnee und Hagel. Es muß, der Schwere folgend, immer weiter und weiter hinab, dringt in die Tiefe, um als Quelle noch tiefer unten zu erscheinen, rieselt dort über die Felsen und Gehänge hinab, um als Bach oder Fluß die Niederungen zu durchziehen, bis es endlich wieder im Meere angelangt ist, bereit, ohne Verzug von neuem den Kreislauf zu wiederholen.

Ewig wechselnd. Wechselnd seinen Ort, in der Höhe und Tiefe, durch Länder und Meere zieht es hin; wechselnd seine Form, hier als festes Eis, dort als flüssiges Kügelchen, anderswo unsichtbar als luftiger Geselle durch die Lüfte segelnd; wechselnd sein Tun, hier ist es in eine Spalte gedrungen und hat im Bunde mit dem Winterfroste den Felsen gesprengt, dort hat es aus dem Grunde der Erde heraus das duftende Haus der Blume gebaut, dann hat es, mit dem Blutstrome kreisend, sich im Herzen der Menschen umgeschaut und ist wieder durch den Odem ins Freie gelangt.[1])

Das Wasser, das auf der ganzen Erde alljährlich „zum Himmel steigt" und „wieder nieder zur Erde fällt", beträgt 465300 cbkm oder 0,91 cbm auf 1 qm. Es verdunsten nach Fritzsche[2]) alljährlich:

vom Meere . .	384000 cbkm	oder	0,75 cbm	auf	1 qm	Erdfläche,
„ Lande . .	81300 „	„	0,16 „	„	1 „	„
zusammen:	465300 cbkm	oder	0,91 cbm	auf	1 qm	Erdfläche.

Bezeichnet V die jährliche Verdunstung vom Meere,
„ V_1 „ „ „ „ Lande,
„ R den jährlichen Regenfall vom Meere,
„ R_1 „ „ „ „ Lande,
„ F die jährliche Wasserführung der Flüsse zum Ozean,

so ist nach Brückner:

$$F = V - R, \tag{101}$$

$$F = R_1 - V_1, \tag{102}$$

d. h. die Abflußmenge ist gleich der Verdunstungsmenge, welche vom Meere auf das Land übertritt.

Nach dem Verhältnis zwischen Niederschlag und Abfluß hat Brückner auf der Erde drei große Gebiete unterschieden, nämlich das Weltmeer, die peripherischen und die abflußlosen Gebiete der Landflächen.

a) Das Weltmeer (361000000 qkm). Hier übersteigt die Verdunstung die Niederschlagsmenge, und zwar um den Betrag der jährlichen Wasserführung der Flüsse.

b) Die peripherischen Landflächen (117000000 qkm). Auf diesen ist die Verdunstung erheblich kleiner als die Niederschlagsmenge, da kein unbegrenzter Wasservorrat zur Verfügung steht. Es findet ein steter Übertritt von Wasserdampf vom Meere auf das Festland statt, dessen Betrag dem Meere durch die Wassermenge der Flüsse wieder zugeführt wird.

---

[1]) Nach Pfaff, Das Wasser.

[2]) Zeitschrift für Gewässerkunde Bd. VII, S. 354.

c) Die abflußlosen Gebiete (32000000 qkm) sind aus dem allgemeinen Kreislauf des Wassers gleichsam ausgeschaltet. Der gesamte auf ihnen fallende Niederschlag gelangt durch Verdunsten wieder in die Atmosphäre zurück.

Es beträgt nach Fritzsche:[1])

Tabelle 9.

Kubikmeter in einem Jahr für:	Verdunstung	Regenfall	Abfluß
1 qm Erdoberfläche	0,91	0,91	—
1 „ Weltmeer	1,06	0,98	—
1 „ Festland	0,55	0,75	0,20
1 „ peripherisches Festland . .	0,61	0,87	0,26
1 „ abflußloses Gebiet	0,33	0,33	—

Der Abflußfaktor beträgt für das gesamte Festland 0,27 und für das peripherische Gebiet 0,3025, d. h. von dem auf das gesamte Festland fallenden Regen kommen 27 % und von den Niederschlägen des peripherischen Festlands kommen 30,25 % zum Abfluß.

§ 22. Niederschläge.

Die atmosphärische Luft enthält stets Wasserdampf und ihr Gehalt an diesem ist von der Temperatur abhängig. So vermag z. B. 1 cbm Luft aufzunehmen:

bei Grad Celsius . .	− 20	0	+ 10	+ 20	+ 30
Gramm Wasser . .	1,06	4,88	9,37	17,18	30,13

Hieraus ist zu ersehen, daß gesättigte Luft bei ihrer Erwärmung neuen Dampf aufnehmen kann, daß derselbe aber bei Abkühlung in tropfbare und feste Form — Tau, Reif, Nebel, Wolken, Regen, Schnee oder Hagel — ausscheiden muß.

a) Regenhöhen.

Die Wassermenge, welche durch die atmosphärischen Niederschläge, besonders durch Regen und Schnee, in einer gewissen Zeit auf die Erde niederfällt, wird durch die Regenhöhe angegeben, d. h. durch die Höhe einer Wasserschicht, die von dem Regen, Schnee usw. auf einer horizontalen Fläche gebildet würde, wenn das Wasser weder abfließen noch versickern oder verdunsten könnte. Die Niederschläge werden in flüssiges Wasser verwandelt; der Schnee wird sonach stets geschmolzen.

[1]) Zeitschrift für Gewässerkunde Bd. VII und VIII.

b) Regenmesser.

Die Messung der Regenhöhe erfolgt durch sog. Regenmesser oder Ombrometer. Mit diesen kann die Höhe der Wasserschichte gemessen werden, die der einzelne Regen auf einer bestimmten horizontalen Fläche erzeugen würde. Ein solcher Regenmesser besteht aus dem Auffangegefäße, dem Sammelgefäße und dem Meßglase. Zur Bestimmung der Regenmenge wird das Sammelgefäß in das Meßglas entleert, auf dem man ohne weiteres die Regenhöhe ablesen kann.

Solche Regenmesser vermögen jedoch nur die zwischen zwei Beobachtungszeiten gefallenen Niederschlagsmengen, nicht aber die Dauer und die wechselnde Dichtigkeit der einzelnen Regenfälle anzugeben. Hierzu dienen die selbstzeichnenden Regenmesser, auch Regenschreiber genannt, bei denen ein Schreibstift auf einem Papierstreifen durch Quer- und Längslinien die Dauer und Stärke der einzelnen Regenfälle zeichnet.

Die wirklich auf den Erdboden gelangende Niederschlagsmenge ist jedoch größer, als die Regenmesser sie angeben, weil in diesen nicht die Feuchtigkeit angesammelt werden kann und besonders der Tau verloren geht. Die wirkliche Niederschlagsmenge wird im Jahresdurchschnitt um 20 bis 25 % mehr betragen als die gemessene.

c) Regenmengen.

Häufigkeit, Dauer und Menge der Niederschläge sind abhängig von der Lage und dem Klima der Landstriche und von der Jahreszeit. Auch wechseln regenreiche und regenarme Jahre und Zeiten miteinander ab.

In Europa nimmt die Regenmenge unter gleichen Umständen ab, je weiter landeinwärts nach Osten die Orte liegen; sie nimmt zu in gebirgigen Gegenden. Über den Einfluß der Seehöhe gibt nachstehende Zusammenstellung aus 122 Beobachtungsstationen von Bebber Auskunft:[1])

Seehöhe der Station:	Regenhöhe:
100— 200 m	583 mm.
200— 300 „	650 „
300— 400 „	696 „
400— 500 „	782 „
500— 700 „	852 „
700—1000 „	995 „
1000—1200 „	1308 „

Jährliche Regenmenge. Für ganz Deutschland beträgt die mittlere jährliche Regenmenge 660 mm, aber in Wildenstein in den

---

[1]) Friedrich, Kulturtechnischer Wasserbau.

Vogesen 2520 mm, in Clausthal an der Regenseite des Harzes 1490 mm. Von der mittleren jährlichen Regenhöhe entfallen:[1])

auf den	Frühling	22,4 %
„ „	Sommer	36,0 „
„ „	Herbst	23,5 „
„ „	Winter	18,1 „

In Deutschland fällt im Sommer mehr Regen als im Winter, in den Mittelmeerländern ist es umgekehrt. In den heißen Zonen ist die Verteilung des Regens viel ungleichmäßiger als in den gemäßigten. So fällt in Havanna mehr als $^1/_4$ des jährlichen Niederschlags im Monat Juni herab und in Bombay regnet es in den sieben Monaten November bis Mai fast gar nicht, in den Monaten Juni und September sehr stark. Auch die Regenhöhe zeigt große Unterschiede. Der regenreichste Teil der Erde ist Südamerika mit 1670 mm jährlicher Regenhöhe. Padany auf Sumatra hat 4800 mm und die Station Cherrapungee in Bengalien 12500 mm mittlere jährliche Regenhöhe. Dagegen sollen in Copiapo in Chile nur 8 mm und auf St. Helena 140 mm Regen jährlich fallen.[2])

Monatliche Regenmengen. Die größten monatlichen Niederschlagshöhen, welche für den Wasserbau wichtiger als die mittleren sind, betragen nicht selten 200 mm, in einzelnen Fällen sogar 300 mm; sie entfallen meist auf die Sommermonate Juni, Juli und August.

Tägliche Regenmengen. Die größten täglichen Regenhöhen in den einzelnen Monaten ergeben sich in der wärmeren Jahreszeit, so daß die Monate Juli, August, Juni, Mai und September in abnehmender Zahl die meisten Tagesgrößenwerte aufweisen. Die größten täglichen Niederschläge, welche in Deutschland vorkamen, betrugen 215—238 mm. Im ebenen Norddeutschland kann überall eine tägliche Regenhöhe von 100 mm, im gebirgigen Norddeutschland dagegen eine Höhe von 150 mm vorkommen.

Stündliche Regenmengen. Regenfälle mit mehr als 4 bis 6 mm Regenhöhe in der Stunde oder 100—150 mm an einem Tage gehen selten über größere Gebiete als 5—6 qkm gleichzeitig nieder; sie kommen daher für größere Sammelgebiete nicht in Betracht. Dagegen muß mit Wolkenbrüchen, welche 40 mm in der Stunde betragen können, bei Niederschlagsgebieten unter 10 qkm oft gerechnet werden.

1 mm Regenhöhe ergibt für 1 ha Fläche eine Wassermenge von:

$$Q = \frac{100 \cdot 100}{1000} = 10 \text{ cbm.} \tag{103}$$

[1]) Handbuch d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl. 1905, III. Teil, Band I, Kap. 1, S. 12—16.

[2]) Friedrich, Kulturtechnischer Wasserbau.

1 mm Regenhöhe in der Stunde (oder in 3600 Sekunden) ergibt für 1 ha Fläche:

$$Q = \frac{10000}{3600} = 2{,}78 \text{ sl.} \qquad (104)$$

d) Regenkarten.

Die räumliche Verteilung der Jahresniederschläge läßt sich aus Regenkarten, bei denen die Orte mit gleicher Regenmenge durch Kurven (Isohyeten) miteinander verbunden werden, am besten erkennen. Häufig sind den Hauptkarten noch Nebenkarten für die Regenverteilung in den verschiedenen Jahreszeiten beigefügt.

§ 23. Verdunstung und Versickerung.

a) Verdunstung.

Wieviel Wasser in einem offenen Gefäße in einer bestimmten Zeit verdunstet, läßt sich leicht bestimmen durch die Höhe der verdunsteten Schichte. Allein diese Zahl gestattet keinen Schluß auf die Wassermenge, welche in der Natur über einer großen Wasserfläche verdunstet; noch weniger läßt sich daraus entnehmen, wieviel Wasser aus der Erde verdunstet, denn hier nimmt die Verdunstungsmenge rasch ab, weil die Erde austrocknet. Die Größe der Verdunstung wird namentlich durch folgende Umstände bedingt:

1. Temperatur, Feuchtigkeit und Bewegung der Luft. Die Verdunstung findet zu allen Jahreszeiten, also auch im Winter statt, wenn auch in geringerem Grade. Wenn die Verdunstung bei $+25^0$ C. gleich 1,00 angenommen wird, so ist dieselbe nach Nerman[1]) unter sonst gleichen Umständen:

bei +25	+20	+15	+10	+5	±0	−5	−10	−15	−20⁰
1,0	0,738	0,539	0,389	0,277	0,195	0,132	0,092	0,058	0,038.

Die Verdunstung ist größer bei trockener als bei feuchter Luft, größer bei bewegter als bei unbewegter.

2. Die Dichtigkeit des Niederschlags. Von der Regenmenge verdunstet ein größerer Anteil, wenn die Niederschläge häufig und schwach sind, als wenn sie selten und mit großer Stärke vorkommen, weil in letzterem Falle ein großer Teil abfließt und sich der Verdunstung entzieht.

3. Bodenbeschaffenheit, Bodengestaltung und Bodenbedeckung. Je durchlässiger der Boden in seinen oberen Schichten ist, um so weniger Tagewasser wird abfließen, um so mehr wird in den Boden eindringen und auch verdunsten. Eine starke Neigung des Ge-

[1]) Strunkel, Prof, Der Wasserbau.

ländes wird den Abfluß des Wassers begünstigen und die Verdunstung vermindern. Auch die Kapillarität des Bodens und die Höhe des Grundwassers haben Einfluß auf die Verdunstung. Liegt der Grundwasserspiegel hoch, so daß die Haarröhrchenwirkung die obere Schichte des Bodens dauernd feucht hält, so tritt eine starke Verdunstung ein; bei drainiertem Boden, überhaupt bei tiefem Grundwasserstande, dagegen wird die Oberfläche rasch austrocknen und die Verdunstung abnehmen.

Den größten Einfluß auf die Verdunstung des Bodens übt seine Bedeckung durch Pflanzen oder Wasser aus. Eine freie Wasserfläche verdunstet durchschnittlich mehr Wasser als nackter Boden, dagegen bedeutend weniger, als ein mit Kulturgewächsen bestandener Boden zu verdunsten imstande ist, wenn es ihm nicht an Feuchtigkeit fehlt. Tode Bedeckung (Streu, Laub usw.) vermindert, lebende Bedeckung (Pflanzenwuchs) erhöht die Verdunstung. Wiesen und Getreidefelder verdunsten in der Vegetationszeit vielleicht dreimal mehr als Wald, und dieser wiederum verdunstet durchschnittlich mehr als unbebautes Feld. Bei den Wäldern wird einerseits durch die Feuchtigkeit der Atmosphäre unter den Bäumen daselbst die Verdunstung verzögert, während andrerseits hier nur ein Teil des Niederschlags auf den Boden gelangt. Von Sümpfen findet nur ein geringer Teil des Niederschlagwassers einen Ablauf, ein großer Teil verdunstet. Durch die Verdunstung wird der Erde Wärme entzogen; die Sümpfe bilden daher in den nördlichen Ländern gefährliche Frostherde, von denen namentlich die schädlichen Frühjahrsfröste ausgehen. Auf kleinen Wasserflächen verdunstet verhältnismäßig mehr Wasser als auf großen, auf Flüssen und Kanälen z. B. mehr als auf Seen. Das Meer mit seinem unerschöpflichen Vorrat ist der gewaltige Verdampfungskessel, aus dem das Festland mit befruchtendem und belebendem Wasser versorgt wird.

b) Versickerung.

Das auf die Erdoberfläche fallende Regenwasser dringt teilweise in den Boden ein und bewegt sich, den Gesetzen der Schwere folgend, solange es leere Räume findet, die es ausfüllen kann. Die Menge des Sickerwassers ist namentlich abhängig von der Bodenbeschaffenheit und der Bodenbedeckung. In durchlässigem Boden, wie Sand usw., versickert das meiste Wasser, im Ton nur wenig. Im Grasboden versickert weniger Wasser als im unbedeckten Boden, eine Moosdecke liefert im allgemeinen etwas größere Versickerung als freies Feld.

§ 24. Grundwasser.

Dünkelberg[1]) nennt das Grundwasser ganz treffend einen „unterirdischen See“, denn es bildet tatsächlich einen zusammenhängenden

[1]) Dünkelberg, Enzyklopädie und Methodologie der Kulturtechnik I. Bd., S. 388.

unterirdischen Wasserspiegel, wie jede Bohrung auf Grundwasser zeigt. Wir können beim Grundwasser unterscheiden: Stauwasser, Horizontalwasser, Schichtenwasser.

a) Stauwasser.

Hierüber schreibt Perels in seinem Handbuch des landwirtschaftlichen Wasserbaues: „Derjenige Teil des Niederschlagwassers, welcher in den Boden einsinkt, gelangt schließlich auf eine undurchlässige Ton- oder Felsschichte und folgt in seiner weiteren Bewegung dem Gesetz der Schwere und der Kapillarität. Erstere veranlaßt eine Weiterführung, entsprechend der Neigung der undurchlassenden Schicht, und somit ein Herabfließen des unterirdischen Wassers oder Grundwassers nach tiefer gelegenen Punkten. Ist die undurchlassende Schichte dagegen horizontal oder kesselförmig gestaltet, so staut sich, da ein Abfließen nicht stattfinden kann, das Wasser an; durch vermehrte Zuflüsse steigt der Spiegel desselben und wird hierdurch oft eine Versumpfung des darüber befindlichen Bodens veranlaßt. Solches Grundwasser, welches infolge der eigentümlichen Gestaltung der undurchlassenden Schicht keinen Abfluß erhält, nennt man Stauwasser."

b) Horizontalwasser.

Wenn das Grundwasser dadurch entsteht, daß bei durchlassendem Boden das Wasser aus stehenden oder fließenden Gewässern oder aus Kanälen seitlich austritt, was namentlich in ebenen Flußtälern mit starken Kiesablagerungen häufig stattfindet, so wird es zuweilen Horizontalwasser genannt.

c) Schichtenwasser.

Ausgedehnte undurchlässige, von durchlässigem Materiale überdeckte Schichten sind selten ausschließlich muldenförmig oder vollständig wagerecht, sondern sie besitzen meist eine wechselnde Gestaltung mit Gefälle nach einer oder auch nach verschiedenen Seiten, wodurch ein Abfließen des darauf sich sammelnden Grundwassers nach der Richtung des stärksten Gefälles oder bei verschiedener Durchlässigkeit des auflagernden Materials nach der Richtung des kleinsten Widerstandes erfolgt. Solches Wasser kann man mit Schichtenwasser bezeichnen.

Tritt die geneigte, undurchlassende Schichte zutage und auf ihr das Schichtenwasser, so entsteht eine Quelle. Auch Wasser auf wagerechten Schichten, welche irgendwo zutage treten, kann in Bewegung und zum Abfluß nach dieser Seite kommen, wenn es sich in der Erde durch reichlichen Zufluß so hoch staut, daß es imstande ist, die sich entgegenstellenden Bewegungshindernisse zu überwinden. Aber nicht nur beim Schichtenwasser und beim Stauwasser kommen Bewegungen vor, sondern auch beim Horizontalwasser. Wenn das Wasser der offenen Gewässer steigt, so wird das Grundwasser zurückgestaut; sinkt der Spiegel des Gewässers, so fließt das Grundwasser wieder ab.

Die von Volger und von Hädecke aufgestellte Theorie, nach der das Grundwasser durch Kondensation der Luftfeuchtigkeit in den Bodenschichten entsteht, ist von Wollny[1]) widerlegt worden.

Über dem Grundwasser schwebt das Kapillarwasser. Kapillarwasser ist solches, das die Kapillarräume des Bodens ausfüllt, während Grundwasser den Inhalt nicht kapillarer Bodenzwischenräume bildet.

§ 25. Oberirdischer Abfluß.

a) Penksches Gesetz.[2])

Die Verdunstung ist gleich dem Regenfall und alles vom Meere verdunstete Wasser kehrt in dasselbe zurück, entweder unmittelbar als Regen oder als Flußwasser. Wenigstens hat man in den letzten zwei Jahrtausenden keine merkliche Änderung des Meeresspiegels wahrgenommen, obgleich nach Fritzsche in dieser Zeit aus dem Meere eine Wasserschichte von 2000 . 1,06 = 2120 m Höhe verdunstet ist. Es gilt demnach allgemein

für das Meer:

Wasserzufluß = Verdunstung — Niederschlag,

für das Land:

Wasserabfluß = Niederschlag — Verdunstung.

Dasselbe gilt auch für das einzelne Flußgebiet; auch hier wird ein Teil des Niederschlags verdunsten, der Rest wird vom Flusse dem Meere zugeführt, sofern nicht ein Teil des Wassers in ein anderes Gebiet übertritt oder als Grundwasser in das Meer gelangt. Bezeichnet A den Abfluß, N den Niederschlag, V die Verdunstung und μ den in § 21 erwähnten Abflußfaktor, so ist

$$A = N - V. \tag{105}$$

Wird $N = V$, so wird $A = 0$, es kann kein Wasser abfließen, es besteht „Abflußlosigkeit“.

In der Regel setzt man

$$A = \mu \, . \, N. \tag{106}$$

Nach dieser Gleichung ist der Abfluß dem Niederschlag proportional.

---

1) Wollny, Forschungen auf dem Gebiete der Agrikulturphysik II. Bd., S. 51 usw.

2) Penk, Prof. Dr., Untersuchungen über Verdunstung und Abfluß, und Gravelius, Prof. Dr., Untersuchungen zur Abflußfrage; Bd. VIII der Zeitschrift für Gewässerkunde.

Nach dem Penkschen Gesetze ist

der Abfluß proportional der Differenz zwischen dem wirklichen Niederschlag und jenem Niederschlage, bei dem Abflußlosigkeit eintreten würde.

$$A = \gamma \,.\, (N - n), \tag{107}$$

wenn A die Abflußhöhe, N die Niederschlagshöhe, n die Niederschlagshöhe für Abflußlosigkeit und γ einen von der Bodenbeschaffenheit des Flußgebiets abhängigen Faktor bezeichnet.

Für das böhmische Elbegebiet sind folgende Wasserhöhen für eine mittlere Temperatur ermittelt worden:

Tabelle 10.

Niederschlag mm	Verdunstung mm	Abfluß mm
550	432	118
600	448	152
650	470	180
700	510	190
750	550	200
800	573	227
850	590	260

In Fig. 64 sind die Niederschlagshöhen als Abszissen, die Abflußhöhen als Ordinaten aufgetragen. Verbindet man die festgelegten Punkte durch eine Kurve — die Abflußkurve — und verlängert diese Kurve bis zur Abszissenachse, so erhält man in dem Schnittpunkt c die Niederschlagshöhe für Abflußlosigkeit. Hiernach würde das Elbegebiet bei einer Niederschlagshöhe von 315 mm abflußlos. Das Verhältnis von Abfluß und Niederschlag $a : b = \gamma$ beträgt im vorliegenden Falle 0,5.

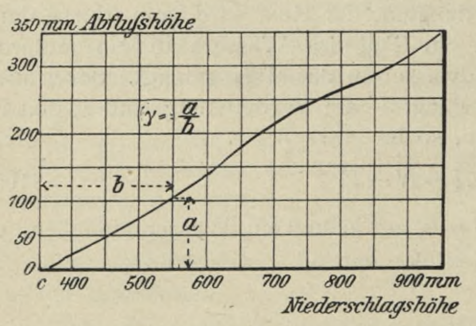


Fig. 64. Abflußkurve.

Für das Elbegebiet ist demnach

$$A = 0{,}5 \,.\, (N - 315) = 0{,}5\, N - 157{,}5. \tag{108}$$

Bezeichnet V_1 die mittlere Verdunstungshöhe, N_1 die mittlere Niederschlagshöhe und β das mittlere Verhältnis zwischen der Zunahme von Niederschlag und Verdunstung, so findet man die Verdunstungshöhe V für eine beliebige Niederschlagshöhe N aus der Gleichung:

$$V = V_1 + (N - N_1) \cdot \beta. \tag{109}$$

Nach der Tabelle 10 entspricht einer Steigerung der Niederschlagshöhe von 550 auf 850 mm eine Zunahme der Verdunstung von 158 mm, also $\beta = 158 : 300 = 0{,}53$. Nach Penk beträgt im Elbegebiet die mittlere Niederschlagshöhe 692 mm und die mittlere Verdunstunghöhe 500 mm. Demnach ist:

$$V = 500 + (N - 692) \,.\, 0{,}53 = 0{,}53\,N + 133. \tag{110}$$

und die Abflußhöhe:

$$A = N - V = N - (0{,}53\,N + 133) = 0{,}47\,N - 133. \tag{111}$$

Berechnet man nach den Formeln (108) und (111) die Abflußhöhen, so erhält man folgende Werte:

Niederschlagshöhe in Millimetern:	500	600	700	800	900
Nach Formel (108)	92,5	142,5	192,5	242,5	292,4
Nach Formel (111)	102	149	196	243	290
Nach Tabelle 10	108	152	190	227	·

Setzt man in Formel (109) $N = V$, so erhält man die Niederschlagshöhe n, welche gleich der zugehörigen Verdunstungshöhe ist, bei welcher also das Land abflußlos wird. Es ist:

$$n = \frac{V_1 - \beta \,.\, N_1}{1 - \beta}. \tag{112}$$

Nach dieser Formel würde das Elbegebiet bei einer Niederschlagshöhe von 280 mm abflußlos. Es ist $1 - \beta = \gamma$.

Die Größe der Verdunstung und somit des Abflusses ist auch abhängig von der Temperatur. Es ist

$$A = (N - n) \,.\, \gamma - t\alpha, \tag{113}$$

wenn t die Temperaturabweichung vom Mittel in Grad Celsius und α die mittlere Änderung des Abflusses für 1^0 Temperaturabweichung bedeutet. Für das Elbegebiet ist $\alpha = 19$.

Vorstehende Berechnungen beziehen sich auf die mittlere Wasserführung in einem größeren Zeitabschnitte. Für eine Reihe von Jahren kann man annehmen, daß der gesamte Niederschlag zum Teil verdunstet, zum Teil abfließt; für einzelne Monate gilt nicht das gleiche. In einigen Monaten findet eine Aufspeicherung des Niederschlages statt, welcher in anderen Jahreszeiten die Gerinne füllt. Im Winter speichert die Schneedecke den Niederschlag auf, der dann beim Tauen abfließt, in der kühlen Jahreszeit füllen sich die Grundwasserräume und Quellgänge, welche in der warmen die Flüsse speisen. Es gilt für die einzelnen Monate nicht wie für die Jahre die Gleichung Abfluß = Niederschlag — — Verdunstung, sondern:

Abfluß = Niederschlag — Verdunstung — Aufspeicherung,
Abfluß = Niederschlag — Verdunstung + Speisung.

Für längere Zeitabschnitte ist dann wider:

Aufspeicherung = Speisung.

Der Abfluß A in einem Jahre ist demnach von folgenden Faktoren abhängig:

1. dem Niederschlag N;
2. der Niederschlagshöhe, welche gleich der zugehörigen Verdunstungshöhe ist, bei der also das Land abflußlos wird (n);
3. dem Verhältnis zwischen Niederschlags- und Verdunstungsvermehrung (γ);
4. der Abweichung der Temperatur vom Mittel (t), sowie dem Verhältnis zwischen Temperatur und Abflußänderung (α);
5. dem vom vorhergehenden Jahre überlieferten Wasservorrat (s), sowie der im betreffenden Jahre erfolgten Aufspeicherung (s_1).

Das Zusammenwirken all dieser Faktoren wird durch nachstehende Formel ausgedrückt:

$$A = (N - n) \cdot \gamma - t\alpha + s - s_1. \tag{114}$$

Von diesen Größen sind n, γ und α für ein bestimmtes Gebiet konstant; n und γ, wahrscheinlich auch α, sind abhängig von der Bodenbeschaffenheit; N ergibt sich aus den Beobachtungen. Die Abhängigkeit von s und s_1 ist noch ziemlich unbekannt.

Vorstehende Berechnungen ergeben den mittleren Abfluß; häufig muß man auch kennen

b) die größte Abflußmenge eines Wasserlaufes.

Diese ist namentlich abhängig von der Größe des Niederschlages, von der Größe und Gestalt des Sammelgebietes, von der Bodengestaltung, Bodenbeschaffenheit und der Bodenbedeckung.

Bei großen Flüssen mit langgestreckten Sammelgebieten kommen nach Franzius[1]) etwa 30—40 %, bei kleinen Flüssen 50—80 % der Niederschlagsmenge zum Abfluß. Nach Hagen sind 43 % und bei nacktem Felsboden 57 % zu rechnen. Für dieselben Flüsse oder einzelne Flußstrecken sind die Unterschiede nach den Jahreszeiten noch erheblich

[1]) Franzius, Der Wasserbau, S. 158.

größer, indem im allgemeinen an der Grenze des Winters und Frühjahrs mehr Wasser abfließt, als gleichzeitg gefallen ist, weil trotz der zeitweiligen Verdunstung eine Aufspeicherung stattgefunden hat, wogegen im eigentlichen Sommer (zwischen Juli und September) etwa nur der fünfte Teil des bezüglichen Niederschlags zur Abführung gelangt. Nach Franzius kann folgende Tabelle als Anhalt dienen.

Tabelle 11.

Deutsche Flüsse führen in 1 Sekunde und von 1 qkm Zuflußgebiet:	bei kleinstem Wasser cbm	bei größtem Wasser cbm	Verhältnis beider rund	Bemerkungen.
Nahe bei den Quellen in gebirgigen Gegenden (nicht Gletscher) . .	0,002—0,004	0,35—0,60	1 : 150	Große Niederschläge, rascher und voller Abfluß.
In bergiger oder steiler, hügeliger Gegend . .	0,002	0,18—0,23	1 : 90	MäßigerNiederschlag, rascher Abfluß.
In nicht steiler hügeliger, Gegend	0,0018	0,12—0,18	1 : 75	MäßigerNiederschlag, langsamer, unvollkommener Abfluß.
In flacher Gegend . .	0,0016	0,06—0,12	1 : 50	Kleiner Niederschlag, wie vorhin.
In flacher, sandiger oder mooriger Gegend . .	0,0012—0,0015	0,035—0,06	1 : 35	Kleiner Niederschlag, größtenteils absorbiert.

Für kleinere Sammelgebiete, wie sie bei der Berechnung der Durchflußweite von Durchlässen und kleineren Brücken in Frage kommen, kann man folgende Abflußmengen rechnen:[1])

Nach Köstlin beträgt die zum Abfluß kommende sekundliche Regenhöhe:

0,008 mm für Gebiete von weniger als $^1/_2$ Meile Länge.
0,006—0,004 „ „ „ „ $^1/_2$—1 Meile Länge.
0,003 „ „ „ „ 1 —$1^1/_2$ „ „
0,002 „ „ „ „ $1^1/_2$—2 „ „

Köstlin bemerkt dazu, daß die Zahlen nur für bergige, d. h. stärker geneigte Gebiete Gültigkeit hätten; bei flachen Mulden im Acker- und Heideland sei wegen der geringeren Geschwindigkeit des abfließenden Wassers im Durchschnitt nur die Hälfte zu nehmen.

Laißle nimmt folgende Abflußmengen für 1 Sekunde und 1 Quadratkilometer des Niederschlaggebietes an:

[1]) Loewe, Straßenbaukunde, II. Aufl., S. 305

Gebiete von 1—5 qkm Ausdehnung:
Flachland 0,5 cbm.
Hügelland 1,5 „
Gebirge 2,0 „
Gebiete von 5—10 qkm Ausdehnung:
Flachland 0,3 cbm.
Hügelland 1,0 „
Gebirge 1,5 „

Diese Zahlen seien absichtlich höher gegriffen, als dies gewöhnlich geschieht, um Sicherheit zu haben, daß bei außergewöhnlichen Fällen die Bauwerke das Wasser vollständig abführen können.

2. Hydrometrie.

Hydrometrie ist die Lehre von der Messung des in offenen oder geschlossenen Gerinnen fließenden Wassers. Meist wird die in einer Sekunde durchfließende Wassermenge ermittelt, entweder durch unmittelbare Messung oder durch Berechnung.

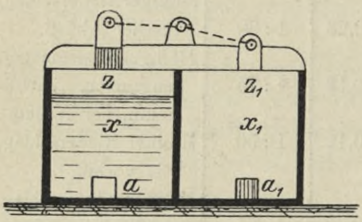


Fig. 65. Doppeleichkasten.

§ 26. Unmittelbare Messung der Wassermenge.

Diese kann erfolgen durch kleine geeichte Gefäße, durch Doppeleichkasten, durch Turbinen-Wassermesser, durch Wasserzolle und durch Wassermoduli.

a) Kleine geeichte Gefäße

dienen zum Messen kleiner Wassermengen. Man führt das zu messende Wasser in ein Gefäß von bestimmtem Inhalt und mißt die Zeit der Füllung. Erfordert z. B. die fünfmalige Füllung eines Gefäßes je 18, 20, 18, 20, 19 Sekunden, also im Mittel $\frac{95}{5} = 19$ Sekunden, so beträgt die sekundliche Wassermenge, wenn das Gefäß 10 l enthält, $\frac{10}{19} = 0{,}526$ l.

b) Doppeleichkasten.

Zur Messung von Wassermengen von mehr als 10 sl (Sekunden-Liter) wird die Messung mittels Handgefäßen von 25—50 l Inhalt unbequem. Man benutzt hierzu besser andere Meßapparate, etwa den in Fig. 65 dargestellten Doppeleichkasten. Ist die Zuflußöffnung z geöffnet, so ist die andere Zuflußöffnung z_1 geschlossen und von den Abflußöffnungen ist a_1 offen und a zu, der Behälter x wird gefüllt, der Behälter x_1 entleert. Ist die Füllung von x erfolgt, so werden die Schützen umgestellt, so daß der Zufluß nach x_1, der Abfluß aber aus x stattfindet. Solche Doppelfüllungen werden etwa fünfmal vorgenommen und dann der zehnfache Inhalt eines Kastens durch die gesamte Beobachtungszeit dividiert. Das Öffnen und Schließen der Schützen kann auch selbsttätig erfolgen.

c) Turbinen-Wassermesser

finden meist bei Druckwasserleitungen Anwendung. Das Wasser strömt meist schief auf die Flügel eines Turbinenrades und setzt letzteres in Umdrehung. Aus der Anzahl der Umdrehungen, welche durch ein Zählwerk angegeben wird, kann man dann auf empirischem Wege (durch Eichung) die den Wassermesser durchflossene Wassermenge ermitteln.

d) Wasserzolle.

Wenn in einem Gefäß mit dünner Seitenwand, in welcher sich eine kreisrunde Öffnung befindet, ein Wasserzufluß derart geregelt wird, daß die Druckhöhe h, das ist die Entfernung des Wasserspiegels vom Schwerpunkte der Ausflußöffnung, immer dieselbe bleibt, so wird durch diese Öffnung in jeder Sekunde die gleiche Menge Wasser abfließen. Mit Wasserzoll bezeichnet man die Wassermenge, welche durch eine solche Öffnung von 1 Zoll Durchmesser unter einer möglichst kleinen Druckhöhe in 24 Stunden abfließt. Versuche haben ergeben, daß bei 1 Zoll = 26,15 mm Druckhöhe in 24 Stunden abfließen:

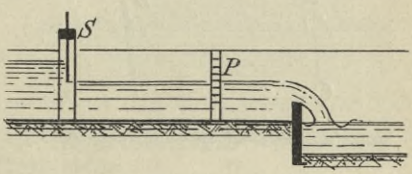


Fig. 66. Wassermodulus.

durch	eine	Öffnung	von	1	Zoll	= 26,15	mm	Durchmesser	= 19,87 cbm,
„	„	„	„	1/2	„	= 13,08	„	„	= 5,44 „
„	„	„	„	1/4	„	= 6,54	„	„	= 1,41 „
„	„	„	„	1/8	„	= 3,27	„	„	= 0,39 „ .

Bei den Messungen werden in einer lotrechten Wand mehrere kreisrunde Öffnungen, deren Mittelpunkte in gleicher Höhe liegen, angebracht und von diesen so viele geöffnet, daß die Druckhöhe von 26,15 mm immer dieselbe bleibt. Nach der Zahl der Öffnungen wird dann die Wassermenge durch Addition festgestellt.

e) Wassermoduli.

Wählt man statt der vielen kreisrunden Öffnungen eine rechteckige Öffnung von bestimmter Breite und veränderlicher Höhe und bestimmt durch Versuche für einen gleichbleibenden Wasserstand und eine gleichbleibende Strahlbreite für die verschiedenen Strahldicken die abfließenden Wassermengen, so hat man einen Wassermodulus

(Fig. 66). Der Wasserzufluß wird durch ein Schütz S geregelt, die Überfallhöhe am Pegel P abgelesen. Solche Moduli findet man häufig bei genossenschaftlichen Bewässerungsanlagen zur Ermittelung der einzelnen Wassermengen oder des Wasserzinses.[1])

§ 27. Mittelbare Messung der Wassermenge.

Die sekundlich abfließende Wassermenge ist allgemein

$$Q = Fv, \tag{115}$$

wenn F den Wasserquerschnitt und v die Wassergeschwindigkeit bedeutet. F wird stets gemessen, v wird entweder gemessen oder berechnet.

a) Messung des Wasserquerschnitts.

Diese erfolgt durch Einmessung der Koordinaten. Bei kleinen Wasserläufen kann die Messung derart erfolgen, daß man quer über den Wasserlauf eine Meßlatte legt, auf der man die Abszissen ablesen kann, während man mit der Peilstange die Ordinaten oder die Höhen von der Sohle bis zum Wasserspiegel abpeilt.

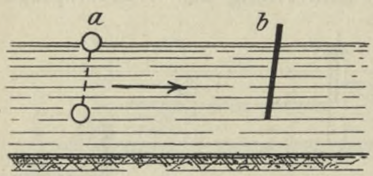


Fig. 67. Schwimmer.

b) Bestimmung der Geschwindigkeit.

Die Geschwindigkeit kann durch Messung und durch Berechnung gefunden werden. In der Formel $Q = Fv$ bedeutet v die mittlere Geschwindigkeit. Die Geschwindigkeit ist aber in einem Wasserprofil sehr verschieden. Sie ist am kleinsten an den Kanalwänden, sie wird um so größer, je weiter sie sich von den Wänden entfernt, und sie ist am größten im Stromstrich, und zwar etwas unter dem Wasserspiegel.

α) Messen der Geschwindigkeit. Die meisten Meßapparate zeigen bei jeder Messung nur die Geschwindigkeit an einem Punkte oder an einer senkrechten Linie. Die gebräuchlichsten Geschwindigkeitsmesser oder Tachometer sind die Schwimmer, die hydrometrischen Röhren, die hydrometrischen Wagen und die hydrometrischen Räder.

1. Schwimmer. Man wirft ein Stück Holz, eine teilweise angefüllte Flasche oder Kugel in das Wasser und beobachtet die Zeit, in der ein solcher Schwimmer eine vorher abgemessene Strecke von 50 oder 100 m durchschwimmt. Verbindet man mehrere verschieden belastete Kugeln miteinander (a in Fig. 67) oder verwendet man einen einseitig belasteten Stab (b in Fig. 67), so ergibt die Neigung des Schwimmers, daß die Geschwindigkeit nach der Tiefe zu abnimmt, bei

[1]) Markus, Das landwirtschaftliche Meliorationswesen in Italien.

Brückenpfeilern und Stauwerken aber zunimmt, wie schon Mariotte beobachtete.[1]) Mit dem einseitig belasteten Stab findet man die mittlere Geschwindigkeit einer Stromvertikalen.

2. Hydrometrische Röhren. Die Grundform dieser Tachometer bildet die Pitotsche Röhre (1730), ein rechtwinklig gebogenes, an beiden Seiten offenes, ungleichschenkliges Glasrohr (Fig. 68). Taucht man dieses Rohr in einer beliebigen Tiefe derart in das Wasser, daß der kürzere wagerechte Schenkel mit seinem offenen Ende dem Strom-

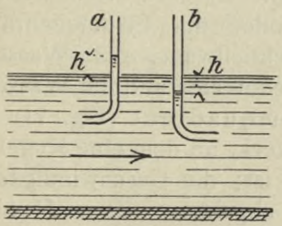


Fig. 68. Pietotsche Röhre.

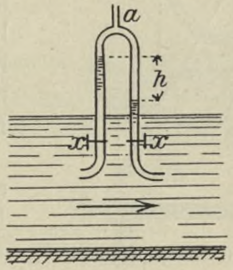


Fig. 69. Darcysche Röhre.

strich zugekehrt ist (*a*), so steigt das Wasser in dem lotrechten Rohrschenkel, dem Stoße des Wassers entsprechend, über den äußeren Wasserspiegel empor. Aus der an einer Skala ablesbaren Höhe *h* kann dann die Geschwindigkeit des Wassers berechnet werden. Kehrt man den wagerechten Schenkel stromabwärts (*b*), so sinkt der Wasserspiegel im Rohre unter den äußeren Wasserspiegel.

Bei der Darcyschen Röhre (Fig. 69) sind beide Fälle miteinander vereinigt. Die Geschwindigkeit berechnet sich aus dem Unterschied *h* beider Wasserstände. Um den Unterschied bequem ablesen zu können, werden die Wasserstände durch Ansaugen der Luft (durch *a*) gleichviel gehoben und nach Schließen der Hähne *x x* in der erreichten Höhe gehalten.

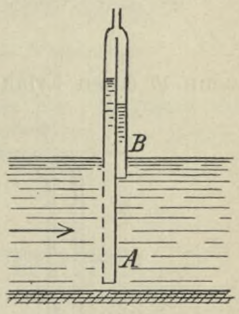


Fig. 70. Franksche Röhre.

Mit der Frankschen Röhre (Fig. 70) kann man die mittlere Geschwindigkeit einer Stromvertikalen durch eine Beobachtung bestimmen. Dieser Geschwindigkeitsmesser besteht aus zwei miteinander verbundenen Röhren, dem hydraulischen oder hydrodynamischen Rohre *A* und dem hydrostatischen Rohre *B*. Ersteres reicht bis auf den Grund des Wasserlaufes und ist stromaufwärts mit vielen Löchern versehen, das

[1]) Klimperd, Hydrodynamik Bd. II, S. 102.

Wasser steigt in ihm, der mittleren Geschwindigkeit entsprechend, über den äußeren Wasserspiegel empor; das zweite zeigt den äußeren Wasserspiegel. Auch hier werden durch Ansaugen beide Wasserspiegel gleichviel gehoben. Ein entsprechend angeordneter Schwimmer erleichtert das Ablesen des Höhenunterschiedes. Nach Professor Friedrich verdient diese Röhre gegenüber den Flügeln den Vorzug.[1])

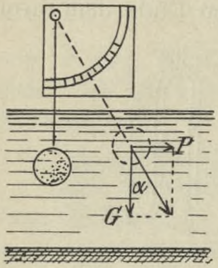


Fig. 71. Stromquadrant.

3. Hydrometrische Wagen. Diese seltener mehr in Anwendung kommenden Geschwindigkeitsmesser sind in den Figuren 71 bis 75 dargestellt. Es sind dieses der hydraulische Pendel oder der Stromquadrant, die hydraulische Schnellwage, der Wasserhebel, Brünnings Tachometer und die Wasserfahne.

Der Stromquadrant (Fig. 71) besteht aus einem Rechteck, an dem eine Kugel mittels Faden befestigt ist; die Geschwindigkeit wird auf einer Skala abgelesen. Es ist $P : G = \operatorname{tg} \alpha$, wenn P die Stoßkraft des Wassers und G das Gewicht der Kugel bedeutet. Nach Formel (84) ist $P = \mu \,.\, F v^2$, und weil $P = G \operatorname{tg} \alpha$ ist, so wird

$$v = \sqrt{\frac{G}{\mu \,.\, F}} \sqrt{\operatorname{tg} \alpha},$$

$$v = \psi \sqrt{\operatorname{tg} \alpha}, \tag{116}$$

wenn ψ einen Erfahrungskoeffizienten bezeichnet.

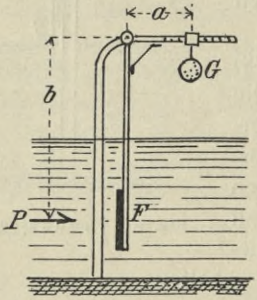


Fig. 72. Hydraulische Schnellwage.

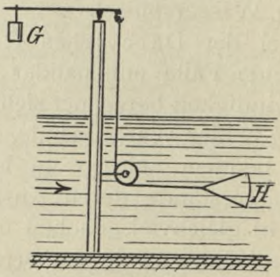


Fig. 73. Wasserhebel.

Die hydraulische Schnellwage (Fig. 72) besteht aus einem drehbaren Winkelhebel. An dem lotrechten Arm ist ein Brett F, an dem wagerechten Arm ein verschiebbares Gewicht G angebracht.

[1]) Friedrich, Kulturtechnischer Wasserbau Bd. I, S. 54.

Bezeichnet wieder P die Stoßkraft des Wassers, so ist beim Gleichgewicht:

$$P \cdot b = G \cdot a \qquad \text{oder} \qquad P = G \cdot \frac{a}{b}.$$

Es ist nach Formel (84) $P = \mu \cdot F v^2$, folglich $G \cdot \frac{a}{b} = \mu \cdot F v^2$:

$$v = \sqrt{\frac{a \cdot G}{b \cdot \mu \cdot F}},$$

$$v = \psi \sqrt{a}, \tag{117}$$

wenn ψ wieder eine durch Versuche bestimmte Größe bezeichnet.

Der Wasserhebel (Fig. 73) und Brünnings Tachometer (Fig. 74) sind der hydraulischen Schnellwage ähnlich. Bei Fig. 73 stößt

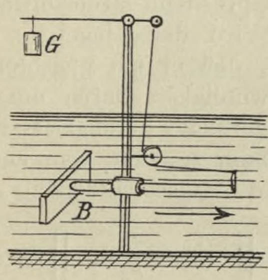


Fig. 74. Brünnings Tachometer.

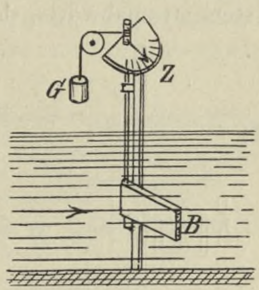


Fig. 75. Wasserfahne.

das Wasser gegen eine hohle Halbkugel H und bei Fig. 74 gegen ein Brett B. Die Stoßwirkung wird in beiden Fällen durch eine Schnur auf einen Hebel übertragen und durch ein verschiebbares Gewicht G im Gleichgewicht gehalten. Auf dem Hebel kann, wie bei der hydraulischen Schnellwage, die Geschwindigkeit v abgelesen werden.

Die Wasserfahne (Fig. 75) besteht aus einer Tafel oder Fahne B, die an einer lotrechten, drehbaren Spindel befestigt ist. Um das obere Ende der Spindel ist eine Schnur geschlungen, an der ein Gewicht befestigt ist. Gewicht und Strömung halten sich das Gleichgewicht; ändert sich die Geschwindigkeit, so dreht sich die Fahne und mit ihr der Zeiger Z, der auf einer Skala die jeweilige Geschwindigkeit anzeigt.

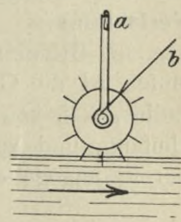


Fig. 76. Strauberädchen.

4. Hydrometrische Räder. Bei diesen werden Räder vom Wasser in Bewegung gesetzt und es wird die Geschwindigkeit aus der Anzahl der Umdrehungen berechnet. Zum Messen der Oberflächengeschwindigkeit dient das Strauberädchen (Fig. 76). Mit den übrigen

hydrometrischen Rädern kann man die Geschwindigkeit an einem beliebigen Punkte eines Wasserquerschnittes bestimmen. Die weiteste Verbreitung hat der Woltmannsche Flügel (Fig. 77) gefunden.

Das Strauberädchen ist in Fig. 76 dargestellt. An einer Gabel a wird das Rädchen in der gezeichneten Stellung in das fließende Wasser gehalten. Die während einer bestimmten Zeit erfolgten Umdrehungen werden durch die Zahl der Windungen eines dünnen Fadens b bestimmt, den man auf der Welle des Rädchens sich aufwickeln läßt.

Der Woltmannsche Flügel (Fig. 77) besteht im wesentlichen aus einer wagerechten Welle A mit 3—5 Flügeln, welche sich der Geschwindigkeit des Wassers entsprechend drehen. Ein Zählwerk zeigt die Anzahl der Umdrehungen. Der Flügel kann an einer lotrechten Stange C gehoben, gesenkt und auch gedreht werden. Die Fahne B zeigt stets stromabwärts, der Flügel dementsprechend stromaufwärts.

Wird der Flügel so eingerichtet, daß er mit gleichförmiger Geschwindigkeit durch die ganze Stromvertikale herabgelassen werden kann, so kann man auch die mittlere Geschwindigkeit einer Stromvertikalen durch eine einzige Messung bestimmen. (Harlachers Verfahren.)

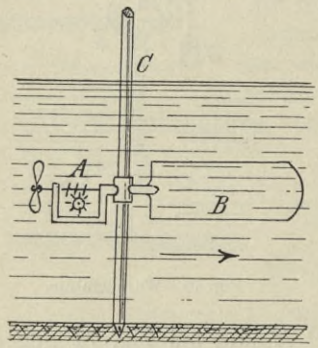


Fig. 77. Woltmannscher Flügel.

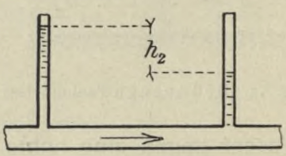


Fig. 78. Piezometer.

β) Berechnen der Geschwindigkeit. Bei offenen Wasserläufen ist die Geschwindigkeit abhängig von dem Gefälle, dem Profilradius, d. i. von dem Verhältnis des Wasserquerschnittes zum benetzten Umfang, und von der Rauhigkeit der Kanalwandungen, wie in § 13 bereits angegeben worden ist. Nach der Formel (66)

$$v = k\sqrt{R \, . \, J} \tag{118}$$

und den Formeln (67) bis (70) kann die mittlere Geschwindigkeit berechnet werden.

Bei geschlossenen Rohrleitungen kann man die Geschwindigkeit bestimmen aus dem Unterschiede (dem Gefälle) h_2 zweier Piezometerstände (Fig. 78). Nach Formel (51) ist:

$$h_2 = \frac{v^2}{2g} \cdot \zeta \cdot \frac{l}{d},$$

demnach:

$$v = \sqrt{\frac{2g \cdot d \cdot h_2}{l \cdot \zeta}}. \tag{119}$$

Für ein und dieselbe Rohrleitung sind die Größen d und l feststehend und auch ζ kann innerhalb gewisser Grenzen so angesehen werden.[1]) Setzt man:

$$\sqrt{\frac{2g \cdot d}{l \cdot \zeta}} = \varepsilon,$$

so wird:

$$v = \varepsilon \sqrt{h_2}. \tag{120}$$

c) Mittlere Geschwindigkeit und Wassermenge.

Diese findet man durch unmittelbare Messung, mittels Einzelmessungen, aus Geschwindigkeitskurven oder aus den Pegelständen.

1. Unmittelbare Messung der mittleren Geschwindigkeit. Die mittlere Geschwindigkeit eines Wassers von t Meter Tiefe liegt etwa 0,58 t bis 0,66 t unter dem Wasserspiegel.[2]) In Amerika ausgeführte Messungen ergaben für ziemlich geradlinige Flußläufe mit regelmäßigem Querschnitt und mäßiger Rauhigkeit, daß die mittlere Geschwindigkeit gemessen werden kann:

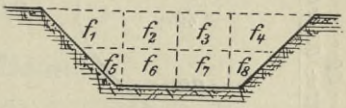


Fig. 79. Einzelgeschwindigkeiten.

in breiten Flüssen von 1—3 Fuß Tiefe mit grobkiesigem Grunde in 0,58 t,

in gewöhnlichen Flußläufen von 1—6 Fuß Tiefe in 0,6 t.

Krüger fand bei 16 Messungen in Querschnitten von 5—70 qm Größe und 1—3 m Tiefe aus mehr als 400 Einzelmessungen als günstigste Tiefe 0,66 t unter dem Spiegel. Die dort gemessene Geschwindigkeit ergab eine nur geringe Abweichung von der aus den Einzelmessungen berechneten Geschwindigkeit.

2. Berechnung aus Einzelmessungen. Man zerlegt den Querschnitt in so viel Flächen, als Geschwindigkeiten gemessen sind (Fig. 79). Bezeichnen $v_1, v_2, v_3 \ldots$ die gemessenen Geschwindigkeiten und $f_1, f_2, f_3 \ldots$ die zugehörigen Flächen, so ist die Wassermenge:

$$Q = f_1 \cdot v_1 + f_2 \cdot v_2 + f_3 \cdot v_3 + \ldots \tag{121}$$

Die Flächen müssen so beschaffen sein, daß die Meßstelle stets den Schwerpunkt (oder eine Schwerlinie) bildet. Sind alle Flächen gleichgroß und bezeichnet man eine solche Fläche mit f, so ist:

---

[1]) Rühlmann, Hydromechanik, S. 529.

[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, S. 81 u. 276.

$$Q = f \cdot (v_1 + v_2 + v_3 + \ldots) \tag{122}$$

Die mittlere Geschwindigkeit ist stets:

$$v = \frac{Q}{F}, \tag{123}$$

wenn F den Wasserquerschnitt bezeichnet.

3. Geschwindigkeitskurven. Man unterscheidet Kurven verschiedener Geschwindigkeiten und solche gleicher Geschwindigkeiten (Isotachen). Erstere wendet man an, um die Geschwindigkeiten der wagerecht nebeneinander oder der lotrecht übereinander liegenden Wasserfäden darzustellen; letztere sollen ein Bild geben von der Verteilung der Geschwindigkeit über den ganzen Wasserquerschnitt.

α) Kurven der Vertikalgeschwindigkeiten. Eine solche ist in Fig. 80 dargestellt. Der Flächeninhalt der eingeschlossenen Figur ist $f = 0{,}642$ qm, die mittlere Geschwindigkeit in dieser Stromvertikalen daher $0{,}642 : 0{,}90 = 0{,}713$ m. Berechnet man auf

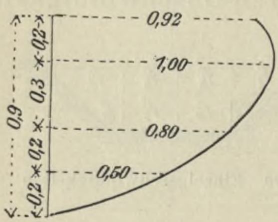


Fig. 80. Kurve der Vertikalgeschwindigkeit.

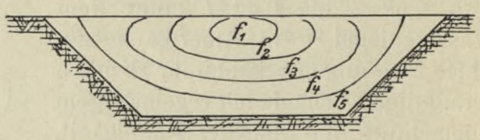


Fig. 81. Isotachen.

gleiche Weise die mittleren Geschwindigkeiten der übrigen Stromvertikalen, so kann man nach Formel (121) die Wassermenge und nach Formel (123) die mittlere Geschwindigkeit für den ganzen Wasserlauf finden.

β) Isotachen. Bildet man aus den gemessenen Geschwindigkeiten Kurven gleicher Geschwindigkeiten (Isotachen), so kann man die Wasser menge und somit die mittlere Geschwindigkeit berechnen nach der Simpsonschen oder nach der Prismenformel. Bezeichnen f_1, f_2, f_3, f_4, f_5 die Flächeninhalte der Isotachen (Fig. 81) und v_1 den Geschwindigkeitsunterschied derselben, so ist die Wassermenge:

$$Q = \frac{v_1}{3} \cdot (f_1 + 4 f_2 + 2 f_3 + 4 f_4 + f_5) \tag{124}$$

oder:

$$Q = v_1 \cdot \left(\frac{f_1}{2} + f_2 + f_3 + f_4 + \frac{f_5}{2}\right). \tag{125}$$

Die Isotachen findet man aus den gemessenen Geschwindigkeiten, wie die Höhenschichtenlinien (Isohypsen) aus den gewessenen Höhen. Die mittlere Geschwindigkeit ergibt sich aus Formel (123).

4. Pegel. Die Abflußmenge eines Wasserlaufs ändert sich mit dem Pegelstande. Ermittelt man auf irgend eine Art für verschiedene Pegelstände die zugehörigen Abflußmengen, trägt die so gefundenen Kubikmeter am Pegel als Ordinaten an und verbindet die Punkte durch eine Kurve (Fig. 82), so zeigt diese Abflußkurve die Abflußmenge für jeden am Pegel beobachteten Wasserstand.[1])

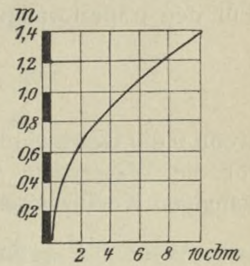


Fig. 82. Abflußkurve am Pegel.

Zwar werden nicht immer bei gleichen Pegelständen auch gleiche Wassermengen abgeführt; beim Anschwellen führt der Fluß wegen des größeren Spiegelgefälles mehr Wasser als beim Abschwellen, bei erhöhter Temperatur ist die Reibung geringer und ist die durch die Oberflächenspannung bedingte Verzögerung der Oberflächenschichten größer als bei geringen Wärmegraden, aber diese Abweichungen gleichen sich im Laufe eines Jahres ziemlich wieder aus.[2])

3. Offene Wasserläufe.

Sowohl die natürlichen als auch die in künstlich hergestellten Betten fließenden Gewässer werden Wasserläufe genannt. Offene Wasserläufe sind solche, die nicht überdeckt sind.

§ 28. Bewegung des Wassers.

a) Ermittelung der Wasserbewegung.

Über die Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen, namentlich über das Fließen, über Wassersprünge und Wellen und über die Wassermengen und Geschwindigkeiten ist in den §§ 13 und 14 Näheres angegeben. Die Ermittelung der Wassermengen und Geschwindigkeiten für gegebene Querschnitte, Rauhigkeit der Kanalwände und gegebenem Gefälle wird durch Tabellenwerke oder graphische Darstellungen wesentlich erleichtert. Solche Hilfsmittel sind u. a. die „Tafel zur Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter,“[3]) ferner die Tabellen oder Tafeln von Frank (logarithmische Tafel), von Schewior, Schüngel und von den früheren Zöglingen der Siegener Wiesenbauschule Bertelsmann, Breitenbach, Patt, Stein, Stötzel.

Die Wassermessung ist in den §§ 26 und 27 beschrieben; hier ist noch ergänzend nachzutragen: der Einfluß der Wasserstände und

---

[1]) Harlacher und Richter, Mitteilungen über eine einfache Ermittelung der Abflußmenge der Flüsse; Allgemeine Bauzeitung 1886, S. 26, 27, 28.

[2]) Ruvarac, Dr., Die Abfluß- und Niederschlagsverhältnisse in Böhmen.

[3]) Hütte.

die Ermittelung der größten, mittleren und kleinsten Geschwindigkeit oder die Geschwindigkeiten in einer Stromvertikalen.

b) Einfluß des Wasserstandes.

Es wächst die Geschwindigkeit mit der Höhe des Wasserstandes. Für den trapezförmigen Querschnitt (Fig. 83) ist

$$\frac{v}{v_1} = \sqrt{\frac{b + 2\beta \cdot h}{b + 2\beta \cdot h_1}}, \tag{126}$$

wenn v die Geschwindigkeit für die Wassertiefe h, v_1 die Geschwindigkeit für die Wassertiefe h_1 und β einen von der Neigung der Ufer abhängigen Koeffizienten $(a = \beta \cdot h)$[1]) bedeutet. Es ist nämlich:

$$\frac{v}{v_1} = \frac{k\sqrt{J}}{k\sqrt{J}} \cdot \frac{\sqrt{R}}{\sqrt{R_1}} = \sqrt{\frac{R}{R_1}} = \sqrt{\frac{b + 2\beta \cdot h}{b + 2\beta \cdot h_1}}.$$

In Fig. 83 ist die Zunahme der Geschwindigkeit für die verschiedenen Wasserstände durch die v-Linie zeichnerisch dargestellt.

c) Abnahme der Geschwindigkeit in einer Vertikalen.

Die Geschwindigkeit des Wassers innerhalb eines und desselben Querschnitts ist bei einem freifließenden Wasser im Stromstrich am

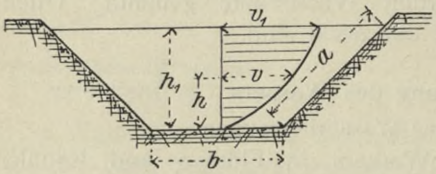


Fig. 83. Einfluß des Wasserstandes.

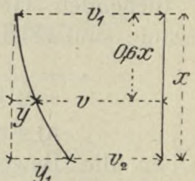


Fig. 84. Geschwindigkeitsabnahme.

größten und nimmt nach den Ufern und nach der Sohle zu ab, wie aus Fig. 81 zu ersehen ist. Auch in einer Lotrechten hat das Wasser nicht überall die gleiche Geschwindigkeit. Die mittlere Geschwindigkeit v liegt nach der „Hütte" etwa 0,55—0,6 der Tiefe unter dem Spiegel (vergl. auch § 27 c 1). Die größte Geschwindigkeit v_1 liegt vielfach nicht im Spiegel, sondern etwas unter demselben. Der Fehler wird nur gering, wenn man annimmt, daß die Geschwindigkeit in einer Vertikalen nach einer Parabel mit der Gleichung $x^2 = p \cdot y$ vom Spiegel nach der Flußsohle zu abnimmt und die mittlere Geschwindigkeit um $0{,}6\,x$ vom Spiegel entfernt ist (Fig. 84). Alsdann folgt aus der Figur:

$$\frac{y_1}{y} = \frac{(1\,x)^2}{(0{,}6\,x)^2} = \left(\frac{1}{0{,}6}\right)^2 = 2{,}78.$$

$$y_1 = 2{,}78\,y. \tag{127}$$

[1]) Vergleiche Tabelle 13.

Nach der „Hütte“ liegt $v : v_1$ zwischen 0,95 und 0,78 und $v_2 : v_1$ zwischen 0,83 und 0,4, wenn v_2 die kleinste Geschwindigkeit bezeichnet. Es ist demnach:

$$v = 0{,}95\, v_1 \text{ bis } 0{,}78\, v_1 \text{ und}$$

$$y = v_1 - v = 0{,}05\, v_1 \text{ bis } 0{,}22\, v_1,$$

$$v_2 = 0{,}83\, v_1 \text{ bis } 0{,}40\, v_1 \text{ und}$$

$$y_1 = v_1 - v_2 = 0{,}17\, v_1 \text{ bis } 0{,}60\, v_1,$$

$$\text{demnach } \frac{y_1}{y} = \frac{0{,}17\, v_1}{0{,}05\, v_1} = 3{,}4 \text{ bis } \frac{0{,}22\, v_1}{0{,}60\, v_1} = 2{,}73.$$

Eine genaue Berechnung läßt sich nicht ausführen. Je rauher und flacher das Bett ist, desto kleiner sind v und v_2 gegenüber v_1.

„Die Formeln sind Werkzeuge, die der Verstand handhaben muß, welche ihn aber niemals ersetzen können“, sagt schon Duboit. Wie die Ergebnisse der Formeln voneinander abweichen, zeigt nachstehende Zusammenstellung, die dem Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften entnommen ist. Für einen rechteckigen Kanal von 4,35 m Breite und 0,67 m Wassertiefe ist

nach Hagen	$v = 0{,}857\, v_1$
nach einer zweiten Formel . . .	$v = 0{,}915\, v_1$
nach Prony.	$v = 0{,}879\, v_1$
nach Baumgarten	$v = 0{,}703\, v_1$
nach Lahmeyer	$v = 0{,}865\, v_1$
nach einer sechsten	$v = 0{,}520\, v.$

Sieht man auch von der letzten Formel ab, so ist zwischen dem kleinsten und größten Wert doch noch ein Unterschied von 30 % vorhanden. Daß bei Stauwerken, Brücken usw. $v_2 > v_1$ werden kann, wird in § 35, Abschnitt c gezeigt.

d) Größte, mittlere und kleinste Geschwindigkeit.

Sollen in einem Kanale keine Sinkstoffe niederschlagen, so muß nach der „Hütte“ die mittlere Geschwindigkeit mindestens betragen,

wenn das Wasser leichten Schlamm mit sich führt: $v = 0{,}21$ m,
wenn das Absetzen von Sand zu befürchten ist: $v = 0{,}42$ m.

Damit das Material, aus welchem Sohle und Wände eines Kanals bestehen, durch das Wasser nicht in Bewegung gesetzt werde, dürfen nach der „Hütte“ die nachstehend angegebenen Geschwindigkeiten nicht überschritten werden.

Tabelle 12.

Beschaffenheit des Bettes:	Geschwindigkeit an der Oberfläche	Mittlere Geschwindigkeit	Geschwindigkeit am Boden
Schlammige Erde oder brauner Töpferton	0,15	0,11	0,08
Fetter Ton	0,30	0,23	0,16
Fetter Flußsand	0,60	0,46	0,31
Kiesiger Boden	1,22	0,96	0,70
Grobsteiniger Boden	1,52	1,23	0,94
Gemisch von Schieferstücken	2,22	1,86	1,49
Lagerhafte Gebirgsarten	2,75	2,27	1,82
Harte Felsarten	4,27	3,69	3,14

§ 29. Querprofil des Wasserlaufs.

a) Größe und Form des Profils.

Die Größe richtet sich nach der abzuführenden Wassermenge, nach dem Gefälle und durch die Gestalt und Beschaffenheit der Kanalwandungen. Im allgemeinen ist $F = Q : v$ und $v = k\sqrt{R \, . \, J}$.

Die Form wird bedingt durch die Art des Bodens, in den der Kanal eingeschnitten wird, und nach der Wassergeschwindigkeit, die erreicht werden soll oder darf. Je nach der Bodenart und der Wassergeschwindigkeit werden die Ufer steiler oder flacher gehalten.

Gräben bis zu 15 cm Tiefe werden meist mit senkrechten Wänden in den Rasen oder Boden eingeschnitten; mit zunehmender Tiefe erhalten sie:

im Tonboden . . . . eine $^1/_4$—1 fache Böschung,
„ Lehmboden . . . . „ 1—2 „ „
„ Sandboden . . . . „ $1^1/_2$—3 „ „
„ Torf- und Moorboden „ $^1/_2$—3 „ „

unter sonst gleichen Verhältnissen. Je größer die Wassermenge, die Wassertiefe, das Gefälle der Sohle und die hierdurch bedingte Wassergeschwindigkeit sind, um so flacher müssen die Böschungen genommen werden.

Sohlenbreite und Böschungsverhältnis müssen in derselben Bodenart mit der Wassermenge und ihrer Geschwindigkeit wachsen.

Will man eckige Formen anwenden, so sind am günstigsten die Hälften regelmäßiger n-Ecke, bei denen der Mittelpunkt im Wasserspiegel liegt. Für die meist gebräuchliche Trapezform (Fig. 85) ergibt sich das günstigste Querprofil aus:

$$\frac{2a}{b} = \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2}, \tag{128}$$

wenn a die Wassertiefe, b die Sohlenbreite und φ den Böschungswinkel bedeutet.

31. Beispiel. Es sei die Wassertiefe $a = 1{,}0$ m, die Sohlenbreite $b = 0{,}8$ m, so erhält das vorteilhafteste Querprofil einen Böschungswinkel:

$$\frac{2 \, . \, 1{,}0}{0{,}8} = \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} \, .$$

$$\varphi = 44^0.$$

c) Doppelprofile.

Schon Woltmann hat ein Profil entworfen, in dem bei zunehmendem Wasserstande die mittlere Geschwindigkeit stets dieselbe bleiben sollte. Ein Flußbett jedoch so einzurichten, daß alle vorkommenden Wassermengen darin abfließen können, ohne das Bett anzugreifen oder

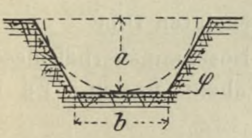


Fig. 85. Vorteilhaftestes Querprofil.

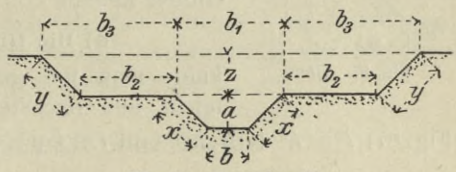


Fig. 86. Doppelprofil.

Sinkstoffe darin abzulagern, ist nicht möglich. Je größer die Schwankungen der Wassermengen sind, desto schwerer ist es, beiden Bedingungen gerecht zu werden, doch kann denselben wenigstens annähernd durch ein Doppelprofil nach Fig. 86 entsprochen werden. Dieses zuerst von Prony in Vorschlag gebrachte Profil führt das Niedrigwasser in dem unteren Teile ab. Das Kleinwasser wird in einem Bette von mäßiger Breite zusammengehalten und behält eine gewisse Strömungsgeschwindigkeit; bei Anschwellungen breitet sich das Wasser in dem oberen Profilteile aus, die Reibung an den Kanalwänden wird vergrößert, die Geschwindigkeit bleibt mäßig.

Prony betrachtete bei der Berechnung der abzuführenden Wassermenge das Doppelprofil als ein Ganzes; er setzte, wenn F den Gesamtquerschnitt bezeichnet:

$$R = \frac{F}{b + (x + b_2 + y) \, . \, 2} \, . \tag{129}$$

Weil jedoch das Wasser an den Seiten langsamer fließt als in der Mitte, so zerlegt man besser den Querschnitt in einen mittleren und zwei Seitenteile. Für den mittleren Teil ist alsdann:

$$F_1 = \frac{b + b_1}{2} \cdot a + b_1 \cdot z, \tag{130}$$

$$R_1 = \frac{F_1}{b + 2x}, \tag{131}$$

für die seitlichen Teile:

$$F_2 = 2 \cdot \frac{b_2 + b_3}{2} \cdot z, \tag{132}$$

$$R_2 = \frac{F_2}{2 \cdot (b_2 + y)}. \tag{133}$$

Die ganze Wassermenge ist:

$$Q = \sqrt{J} \cdot (F_1 \cdot k_1 \sqrt{R_1} + F_2 \cdot k_2 \sqrt{R_2}). \tag{134}$$

Die nähere Einteilung des Profils und die Befestigung der Kanalwände richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen. Annähernd geregelte Strecken desselben Wasserlaufs können mitunter einen guten Anhalt geben.

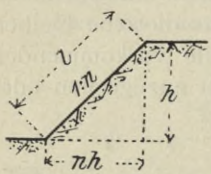


Fig. 87. Ufer.

d) Die Größe der geneigten Ufer

kann man bei gegebenen Böschungsverhältnissen leicht aus nachstehender Tabelle finden. Es ist (Fig. 87) $l^2 = h^2 + (n \cdot h)^2$ und $l = h\sqrt{1 + n^2}$.

Tabelle 13.

n	$\sqrt{1+n^2}$	n	$\sqrt{1+n^2}$	n	$\sqrt{1+n^2}$
$^1/_{10}$	1,005	$^1/_3$	1,054	$2^1/_4$	2,462
$^1/_9$	1,006	$^1/_2$	1,118	$2^1/_2$	2,692
$^1/_8$	1,008	1	1,414	$2^3/_4$	2,926
$^1/_7$	1,010	$1^1/_4$	1,601	3	3,162
$^1/_6$	1,014	$1^1/_2$	1,803	4	4,123
$^1/_5$	1,020	$1^3/_4$	2,016	5	5,099
$^1/_4$	1,030	2	2,236		

32. Beispiel. Es sei $n = 2$ und $h = 3$ m, so ist $l = 3 \cdot 2{,}236 = 6{,}708$ m.

§ 30. Gefälle und Krümmungen.

a) Gefälle.

Bei gleichmäßigem Gefälle und gleichem Querschnitt bewegt sich das Wasser mit gleichförmiger Geschwindigkeit, vorausgesetzt, daß die Wassermenge dieselbe bleibt. Der Wasserspiegel ist der Sohle parallel. Beim Anschwellen eines Flusses ist das Spiegelgefälle stärker, beim Abschwellen schwächer als das Sohlengefälle. Auch hat schon Woltmann beobachtet, daß beim Anschwellen der Wasserspiegel in der Mitte höher ist als an den Ufern, weil schwimmende Gegenstände gegen die Ufer treiben, daß aber beim Abschwellen das Entgegengesetzte eintritt. Bei einer Verstärkung des Gefälles tritt eine Senkung, bei einer Verminderung des Gefälles eine Hebung des Wasserspiegels ein.

Eine Vergrößerung des Gefälles kann bei natürlichen Wasserläufen oft durch eine „Begradigung" erfolgen; ist das Gefälle zu groß, so kann es durch Sohlenabstürze gebrochen werden. Kleine Gräben erhalten selten ein geringeres Gefälle als 1 : 500, während man für Hauptgräben oft mit Gefällen von 1 : 4000 bis 1 : 10000 und noch weniger auskommt.[1])

b) Krümmungen

üben auf die Geschwindigkeit des abfließenden Wassers nur einen geringen Einfluß aus. Es findet aber durch die auftretende Zentrifugalkraft eine Hebung des Wasserspiegels am äußeren Ufer statt. Ist z. B. die Geschwindigkeit = 1 m, der Halbmesser der kreisförmigen Krümmung 10 m, dann ist die Zentrifugalkraft für 1 kg Wasser $v^2 : gr = 1^2 : 9{,}81 \,.\, 10$, rund 0,01 kg. Es wirken demnach auf das Wasser 1 kg lotrecht und 0,01 kg wagerecht; weil nun der Spiegel rechtwinklig zur Mittelkraft stehen muß, so erhält derselbe eine Querneigung 1 : 100.

§ 31. Räumungskraft des Wassers.

Schon Duboat hatte (1786) Versuche angestellt, „um die Beziehungen zwischen der Wirkung der Strömung und der Widerstandsfähigkeit des Bettes kennen zu lernen", wobei er besonders die Beharrungsgeschwindigkeit zu erforschen suchte, „bei welcher ein Wasserlauf sein Bett weder vertieft noch erhöht". Zu dem Zwecke bestimmte er mit Hilfe roter Johannisbeeren die Geschwindigkeit an der Sohle des Gerinnes, bei welcher Sinkstoffe und Geschiebe, denen man in der Natur am häufigsten begegnet, eben noch standhielten.

Ähnliche Versuche sind später noch öfters ausgeführt worden. Man fand z. B. am Oberrhein, daß die auf der Sohle in Ruhe angetroffenen Sinkstoffe beim Aufrühren mittels Stangen sich dann in Bewegung setzten, wenn die Geschwindigkeit des Wassers, gemessen in 5 cm über der Sohle, folgende Größe hatte:[1])

für Steine bis 2,5 kg Gewicht	$v = 1{,}80$ m,
„ „ „ 1,0 „ „	$v = 1{,}59$ „
„ Kies bis Taubeneigröße	$v = 1{,}12$ „
„ „ „ Haselnußgröße	$v = 0{,}92$ „
„ „ „ Bohnengröße	$v = 0{,}90$ „
„ „ „ Erbsengröße	$v = 0{,}75$ „.

---

[1]) Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst.

Duboat fand, daß die Räumungskraft des fließenden Wassers oder der Angriff des fließenden Wassers auf die Flußsohle

$$k = 1000\, t \,.\, J \text{ kg/qm} \tag{135}$$

sei, wenn t die Tiefe des Wassers in Metern und J das Gefälle bezeichnet. Diese Angabe hat u. a. Professor H. Engels in Dresden 1908 durch Versuche geprüft und richtig befunden.[1])

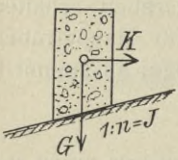


Fig. 88. Räumungskraft.

Wenn keine Reibung vorhanden wäre, so bedürfte es einer Seitenkraft $k = G \,.\, J$, um das Abrutschen des Körpers G zu verhüten.

Nach Professor Kreuter ist in Formel (135) ein Maßstab gegeben für die Übertragung der an einem Gewässer gewonnenen Erfahrungen auf ein anderes.[2]) Man kann annehmen, daß bei gleicher Räumungskraft auch gleiche Maßnahmen sich bewähren werden.

Es bewegt sich in großen, tiefen Flüssen im Stromstrich noch grober Kies, während am seichten Ufer der Schlick oder Tonschlamm liegen bleibt.

4. Stauwerke.

§ 32. Der Wasserdruck.

Das Wasser übt auf die Stauwerke einen gewissen Druck aus. Es ist bei ruhendem Wasser der hydrostatische, bei fließendem Wasser der hydraulische Druck und bei herabstürzendem Wasser der Stoß. Die Größe dieser Drucke ist in den §§ 3, 9 und 19 angegeben. Auf den Staukörper selbst wirkt besonders der hydrostatische Druck ein; soll hier auch die Bewegung des Wassers in Rechnung gezogen werden, so kann man wohl den hydrostatischen Druck mit einem bestimmten Faktor multiplizieren.

Die Stauwerke kann man einteilen in Staumauern, feste Wehre, bewegliche Wehre und Schleusen.

a) Staumauern.

Der ideelle Querschnitt einer Staumauer ist so gestaltet, daß sowohl bei gefüllten als bei leeren Staubecken gleiche Pressungen im Mauerwerk vorhanden sind und die Drucklinie oder die Mittelkraft aller Mauerpressungen im Kern des Mauerquerschnitts verbleibt. Dieser ideelle Querschnitt hat die Form eines rechtwinkligen Dreiecks (Fig. 89), dessen Winkel α sich berechnet nach der Formel:

---

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, S. 106.

[2]) Kreuter, Festrede, gehalten bei der akademischen Jahresfeier der kgl. Technischen Hochschule in München am 11. Dezember 1907.

$$\operatorname{ctg} \alpha = \sqrt{\gamma}. \tag{136}$$

Teilt man die Grundlinie des in Fig. 89 gezeichneten Querschnitts in drei gleiche Teile, so erhält man die beiden Kernpunkte A und B und in der Linie AB den Kern. Bezeichnet W den Wasserdruck bei gefülltem Teiche und G das Gewicht der Mauer, so muß sein, wenn die Mittelkraft aus Wasserdruck und Mauergewicht oder die Drucklinie durch den Kernpunkt B gehen soll:

$$\frac{h}{3} : \frac{g}{3} = G : W$$

oder

$$h \,.\, W = g \,.\, G.$$

Es ist aber der Wasserdruck:

$$W = 1000 \cdot \frac{h^2}{2}$$

und das Gewicht der Mauer:

$$G = 1000\,\gamma \cdot \frac{h \,.\, g}{2},$$

demnach:

$$1000 \cdot \frac{h^2}{2} \cdot h = 1000\,\gamma \cdot \frac{h \,.\, g}{2} \cdot g,$$

$$h^2 = \gamma \,.\, g^2,$$

$$\frac{h^2}{g^2} = \gamma,$$

$$\operatorname{ctg} \alpha = \frac{h}{g} = \sqrt{\gamma}.$$

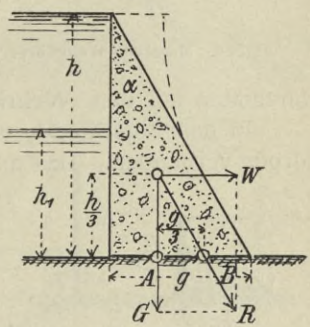


Fig. 89. Staumauer.

Die Drucklinie, deren Vertikalkomponente G ist, geht demnach bei gefülltem Teiche durch den Kernpunkt B. Bei leerem Teiche geht sie durch den Kernpunkt A, denn der Schwerpunkt der Mauer liegt lotrecht über A.[1])

Die Pressung im Mauerwerk wird am kleinsten, wenn die Drucklinie durch die Mitte der Fundamentfuge geht. Es wird dieses eintreten bei einer Füllhöhe

$$h_1 = 10 \sqrt[3]{g \,.\, G}. \tag{137}$$

Aus praktischen Gründen und mit Rücksicht auf den Wellenschlag usw. wird man die Mauerkrone nicht nach einer Schneide gestalten, sondern man wird ihr eine gewisse Breite geben.

[1]) Gamann, Kulturtechniker 1906, S. 182.

b) Feste Wehre.

Auch massive Wehrkörper kann man als solche Staumauern auffassen. Der horizontale Wasserdruck H (Fig. 90) sucht den Wehrkörper fortzuschieben oder um einen Punkt D (einen Kernpunkt) zu drehen. Diesem Angriff setzt das Gewicht G einen Widerstand entgegen. Soll der Wehrkörper nicht kippen, so muß sein

$$G \,.\, x \geqq H \,.\, y. \tag{138}$$

Die Standfähigkeit wächst mit G und x. Will man G vergrößern, so kann man den Vorboden, will man x vergrößern, so kann man den Abschußboden mit dem Wehrkörper fest verbinden. Will man G und x vergrößern, so kann man den Vorboden und den Absturzboden mit dem Wehrkörper zu einem Ganzen vereinigen (Fig. 94).

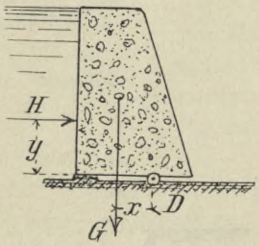


Fig. 90. Massiver Wehrkörper.

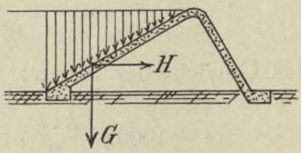


Fig. 91. Schwerkraftdamm.

In den Figuren 91, 92 und 94 ist der Vorboden mit dem Wehrkörper verbunden. Das auf den Vorboden lotrecht drückende Wassergewicht G_1 ist gleich dem Gewichte eines Wasserprismas, dessen Querschnitt die schraffierte Fläche bildet.

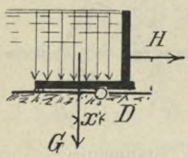


Fig. 92. Winkelstützwehr.

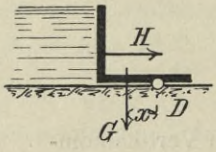


Fig. 93. Winkelstützwehr.

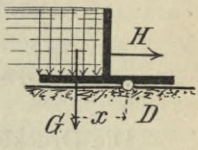


Fig. 94. Winkelstützwehr.

In den Figuren 93 und 94 ist der Abschußboden mit dem Wehrkörper verbunden, dadurch wird der Drehpunkt (Kernpunkt) D flußabwärts verschoben und x vergrößert.

Das in Fig. 91 dargestellte Wehr ist namentlich in Amerika — dort meist Schwerkraftdamm genannt — in letzter Zeit oft ausgeführt worden. Als Baumaterial dient Eisenbeton.

c) Bewegliche Wehre.

Von den vielen beweglichen Wehren sollen hier nur die Klappenwehre, die Nadelwehre und die Walzenwehre besprochen werden.

α) Die Klappenwehre. Diese kann man einteilen in solche, die sich bei einem gewissen Wasserstande selbsttätig öffnen (Fig. 95—98), und in solche, die sich bei hohem Wasserstande selbsttätig öffnen und bei niedrigem Wasserstande selbsttätig schließen (Fig. 99—101). Ihre Wirkungsweise ist aus den Figuren ersichtlich.

1. Klappenwehr ohne Unterwasser und ohne Überflutung (Fig. 95). Der Wasserdruck gegen die Klappe von 1 m Breite und h m Höhe ist:

$$P = 1000 \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \qquad (139)$$

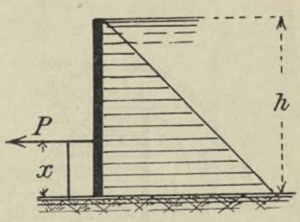


Fig. 95. Klappenwehr.

Soll sich die Klappe bei gefülltem Wehre im Gleichgewicht befinden, so muß die Höhe des Griesständers betragen:

$$x = \frac{h}{3} \cdot \qquad (140)$$

2. Klappenwehr mit Unterwasser und ohne Überflutung (Fig. 96). Der Wasserdruck P ist gleich dem Gewichte eines Wasserprismas, das die schraffierte Fläche zur Grundfläche und die Länge der Klappe zur Höhe hat. Ist die Länge der Klappe 1 m, so ist

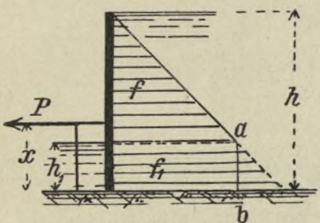


Fig. 96. Klappenwehr.

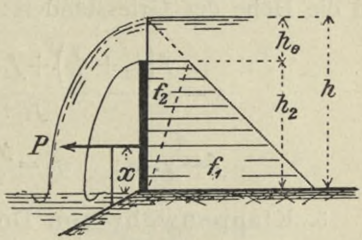


Fig. 97. Klappenwehr.

$$P = 1000 \cdot \frac{h^2 - h_1^2}{2} \cdot \qquad (141)$$

Zerlegt man die schraffierte Fläche in ein Dreieck f und ein Viereck f_1, so ist die Höhe des Griesständers (Schwerpunktes):

$$x = \left(f \cdot \frac{h + 2\,h_1}{3} + f_1 \cdot \frac{h_1}{2}\right) \cdot \frac{1}{f + f_1} \cdot \qquad (142)$$

3. Klappenwehr ohne Unterwasser mit Überflutung (Fig. 97). Es ist der Druck gegen eine 1 m lange Klappe:

$$P = \frac{h^2 - h_0^2}{2}, \qquad (143)$$

und die Höhe des Griesständers, wenn man mit f und f_1 die Inhalte der schraffierten Dreiecke bezeichnet:

$$x = \frac{h_2^2\left(\frac{h_0}{3} + \frac{h}{6}\right)}{f + f_1}. \tag{144}$$

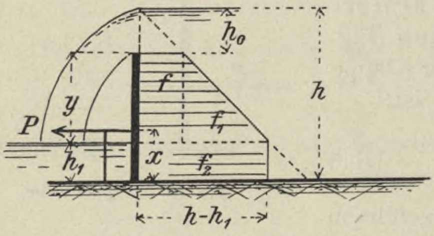


Fig. 98. Klappenwehr.

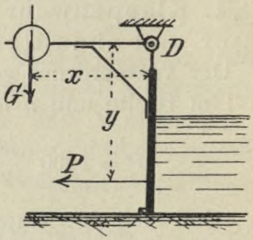


Fig. 99. Klappenwehr von Döll.

4. Klappenwehr mit Unterwasser und Überflutung (Fig. 98). Es ist der Druck gegen eine 1 m lange Klappe:

$$P = \frac{h^2 - h_1^2 - h_0^2}{2} \tag{145}$$

und die Höhe des Griesständers:

$$x = \frac{f\left(h_1 + \frac{y}{2}\right) + f_1\left(h_1 + \frac{y}{3}\right) + f_2 \cdot \frac{h_1}{2}}{f_1 + f_2 + f_3}, \tag{146}$$

$$f = y \cdot h_0; \qquad f_1 = \frac{y^2}{2}; \qquad f_2 = h_1(h - h_1).$$

5. Klappenwehr von Döll (Fig. 99). Die Klappe ist um den Punkt D drehbar. Beim Gleichgewicht ist

$$P \cdot y = G \cdot x, \tag{147}$$

wenn P den Wasserdruck, y die Entfernung des Wasserdrucks vom Drehpunkt, G das Gewicht der Klappe und x die Entfernung der Schwerlinie der Klappe vom Drehpunkt bedeutet. P und x findet man nach den Formeln (139) bis (146).

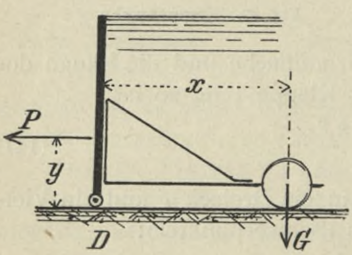


Fig. 100. Klappenwehr von Oppermann.

6. Klappenwehr von Oppermann (Fig. 100). Die Klappe ist um D drehbar; sie wird durch den Wasserdruck P geöffnet und durch das Gewicht G geschlossen. Es ist wieder:

$$P \cdot y = G \cdot x. \tag{148}$$

7. Klappenwehr von Gamann (Fig. 101). Die Klappe ist um D drehbar; sie wird durch den Wasserdruck P geöffnet und durch ihr Eigengewicht G geschlossen. Es ist wieder:

$$P \cdot y = G \cdot x. \tag{149}$$

Auch noch viele andere Klappenwehr-Konstruktionen sind bekannt, z. B. von Krantz, Danckwerts usw., doch können alle diese Wehre nach den gegebenen Beispielen leicht berechnet werden.

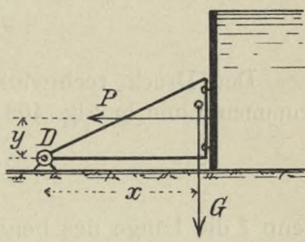


Fig. 101. Klappenwehr von Gamann.

β) Nadelwehre (Fig. 102). Aus dem schraffierten Druckdreieck ergibt sich der Wasserdruck für 1 m Wehrlänge:

$$P_0 = 1000 \cdot \frac{h \cdot l}{2} \cdot$$

Entfallen auf 1 m Länge n Wehrnadeln, so ist der Wasserdruck auf eine Wehrnadel:

$$P = 1000 \cdot \frac{h \cdot l}{2n} \cdot \tag{150}$$

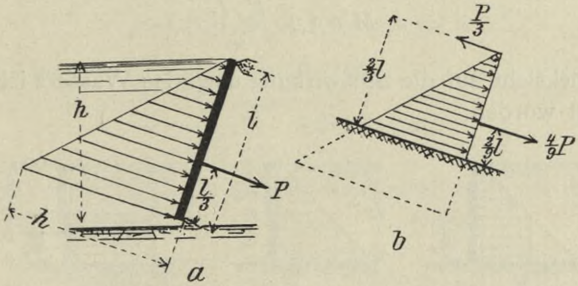


Fig. 102. Nadelwehr.

Das Biegungsmoment findet man aus Fig. 102 b:

$$M = \left(\frac{P}{3} \cdot \frac{2}{3} l - \frac{4}{9} P \cdot \frac{2}{9} l\right) \cdot 1{,}2,$$

$$M = \left(\frac{10}{81} P l\right) \cdot 1{,}2, \tag{151}$$

wenn 1,2 mit Rücksicht auf die Stoßwirkung des Wassers usw. eingefügt wird.

Bei Unterwasser oder Überflutung finden die unter α angegebenen Regeln sinngemäße Anwendung.

γ) Walzenwehre (Fig. 103). Diese finden zum Abdämmen großer Öffnungen in neuerer Zeit öfters Anwendung. Der Horizontaldruck des Wassers gegen die Walze ist für 1 m Länge entsprechend der Fig. 103 *b*:

$$P = 1000 \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \tag{152}$$

Der Druck rechtwinklig gegen die Wandung wächst mit der krummen Linie in Fig. 103 *c*; er ist für 1 m Wehrlänge:

$$P_1 = 1000 \cdot \frac{h \, . \, l}{2}, \tag{153}$$

wenn l die Länge des benetzten Walzenumfangs bezeichnet.

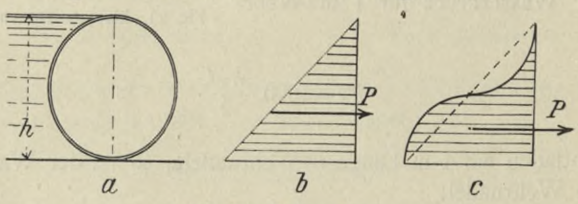


Fig. 103. Walzenwehr.

Das Biegungsmoment einer solchen Walze von der Länge L ist:

$$M = 1{,}2 \cdot \frac{P \, . \, L}{8} \cdot \tag{154}$$

Mit Rücksicht auf die Stoßwirkung usw. des Wassers ist der Faktor 1,2 eingefügt worden.

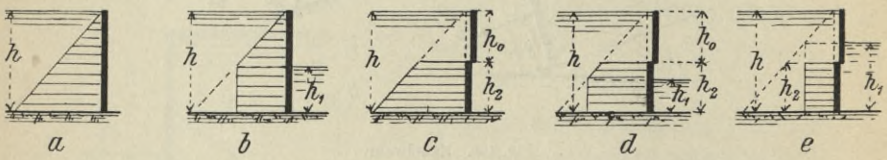


Fig. 104. Schützen.

d) Schützen.

Der Wasserdruck gegen die Schützentafel ist gleich dem Gewichte eines Wasserprismas, das die Länge der Tafel zur Länge und die schraffierte Fläche zum Querschnitt hat (Fig. 104).

Bezeichnet h die Tiefe des Oberwassers,

h_1 „ „ „ Unterwassers,

h_2 „ Höhe der Schützentafel,

$h_0 = h - h_2$,

so ist der Wasserdruck für 1 m Schützenlänge:

bei Fig. 104 *a*:

$$P = 1000 \cdot \frac{h^2}{2}, \tag{155}$$

bei Fig. 104 *b*:

$$P = 1000 \cdot \frac{h^2 - h_1^2}{2}, \tag{156}$$

bei Fig. 104 *c*:

$$P = 1000 \cdot \frac{h^2 - h_0^2}{2}, \tag{157}$$

bei Fig. 104 *d*:

$$P = 1000 \cdot \frac{h^2 - h_1^2 - h_0^2}{2}, \tag{158}$$

bei Fig. 104 *e*:

$$P = 1000 \,.\, h_2 \,.\, (h - h_1). \tag{159}$$

Der größte Druck befindet sich auf der Sohle. Bezeichnet man den dort auf eine Höhe von 1 cm wirkenden Druck mit p, so ist das erforderliche Widerstandsmoment der Tafel für 1 cm Breite:

$$W = \frac{p \,.\, l}{8\,k}. \tag{160}$$

Ist z. B. bei dem in Figur 104 *a* gezeichneten Schütz $h = 1{,}0$ m, die Länge $l = 2{,}0$ m $= 200$ cm und der Festigkeitskoeffizient der hölzernen Schützentafel $k = 75$ kg, so ist

$$p = 10{,}0 \,.\, 20{,}0 \,.\, 0{,}1 = 20 \text{ kg}$$

und das erforderliche Widerstandsmoment:

$$W = \frac{20 \,.\, 200}{8 \,.\, 75} = 6^2/_3 \text{ cm/kg}.$$

Für den rechteckigen Querschnitt ist aber $W = \frac{b \,.\, h^2}{6}$, demnach die Stärke der Schützentafel:

$$h = \sqrt{\frac{6\,W}{b}} = \sqrt{\frac{6 \,.\, 6^2/_3}{1}} = 6{,}3 \text{ cm}.$$

§ 33. Stauspiegel und Absturz.

a) Der Stauspiegel.

Über den Stauspiegel und seine Berechnung ist in den §§ 16 und 17 das Nähere angegeben.

b) Die Senkungskurve.

Wird oberhalb des Wehres der Wasserquerschnitt F durch den Stau vergrößert, so wird naturgemäß die Geschwindigkeit und mit ihr die Druckhöhe oder das Spiegelgefälle kleiner; der gestaute Spiegel hebt sich zur Staukurve. Über der Wehrkrone fließt das Wasser rascher, dort muß ein größeres Gefälle vorhanden sein; der Wasserspiegel senkt sich nach einer bestimmten Kurve, der Senkungskurve. In den Figuren 105 und 105 *a* bezeichnet *AB* die Strecke, auf welcher die Senkung noch bemerkbar ist, und y den Betrag derselben. In Wirklichkeit erstreckt sich die Senkung noch weit über *A* hinaus, sie geht, wie die Staukurve, bis in die Unendlichkeit. Bemerkbar wird die Senkung nach Versuchen von Eytelwein[1]) auf eine Länge von annähernd $12y$.

Wie schon der Anblick der beiden Figuren 105 und 105 *a* erkennen läßt, übt die Form des Wehres auf die abfließende Wassermenge einen bedeutenden Einfluß aus. Bei Figur 105 drängen die von unten herauf fließenden Wasserfäden den Strahl aufwärts und heben ihn von der Kante ab (Fig. 106), so daß sich dort ein mit Luft gefüllter Raum befindet, der wie Quecksilber durch den Strahl hindurch schimmert. Wenn dagegen

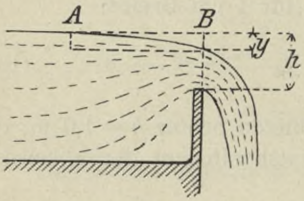


Fig. 105. Senkungskurve.

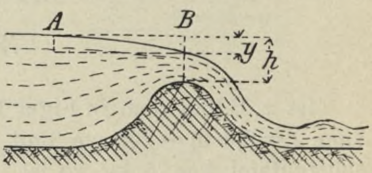


Fig. 105 *a*. Senkungskurve.

die Krone des Wehres der Fig. 105 *a* entsprechend abgerundet ist, so fließt der Wasserstrahl, hart am Wehrkörper liegend, in einer glatten Schicht ab, so daß kaum eine Bewegung des Strahls zu erkennen ist. Bei hohlen Wehrkörpern (Fig. 91) werden an der Absturzwand unmittelbar unter der Wehrkrone Öffnungen angebracht, durch welche aus dem Innern des hohlen Dammes Luft hinter die mit großer Geschwindigkeit abstürzenden Wassermassen geführt wird.[2]) Dadurch sollen die schädlichen Wirkungen eingeschränkt werden, welche die Bildung eines luftleeren Raumes zwischen dem Wehrkörper und der Wasserwand hervorrufen könnte. Daß der hydraulische Druck negativ werden, daß mithin der Wasserstrahl eine saugende Wirkung auf den Wehrkörper ausüben kann, ist in § 9 nachgewiesen, kann auch an einer stromabwärts gekehrten Pietotschen Röhre (Fig. 68) ersehen werden.

Die größte Absenkung des Wasserspiegels über der Wehrkrone ist

$$y = 0{,}15\,h; \tag{161}$$

[1]) Rühlmann, Hydromechanik S. 201.

[2]) Zement und Beton 1905, S. 213.

sie tritt ein, wenn die Breite b des Wehres mindestens 7 h ist, im anderen Falle ist sie geringer.

c) Der Wasserfall.

Fällt das Wasser frei herab, so bilden die einzelnen Wasserfäden, durch die Beharrungskraft des zufließenden Wassers und durch die Schwerkraft getrieben, gemeine Parabeln, wenigstens diesen nahe kommende Kurven.[1] Bei ganz kleinen Druckhöhen und freiem Überfall hängt sich der Wasserstrahl auf der Abflußseite an den Wehrkörper an. Bei einem unvollkommenen Überfall und bei

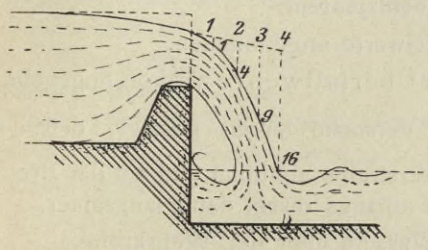


Fig. 106. Wasserfall.

Fig. 107. Wirbel.

einem Wehr, dessen Unterwasserspiegel nicht viel unter der Wehrkrone liegt, wird der Wasserfall weniger bemerkbar. Die im überfallenden

Fig. 108. Wirbel.

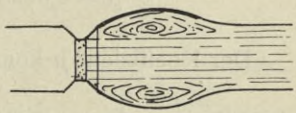


Fig. 109. Wirbel (Grundriß).

Wasser entstehenden Wirbel sind in den Figuren 107, 108 und 109 dargestellt.

§ 34. Leistungsfähigkeit der Wehre.

a) Ältere Formeln.

Die Dubuatsche Formel für die Leistungsfähigkeit eines Überfalls $Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2g.h}$ und die hieraus abgeleiteten Formeln für die verschiedenen Fälle und Wehre sind in § 8 gegeben. Hier sind noch nachzutragen die Formeln für die Berechnung eines Überfallwehres mit sehr breiter, wagerechter Krone (Fig. 110). Die Wasserfäden nehmen bei solchen Wehren über der Krone eine parallele, wagerechte Richtung an, und es ist nach der „Hütte“ die Höhe der überfließenden Wasserschichte:

[1]) Rühlmann, Hydromechanik, S. 322.

$$h_0 = \frac{2}{3}(h + k), \tag{162}$$

die Wassermenge:

$$Q = 0{,}35\, b\, \sqrt{2g}\,(h + k)^{3/2}, \tag{163}$$

wenn wieder

$$k = \frac{v^2}{2g} \tag{164}$$

und v die Zuflußgeschwindigkeit bedeutet.

b) Abflußkoeffizienten.

Für diese werden häufig Mittelwerte angenommen.

Der Abflußkoeffizient μ für Überfallwehre wird oft angegeben durch den Ausdruck $\frac{2}{3}\mu = 0{,}57$. Versuche haben gezeigt, daß der Koeffizient mit der Dicke des Wasserstrahls abnimmt und mit der Breite wächst, und zwar in beiden Fällen anfangs rasch, dann langsamer.

Bezeichnet h die Tiefe des Wassers über der Wehrkrone,
b „ Breite des Wehres und
B „ „ „ ungestauten Wassers,
so ist nach Braschmann:[1])

$$\frac{2}{3}\mu = 0{,}3838 + 0{,}0386 \cdot \frac{b}{B} + \frac{0{,}00053}{h} \cdot \tag{165}$$

Der Koeffizient μ kommt vor in den Formeln (15), (20), (22) und (25).

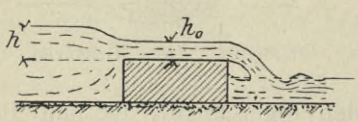


Fig. 110. Überfall mit breiter Krone.

Der Abflußkoeffizient μ_1 für Schleusenwehre, der in den Formeln (18) und (23) enthalten ist, wird zu 0,60 angenommen, wenn die Unterkante der Schleusenöffnung hoch über der Sohle liegt, und zu 0,65—0,70, wenn Unterkante und Sohle gleiche Höhe haben.

Der Ausflußkoeffizient μ_2 für Grundwehre, den die Formeln (22), (23), (24) und (25) haben, beträgt etwa 0,62, wenn die Wehrkrone hoch über der Sohle liegt; er wächst bis zu 0,83, wenn sich die Krone der Sohle nähert.

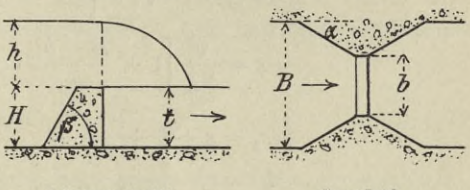
Alle die bis jetzt angegebenen Formeln und Koeffizienten für die Berechnung der Leistungsfähigkeit eines Wehres haben nur beschränkte Gültigkeit. Die oftmals festgestellte ungenügende Übereinstimmung der angeführten Formeln mit den wirklichen Ergebnissen veranlaßten Wex, neue Formeln zu suchen.

---

[1]) Rühlmann, Hydromechanik S. 306.

c) Neuere Formeln von Wex.[1])

In diesen Formeln ist namentlich der Einfluß der Zuflußgeschwindigkeit des Oberwassers und die saugende Wirkung des Unterwassers (bei Grundwehren) beachtet worden.



Längenschnitt. Grundriß.

Fig. 111. Überfallwehr.

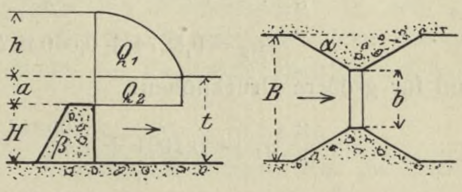
1. Überfallwehr (Fig. 111). Bezeichnet wieder, wie früher, Q die sekundlich überstürzende Wassermenge, b die Breite der Wehröffnung, h die Höhe des gestauten Wasserspiegels über der Wehrkrone, ferner s_1 die Summe aller hydraulischen Drücke an der Wehrkrone und s dieselbe Summe für den Wasserspiegel, so ist:

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot b\sqrt{2g} \cdot \frac{h}{s_1 - s}(s_1^{3/2} - s^{3/2}). \tag{166}$$

$$s = \frac{v^2}{2g}\left(1 + \frac{B-b}{b} \cdot \cos^2\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \tag{167}$$

$$s_1 = s + h + \frac{4B.H}{b.h} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \cos^2\frac{\beta}{2} \cdot \quad (168$$

B, H, α und β sind aus Fig. 111 zu entnehmen, v bedeutet die Zuflußgeschwindigkeit.



Längenschnitt. Grundriß.

Fig. 112. Grundwehr.

Für den Ausflußkoeffizienten wurde von Wex aus den neueren umfangreichen Versuchen in Amerika, Österreich und Italien die nachstehende Formel aufgestellt:[2])

$$\frac{2}{3}\mu = 0{,}3655 + 0{,}02357 \cdot \frac{b}{B} + \frac{0{,}002384}{h} + 0{,}00305\,b. \tag{169}$$

2. Grundwehre (Fig. 112). Hier wird die Abflußmenge in zwei Teile, Q_1 und Q_2, zerlegt, von denen ersterer über und letzterer unter dem ursprünglichen Wasserspiegel abfließt, so daß $Q = Q_1 + Q_2$ ist. Bezeichnet wieder h die Stauhöhe, so ist

---

[1]) Gustav Ritter v. Wex, Hydrodynamik, 1888.

[2]) v. Wex, Hydrodynamik S. 124.

$$Q_1 = \frac{2}{3}\,\mu_1 \cdot b\sqrt{2g}\,(s_1^{3/2} - s^{3/2}). \tag{170}$$

$$Q_2 = \mu_2 \cdot b\sqrt{2g}\left(a - n \cdot \frac{c^2}{2g}\right) \cdot \frac{s_2^{3/2} - s_1^{3/2}}{s_2 - s_1}. \tag{171}$$

$$s = \frac{v^2}{2g}\left[1 + \frac{B-b}{b} \cdot \cos^2\frac{\alpha}{2}\right]. \tag{172}$$

$$s_1 = s + h + \frac{n \,.\, c^2}{2g}. \tag{173}$$

$$s_2 = s_1 + \frac{2\,v^2 \,.\, B \,.\, H \,.\, \cos^2\frac{\beta}{2}}{bg\left(a - n \cdot \frac{c^2}{2g}\right)}. \tag{174}$$

Es bezeichnen: v die Zuflußgeschwindigkeit des gestauten Wassers,
c die Abflußgeschwindigkeit (Geschwindigkeit des ungestauten Wassers),
$n = 0{,}67$,
$n \cdot \frac{c^2}{2g}$ = Nachsaugung des Unterwassers,
b, B, H, a, α, β die gezeichneten Größen.

Für die Druckhöhen $h = 0{,}196$—$0{,}341$ Meter ist:[1])

$$\frac{2}{3} \cdot \mu_1 = 0{,}4001 + \frac{0{,}00316}{h} + 0{,}00048\,b, \tag{175}$$

$$\mu_2 = 0{,}5274 + 0{,}00048\,b \tag{176}$$

und für größere Druckhöhen:

$$\frac{2}{3}\,\mu_1 = 0{,}4001 + \frac{0{,}00244}{h} + 0{,}00048\,b, \tag{177}$$

$$\mu_2 = 0{,}5346 + 0{,}00048\,b. \tag{178}$$

5. Brücken und Durchlässe.

§ 35. Das Wasser und seine Bewegung.

a) Wassermenge.

Bei Brücken und Durchlässen wird das Durchflußprofil nach der größten Menge des durchfließenden Wassers bestimmt. Die Wassermenge findet man durch Messung oder Berechnung nach den in den §§ 26 und 27 angegebenen Regeln. Kann die größte Wassermenge auf diese Weise nicht ermittelt werden, so bestimmt man sie mehr oder weniger genau nach § 25 aus der Größe des Niederschlagsgebietes.

---

[1]) v. Wex, Hydrodynamik S. 138.

b) Der Hochwasserspiegel.

Derselbe ist maßgebend für die Höhe der Durchflußöffnung. Man findet den Hochwasserstand durch Wasserstandsmarken, welche hin und wieder an Bauwerken angebracht sind, durch Pegel usw., auch wohl durch Berechnung aus der Wassermenge Q, der mittleren Profilbreite B und der Geschwindigkeit v; es ist:

$$h = \frac{Q}{B \cdot v}. \tag{179}$$

Die Geschwindigkeit v findet man aus Formel (66): $v = k\sqrt{R \cdot J}$.

Man legt bei Brücken die Unterkante gerader Tragkonstruktionen mindestens 0,1 m über den Hochwasserspiegel, jedenfalls nicht tiefer als 0,75 m oberhalb des Wasserspiegels, bei welchem die Eisgänge stattfinden. Die Kämpferpunkte von Stichbogen kann man bis Oberwasserspiegel senken, den Halbkreisbogen und überhöhten Bogen noch etwas tiefer ansetzen.

c) Die Wassereinschnürung.

Nur bei kleineren Wasserläufen, namentlich bei künstlich hergestellten oder regulierten Grabenzügen (Bewässerungsgräben, Entwässerungsgräben usw.), deren Wassermenge in einem geschlossenen Profile zur Abführung gelangt, wird man das Profil in seiner ganzen Breite überbrücken; meist wird dasselbe, um Kosten zu sparen, unter der Überbrückung eingeschränkt. Bei Brücken mit mehreren Öffnungen hemmen namentlich die Strompfeiler den Wasserabfluß. An der Eintrittsstelle in die Brückenöffnung wird das Wasser mehr oder weniger eingeschnürt. Nach dem „Handbuch der Baukunde" beträgt der Kontraktionskoeffizient

$\mu = 0{,}95$ bei Pfeilern mit sehr spitzen Vorköpfen,
$\mu = 0{,}90$ „ „ „ halbkreisförmigen oder gleichseitig dreieckigen Vorköpfen,
$\mu = 0{,}85$ bei flach abgeschnittenen Pfeilern (ohne Vorköpfe) und unter Voraussetzung ziemlich großer Bogen,
$\mu = 0{,}70$ für kleine Bogen, deren Anfänge ins Wasser tauchen.

Besser sind die folgenden Werte, bei welchen auch die Weite b der Brückenöffnung beachtet wird.

Für spitzwinklige Pfeilerköpfe:

$$\mu = 0{,}85 + 0{,}014\sqrt{b}. \tag{180}$$

Für stumpfwinklige und halbkreisförmige Köpfe:

$$\mu = 0{,}78 + 0{,}021\sqrt{b}. \tag{181}$$

Für rechtwinklige Pfeilerköpfe:

$$\mu = 0{,}70 + 0{,}029\sqrt{b}. \tag{182}$$

d) Stau.

Bezeichnet B die Breite des Wasserlaufs, b die Breite der Durchflußöffnung und μ den Kontraktionskoeffizienten, so muß, wenn kein Stau eintreten soll,

$$B = \mu \cdot b$$

sein. Ist $B > \mu \cdot b$, so wird das Wasser durch die Überbrückung angestaut. Ein solcher Stau ist mitunter zulässig, doch darf derselbe nicht so groß werden, daß

α) das Wasser die Ufer überflutet oder anderweiten Schaden anrichtet,

β) die Geschwindigkeit des Wassers im Durchflußprofil eine der Flußsohle nachteilige Größe erlangt.

e) Die Durchflußgeschwindigkeit.

Diese darf nicht größer sein, als in Tabelle 12 angegeben ist, weil sonst die Sohle angegriffen wird.

Während bei der ungehinderten Bewegung des Wassers in Flußbetten die Geschwindigkeit am Wasserspiegel größer ist als am Boden, ist es bei Stauwerken, also auch bei Brücken, die Stau hervorbringen, umgekehrt; dort ist am Boden eine größere Geschwindigkeit als an der Oberfläche, wie auch aus den Figuren 33—38 zu ersehen ist. Schon Mariotte hat diese Beobachtung gemacht bei Schwimmern aus ungleich schweren Kugeln, die durch einen Faden nach Art einer Kette miteinander verbunden waren. In Flußbetten mit ungehindertem Abfluß war die obere Kugel der unteren stets voraus, sobald aber der Schwimmer zwischen Brückenpfeiler oder andere Flußverengungen gelangte, trieb die untere Kugel vorwärts und zog die obere nach. Selbstredend gibt es auch eine bestimmte Stauhöhe, bei der die Geschwindigkeit am Boden der am Spiegel gleich ist.

§ 36. Durchflußöffnung der Brücken.

a) Zahl der Öffnungen.

Diese richtet sich nach dem Baumaterial, nach der Konstruktionshöhe und nach den Kosten, besonders aber nach der Beschaffenheit des zu überbrückenden Wasserlaufs. Die Brücke soll vor allem den Abfluß des Wassers möglichst wenig behindern. Das Flußbett ist daher möglichst wenig durch Pfeiler zu verengen. Man wählt statt zwei Öffnungen lieber eine oder drei, weil bei zweien der Strompfeiler mitten in den Wasserlauf zu stehen kommt. Die Mittelöffnung gestaltet man in der Regel größer, um den Abfluß des Wassers zu erleichtern. Eine solche Brücke hat auch im allgemeinen eine schönere Form als eine Brücke mit gleichgroßen Öffnungen. — Die Kosten werden ein Minimum, wenn die Kosten eines Pfeilers gleich werden den Kosten des Überbaues einer Öffnung.

b) Vergleich mit bestehenden Brücken.

Die Größe der Durchflußöffnung wird mitunter durch Vergleichung mit bestehenden Brücken festgelegt. Werden z. B. vier oberhalb und unterhalb des Neubaues belegene Brücken zum Vergleiche herangezogen und es beträgt bei

Brücke I die Durchflußöffnung F_1 qm und das Sammelgebiet S_1 qkm,
„ II „ „ F_2 „ „ „ „ S_2 „
„ III „ „ F_3 „ „ „ „ S_3 „
„ IV „ „ F_4 „ „ „ „ S_4 „

so ist für ein Sammelgebiet von 1 qkm Größe

bei Brücke	I	II	III	IV
die Durchflußöffnung in Quadratmeter:	$\frac{F_1}{S_1}$	$\frac{F_2}{S_2}$	$\frac{F_3}{S_3}$	$\frac{F_4}{S_4}$,

mithin im Mittel:

$$f = \frac{1}{4}\left(\frac{F_1}{S_1} + \frac{F_2}{S_2} + \frac{F_3}{S_3} + \frac{F_4}{S_4}\right). \tag{183}$$

Hat die neue Brücke ein Sammelgebiet S, so wird deren Durchflußöffnung:

$$F = f \cdot S. \tag{184}$$

c) Brücken mit Stau.

Darf eine Brücke den in § 35, Abschnitt d näher beschriebenen Stau hervorbringen, so kann man die Weite der Durchflußöffnung auch nach einer Stauformel ermitteln. Die Stauhöhe ergibt sich aus der allgemeinen Stauformel [Formel (28) und (71):

$$z = \frac{v^2 - c^2}{2g}, \tag{185}$$

wenn c die verlangsamte Geschwindigkeit beim Einlauf und v die Geschwindigkeit in der Brückenöffnung bedeutet.

Bezeichnet Q die Wassermenge für eine Sekunde in Kubikmeter, F_1 den Querschnitt des gestauten Wassers und F_2 den Wasserquerschnitt in der Brückenöffnung, so ist

$$v = \frac{Q}{F_2} \text{ und } c = \frac{Q}{F_1},$$

mithin

$$z = \frac{1}{2g}\left(\frac{Q^2}{F_2^2} - \frac{Q^2}{F_1^2}\right),$$

$$z = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{F_2^2} - \frac{1}{F_1^2}\right). \tag{186}$$

Bezeichnet ferner

F den Querschnitt des ungestauten Wassers,

B die Spiegelbreite „ „ „

h „ Tiefe „ „ „

μ den Einschnürungskoeffizient [Formel (180) bis (182)],

b die Breite der Durchflußöffnung,

so ist

$$F_1 = F + z \,.\, B \tag{187}$$

und nach Bresse (Rühlmann, Hydromechanik S. 470)

$$F_2 = \mu \,.\, b \,.\, h, \tag{188}$$

demnach ist

$$z = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\mu \,.\, b \,.\, h} - \frac{1}{F + z \,.\, B}\right). \tag{189}$$

Durch Umformung erhält man:

$$b = \frac{Q}{\mu \cdot h \sqrt{2g \cdot z + \left(\frac{Q}{F + z \,.\, B}\right)^2}}. \tag{190}$$

Weil in der Formel (189) die Größe z auch innerhalb des Klammerausdrucks auftritt, so wird diese Gleichung am einfachsten dadurch gelöst, daß man den Näherungswert

$$z_1 = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\mu \,.\, b \,.\, h} - \frac{1}{F}\right) \tag{191}$$

in die Klammer auf der rechten Seite der Formel (189) einsetzt, wodurch man eine für alle Zwecke ausreichende Genauigkeit erhält.[1]) In Formel (190) wird die zulässige Stauhöhe in die Formel eingesetzt und dann die Breite b der Brückenöffnung berechnet.

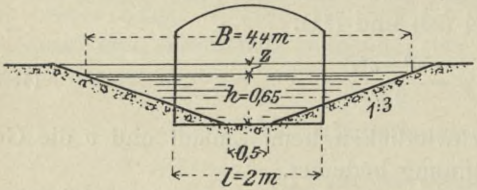


Fig. 113. Durchflußöffnung.

33. Beispiel. Welchen Stau und welche Durchflußgeschwindigkeit erzeugt die in Figur 113 gezeichnete Brücke, wenn $Q = 2{,}80$ cbm, $\mu = 0{,}9$ und die Tiefe des ungestauten Wassers $h = 0{,}65$ m ist?

Es ist

$$F = (0{,}50 + 3 \,.\, 0{,}65) \,.\, 0{,}65 = 1{,}59 \text{ qm},$$
$$F_2 = \mu \,.\, b \,.\, h = 0{,}90 \,.\, 2{,}0 \,.\, 0{,}65 = 1{,}17 \text{ qm}.$$

[1]) Eine Tabelle zur Ermittelung von z ist enthalten in Gamann, Baukunde für Wiesen- und Wegebau-Techniker Heft III.

Nach Formel (191) ist

$$z_1 = \frac{2{,}80^2}{2g}\left(\frac{1}{1{,}17} - \frac{1}{1{,}59}\right) = 0{,}08 \text{ m},$$

demnach die Stauhöhe nach Formel (189):

$$z = \frac{2{,}80^2}{2g}\left(\frac{1}{1{,}17} - \frac{1}{1{,}59 + 0{,}08 \,.\, 4{,}4}\right),$$

$$z = 0{,}40 \,.\, (0{,}830 - 0{,}515) = 0{,}126 \text{ m}.$$

Die Geschwindigkeit in der Brückenöffnung ist

$$v = \frac{Q}{F_2} = \frac{Q}{\mu \,.\, b \,.\, h}, \tag{192}$$

$$v = \frac{2{,}80}{0{,}90 \,.\, 2{,}0 \,.\, 0{,}65} = 2{,}39 \text{ m}.$$

In dem vorstehenden Beispiel ist wegen des trapezförmigen Querschnitts zwar $F_1 > F + z \,.\, B$, weil aber bei Flut z in der Mitte größer ist als an den Ufern, so wird dadurch, daß $F_1 = F + z \,.\, B$ gesetzt wird, ein gewisser Ausgleich geschaffen.

34. Beispiel. Der in Figur 113 gezeichnete Graben führt bei Hochwasser 2,80 cbm bei einer Wassertiefe von 0,65 m. Es soll eine Brücke gebaut werden, die das Wasser 0,126 m hoch anstauen darf. Welche Weite b erhält diese Brücke?

Nach Formel (190) ist:

$$b = \frac{2{,}80}{0{,}90 \,.\, 0{,}65 \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 0{,}126 + \left(\frac{2{,}8}{1{,}59 + 0{,}126 \,.\, 4{,}4}\right)^2}} = 2{,}0 \text{ m},$$

$$F = \frac{0{,}50 + 4{,}4}{2} \cdot 0{,}65 = 1{,}59 \text{ qm}.$$

d) Brücken ohne Stau.

Bei diesen Brücken wird die Weite b der Durchflußöffnung entweder gleich der Spiegelbreite B, oder man setzt $F = \mu \,.\, b \,.\, h$, mithin:

$$b = \frac{F}{\mu \,.\, h}, \tag{193}$$

wenn F den Querschnitt des ungestauten Wassers,
h die Tiefe des ungestauten Wassers,
μ den Einschnürungskoeffizienten bedeutet.

35. Beispiel. Welche Weite muß die vorberechnete Brücke erhalten, wenn kein Stau eintreten soll?

$$b = \frac{1{,}59}{0{,}9 \,.\, 0{,}65} = 2{,}75 \text{ m}.$$

Wie der höchste Wasserstand ermittelt werden kann, ist in § 35, Abschnitt b angegeben.

§ 37. Durchlässe.

a) Größe der Durchflußöffnung.

Diese richtet sich im allgemeinen nach der größten Wassermenge, welche abzuführen ist, nach dem Gefälle und nach der Rauhigkeit der Wandungen. Die abzuführende Wassermenge kann man bei Durchlässen im allgemeinen 1 cbm für 1 qkm Sammelgebiet und eine Sekunde rechnen; Näheres hierüber ist in § 25 angegeben. Vom Gefälle der Durchlässe handelt Abschnitt b, § 37. Die Rauhigkeit der Wandungen richtet sich nach dem Material, aus dem der Durchlaß erbaut wird.

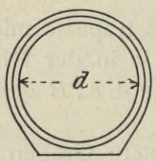


Fig. 114. Kreisförmiger Durchlaß.

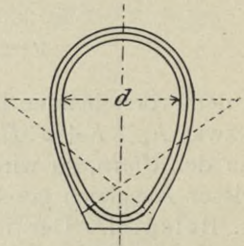


Fig. 115. Eiförmiger Durchlaß.

Nach Formel (66) ist:

$$Q = F v = F k \sqrt{R} \sqrt{J} \qquad (194)$$

Setzt man:

$$F k \sqrt{R} = Q_0, \qquad (195)$$

so wird:

$$Q = Q_0 \sqrt{J} \qquad (196)$$

$$Q_0 = \frac{Q}{\sqrt{J}} \cdot \qquad (197)$$

$$Q_0^2 = \frac{Q^2}{J} \cdot \qquad (198)$$

Q_0 bezeichnet die „Leistungsfähigkeit" der Durchlässe.

Aus der Kutterschen Formel [Formel (69)]:

$$k = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \qquad (199)$$

und Formel (195) ergeben sich folgende neue Formeln.

Für kreisförmigen Durchlaß (Fig. 114), vollaufend:

$$R = \frac{d}{4} \cdot \qquad (200)$$

$$Q_0 = \frac{19{,}6\, d^3}{m + 0{,}5 \sqrt{d}} \cdot \qquad (201)$$

Für eiförmigen Durchlaß (Fig. 115), vollaufend:

$$R = 0{,}278\, d. \tag{202}$$

$$Q_0 = \frac{29{,}6\, d^3}{m + 0{,}528 \sqrt{d}} \cdot \tag{203}$$

Für rechteckigen Durchlaß (Fig. 116), halbvoll $\left(t = \frac{d}{2}\right)$:

$$R = \frac{d}{4} \cdot \tag{204}$$

$$Q_0 = \frac{12{,}5\, d^3}{m + 0{,}5 \sqrt{d}} \cdot \tag{205}$$

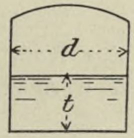


Fig. 116. Rechteckiger Durchlaß, halbvoll.

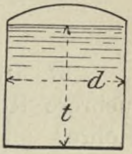


Fig. 116 *a*. Rechteckiger Durchlaß, vollaufend.

Für rechteckigen Durchlaß (Fig. 116 *a*), vollaufend ($t = d$):

$$R = \frac{d}{3} \cdot \tag{206}$$

$$Q_0 = \frac{33{,}3\, d^3}{m + 0{,}58 \sqrt{d}} \cdot \tag{207}$$

Setzt man für Beton $m = 0{,}15$ und für Mauerwerk 0,45, so erhält man nachstehende Werte.

Tabelle 14.

d in Meter	Beton $m = 0.15$				Mauerwerk $m = 0{,}45$			
	nach Fig. 114		nach Fig. 115		nach Fig. 116		nach Fig. 116 *a*	
	Q_0	$\frac{Q^2}{J}$	Q_0	$\frac{Q^2}{J}$	Q_0	$\frac{Q^2}{J}$	Q_0	$\frac{Q^2}{J}$
0,10	0,064	0,004	0,093	0,009	0,041	0,002	0,053	0,003
0,15	0,194	0,04	0,282	0,08	0,124	0,02	0,169	0,03
0,20	0,420	0,18	0,614	0,38	0,268	0,07	0,375	0,14
0,25	0,764	0,58	1,115	1,24	0,487	0,24	0,702	0,49
0,30	1,248	1,56	1,799	3,24	0,796	0,63	1,170	1,37
0,35	1,885	3,56	2,745	7,53	1,203	1,45	1,808	3,27
0,40	2,692	7,25	3,910	15,3	1,718	2,95	2,610	6,81
0,45	3,678	13,0	5,347	28,6	2,347	5,49	3,615	13,1
0,50	4,866	23,7	8,741	76,4	3,105	9,64	4,336	18,8
0,60	7,876	54,8	11,433	130	5,029	25,3	8,000	64,0
0,70	11,826	140	17,153	294	7,545	56,9	12,310	151
0,80	16,809	283	24,365	593	10,724	115	17,604	310
0,90	22,880	524	33,141	1098	14,597	213	26,960	727
1,00	30,154	909	43,658	1906	19,238	370	32,333	1045

36. Beispiel. Es ist das Wassersammelgebiet = 1 qkm und das relative Gefälle $J = 0{,}01$. Wie groß wird der Durchlaß?

Rechnet man die Abflußmenge = 1 cbm für 1 qkm und 1 Sekunde, so wird $Q = 1$ cbm und

$$\frac{Q^2}{J} = \frac{1^2}{0{,}01} = 100.$$

Dem entspricht nach Tabelle 14 eine Durchflußweite:

nach Fig. 114 ein $d = 0{,}70$ m,
„ „ 115 „ $d = 0{,}60$ „
„ „ 116 „ $d = 0{,}80$ „
„ „ 116 *a* „ $d = 0{,}70$ „.

37. Beispiel. Ein Rohr von 0,50 m Durchmesser soll durch mehrere Rohre ersetzt werden. Welchen Durchmesser erhalten die Rohre?

Es können in Anwendung kommen:

1 Rohr von 0,5 m Weite mit $Q_0 = 1 \cdot 4{,}866 = 4{,}866$,
2 Rohre „ 0,4 „ „ „ $Q_0 = 2 \cdot 2{,}692 = 5{,}284$,
3 „ „ 0,3 „ „ „ $Q_0 = 3 \cdot 1{,}248 = 4{,}992$.

Der Koeffizient k bewegt sich für die Durchlässe innerhalb gewisser Grenzen. Sucht man in der Tabelle 5 Mittelwerte für k und setzt diese in die Formeln (194) und (199) ein, so erhält man:

$$d = \mu \sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}}. \tag{208}$$

In dieser Formel bedeutet

für einen Durchlaß aus Beton nach Fig. 114 . . . $\mu = 0{,}30$,
„ „ „ „ „ „ „ 115 . . . $\mu = 0{,}232$,
„ „ „ „ Mauerwerk „ „ 116 . . . $\mu = 0{,}36$,
„ „ „ „ „ „ „ 116 *a* . . $\mu = 0{,}26$.

Auch für Durchlässe, welche unter Druckwasser liegen, gilt Formel (208), wenn $h : l = J$ gesetzt wird, demnach:

$$d = \mu \sqrt[5]{\frac{l}{h} \cdot Q^2}. \tag{209}$$

Es bedeutet dann l die Länge und h die Druckhöhe (Unterschied des Wasserspiegels) in Meter.

Weitere Formeln für die Berechnung der Durchflußweiten bei Durchlässen werden im Abschnitte „Kanalisation" gegeben.

Wie man nach Formel (208) die Weite des Durchlasses durch Zeichnung finden kann, ist auf Tafel I angegeben.

Bei kleineren Gebieten, wie sie für die meisten Wegedurchlässe vorkommen, werden die berechneten Abmessungen meist so gering, daß man aus praktischen Gründen davon abgehen muß. Die lichte Weite eines Durchlasses muß nämlich immer so bemessen sein, daß eine Reinigung möglich ist. Sind die Durchlässe nicht lang (nicht über 10 m), so genügt eine Weite von 30 cm; solche Bauten aber, die unter hohen Anschüttungen liegen, müssen wenigstens das Durchkriechen gestatten, wozu eine lichte Öffnung von 0,6 m Breite und 0,8 m Höhe erforderlich ist.

b) Durchflußgeschwindigkeit.

Die Geschwindigkeit kann man berechnen nach der Formel:

$$v = \frac{Q}{F}. \tag{210}$$

Dieselbe darf einerseits nicht so groß werden, daß Auskolkungen, Unterspülungen und dergleichen eintreten, andererseits darf sie auch nicht so klein werden, daß die mitgeführten Sinkstoffe im Durchlasse ablagern. Eine Verschlammung wird nicht eintreten, wenn die Durchflußgeschwindigkeit größer ist als die Zuflußgeschwindigkeit.

Die Durchflußgeschwindigkeit ist wesentlich abhängig von dem Längengefälle. Das Längengefälle ist in vielen Fällen gegeben durch das Gefälle des durchzuführenden Grabens. Hat man es in der Hand, so pflegt man dasselbe nicht unter $1\,{}^0/_0$ zu wählen. Bei starkem Gefälle (etwa über $10\,{}^0/_0$) werden Sohlenabstürze erforderlich, die man dem Gebäude entsprechend am Einlauf, in der Mitte oder am Auslauf anordnet.

Soll auch bei geringem Wasserstande eine genügende Geschwindigkeit und Schwimmtiefe vorhanden sein, die Sinkstoffe weiterzuführen, so muß man die Durchlaßsohle entsprechend gestalten, sie muß glatt gehalten und hohl geformt werden, wie dieses die Fig. 114 und 115 zeigen.

6. Kanalisation.

§ 38. Abzuführende Wassermengen.

a) Brauchwasser.

Unter Brauchwasser ist zu verstehen das Schmutzwasser aus den Wohnungen und gewerblichen Anlagen, sowie die Abflußstoffe aus den Spülaborten. Die Menge des Brauchwassers ist abhängig von der Einwohnerzahl und vom Wasserverbrauch der einzelnen Bewohner.

Den täglichen Verbrauch an Wasser einschl. Abortspülung kann man nach Knauff annehmen:

in Kleinstädten	bis	10000	Einwohner	zu je	50 l,
„ „	„	25000	„	„ „	60 „
„ Mittelstädten	„	50000	„	„ „	70 „
„ „	„	75000	„	„ „	80 „
„ Großstädten	von	100000	Einwohnern und mehr	„ „	100—120 l.

Will man das Brauchwasser für 1 ha zu kanalisierende Fläche bestimmen, so kann man nach Knauff für 1 ha Fläche rechnen:

in den inneren älteren Stadtteilen . . . . 300 Einwohner,
in den anschließenden neueren Stadtteilen mit
geschlossener Bebauung . . . . 250 „
in den Landstädten (halboffen) . . . . . . 200 „
in den offen bebauten Teilen . . . . . . 150 „ .

Hieraus ergibt sich dann der in nachstehender Tabelle zusammengestellte Abfluß für 1 ha in Sekundenliter.

Tabelle 15.

Brauchwasser in Sekundenliter auf 1 ha.

Einwohner auf 1 ha	Wasserverbrauch für 1 Einwohner und 1 Tag in Sekundenliter					
	50	60	70	80	100	120
	Sekundenliter auf 1 ha					
150	0,13	0,16	0,19	0,21	0,27	0,32
200	0,18	0,21	0,25	0,28	0,35	0,43
250	0,22	0,27	0,31	0,35	0,44	0,53
300	0,27	0,32	0,37	0,42	0,53	0,64

Wenn Gewerbebetriebe vorhanden sind, die viel Wasser verbrauchen, so ist die Abflußmenge entsprechend zu erhöhen.

b) Regenwasser.

Für die Ermittelung der abzuführenden Regenmengen sind hauptsächlich die Sturzregen maßgebend. Sturzregen werden stets nur kurze Zeit anhalten, sie werden sich auch stets über kleinere Flächen erstrecken als die Landregen. Nach Knauff[1]) kann man bei einer h cm betragenden durchschnittlichen jährlichen Niederschlagshöhe die der Kanalberechnung für 1 ha zugrunde zu legende Niederschlagsmenge finden aus der Formel

$$Q_1 = 63 + 0,4\ h. \tag{211}$$

In Deutschland beträgt die jährliche Niederschlagshöhe im großen Durchschnitt 66 cm, in Berlin 59,7 cm, in Karlsruhe 72,3 cm. Nach Formel (211) erhält man für Berlin 87, für Karlsruhe 92 sl/ha. In Wiesbaden werden 97, in Posen 100, in Mainz 111, in Düsseldorf 113, in Mannheim 125 sl/ha Regenmenge angenommen.

Von dieser Regenmenge fließt jedoch nur ein Teil ab, während der Rest versickert und verdunstet. Will man die in der Stadt abfließende Wassermenge erhalten, so muß man die Regenmenge noch

[1]) Gesundheits-Ingenieur 1894.

mit einem Abflußkoeffizient φ multiplizieren. Es ist die von 1 ha abfließende Regenmenge in Sekundenliter:

$$Q_2 = \varphi \cdot Q_1. \tag{212}$$

Tabelle 16.

Abflußkoeffizienten.[1])

No.	Beschaffenheit der Fläche:	φ
1	Alter, dichtbebauter Kern der Städte	0,7 —0,9
2	Anschließende neuere Stadtteile bei geschlossener Bebauung . .	0,5 —0,7
3	Stadtviertel mit offener Bebauung	0,25—0,5
4	Übungsplätze, die unbebauten Flächen der Bahnhöfe u. dergl. .	0,1 —0,3
5	Anlagen, Gartenflächen, sowie die nach dem Stadtgebiet entwässernden Wiesen und Äcker	0,05—0,25
6	Die nach dem Stadtgebiet entwässernden Waldflächen	0,01—0,20

38. Beispiel. In Berlin fließen in einem Stadtteil mit offener Bebauung von 1 ha ab:

$$Q_2 = 0{,}38 \,.\, 87 = 33 \text{ sl},$$

denn nach Formel (211) beträgt die Regenmenge 87 sl/ha und nach Tabelle 16 ist der Abflußkoeffizient $\varphi = 0{,}38$.

39. Beispiel. Die vier Flächen A, B, C, D haben einen jährlichen Niederschlag von 92,5 cm Höhe. Der abzuführende Sturzregen beträgt nach Formel (211) $Q_1 = 0{,}63 + 0{,}4 \,.\, 92{,}5 = 100$ sl/ha. Es habe

die Fläche	A	B	C	D
eine Größe =	170 ha	80 ha	60 ha	40 ha,
ein φ =	0,2	0,3	0,22	0,28
so fliesen ab:				
von 1 ha =	20 sl	30 sl	22 sl	28 sl,
im ganzen =	3400 sl	2400 sl	1320 sl	1120 sl.

c) Abflußverzögerung.

Ein Wasserteilchen, welches in das obere Ende eines Kanals von der Länge l eintritt, gebraucht zum Durchlaufen desselben die Zeit $\frac{l}{v}$, wenn v die mittlere Geschwindigkeit bezeichnet. Ist t die Dauer des Regens, so vergeht vom Beginn desselben bis dahin, wo das letzte in den Kanal gelangte Regenwasser an der Auslaufstelle ankommt, die Zeit

$$T = t + \frac{l}{v}, \tag{213}$$

[1]) Frühling, Prof., Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften.

d. h. bei jedem Kanal (und bei jedem offenen Wasserlauf) ist die Zeit des Abflusses größer als die des Regens — es tritt eine Abflußverzögerung ein.

Ist z. B. $v = 0{,}8$ m, $t = 20$ Minuten $= 1200$ Sekunden und $l = 480$ m, so wird $T = 1200 + \frac{480}{0{,}8} = 1800$ Sekunden $= 30$ Minuten; der Abfluß währt also $1^1/_2$ mal so lange als der Regen.

Diese Verzögerung gestattet eine Verminderung des Kanalquerschnitts, wenn die Regendauer geringer ist als die Zeit, welche das Regenwasser gebraucht, um den Kanal zu durchfließen, d. h., wenn $t < \frac{l}{v}$ oder $l > t\,.\,v$ ist. Es fließt nur dasjenige Wasser durch den Kanal, das sich auf einer Strecke von der Länge $l = t\,.\,v$ sammelt. Eine solche „typische Leitungsstrecke" ist z. B. *a, b* in Fig. 117. Wenn das bei *a* eingetretene Wasser bei *b* ankommt, so hat der Regen aufgehört, neues Wasser tritt nicht mehr hinzu.

Der Gang der Rechnung stellt sich nun nach Knauff wie folgt: Jede der in Fig. 118 gezeichneten Flächen *A, B, C, D* habe eine Größe von 100 ha und es sollen von 1 ha 30 l, von einer Fläche mithin 3000 l in einer Sekunde abgeführt werden, die Regendauer *t* sei 20 Minuten = 1200 Sekunden, die Durchschnittsgeschwindigkeit des Leitungswassers 1,1 m.

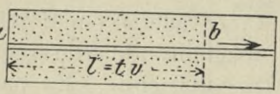


Fig. 117. Typische Leitungsstrecke.

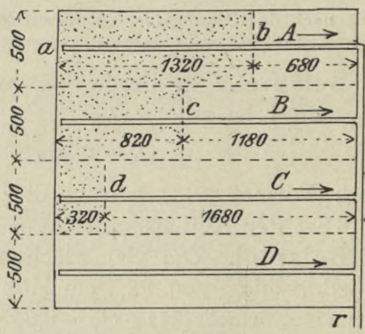


Fig. 118. Kanalisation.

Das am Kopfende *a* des Sammlers *A* einfließende Wasser hat am Ende des Regens eine typische Leitungsstrecke $1200\,.\,1{,}1 = 1320$ m zurückgelegt und befindet sich bei *b* mit dem unterwegs hinzugekommenen Wasser; es sind von $13{,}2\,.\,5{,}0 = 66$ ha mit $66\,.\,30 = 1980$ sl. Fließen diese 1980 sl über *b* hinaus bis *x*, so kommt kein Wasser mehr hinzu, weil der Regen aufgehört hat. Die Sammlerstrecke *b s x* braucht daher nur den bei *b* erforderlichen Querschnitt zu erhalten, nicht aber den der ganzen Sammelfläche *A* von 100 ha Größe und 3000 sl Abflußmenge.

Es kann nur dasjenige Wasser des Sammlers *B* in *x* mit dem Wasser des Sammlers *A* gleichzeitig eintreffen, das beim Aufhören des Regens ebensoweit von *x* entfernt ist als *x* von *b*. Es ist $x\,c = x\,s\,b =$

$= 1180$ m; für das Zuflußgebiet B bleiben dann $8{,}2 \,.\, 5{,}0 = 41$ ha mit $41 \,.\, 30 = 1230$ sl. Für den Sammelpunkt y muß $y\,d = y\,x\,c = y\,s\,b = 680 + 500 + 500 = 1680$ m sein. Es verbleibt dann für den Sammler c ein Zuflußgebiet von $3{,}2 \,.\, 5{,}0 = 16$ ha mit $16 \,.\, 30 = 480$ sl. Der Punkt z erhält von dem Sammler D keinen Zufluß mehr, wenn das Wasser von b oder c oder d in z anlangt, denn es ist $z\,y\,d = z\,x\,c = z\,s\,b > 2000$.

Hiernach entfallen

auf die Strecke	$s\,x$	$x\,y$	$y\,z$	$z\,r$
eine Wassermenge =	1980 sl	3210 sl	3690 sl	3690 sl,
statt	3000 sl	6000 sl	9000 sl	12000 sl.

Bei verschiedenen Geschwindigkeiten ändern sich diese Zahlen; es ist aber gleichgültig, ob der Abfluß auf der Erde oder im Kanal stattfindet.

Daß der Einfluß der Verzögerung auf die Abflußmenge mitunter auch durch einen Koeffizienten zum Ausdruck gebracht wird, soll hier noch erwähnt werden. Der Verzögerungkoeffizient erhält meist die Größe

$$\mu = \sqrt[n]{F}, \tag{214}$$

wenn F die Entwässerungsfläche bezeichnet. n wird zu 4, 5 oder 6 angenommen. Setzt man $n = 4$, so würde die Abflußmenge für die Kanalstrecke $s\,x$

$$3000 \frac{1}{\sqrt[4]{100}} = 3000 \,.\, 0{,}316 = 949 \text{ sl}$$

und für den Stammkanal $z\,r$

$$12000 \frac{1}{\sqrt[4]{4000}} = 12000 \,.\, 0{,}224 = 2688 \text{ sl.}$$

Diese Faustwurzel gibt offenbar grobe Fehler; sie läßt die Regendauer gänzlich außer acht. Professor Weyrauch nennt μ geradezu den berüchtigten Verzögerungskoeffizienten.[1])

d) Zusammenstellung der Wassermengen.

Die Zusammenstellung der Berechnungen und Wassermengen kann in Tabelle 17 ausgeführt werden.

(Siehe die Tabelle 17 auf S. 106 und 107.)

§ 39. Kanalquerschnitte.

a) Form der Durchflußöffnung.

Diese soll so beschaffen sein, daß das Kanalwasser jederzeit durchfließen kann und daß die Kosten der Anlage verhältnismäßig niedrig bleiben.

[1]) Weyrauch, Prof., Der Wasserbau 1908.

Tabelle 17.
Abzuführende Wassermengen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
	Strecke				Brauchwasserabfluß					Regenwasserabfluß										Summe
No.	von	bis	Länge des Kanals m	Größe des Gebiets ha	Bewohner auf 1 ha	für 1 Tag und 1 Bewohner l	für das Gebiet sl	Gewerbliche Abwässer sl	Summe Spalte 8 und 9 sl	Niederschlag sl/ha	φ	Abfluß sl/ha	Regendauer Minuten	Geschwindigkeit m	Abflußgebiet Länge m	Abflußgebiet Größe ha	Abfluß Spalte 13 × 17 sl	Vorhandenes Kanalwasser sl	Summe Spalte 18 und 19 sl	Brauch- und Regenwasser Spalte 10 und 20 sl
1	*a*	*x*	2500	100	150	60	16	4	20	100	0,3	30	20	1,1	1320	66	1980	—	1980	2000
2	*x*	*y*	500	200	150	60	32	8	40	100	0,3	30	20	1,1	820	41	1230	1980	3210	3250
3	*y*	*z*	500	300	150	60	48	8	56	100	0,3	30	20	1,1	320	16	480	3210	3690	3746
4	*z*	*r*	—	400	150	60	64	8	72	100	0,3	30	20	1,1	—	—	—	3690	3690	3762

Ein Kanal darf zunächst nicht leicht verschlammen; die im Wasser enthaltenen Sinkstoffe sollen nicht im Kanale niederschlagen, sie sollen weitergeführt werden. Auch bei niedrigem Wasserstande muß eine gewisse Schwimmtiefe und Geschwindigkeit vorhanden sein. Dieser Bedingung entsprechen in erster Linie die Eiprofile mit ihrem kleinen Sohlenhalbmesser, sodann die Kreisprofile, während rechteckige Profile hierfür dann ganz ungeeignet sind, wenn sie mehr breit als hoch sind, oder wenn das Niedrigwasser in ihnen in breiter und dünner Schicht zum Abfluß gelangt. Größere Kanäle erhalten mitunter besondere Schmutzwasserrinnen, über welchen sich der Flutraum für Regenwasser befindet (Doppelprofile, Fig. 119). Ein Kanal heißt überhöht, wenn er höher als breit, er heißt gedrückt, wenn er breiter als hoch ist.

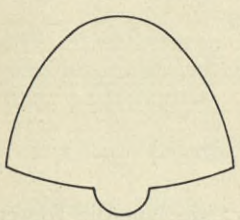


Fig. 119. Doppelprofil.

In engen Straßen sind stark überhöhte Profile zu wählen. Bei sehr ungünstigen Bodenverhältnissen, auch dann, wenn der Wasserstand niedrig gehalten werden muß, oder wenn es an Konstruktionshöhe fehlt, kommen gedrückte Profile in Anwendung, ebenso für Notauslässe. Haubenprofile (Fig. 119) werden nur für die Beförderung großer Wassermengen, insbesondere zur Aufnahme von Stadtbächen angewandt.

Wirtschaftlich ist dasjenige Profil das günstigste, das gestattet, mit den geringsten Kosten das meiste Wasser abzuführen. Es ist dieses

im allgemeinen die Profilform, die auf die Einheit Umfang die größte Abflußmenge aufweist, bei der

$$W = \frac{Q}{P} \tag{215}$$

am größten wird, wenn W die Wirtschaftlichkeit des Profils, Q die Wassermenge und P den benetzten Umfang bezeichnet. Von allen Querschnitten hat der Kreis das größte W. Die Wirtschaftlichkeit eines Profils ist jedoch nicht nur abhängig von W, sondern bei größeren Abmessungen auch von der äußeren Breite des Kanals. Sobald der äußere Durchmesser über die Mindestbreite des Kanalgrabens hinausgeht (0,80 m), kommen auch die Erdarbeiten in Betracht. Je größer die Breite, je größer der Erdaushub.

b) Größe der Durchflußöffnung.

Diese kann man für Kanäle aus Beton und Mauerwerk nach den in § 37 angegebenen Formeln, nach Tabelle 14 und Tafel I bestimmen. Nach Knauff verhält sich die Leistungsfähigkeit der Betonkanäle zu der der Steinzeugrohre bei kreisförmigem Querschnitt wie 91 : 100 und bei eiförmigem Querschnitt wie 100 : 117. Aus dieser Regel ergeben sich die nachstehenden Werte.

(Siehe die Tabelle 18 auf S. 108.)

Hat ein Kanal 0,7 cbm Wasser in einer Sekunde abzuführen bei einem Gefälle $J = 0{,}01$, so ist $\frac{Q^2}{J} = \frac{0{,}7^2}{0{,}01} = 49$ und der erforderliche Durchmesser bei kreisförmigem Querschnitt $d = 0{,}60$ m, bei eiförmigem Querschnitt $d = 0{,}50$ m. Ein Durchlaß von kreisförmigem Querschnitt und 0,60 m Durchmesser faßt mehr Wasser als 2 Durchlässe von je 0,45 m Durchmesser, denn es ist die Leistungsfähigkeit 8,66 > 2 . 4,02.

Tabelle 18.

Über Steinzeugrohre.

d in m	Kreisförmig		Eiförmig		d in m	Kreisförmig		Eiförmig	
	Q_0	$\frac{Q^2}{J}$	Q_0	$\frac{Q^2}{J}$		Q_0	$\frac{Q^2}{J}$	Q_0	$\frac{Q^2}{J}$
0,10	0,07	0,005	0,11	0,012	0,45	4,02	16,16	6,26	39,3
0,15	0,21	0,044	0,33	0,109	0,50	5,35	28,62	8,32	69,2
0,20	0,46	0,21	0,72	0,53	0,60	8,66	75,00	13,34	178
0,25	0,84	0,71	1,30	1,69	0,70	13,00	169,0	20,07	403
0,30	1,37	1,88	2,10	4,41	0,80	18,47	339,8	28,51	813
0,35	2,07	4,28	3,21	10,3	0,90	25,14	632,0	38,78	1500
0,40	2,96	8,76	4,57	20,9	1,00	33,03	1091	51,08	2600

Die größte Wassermasse wird nicht durch einen vollaufenden, sondern durch einen teilweise gefüllten Durchlaß abgeführt.

Die größte Wassermasse ergibt sich	Der Querschnitt des Kanals ist kreisförmig	Der Querschnitt des Kanals ist eiförmig
bei einem Füllungswinkel	308^0	$297{,}5^0$
bei einer Füllhöhe	$0{,}9\ d$	$0{,}93\ h$
im Verhältnis $Q_m : Q$ annähernd .	1,09	1,06
$Q_m =$	$2{,}333\ k\sqrt{r^5 . J}$	$3{,}641\ k\sqrt{r^5 . J}$

wenn Q die Wassermenge des vollaufenden Rohres, Q_m die Maximal-Wassermenge und h die Höhe des eiförmigen Kanals bezeichnet.

Die Weite der Rohre in den obersten Strecken nähert sich rechnerisch der Nullgrenze; sie darf jedoch in Wirklichkeit nicht unter 25 cm und nur in Ausnahmefällen 20 cm betragen, weil trotz der besten Abfangevorrichtung stets Sinkstoffe zugeführt werden, welche den Querschnitt vermindern und weil enge Rohre schwer zu reinigen sind.

§ 40. Gefälle und Geschwindigkeit.

a) Zweckmäßige Größen derselben.

Das Gefälle ist der kleinsten und größten Wasserführung so anzupassen, daß weder bleibende Ablagerungen entstehen, die den Abfluß hindern und in Fäulnis übergehen, noch die Kanalsohle durch die schleifende Wirkung des Sandes bei großer Geschwindigkeit zerstört wird.

1. Kleinste Geschwindigkeit. Versuche haben ergeben, daß eine Geschwindigkeit von mindestens 0,6 m erforderlich ist, um die

Sinkstoffe weiter zu führen. Bei kleineren Profilen ist der verhältnismäßig größeren Reibung wegen ein größeres Gefälle nötig, um diese Minimalgeschwindigkeit zu erzeugen, als bei Kanälen mit großem Wasserquerschnitt. Die großen Sammler können deshalb geringeres Gefälle erhalten, als kleine Straßenkanäle.

2. Größte Geschwindigkeit. Bei zu großer Geschwindigkeit können sich aus Mangel an Schwimmtiefe Sinkstoffe ablagern. Die erforderliche Schwimmtiefe beträgt mindestens 2 cm.

Die größte Geschwindigkeit tritt ein	Der Kanalquerschnitt ist	
	kreisförmig	eiförmig
bei einem Füllungswinkel .	$257{,}5^0$	$248{,}5^0$
bei einer Wassermenge . .	$0{,}91\ Q$	$0{,}928\ Q$
Maximalgeschwindigkeit . .	$1{,}331\ \frac{Q}{d^2}$	$0{,}908\ \frac{Q}{d^2}$

wenn Q die nach der Kutterschen Formel $k = \frac{100\,R}{m + \sqrt{R}}$ berechnete Abflußmenge eines vollaufenden Kanales ist.

3. Günstige Gefällgrenzen sind nach Heyd:[1]) für begehbare Kanäle 1 : 2000 bis 1 : 40; für nicht begehbare Kanäle (bis $d = 0{,}6$ m) = = 1 : 250 bis 1 : 40; für enge Kanäle (bis $d = 0{,}25$ m) = 1 : 200 bis 1 : 30; für Hausentwässerungskanäle 1 : 60 bis 1 : 20. Entlastungskanäle erhalten möglichst großes Gefälle, weil sie große Wassermengen bei kleinstem Profil abführen sollen. Bei kleinerem Gefälle ist eine künstliche Spülung, bei größerem Gefälle werden Abstürze erforderlich.

b) Geschwindigkeit bei verschiedenen Füllhöhen.

Die Geschwindigkeit ist allgemein:

$$v = \frac{Q}{F}. \tag{216}$$

Beim vollaufenden Kanal ist für das Kreisprofil:

$$F = 0{,}785\,d^2, \tag{217}$$

für das Eiprofil:

$$F = 1{,}15\,d^2. \tag{218}$$

Diese Werte sind nachstehend zusammengestellt.

(Siehe die Tabelle 19 auf S. 110.)

Die Geschwindigkeiten und Wassermengen für nicht vollaufende Kanäle mit kreisförmigem und eiförmigem Querschnitt kann man aus den Fig. 120 und 121 entnehmen.

---

[1]) Heyd, Dipl.-Ing., Entwerfen und Berechnen von Städte-Kanalisationen.

Tabelle 19.

Kreisform				Eiform			
d	*F*	*d*	*F*	*d*	*F*	*d*	*F*
0,1	0,0078	0,45	0,159	0,1	0,015	0,45	0,233
0,15	0,018	0,5	0,196	0,15	0,026	0,5	0,288
0,2	0,0314	0,6	0,283	0,2	0,046	0,6	0,414
0,25	0,049	0,7	0,385	0,25	0,072	0,7	0,564
0,3	0,071	0,8	0,503	0,3	0,101	0,8	0,736
0,35	0,096	0,9	0,636	0,35	0,141	0,9	0,932
0,4	0,126	1,0	0,785	0,4	0,184	1,0	1,150

Nach Fig. 120 ist z. B. für eine Füllhöhe $h_1 = 0{,}3\,h$, die Abfluß menge $Q_1 = 0{,}19\,Q$ und die Geschwindigkeit $v_1 = 0{,}76\,v$.

40. Beispiel. Ein kreisförmiger Betonkanal von 0,60 m Durchmesser sei 0,18 m hoch mit Wasser gefüllt. Wie groß werden Wassermenge und Geschwindigkeit, wenn das Gefälle $J = 0{,}01$ ist?

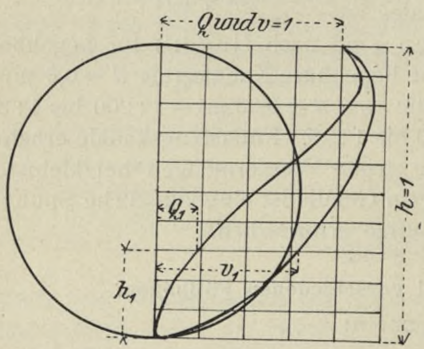


Fig. 120. Füllungskurven für Kreisprofil.

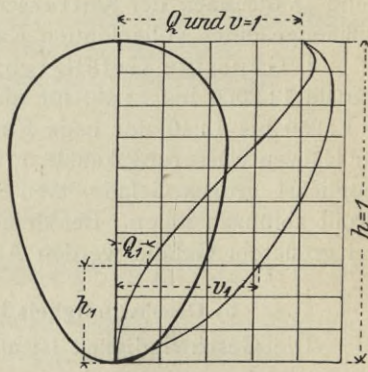


Fig. 121. Füllungskurven für Eiprofil.

Für den vollaufenden Kanal ist nach Tabelle 14 $Q_0 = 7{,}876$ und nach Formel (196) $Q = Q_0\sqrt{J} = 7{,}876\sqrt{0{,}01} = 0{,}7876$ cbm. Nach Tabelle 19 ist $F = 0{,}283$ qm, demnach $v = \frac{0{,}7876}{0{,}283} = 2{,}78$ m. Aus Fig. 120 ergibt sich für $h_1 = 0{,}3\,h$

die Abflußmenge:

$$Q_1 = 0{,}19\,Q = 0{,}19\,.\,0{,}7876 = 0{,}15 \text{ cbm},$$

die Geschwindigkeit:

$$v_1 = 0{,}76\,v = 0{,}76\,.\,2{,}78 = 2{,}11 \text{ m}.$$

41. Beispiel. Durch den vorberechneten Kanal fließen 0,26 cbm Wasser in einer Sekunde. Wie groß sind Füllhöhe und Geschwindigkeit?

Es ist $Q_1 : Q = 0{,}26 : 0{,}7876 = 0{,}33$. Nach Fig. 120 ist hierfür die Füllhöhe:

$$h_1 = 0{,}4\,h = 0{,}4\,.\,0{,}6 = 0{,}24 \text{ m},$$

die Geschwindigkeit:

$$v_1 = 0{,}89\,v = 0{,}89\,.\,2{,}78 = 2{,}47 \text{ m}.$$

42. Beispiel. Bei welcher Füllhöhe ist die Minimalgeschwindigkeit $v = 0{,}60$ m vorhanden?

Es ist $v_1 : v = 0{,}6 : 2{,}78 = 0{,}21$. Nach Fig. 120 ist hierfür die Füllhöhe:

$$h_1 = 0{,}04\,h = 0{,}04\,.\,0{,}6 = 0{,}02 \text{ m}.$$

43. Beispiel. Ein Betonrohr von 0,6 m Durchmesser soll bei 0,18 m Füllhöhe eine Wassergeschwindigkeit von 0,825 m besitzen. Wie groß muß das Gefälle sein?

Es ist $h_1 : h = 0{,}18 : 0{,}6 = 0{,}3$. Nach Fig. 120 ist hierfür $v_1 : v = 0{,}76$, demnach für den vollaufenden Kanal $v = \frac{0{,}825}{0{,}76} = 1{,}1$ m.

Nach Formel (216) ist $v = \frac{Q}{F}$.

" " (196) " $Q = Q_0 \sqrt{J}$.

$$v = \frac{Q_0}{F} \sqrt{J}.$$

$$J = \left(\frac{v\,.\,F}{Q_0}\right)^2 = \left(\frac{1{,}1\,.\,0{,}283}{7{,}876}\right)^2 = 0{,}00156.$$

44. Beispiel. In einem kreisförmigen Betonkanal soll bei 0,005 Gefälle und 0,3 Füllung das Wasser eine Geschwindigkeit von 0,60 m haben. Wie groß wird der Rohrdurchmesser?

Es ist $h_1 : h = 0{,}3$, dem entspricht nach Fig. 120 das Verhältnis $v_1 : v = 0{,}76$ oder eine Geschwindigkeit für den vollaufenden Kanal $v = \frac{0{,}60}{0{,}76} = 0{,}8$ m. Es ist im vorhergehenden Beispiel $F = \frac{Q}{v}$ und $Q = Q_0 \sqrt{J}$, demnach:

$$F = \frac{Q_0 \sqrt{J}}{v} = \frac{7{,}876 \sqrt{0{,}005}}{0{,}80} = 0{,}0707 \text{ qm},$$

oder nach Tabelle 19 der Rohrdurchmesser $d = 0{,}30$ m.

c) Spiegelgefälle.

Bei der Planbearbeitung werden zunächst in die Längenprofile der Haupt- und Nebenstraßen die Spiegellinien eingetragen, die das Gefälle der zu entwerfenden Leitungen darstellen und über die hinaus das in Rechnung gestellte Wasser sich niemals erheben soll. Die Spiegellinien müssen stetig ineinander übergehen, wenn kein Absturz vorhanden ist. Nun erst werden die Querschnitte der Leitungsrohre ermittelt und es wird die Sohle der Leitung so gelegt, daß sie mindestens um die Höhe des erforderlichen Wasserquerschnitts von der Spiegellinie entfernt bleibt.

Das Sohlengefälle ist nicht immer der Spiegelgefälle parallel, schon das An- oder Abschwellen des Wassers ändert die Richtung beider zueinander. Starke Abweichungen kommen vor bei Dücker und bei Heberleitungen. Die Dücker werden nach Formel (209) berechnet, Heberleitungen nach den in § 54, Abschnitt a, angegebenen Formeln.

§ 41. Notauslässe.

Die meisten Notauslässe wirken selbsttätig, die Entlastung des Kanals erfolgt durch einen Überfall (Fig. 122). Hat das Brauchwasser eine gewisse Verdünnung durch das Regenwasser erhalten, hat der Wasserstand eine gewisse Höhe im Kanal erreicht, so wird die Wehrkrone überflutet, ein Teil des Wassers wird durch Überfall abgeführt, der Kanal wird entlastet.

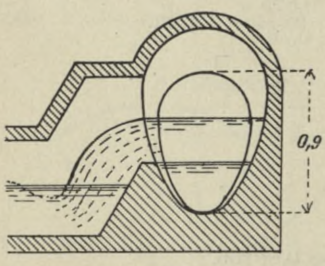


Fig. 122. Notauslaß.

Die Leistungsfähigkeit eines vollkommenen Überfalles findet man aus der Formel (15):

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 g \cdot h}, \tag{219}$$

in welcher Q die abfließende Wassermenge, h die Überfallhöhe des Wassers, b die Breite des Überfalles, g die Beschleunigung durch die Schwerkraft $= 9{,}81$ m und μ den Ausflußbeiwert bezeichnet. Die Geschwindigkeit in der Richtung des Zuflußkanals ist zwar während der Tätigkeit des Auslasses ziemlich erheblich, in der Richtung zum Wehrrücken jedoch gering und kann daher vernachlässigt werden. Es läßt sich die Wehrkrone zwar abrunden, dagegen fehlt es meist an Platz für flügelartige Leitwände, weshalb $\frac{2}{3} \mu$ zu höchstens 0,50 zu setzen ist. Aus Formel (219) wird alsdann:

$$Q = 0{,}50\, b \cdot h \sqrt{2 g \cdot h}. \tag{220}$$

Die Überfallbreite ist möglichst groß zu nehmen. Die weiteren Beziehungen zeigt nachstehendes Beispiel.

45. Beispiel. Ein eiförmiger Betonkanal führt bei einem Sturzregen 2,45 cbm Regenwasser und 0,05 cbm Brauchwasser. Bei fünffacher Verdünnung des Brauchwassers soll die Entlastung beginnen. Welche Abmessungen sind erforderlich?

Beim Beginn der Entlastung hat der Kanal $0{,}05 + 5 \,.\, 0{,}05 = 0{,}30$ cbm Wasser abzuführen. Für diese Wassermenge ist die Füllhöhe des entlasteten Kanals und somit die Höhe der Wehrkrone zu bestimmen. Wählt man für den entlasteten Kanal einen eiförmigen Querschnitt von 0,60 m Durchmesser, so hat man bei ganzer Füllung des Kanals und $J = 0{,}01$

nach Formel (196): $Q = Q_0 \sqrt{J}$,

nach Tabelle 14: $Q = 11{,}433 \sqrt{0{,}01} = 1{,}143$ cbm,

$$Q_1 : Q = 0{,}30 : 1{,}143 = 0{,}21.$$

Nach Fig. 121 ist dann die erforderliche Füllhöhe und somit die Höhe der Wehrkrone $h_1 = 0{,}33\, h = 0{,}33 \,.\, 0{,}90 = 0{,}30$ m.

Bei einer Überflutung der Wehrkrone um 0,42 m oder einer Füllhöhe des entlasteten Kanals von $0{,}30 + 0{,}42 = 0{,}72$ m ist $h_1 = 0{,}8\, h$ und nach Fig. 121 hierfür $Q_1 = 0{,}92\, Q = 0{,}92 \,.\, 1{,}143 = 1{,}05$ cbm.

Beim Sturzregen führt demnach der entlastete Kanal 1,05 cbm und der Notauslaß $2{,}50 - 1{,}05 = 1{,}45$ cbm.

Die Breite des Überfalls ist alsdann nach Formel (220):

$$b = \frac{1{,}45}{0{,}5 \,.\, 0{,}42 \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 0{,}42}} = 2{,}4 \text{ m}.$$

7. Drainage.

§ 42. Abzuführende Wassermenge.

Der größte Niederschlag fällt in den Monaten Dezember, Januar, Februar und März. Allgemein wird angenommen, daß eine vierzehntägige Abwässerung in der letzten Märzhälfte das angesammelte Winterwasser entfernen soll. Nach Nielsen[1]) sind von der Regenmenge der 4 Wintermonate in 14 Tagen abzuführen:

bei einer Geländeneigung	eine Wassermenge von %
0,00—0,02	50
0,02—0,08	45
0,08—0,14	40
0,14—0,20	35
über 20	30—20

Es würde z. B. für den Taunus, der eine Niederschlagsmenge von 72 cm im Jahre hat, von der 30 % auf die 4 Wintermonate entfallen, die von einem Hektar abzuführende Wassermenge betragen:

$$Q_0 = 1000 \,.\, 0{,}72 \,.\, 0{,}30 \,.\, 0{,}45 = 972 \text{ cbm}.$$

[1]) Nielsen, Tafeln zur Bestimmung der Drainröhrenweite usw.

Diese Wassermenge soll in 14 Tagen oder in 1209600 Sekunden abgeführt werden, daher entfallen auf 1 ha und 1 Sekunde:

$$Q_1 = \frac{1000 \,.\, 972}{1\,209\,600} = 0{,}83 \text{ l.}$$

Professor Friedrich empfiehlt in seinem Kulturtechnischen Wasserbau für allgemeine Fälle für 1 ha zu rechnen:

$Q_1 = 0{,}65$ sl bei schweren und mittleren Böden im Flachlande,

$Q_1 = 0{,}75$ sl bei durchlässigen Böden und in Gegenden mit starken Niederschlägen,

$Q_1 = 1{,}00$ sl in sehr durchlässigen Böden.

Nach Vincent beträgt

$Q_1 = 0{,}756$ sl im Durchschnitt.

Nach der von der Königlichen General-Kommission für die Provinz Schlesien herausgegebenen Anweisung für die Aufstellung und Ausführung von Drainage-Entwürfen ist zu rechnen:

$Q_1 = 0{,}65$ sl für die Ebene mit geringeren jährlichen Niederschlagshöhen und

$Q_1 = 0{,}80$ sl für gebirgige Gegenden mit größeren jährlichen Niederschlagshöhen. Auf den Zufluß von Wasser aus fremdem Gebiet ist Rücksicht zu nehmen.

Werden Q_1 sl auf 1 ha abgeführt, so beträgt für F ha die Wassermenge in Liter: $Q_0 = F \,.\, Q_1$ oder $F = \frac{1}{Q_1} \cdot Q_0$. Hieraus ergibt sich:

für $Q_1 =$	0,65	0,75	0,756	0,80	1,00 sl
bei Liter . . .	$F = 1{,}538\, Q_0$	$1{,}333\, Q_0$	$1{,}323\, Q_0$	$1{,}25\, Q_0$	$1{,}00\, Q_0$ ha,
bei Kubikmetern	$F = 1538\, Q_0$	$1333\, Q_0$	$1323\, Q_0$	$1250\, Q_0$	$1000\, Q_0$ ha.

Sind z. B. im ganzen abzuführen $Q_0 = 0{,}06$ cbm in einer Sekunde, von jedem Hektar 0,75 sl, so beträgt die Fläche $F = 1333 \,.\, 0{,}06 = 80$ ha.

§ 43. Geschwindigkeit und Gefälle.

In der erwähnten schlesischen Anweisung heißt es: Das in Prozenten zu berechnende Gefälle ist möglichst gleichmäßig zu verteilen und ist eine Abnahme der mittleren Geschwindigkeit des Wassers zu vermeiden. Die Geschwindigkeit des in den Röhren fließenden Wassers muß groß genug sein, um Ablagerungen zu verhindern. Hierzu ist bei voller Füllung ohne Überdruck eine Geschwindigkeit von 0,16—0,20 m erforderlich, woraus sich ergibt, daß als geringstes Gefälle auf 100 m Länge in gewöhnlichem Boden zu wählen sind:

bei einem Durchmesser	von	4 cm	= 0,25 m
„ „ „	„	5—6,5 cm	= 0,20 „
„ „ „	über	8 cm	= 0,15 „.

Die größte Geschwindigkeit des Wassers in den Röhren kann man etwa auf 1,2 m festsetzen. Man wird aber mit derselben gewöhnlich nicht über 1,0 m hinausgehen, weil bei einer solchen Geschwindigkeit schon grobsteinige Böden in Bewegung geraten.

Sauger. Die Entfernung der Saugedrains untereinander ist ab hängig von der Durchlässigkeit des Bodens und von der Tiefe der Drainröhre, sie schwankt zwischen 10 und 30 m. Die Länge der Sauger soll nicht über 150 m betragen, nur ausnahmsweise dürfen einzelne Sauger 200 m lang werden.

§ 44. Rohrweite.

In der erwähnten Anweisung der Königl. General-Kommission für die Provinz Schlesien heißt es: „Die Rohrweite wird durch die abzuführende Wassermenge und durch das Gefälle des Rohrstranges bedingt. Lichte Weiten unter 5 cm und über 21 cm sind ausgeschlossen."

a) Gebräuchliche Formeln.

Bezeichnet f den Rohrquerschnitt, Q die Wassermenge und v die Geschwindigkeit, so ist $Q = f \,.\, v$. Zur Berechnung der Wassergeschwindigkeit in Drainröhren benutzt man am meisten die Formeln

von Professor Gieseler:

$$v = 20 \sqrt{\frac{d \,.\, h}{l}}, \tag{221}$$

und von Vincent:

$$v = 3{,}59\, c \sqrt{\frac{50\, d \,.\, h}{l + 50\, d}}. \tag{222}$$

In diesen Formeln bedeutet:

v die Geschwindigkeit in Meter,
d die Rohrdurchmesser in Meter,
h das Gefälle in Meter auf l m Länge,
c einen von dem Röhrendurchmesser abhängigen Koeffizienten.[1])

(Siehe die Tabelle auf S. 116.)

Setzt man $l = 100$ m und h_0 = dem Gefälle auf 100 m, so wird aus der Formel (221):

$$v = 2 \sqrt{d \,.\, h_0} \tag{223}$$

[1]) Nielsen, Tafeln zur Bestimmung der Drainröhrenweiten.

d in cm	c	d in cm	c	d in cm	c
3	0,67	9	0,815	15	0,875
4	0,71	10	0,83	16	0,88
5	0,75	11	0,84	17	0,885
6	0,77	12	0,85	18	0,89
7	0,785	13	0,86	19	0,895
8	0,80	14	0,87	20	0,90

und aus der Formel (222):

$$v = 3{,}59\, c \sqrt{\frac{d \, . \, h_0}{2 + d}} \, . \tag{224}$$

Will man Q berechnen, so ist nach Formel (221):

$$Q = f \, . \, v = 15{,}70\, d^2 \sqrt{\frac{d \, . \, h}{l}} \, ,$$

$$Q = 1{,}57\, d^2 \sqrt{d \, . \, h_0}, \tag{225}$$

nach Formel (222):

$$Q = 2{,}818\, d^2 \, . \, c \sqrt{\frac{50\, d \, . \, h}{l + 50\, d}} \, ,$$

$$Q = 2{,}818\, d^2 \, . \, c \sqrt{\frac{d \, . \, h_0}{2 + d}} \, . \tag{226}$$

Die Formel von Professor Gieseler wendet Professor Friedrich in seinem Kulturtechnischen Wasserbau an. Dieselbe ergibt sich aus:

$$v = k \sqrt{R \, . \, J};$$

$$R = \frac{d}{4}; \qquad J = \frac{h}{l};$$

$$v = \frac{k}{2} \sqrt{\frac{d \, . \, h}{l}} \, .$$

Nach den Kutterschen Formeln hat k für Drainrohre von der gebräuchlichen Weite einen Mittelwert von 40. Demnach:

$$v = \frac{40}{2} \sqrt{\frac{d \, . \, h}{l}} = 20 \sqrt{\frac{d \, . \, h}{l}} \, .$$

Die Formel von Vincent ist in den Grundlehren der Kulturtechnik von Professor Vogler und in der erwähnten Anweisung der Königl. General-Kommission für die Provinz Schlesien angegeben. Aus der Eytelweinschen Formel für die Bewegung des Wassers in den Flüssen und Kanälen $v = 50{,}9\sqrt{R \,.\, J}$ hat Prony eine Formel für die Bewegung des Wassers in Röhren

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

abgeleitet. Vincent fand, daß diese Formel für Drainrohre zu große Werte lieferte, er fügte deshalb noch den Koeffizienten c ein; er setzte

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

b) Vergleichung der Formeln.

Es ist nach Formel (225):

$$Q = \left(1{,}57\,d^2\sqrt{d}\right)\sqrt{h_0}$$

und nach Formel (226):

$$Q = \left(2{,}818\,d^2\,.\,c\sqrt{\frac{d}{2+d}}\right)\sqrt{h_0}.$$

Setzt man $(1{,}57\,d^2\sqrt{d}) = Q_0$ und $\left(2{,}818\,d^2\,.\,c\sqrt{\frac{d}{2+d}}\right) = Q_1$, so hat man

$$Q = Q_0\sqrt{h_0}. \tag{227}$$

$$Q = Q_1\sqrt{h_0}. \tag{228}$$

Man nennt Q_0 und Q_1 die Leistungsfähigkeit der Drainrohre. Für die gebräuchlichsten Drainrohrweiten sind die Leistungsfähigkeiten in Fig. 123 und in nachstehender Tabelle zusammengestellt.

Tabelle 20.

Über die Leistungsfähigkeit der Drainröhren.

Rohrdurchmesser	Leistungsfähigkeit		Rohrdurchmesser	Leistungsfähigkeit	
	nach Gieseler	nach Vincent		nach Gieseler	nach Vincent
cm	Q_0	Q_1	cm	Q_0	Q_1
4	0,50	0,45	13	9,55	10,15
5	0,88	0,82	14	11,53	12,29
6	1,38	1,33	15	13,72	14,58
7	2,02	2,00	16	16,13	17,23
8	2,81	2,86	17	18,77	20,15
9	3,76	3,89	18	21,65	23,35
10	4,88	5,13	19	24,78	26,84
11	6,18	6,58	20	28,17	30,63
12	7,77	8,25	21	31,83	34,73

Die Zusammenstellungen zeigen, daß die beiden Formeln nicht wesentlich voneinander abweichen; der größte Unterschied beträgt 34,73 — 31,83 = = 2,90 oder 8 %. Bei der Vincentschen Formel ist die Leistungsfähigkeit der engen Rohre geringer, die der weiten Rohre größer als bei der Gieselerschen Formel. Mit anderen Worten: Nach der Vincentschen Formel erhält man bei kleineren Wassermengen weitere, bei großen Wassermengen engere Rohre als nach der Formel von Professor Gieseler.

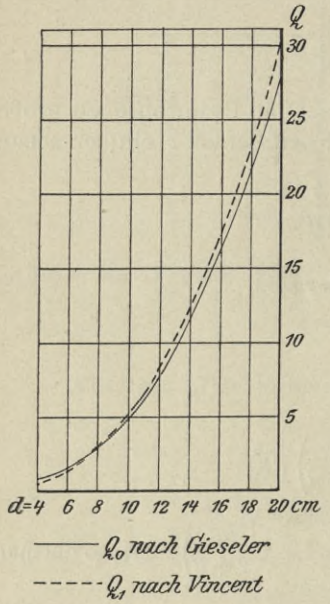


Fig. 123. Leistungsfähigkeit der Drainröhren.

c) Anwendungen.

Die Bestimmungen der Rohrweiten erfolgt in der Regel mit Hilfe von Tabellen und Zeichnungen.

1. Tabellen der Königl. General-Kommission für die Provinz Schlesien. Die Tabellen gründen sich auf die Vincentsche Formel; man kann aus ihnen in vielen Fällen die Rohrweite unmittelbar entnehmen.

Tabelle 21.

Für eine Abflußmenge von 0,65 sl auf 1 ha Fläche.

bei einem Gefälle auf 100 m von m	Zu entwässernde Fläche: für Drainröhren-Leitung mit einem Durchmesser von 4 cm ha	5 cm ha	6,5 cm ha	8 cm ha	10 cm ha	13 cm ha	16 cm ha	18 cm ha	21 cm ha
0,05	—	—	—	—	—	—	5,94	8,12	12,12
0,10	—	—	—	1,38	2,48	4,92	8,41	11,49	17,13
0,15	—	—	—	1,68	3,04	6,03	10,30	14,07	21,00
0,20	—	0,57	1,13	1,95	3,51	6,96	11,88	16,25	24,25
0,25	0,34	0,63	1,27	2,18	3,93	7,78	13,29	18,16	27,11
0,30	0,38	0,69	1,39	2,38	4,30	8,52	14,56	19,90	29,70
0,35	0,41	0,75	1,50	2,58	4,64	9,21	15,73	21,50	32,08
0,40	0,44	0,80	1,60	2,75	4,97	9,85	16,81	22,98	34,27
0,45	0,46	0,85	1,70	2,92	5,27	10,44	17,83	24,37	36,37
0,50	0,49	0,90	1,79	3,08	5,55	11,00	18,80	25,69	38,34

bei einem Gefälle auf 100 m von	Zu entwässernde Fläche: für Drainröhren-Leitung mit einem Durchmesser von								
	4 cm	5 cm	6,5 cm	8 cm	10 cm	13 cm	16 cm	18 cm	21 cm
m	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha
0,55	0,51	0,94	1,88	3,24	5,82	11,55	19,71	26,95	40,21
0,60	0,53	0,98	1,96	3,37	6,08	12,06	20,59	28,14	42,00
0,65	0,56	1,02	2,04	3,51	6,33	12,55	21,43	29,29	43,72
0,70	0,58	1,06	2,12	3,65	6,57	13,03	22,24	30,39	45,37
0,75	0,60	1,10	2,20	3,78	6,80	13,48	23,02	31,46	46,96
0,80	0,63	1,13	2,27	3,90	7,02	13,92	23,77	32,49	48,50
0,85	0,64	1,17	2,34	4,03	7,24	14,35	24,51	33,49	49,99
0,90	0,66	1,20	2,40	4,13	7,45	14,76	25,22	34,46	51,44
0,95	0,68	1,23	2,47	4,24	7,65	15,17	25,91	35,41	52,85
1,00	0,69	1,27	2,54	4,36	7,85	15,57	26,58	36,33	54,22
1,50	0,85	1,55	3,11	5,33	9,62	19,07	32,56	44,50	66,43
2,00	0,98	1,80	3,59	6,16	11,10	22,02	37,59	51,38	76,67
3,00	1,20	2,20	4,39	7,55	13,60	26,96	46,04	62,92	93,92
4,00	1,38	2,54	5,07	8,71	15,70	31,13	53,17	72,65	108,45
5,00	1,54	2,84	5,67	9,73	17,55	34,81	59,44	81,23	121,25
6,00	1,69	3,11	6,21	10,66	19,23	38,14	65,13	89,00	132,85
7,00	1,82	3,36	6,71	11,51	20,77	41,19	70,34	96,12	143,48
8,00	1,95	3,59	7,18	12,31	22,20	44,04	75,18	102,75	153,35
9,00	2,07	3,81	7,61	13,07	23,56	46,70	79,75	108,98	162,67
10,00	2,19	4,02	8,02	13,76	24,82	49,23	84,06	114,87	171,46

Tabelle 22.

Für eine Abflußmenge von 0,8 sl auf 1 ha Fläche.

bei einem Gefälle auf 100 m von	Zu entwässernde Fläche: für Drainröhren-Leitung mit einem Durchmesser von						
	4 cm	5 cm	6,5 cm	8 cm	10 cm	13 cm	16 cm
m	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha
0,1	—	—	—	1,12	2,02	4,00	6,83
0,2	0,25	0,46	0,92	1,58	2,85	5,65	9,66
0,25	0,28	0,52	1,03	1,76	3,19	6,33	10,80
0,30	0,31	0,56	1,12	1,93	3,49	6,92	11,82
0,40	0,35	0,65	1,31	2,23	4,04	7,99	13,65
0,50	0,39	0,73	1,46	2,50	4,51	8,94	15,27
0,75	0,48	0,90	1,79	3,06	5,52	10,95	18,71
1,00	0,56	1,03	2,06	3,54	6,38	12,65	21,60
1,50	0,68	1,27	2,52	4,33	7,81	15,50	26,46
2,00	0,79	1,46	2,91	5,00	9,02	17,88	30,54

bei einem Gefälle auf 100 m von	Zu entwässernde Fläche: für Drainröhren-Leitung mit einem Durchmesser von						
	4 cm	5 cm	6,5 cm	8 cm	10 cm	13 cm	16 cm
m	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha
3,00	0,96	1,79	3,58	6,11	11,05	21,91	37,41
4,00	1,12	2,06	4,12	7,07	12,76	25,30	43,20
5,00	1,25	2,30	4,60	7,91	14,27	28,29	48,30
6,00	1,36	2,53	5,04	8,66	15,63	30,98	52,90
7,00	1,47	2,74	5,45	9,37	16,88	33,47	57,15
8,00	1,58	2,92	5,82	10,00	18,04	35,77	61,08
9,00	1,68	3,09	6,18	10,60	19,14	37,94	64,80
10,00	1,77	3,26	6,52	11,19	20,18	40,00	68,30
11,00	1,86	3,43	6,83	11,74	21,16	41,96	71,65
12,00	1,93	3,58	7,15	12,27	22,10	43,82	74,82
13,00	2,01	3,72	7,43	12,77	23,00	45,62	77,89
14,00	2,09	3,87	7,71	13,23	23,87	47,34	80,83
15,00	2,15	4,00	7,99	13,69	24,71	49,00	83,66
16,00	2,24	4,13	8,24	14,15	25,52	50,59	86,39
17,00	2,31	4,26	8,50	14,58	26,30	52,16	89,06
18,00	2,38	4,38	8,75	15,02	27,07	53,67	91,65
19,00	2,43	4,49	8,98	15,44	27,80	55,14	94,17
20,00	2,50	4,60	9,20	15,82	28,54	56,58	96,60

2. Neue Tabelle und Zeichentafel. Für Flächen, Gefälle und Wassermengen, welche in den Tabellen 21 und 22 nicht enthalten sind, kann man folgende Formeln, Tabellen und Zeichentafeln benutzen.

Es ist:

$$d = \mu \sqrt[5]{\frac{F^2}{h_0}}. \tag{229}$$

In dieser Formel bedeutet.

d den Röhrendurchmesser in Meter,
F die zu entwässernde Fläche in Hektar,
h_0 das Gefälle in Meter auf 100 m Länge,
μ einen Koeffizienten, der von der Wassermenge Q_1 abhängig ist, die in einer Sekunde von 1 ha abgeführt werden soll (Q_1 in Sekundenliter).

Es ist für $Q_1 =$ 0,65 0,75 0,80 1,00
$\mu =$ 0,044 0,047 0,048 0,053.

Nach Formel (225) ist:

$$Q = 1{,}57\, d^2 \sqrt{d}\, \sqrt{h_0}.$$

Beträgt die zu entwässernde Fläche $F = \beta \,.\, Q$, so ist:

$$F = 1{,}57\,\beta\,\sqrt{d^5}\,\sqrt{h_0},$$

$$d = \sqrt[5]{\left(\frac{1}{1{,}57\,\beta}\right)^2}\,\sqrt[5]{\frac{F^2}{h_0}}. \tag{230}$$

Setzt man $\sqrt[5]{\left(\frac{1}{1{,}57\,\beta}\right)^2} = \mu$, so ist:

$$d = \mu\,\sqrt[5]{\frac{F^2}{h_0}}. \tag{231}$$

Nach Formel (229), welche sich auf die Formel von Professor Gieseler gründet, ist nachstehende Tabelle berechnet worden.

Tabelle 23.
Zur Bestimmung der Drainrohrweiten.

Durchmesser in cm	$F^2 : h_0$:			
	$Q_1 = 0{,}65$ sl	$Q_1 = 0{,}75$ sl	$Q_1 = 0{,}80$ sl	$Q_1 = 1{,}0$ sl
4	0,9	0,4	0,4	0,2
5	2,0	1,4	1,2	0,7
6	5,0	3,4	3,1	1,9
7	10,0	6,6	6,4	4,0
8	20,0	14,0	13,0	7,8
9	35	26	23	14
10	61	44	39	24
11	98	70	65	39
12	151	108	98	60
13	225	162	146	89
14	326	235	211	129
15	461	331	298	182
16	637	458	412	251
17	862	619	557	340
18	1148	824	742	452
19	1501	1080	972	592
20	1939	1392	1256	765
21	2474	1742	1607	976

46. Beispiel. Es soll eine Fläche von 5 ha entwässert werden, das Gefälle der Drainrohrleitung beträgt 0,8 m auf 100 m Länge und es sind 0,65 sl von 1 ha abzuführen. Welchen Durchmesser erhält das Drainrohr?

Es ist $\frac{F^2}{h_0} = \frac{5^2}{0,8} = 31,25$. Dem entspricht nach der Tabelle ein $d = 9$ cm.

Wie aus der Formel (225)

$$Q = 1,57\, d^2 \sqrt{d \,.\, h_0} = 1,57 \sqrt{h_0} \sqrt{d^5}$$

ersehen werden kann, verhalten sich die Durchmesser d und d_1 zweier Rohre zueinander wie $n^{0,4}$, wenn n das Verhältnis der zu entwässernden Flächen oder der Wassermengen von 1 ha oder der Gesamtwassermengen bedeutet.

$$d_1 = d \,.\, n^{0,4}. \tag{232}$$

47. Beispiel. Sind 20 ha statt 5 ha zu entwässern, so wird $n = \frac{20}{5} = 4$ und der erforderliche Rohrdurchmesser

$$d_1 = 9 \,.\, 4^{0,4} = 16 \text{ cm},$$

denn nach dem vorhergehenden Beispiel war $d = 9$ cm.

48. Beispiel. Von der 5 ha großen Fläche mit 0,8 m Gefälle sollen nicht 0,65 sl, sondern 1,0 sl von 1 ha abgeführt werden. Wie groß wird der Rohrdurchmesser?

Es ist $n = \frac{1,0}{0,65} = 1,538$, mithin

$$d_1 = 9 \,.\, 1,538^{0,4} = 11 \text{ cm}.$$

49. Beispiel. Von einer 5 ha großen Fläche mit 0,8 m Gefälle werden im ganzen $0,65 \,.\, 5 = 3,25$ sl Wasser durch ein 9 cm weites Rohr abgeführt. Welchen Durchmesser erhält ein Rohr, das 13 sl abführen soll?

Es ist $n = \frac{13}{3,25} = 4$, demnach

$$d_1 = 9 \,.\, 4^{0,4} = 16 \text{ cm}.$$

Die Zahlenwerte der Tabellen kann man auch durch Linien darstellen. Man kann z. B. die Werte für $F^2 : h_0$ (Tabelle 23) durch eine Kurve ausdrücken, ähnlich der auf Tafel I.

Häufig benutzt wird die graphische Darstellung der Gieselerschen Formel nach Tafel II. Die Ordinaten (Wasserführung oder Fläche) sind $y = Q^{0,4}$, die Abszissen (Gefälle) $x = h_0^{0,5}$; die Diagonalen bezeichnen die Rohrdurchmesser d und die Geschwindigkeiten v. Sollen z. B. 13 sl. bei einem Gefälle 1 : 100 abgeführt werden, so ergibt der Schnittpunkt der Lotrechten mit der Wagerechten einen Rohrdurchmesser $d = 9$ bis 10 cm und eine Geschwindigkeit $v = 0,8$ m.

Eine vorzügliche Tafel zur Bestimmung der Drainrohrdurchmesser bei Annahme einer sekundlich abzuführenden Wassermenge von 0,3 bis

2,0 l von 1 ha Fläche hat Schewior nach der Vincentschen Formel (226) entworfen.[1])

8. Wasserversorgung.

Für jede Wasserversorgungsanlage muß zunächst der Wasserbedarf festgestellt werden. Der Bedarf ist nicht gleichmäßig, sondern im Sommer gewöhnlich etwas größer als im Winter und bei Tage stets größer als in den Nachtstunden. Um diese Schwankungen des Verbrauchs auszugleichen, wird in der Nähe des zu versorgenden Ortes ein Hochbehälter angelegt. Es ist das Wasser zunächst zu gewinnen, nötigenfalls zu reinigen und zu fördern, dann im Hochbehälter aufzuspeichern, nach dem Verwendungsorte zu leiten und dort zu verteilen.

§ 45. Wasserverbrauch.

Die erforderliche Wassermenge richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen, nach den an öffentliche Einrichtungen gestellten Anforderungen, nach dem Umfange des gewerblichen Betriebes, nach dem Preise des Wassers und der Art seiner Abgabe. Erfolgt die Abgabe gegen feste Vergütung, so ist der Verbrauch größer, als wenn das Wasser nach der wirklich verbrauchten Menge bezahlt werden muß. Es betrug z. B. 1899 in Berlin bei Verwendung von Wassermessern der Verbrauch für den Kopf und Tag 78 l, in Lübeck dagegen, wo die Abgabe fast ganz ohne Wassermesser erfolgte, 259 l.

Bei der Ermittelung der erforderlichen Wassermenge ist ferner die Vermehrung der Bevölkerung in Rechnung zu stellen. Die Bevölkerungszunahme beträgt durchschnittlich in großen Städten 2—3 $^0/_0$, in kleinen Städten 0,5—1 $^0/_0$ und in Dörfern 0,3—0,5 $^0/_0$. Bedeutende Abweichungen von diesen Durchschnittszahlen können namentlich in den Industriebezirken vorkommen. Bezeichnet z die gegenwärtige Einwohnerzahl, z_n die zukünftige Einwohnerzahl in n Jahren, so ist bei einer gleichförmigen Zunahme von p $^0/_0$

$$z_n = z\left(1 + \frac{p}{100}\right)^n. \tag{233}$$

Im allgemeinen wird eine Bevölkerungszunahme für die nächsten 15—25 Jahre und nur in Ausnahmefällen, z. B. bei sehr langen Quell-Zuleitungen, für einen längeren Zeitraum (30—50 Jahre) in Rechnung zu stellen sein. Für die Bemessung der Zeit sind namentlich die Kosten der Anlage maßgebend. Es wird z. B. ein zu 4 $^0/_0$ angelegtes Kapital durch Zinseszins in 16 Jahren verdoppelt, in 27 Jahren verdreifacht. Bei einer leicht erweiterungsfähigen Anlage könnte daher für die not-

[1]) Schewior, Hilfstafeln zur Bearbeitung von Meliorationsentwürfen und anderen wasserbautechnischen Aufgaben (Verlag von Paul Parey in Berlin 1907).

wendigen Erweiterungen nach 27 Jahren der dreifache Betrag ausgegeben werden, den sie heute kosten würden.

Monatsverbrauch.[1]) Die Verteilung des Wasserverbrauchs über die einzelnen Monate eines Jahres ist in Fig. 124 angegeben. Obwohl sie sich je nach den örtlichen Verhältnissen sehr verschieden gestaltet, so ist doch allen Verbrauchskurven gemeinsam, daß sie in der warmen Jahreszeit die Durchschnittslinien übersteigen und diese während der kalten Monate nicht erreichen.

Mittlerer Tagesverbrauch.[2]) Als mittleren Tagesverbrauch kann man rechnen für Orte in Deutschland, die keinen ausgesprochenen

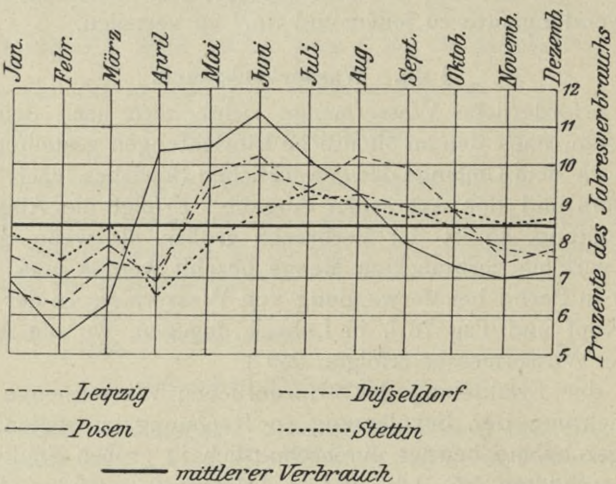


Fig. 124. Wasserverbrauch während der Monate eines Jahres.

gewerblichen Charakter tragen, unter der Voraussetzung der Abgabe nach Wassermessern:

für häusliche Bedürfnisse	35—51 l	mit Aussicht einer Steigerung auf	55— 71 l
„ gewerbliche Zwecke	15—30 l	„ „ „ „ „	25— 40 l
„ öffentliche Zwecke und Verluste	5—14 l	„ „ „ „ „	15— 24 l
zusammen	55—95 l		95—135 l.

Die Grenzwerte betragen demnach 55 und 135 l, wobei die erstgenannte Zahl für kleinere Städte und Landgemeinden mit vorwiegend ackerbautreibender Bevölkerung gilt; das Mittel berechnet sich zu 95 oder, nach oben abgerundet, zu 100 l. Erfolgt die Abgabe für häuslichen Bedarf nicht nach Wassermessern (deren Anwendung für gewerb-

[1]) Nach dem Handbuch der Ing.-Wissenschaften. Die Wasserversorgung der Städte.

[2]) Handbuch der Ing.-Wissenschaften.

liche Zwecke als selbstverständlich anzunehmen ist), so kann man die Verbrauchsziffer um etwa 20 l höher ansetzen.

Für ganz kleine Anlagen (Versorgung einzelner Gehöfte usw.) oder in Ortschaften, wo Industrie oder Viehwirtschaft außergewöhnliche Verhältnisse bedingen, wird man den Wasserbedarf im einzelnen nachweisen. Hierbei kann man folgende Mengen annehmen.

1. Privatgebrauch.

Es sind erforderlich für den Tag und Kopf:

Haushaltungswasser	30—45 l.
Abtrittspülung	8—10 „
Großvieh	50 „
Kleinvieh	10—20 „
Für Reinigung eines Personenwagens	200 „

2. Öffentliche Zwecke.[1])

In Schulen für jeden Schüler und Schultag	2 l
„ Kasernen „ „ Mann „ Verpflegungstag . . .	20 „
„ „ „ jedes Pferd „ „ . . .	40 „
„ Krankenhäusern für jede Person und „ . . .	100—150 „
„ Gasthöfen „ „ „ „ „ . . .	100 „
„ Schlachthäusern für jedes Stück Schlachtvieh:	
Großvieh	300—400 „
Kleinvieh	150—200 „
Zum einmaligen Besprengen von 1 qm Pflaster	1 „
„ „ „ „ 1 „ Steinschlagbahn .	1,5 „
„ „ „ „ 1 „ Gartenanlagen . .	1,5 „
Für öffentliche Ventilbrunnen, ohne beständigen Abfluß, für jeden Auslauf und Tag	3000 „

3. Gewerbliche Zwecke.

Brauereien für 1 l Bier	5—10 l.
Kesselspeisewasser für Dampfmaschinen ohne Kondensation für 1 Stunde und Pferdestärke	20—30 „
Desgl. für Dampfmaschinen mit Kondensation bei Wiederverwendung nach Abkühlung	6—7 „
Speisewasser und Kühlwasser bei Dampfmaschinen mit Kondensation	750 „

Größter Tagesverbrauch. Wie aus Fig. 124 ersichtlich ist, schwankt der Wasserverbrauch während der einzelnen Monate; er ist

[1]) Nach Heinemann erfordert ein Feuerwehrstrahlrohr in der Minute
bei 12 mm Mündungsweite 200 l,
„ 15 „ „ 300 l.

in den Sommermonaten größer als im Winter. Es beträgt der größte Tagesverbrauch rund 150 % des mittleren Tagesbedarfs.

Stundenverbrauch. Neben den Verbrauchsschwankungen während der Tage eines Monats kommen auch diejenigen während der Stunden eines Tages in Betracht. Der durchschnittliche Verbrauch in einer Stunde beträgt $\frac{100}{24} = 4{,}17\,\%$ der Tagesmenge; der Verbrauch sinkt in der Nacht erheblich unter diesen Wert und erreicht am Tage mit 6—7 % des Tagesverbrauchs seine höchste Ziffer. Da der höchste Tagesbedarf das 1,5fache des mittleren beträgt, so ist das Wasserwerk so einzurichten, daß der zu versorgenden Ortschaft stündlich das $1^1/_2$fache jener 6—7 % oder rund ein Zehntel des mittleren Tagesbedarfs zugeführt werden kann. Es ist der größte Stundenbedarf gleich $^1/_{10}$ des mittleren Tagesbedarfs.

§ 46. Wassergewinnung.

Je nach der Erscheinungsform, in welcher das Wasser in der Natur vorkommt, lassen sich folgende Bezugsquellen unterscheiden.

1. Unterirdisches Wasser:
   Grund- und Quellwasser.
   Dünen- und Drainwasser.
   Tiefgrundwasser aus Brunnen und Stollen.
2. Oberirdisches Wasser:
   Flußwasser.
   Wasser aus Sammelbecken (Seen, Sammelteichen, Zisternen).
   Destilliertes Wasser.

Grund- und Quellwasser. Unter allen Arten findet gegenwärtig die Versorgung mit Grund- und Quellwasser, welch letzteres häufig nur eine bestimmte Erscheinungsform des Grundwassers ist, die meiste Anwendung. Denn Grund- und Quellwasser haben den Vorzug, daß sie bei ihrer Bewegung in den durchlässigen Schichten sowohl eine für Genußzwecke sehr geeignete Wärme annehmen, als auch durch das hierbei stattfindende Filtern so rein werden, daß sie ohne weiteres verwendet werden können.

Nach den namentlich von Darcy vorgenommenen Versuchen wächst die Geschwindigkeit des Wassers in durchlässigen Bodenschichten annähernd im gleichen Verhältnis mit dem Spiegelgefälle $\frac{h}{l}$ und nicht, wie bei der Bewegung in Leitungen, mit $\sqrt{\frac{h}{l}}$. Demnach ist:

$$v = k \cdot \frac{h}{l}, \tag{234}$$

wenn v die sekundliche Geschwindigkeit und k einen von der Beschaffenheit der Schicht abhängigen Beiwert bezeichnet.

Weil der Zufluß des Grundwassers in der Nähe der offenen Gewässer meist am stärksten ist, so werden die am Ufer der Flüsse befindlichen Anlagen sich verhältnismäßig als die ergiebigsten erweisen. Ob und in welchem Maße eine Mitaufnahme des Flußwassers stattfindet, läßt sich annähernd durch Vergleichung der Wärme des reinen Grund- und Flußwassers mit der des geschöpften Wassers ermitteln. Bezeichnet

Q die geschöpfte Wassermenge,
Q_1 das darin enthaltene Flußwasser,
Q_2 „ „ „ Grundwasser,

und t, t_1 und t_2 die zugehörigen Wärmegrade, so ist:

$$Q = Q_1 + Q_2 \text{ und } t\,Q = t_1 Q_1 + t_2 Q_2.$$

Hieraus ergibt sich:

$$Q_1 = \frac{Q\,(t - t_2)}{t_1 - t_2}. \tag{235}$$

$$Q_2 = \frac{Q\,(t_1 - t)}{t_1 - t_2}. \tag{236}$$

Wird z. B. bei $t_1 = 15^0$ und $t_2 = 8^0$ ein Wasser von $t = 12^0$ geschöpft, so besteht es zu $^4/_7$ aus gefiltertem Fluß- und zu $^3/_7$ aus Grundwasser. Bei Anwendnng der Formeln darf t_1 nicht im Flusse gemessen werden, sondern die Ermittelung muß kurz vor dem Eintritt in den Brunnen stattfinden, etwa durch ein auf der Flußseite des Brunnens eingeschlagenes Rohr von 5—8 cm Durchmesser; in gleicher Weise ist t_2 zu bestimmen.

Der Wärmegrad des Wassers ist für den Geschmack am günstigsten, wenn er zwischen 9 und 12^0 C. liegt. Obgleich in gesundheitlicher Beziehung die Gleichmäßigkeit des Wärmegrades weniger wichtig ist als das Fehlen schädlicher Beimengungen, so pflegt von der Bevölkerung doch ein großer Wert darauf gelegt zu werden.

Die Temperaturzunahme des Wassers in langen Leitungen beträgt bei nicht zu geringer Geschwindigkeit in unserem Klima auf 1 km Länge etwa $0{,}081^0$ C. Man kann diese Temperaturzunahme berechnen nach der Formel:[1])

$$\log \frac{t_0 - t_1}{t_0 - t} = - \frac{1{,}185\,k\,.\,l}{Q\,(\log 2\,h - \log r)}. \tag{237}$$

In dieser Formel bedeutet:

t_0 die Bodentemperatur im Rohrgraben,
t „ Temperatur des Wassers am Einlauf,

[1]) Friedrich, Kulturtechnischer Wasserbau Bd. II, S. 101.

t_1 die Temperatur des Wassers am Auslauf,
k den Wärmeleitungskoeffizient des Bodens,
l die Länge der Leitung in Meter,
h „ Tiefe „ „ „ „
Q „ Wasserführung für eine Stunde in Liter,
r den äußeren Rohrhalbmesser in Meter.

Der Koeffizient k ist abhängig von der Bodenart; er beträgt höchstens 2.

50. Beispiel. Ist $t_0 = 17^0$ C., $t = 8^0$ C., $k = 2$, $l = 31\,600$ m, $Q = 450\,000$ l in der Stunde, $h = 1{,}75$ m (Tiefe der Rohrmitte unter dem Gelände) und $r = 0{,}215$ m, so ist $t = 10^0$ C. Es hat eine Gesamterwärmung auf 31,6 km von $10 - 8 = 2^0$ C. stattgefunden oder auf 1 km eine Erwärmung von $0{,}063^0$ C.

Dünen- und Drainwasser. Dünenwasser wird z. B. benutzt auf Norderney. Hier schwimmt gewissermaßen ein aus den Niederschlägen sich ergänzendes Grundwasserbecken von Süßwasser auf dem tieferen Meergrundwasser und wird durch Robrbrunnen in einer für 20000 Bewohner und Kurgäste ausreichenden Menge gewonnen. Auch Drainwasser wird mitunter benutzt; hier ist jedoch Vorsicht anzuraten.

Tiefgrundwasser aus Stollen und Brunnen. Mittels bergmännisch getriebener Stollen sucht man die wasserführenden Gebirgsschichten zu erreichen; eine Aufspeigerung des Wassers ist durch Abschluß des Stollens möglich (Wiesbaden). Das Wasser der Tiefbrunnen enthält zwar wenig oder gar keinen Sauerstoff, dagegen fast immer Kohlensäure. Wenn es auch etwas wärmer ist als das Wasser der oberen Schichten, so eignet es sich doch zu Genußzwecken mehr, als das aus den Flachbrunnen der Städte entnommene Wasser.

Oberirdisches Wasser. Das Wasser der Flüsse und Sammelbecken steht dem unterirdischen Wasser fast stets an Güte nach. In der Regel wird es vor der Verwendung gereinigt und auch dann in den meisten Fällen nur als Brauchwasser benutzt. Destilliertes Wasser findet wohl auf Schiffen, für die Versorgung von Haushaltungen, jedoch sonst nur in regenlosen Küstenstrichen, Anwendung.

Leitung zum Hochbehälter. Die Leitung muß dem Behälter den größten Tagesbedarf zuführen können. Je nach der Höhenlage des Gewinnungsortes fließt das Wasser dem Hochbehälter unter natürlichem Druck zu oder es muß künstlich gehoben werden. Man unterscheidet offene Leitungen, überdeckte Leitungen ohne inneren Überdruck und Druckleitungen. Offene Leitungen oder im Erdboden ausgehobene Gräben sind nur dann geeignet, wenn das Wasser vor seiner Verwendung zu Versorgungszwecken noch einer Filterung unterzogen wird. Die Berechnung des Querschnitts kann nach den in § 29 angegebenen Regeln erfolgen.

Überdeckte Leitungen ohne inneren Überdruck gestatten nahezu beliebig große Querschnitte, sie beanspruchen bei zweckmäßiger Anlage nur einen verhältnismäßig geringen Gefällverlust, auch sind sie leicht zu reinigen. Für ihre Konstruktion und Berechnung finden die in § 37 angegebenen Regeln sinngemäße Anwendung.

Druckleitungen haben den Vorzug, daß sie bei vollständiger Füllung des Querschnitts und entsprechender Druckhöhe in hügeligem Gelände bergab und bergauf geführt werden können. Ihre Berechnung kann nach den in § 48 enthaltenen Regeln geschehen.

§ 47. Hochbehälter.

a) Arten.

Neben der Bezeichnung Hochbehälter kommen noch die Namen Verteilungs-, Ausgleich- und Hauptbehälter vor; der zuletzt erwähnte Ausdruck setzt zugleich das Vorhandensein eines Nebenbehälters voraus. Beim Durchgangsbehälter (Fig. 125) ist ein besonderes Steige- und Fallrohr vorhanden, so daß das ganze zur Verwendung kommende Wasser den Behälter durchfließen muß, während der Rücklaufbehälter (Fig. 126) nur ein Rohr besitzt, durch welches der Zu- und Abfluß stattfindet. Der Name Endbehälter wird gebraucht, wenn die Aufstellung am Ende der Leitung, also an der Grenze des Versorgungsgebietes oder hinter dieser erfolgt ist, wobei die Zuleitung das Gebiet durchschneidet. Er führt den Namen Gegenbehälter, wenn gleichzeitig auch auf der anderen Seite der Stadt ein Behälter liegt.

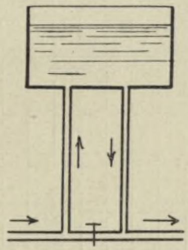


Fig. 125. Durchgangsbehälter.

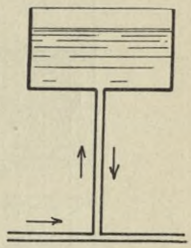


Fig. 126. Rücklaufbehälter.

b) Größe.

Bei der Wasserversorgung durch ein Pumpwerk oder durch eine Quellenleitung, auch dann, wenn das Wasser einem großen Sammelbecken entnommen wird, legt man einen ausgleichenden Sammelbehälter an. Derselbe soll den Ausgleich schaffen zwischen Wasserentnahme und Zufluß.

Ist der Zufluß während eines Tages gleichbleibend, wie dieses bei Quellen meist der Fall ist, so liegt bei einer Wasserentnahme nach Fig. 127 der Zufluß in den ersten 14 Stunden von 6 Uhr morgens bis 8 Uhr abends um ebensoviel hinter dem Verbrauch zurück, als dieser während der übrigen 10 Stunden von 8 Uhr abends bis 6 Uhr morgens von der Zuflußmenge übertroffen wird. Die Durchschnittslinie $a\,a$ liegt bei $\frac{100}{24} = 4{,}17\,{}^0/_0$. Die unter dieser Linie befindlichen schraffierten Flächen haben also denselben Inhalt wie die über der Linie liegenden. Dieser Inhalt beträgt $19{,}2\,{}^0/_0$ des 24stündigen Bedarfs und ist während der Nacht in dem Behälter anzusammeln, während den Tagesstunden aber abzugeben. Da nach § 45 der größte 24stündige Gebrauch das 1,5fache des durchschnittlichen beträgt, so muß der Behälter mindestens $1{,}5 \,.\, 19{,}2 = 28{,}8\,{}^0/_0$ des durchschnittlichen 24stündigen Bedarfs fassen können. Weil es ferner wünschenswert ist, den Behälter nie ganz leer zu haben, um für den Fall eines außergewöhnlichen Bedarfs (Feuersbrunst) nicht

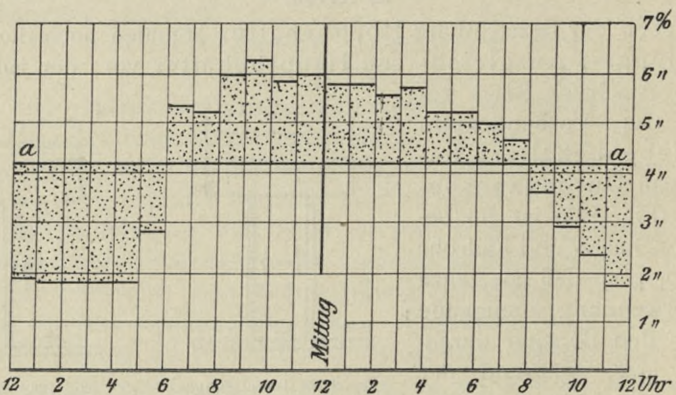


Fig. 127. Größe des Behälters bei beständiger Förderung.

allein auf die Zuflußleitung oder die Maschinen angewiesen zu sein, so kann etwa ein Drittel des mittleren Tagesbedarfs als die erforderliche Behältergröße bei gleichmäßigem Zufluß angesehen werden.

Bezeichnet Q_1 den mittleren Tagesbedarf und Q_2 die zum Feuerlöschen erforderliche Wassermenge, so ist der erforderliche Inhalt Q des Behälters auch

$$Q = 0{,}288\, Q_1 + Q_2. \tag{238}$$

Für kleine Gemeinden mit weitläufiger Bebauung kann man $Q_2 = 27$ cbm annehmen. Häufig rechnet man $Q_2 = 48$ cbm; man nimmt an, daß aus 2 Strahlrohren je 200 l in der Minute 2 Stunden lang ausströmen.

Wird die Betriebszeit auf die 12 Tagesstunden von 6 Uhr morgens bis 6 Uhr abends beschränkt, so tritt der Fall der Fig. 128 ein; die

[1]) Die Figuren 127 und 128 gründen sich auf den Wasserverbrauch in Berlin.

stündliche Förderung muß dann $\frac{100}{12} = 8^1/_3\,^0/_0$ des 24stündigen Bedarfs betragen und die der schraffierten Fläche entsprechende Überschußmenge über den Tagesverbrauch angesammelt werden, um den Bedarf in den Nachtstunden zu decken. Die Größe dieses Überschusses berechnet sich zu 32,2 $^0/_0$, so daß der Behälter 1,5 . 32,2 = 48,3 $^0/_0$ oder abgerundet auf die Hälfte des 24stündigen Bedarfs anzulegen ist.

$$Q = 0{,}483\, Q_1 + Q_2. \tag{239}$$

Häufig soll der Behälter auch noch eine Wassermenge Q_3 aufnehmen, welche während einer Ausbesserung oder Reinigung der Zuflußleitung zur Versorgung dient.

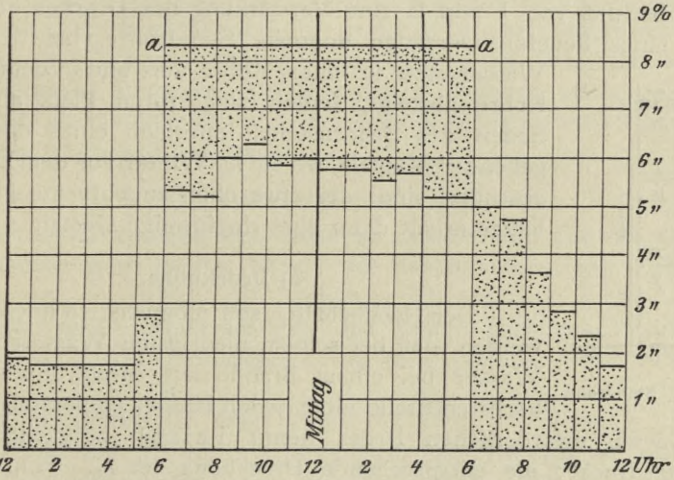


Fig. 128. Größe des Behälters bei zwölfstündiger Förderung.

Ein Hochbehälter innerhalb der Stadt oder ein Endbehälter, dessen Zuleitung unterwegs die Wassermenge q abgibt, kann einen Fassungsraum erhalten:

bei dauerndem Zufluß

$$Q = 0{,}288\,(Q_1 - q) + Q_2, \tag{240}$$

bei zwölfstündigem Zufluß

$$Q = 0{,}483\,(Q_1 - q) + Q_2. \tag{241}$$

Wird die Leistung der Pumpmaschinen dem wechselnden Verbrauche angepaßt, der nach § 45 stündlich zwischen 1,5 und 7 $^0/_0$ des Tagesverbrauchs schwankt, so kann der Hochbehälter in Wegfall kommen. Der Hochbehälter wird dann einigermaßen durch Standrohre oder Windkessel ersetzt.

Die Wasserhöhe des Standrohres gibt die Größe des Druckes im Rohrnetz an; der Gang der Maschine ist so zu regeln, daß diese Höhe möglichst erhalten bleibt. Weil die Wirksamkeit des Standrohrs wesentlich durch seinen Wasserinhalt beeinflußt wird, so darf sein Inhalt nicht zu klein genommen werden. Zur Vergrößerung des Inhalts wird seine Spitze oft mit einem kleinen Behälter versehen (Fig. 126). Statt eines einzelnen Rohres wendet man auch zwei nebeneinanderstehende an, welche in der erforderlichen Höhe miteinander verbunden sind, im übrigen aber zur Vermeidung von Luftansammlungen offen gehalten werden. Eine solche Anordnung ist in Fig. 129 dargestellt. Hier sind drei Verbindungen I, II und III vorhanden, von denen I und II zur Speisung der Unter- und Oberzone bestimmt sind; III gestattet nach Abschluß von I und II eine Verstärkung des Druckes beim Ausbruch eines Feuers. Derartige doppelte Standrohre, bei denen das Wasser stets in einem Rohre auf- und in dem anderen Rohre absteigt, finden wohl ihren Platz an beiden Seiten des Schornsteins innerhalb eines diesen umgebenden Mantels, wo sie im Winter vor dem Einfrieren geschützt sind; der etwa oben angebrachte kleine Behälter erhält dann eine ringförmige Gestalt.

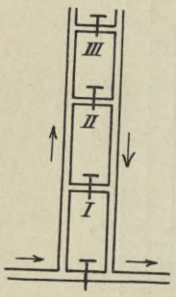


Fig. 129. Standrohr.

c) Druckhöhe.

Der Hochbehälter soll möglichst so hoch angelegt werden, daß bei seinem niedrigsten Wasserstande das Wasser bei einem Brande aus Strahlrohren bis zur höchsten Stelle eines jeden Hauses emporsteigen kann. Den hierzu erforderlichen Druck nennt Thiem „bürgerlichen Versorgungsdruck"; die entsprechende Druckhöhe sei h_0. Hinzu kommt noch die Druckhöhe h_1 zur Überwindung des Widerstandes beim Eintritt in das Rohr und die Druckhöhe h_2 zur Überwindung der Widerstände im Rohr. Die Gesamtdruckhöhe ist demnach

$$h = h_0 + h_1 + h_2, \tag{242}$$

wie auch in Formel (49), § 11 angegeben worden ist. Man kann rechnen für h_0 mindestens 25 m und für h_1 und h_2 die in den §§ 11 und 48 enthaltenen Werte einsetzen.

Der Hochbehälter soll aber auch nicht unnötig hoch gelegt werden, weil durch den hohen Druck das Rohrnetz stark angegriffen wird.

d) Lage.

Am häufigsten legt man den Hochbehälter vor die Stadt und man sucht ihn dann, wenn das Wasser gehoben werden muß, möglichst in die Nähe des Pumpwerks zu bringen. Andrerseits ist es erwünscht, das

Fallrohr oder die Rohrleitung zwischen Hochbehälter und Stadt, möglichst kurz zu halten, weil dieses Rohr nach dem größten Stundenverbrauch bemessen und auch einem hohen Drucke widerstehen muß, während die Zuflußleitung zum Hochbehälter nur den mittleren Stundenverbrauch zu führen und bei natürlichem Gefälle meist auch einem geringen Drucke zu widerstehen hat, daher billiger wird.

Ein Behälter innerhalb der Stadt oder ein Endbehälter, deren Zuleitungen unterwegs Wasser abgeben, können zwar den Formeln (240) und (241) entsprechend kleiner gehalten werden als die Hochbehälter vor der Stadt, aber solche Behälter haben auch ihre Nachteile. Es kommt nur ein Teil des verbrauchten Wassers mit einem solchen Behälter in Berührung und kann dort den Überschuß an beigemengter Luft ausscheiden. Es tritt eine vermehrte Luftansammlung im Leitungsnetz und in den Hausleitungen auf, wodurch Unregelmäßigkeiten in der Bewegung des Wassers und in den Angaben der Wassermesser entstehen können. Besonders bei künstlicher Hebung, wo ein Teil der gepreßten Luft des Windkessels vom Wasser aufgenommen wird, macht sich dieser Übelstand bemerkbar.

e) Bauliche Durchführung.

Bei der Bemessung der Größe ist zu beachten, daß der nutzbare Fassungsraum stets kleiner ist als der Gesamtinhalt; einmal kommen Ablagerungen vor, welche die Benutzung der untersten Wasserschichte zu Genußzwecken beeinträchtigen und ferner muß das Wasser bei starkem Zufluß die Überlaufkante um eine gewisse Höhe überfluten können.

Die zweckmäßigste Form eines Behälters ist diejenige, die bei gegebenem Inhalte die kleinste Oberfläche hat. Dies ist die Vollkugel; aus praktischen Gründen kann dieselbe jedoch nicht in Anwendung kommen. Dagegen verwendet man bei Eisen und Eisenbeton die Halbkugel und den Kugelabschnitt, bei Mauerwerk und Beton auch die Zylinderform. Geradlinig begrenzte Behälter aus Mauerwerk oder Beton mit einer Abteilung erhalten häufig die Form eines Quadrates; bei zwei Kammern ist das günstigste Verhältnis der Breite x einer Kammer zu ihrer Länge y

$$\frac{x}{y} = \frac{3}{4}, \tag{243}$$

bei n Kammern ist am günstigsten

$$\frac{x}{y} = \frac{n+1}{2n}. \tag{244}$$

Die günstigste Höhe wächst unter sonst gleichen Umständen wie die fünfte Wurzel aus der aufzuspeichernden Wassermenge. In der Regel wird die Wassertiefe nicht unter 2 m und nicht über 3 m genommen.

Damit das Wasser im Behälter möglichst frisch bleibe, ist für dessen Bewegung sowohl im lotrechten wie im wagerechten Sinne zu sorgen. In der Regel tritt in der warmen Jahreszeit, wo die Versorgung mit frischem Wasser besonders wichtig ist, eine geringe Erwärmung im Behälter ein; die lotrechte Bewegung wird dann dadurch gefördert, daß der Einlauf oben, der Ablauf unten angebracht wird. Die lotrechte Bewegung ist jedoch weniger wichtig als die wagerechte. Diese erfolgt durch Gegenüberlegen des Ein- und Auslaufs oder durch Einfügung einer Zunge.

Die Zu- und Ableitung des Behälters, sowie den Überlauf und den Grundablaß ordnet man so an, daß die zugehörigen Verschlüsse möglichst übersichtlich in einem durch Tageslicht erhellten und bequem zugänglichen Raume, der sogen. Schieberkammer, zusammenliegen. Ferner muß die Luft im Behälter entweichen und sich erneuern können.

§ 48. Wasserverteilung.

a) Anordnung des Rohrnetzes.

Ist eine geschlossene, wagerechte Fläche (Fig. 130) von einem außerhalb belegenen Hochbehälter A mit Wasser zu versehen, so wird, wenn keine Hindernisse vorhanden sind, die günstigste Lage der Zuleitung mit einer Geraden zusammenfallen, die von A aus durch den Schwerpunkt der zu versorgenden Fläche geht. Durch diese Linie wird auch der Punkt B bestimmt, in dem die Zuleitung in die zu versorgende Fläche oder in das Stadtgebiet eintritt. Von B aus durchziehen dann ein oder mehrere Hauptstränge die Stadt. Zweigen von den Hauptsträngen wieder Nebenleitungen ab, die in den Seitenstraßen enden (Fig. 130), so nennt man diese Anordnung Verästelungsnetz. Wird jedoch das Kanalnetz, der Fig. 130 a entsprechend, so gestaltet, daß endlose Kanäle entstehen, so erhält man ein Kreislaufsystem.

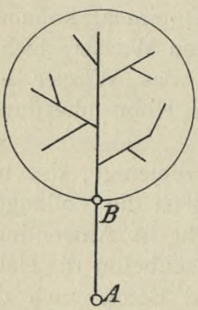


Fig. 130. Verästelungsnetz.

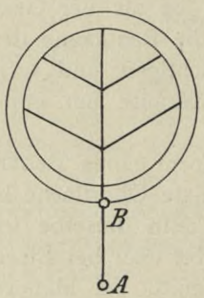


Fig. 130 a. Kreislaufsystem.

Ein Verästelungsnetz hat den Nachteil, daß bei einer etwaigen Unterbrechung des Wasserzuflusses an irgend einer Stelle alle unterhalb derselben liegenden Grundstücke von der Versorgung abgeschnitten sind und daß durch einen stärkeren Verbrauch an einem Orte in dessen weiterer Umgebung der Druck in der Rohrleitung vermindert wird. Auch führen wegen der geringen Bewegung die Strangenden weniger frisches, oft schmutziges Wasser. Beim Kreislaufsystem tritt dagegen ein steter Wechsel in der Stromrichtung ein, das Wasser bleibt mehr in Bewegung und daher frischer, der Druck wird günstiger verteilt, Ablagerungen werden mehr verhindert. Auch kann ein Kreislaufsystem leicht vergrößert werden. Die erste Anlage wird jedoch teuerer als beim Verästelungsnetz.

Die günstigste Lage der Leitungen, wie sie in den Figuren 130 und 131 schematisch dargestellt ist, kann in einer Stadt wohl niemals eingehalten werden, die vorhandenen Straßen bedingen die Richtung der Leitungen, deren Lage sich deshalb der theoretisch besten nur nähern kann.

Bei wechselnden Höhenlagen des Stadtgebiets legt man das Leitungsnetz am besten so, als wären die einzelnen Stränge offene Gräben zur Bewässerung der Stadtfläche; hierdurch wird die beste Ausnutzung der Höhenunterschiede erzielt. Hieraus ergibt sich die Regel, die Hauptstränge möglichst in hochgelegene Straßen zu verlegen und von dort aus Leitungen zur Speisung der tieferen Gebiete abzuzweigen.

b) Berechnung des Rohrnetzes.

Hier sollen zunächst die Formeln und die zugehörigen Werte, wie Wassermenge, Gefälle usw. aufgeführt werden, dann sollen Anwendungen folgen.

1. Formeln. Die Berechnung des Rohrdurchmessers erfolgt häufig nach der Weisbachschen Grundformel (§ 11). Bezeichnet h den Druckverlust, v die Geschwindigkeit, l die Länge der Rohrleitung und d den lichten Rohrdurchmesser, so ist, wenn alle Maße in Meter eingesetzt werden, nach Formel (54)

$$h = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{l}{d} \tag{245}$$

und nach Dupuit [Formel (56)]:

$$\zeta = 0{,}03025. \tag{246}$$

In diesem Werte sind alle aus Krümmungen, Abzweigungen und Querschnittsänderungen hervorgehenden Widerstände einbegriffen.

Nach den Formeln (245) und (246) ist folgende Tabelle berechnet worden.

(Siehe die Tabelle 24 auf S. 136.)

51. Beispiel. Wenn in einer Rohrleitung von 250 m Länge und 125 mm Durchmesser das Wasser mit einer Geschwindigkeit von 0,8 m fließen soll, so ist der Druckverlust:

$$h = 2{,}5 \,.\, 0{,}7885 = 1{,}97 \text{ m}.$$

Tabelle 24.

Über Druckverluste auf 100 m Länge in Meter.

d in mm	v = 0,25	v = 0,30	v = 0,40	v = 0,50	v = 0,60	v = 0,70	v = 0,80	v = 0,90	v = 1,00
80	0,1203	0,1732	0,3080	0,4821	0,6930	0,9432	1,2328	1,5592	1,9250
90	0,1069	0,1540	0,2738	0,4278	0,6160	0,8384	1,0951	1,3860	1,7111
100	0,0962	0,1386	0,2464	0,3850	0,5544	0,7546	0.9856	1,2474	1,5400
125	0,0772	0,1109	0.1971	0,3080	0,4435	0,6037	0,7885	0,9979	1,2320
150	0,0642	0,0924	0,1642	0,2566	0,3694	0.5031	0,6571	0,8315	1,0266
175	0,0550	0,0792	0,1408	0,2200	0,3168	0,4312	0,5632	0,7128	0,8800
200	0,0481	0,0693	0,1232	0,1925	0,2772	0,3773	0,4928	0,6237	0,7700
225	0,0428	0,0616	0,1095	0,1711	0,2464	0,3354	0,4380	0,5544	0,6844
250	0,0386	0,0555	0,0985	0,1540	0,2217	0,3018	0,3942	0,4989	0,6160
275	0,0350	0,0504	0,0896	0,1400	0,2016	0,2744	0,3584	0,4536	0,5600
300	0.0321	0,0462	0,0821	0,1283	0,1848	0,2515	0,3285	0,4157	0,5133

Tabelle 25.

Über Wassermengen in Sekundenliter.

d in mm	v = 0,25	v = 0,30	v = 0,40	v = 0,50	v = 0,60	v = 0,70	v = 0,80	v = 0,90	v = 1,00
80	1,257	1,508	2,011	2,513	3,016	3,519	4,021	4,524	5,027
90	1,565	1,879	2,505	3,131	3,757	4,383	5,009	5,636	6,262
100	1,963	2.356	3,142	3,927	4,712	5,498	6,283	7,069	7,854
125	3,068	3,681	4.909	6,136	7,363	8,590	9,817	11,05	12,27
150	4,418	5,301	7,069	8,836	10,60	12,37	14,14	15,90	17,67
175	6,013	7,216	9,621	12,03	14,43	16,84	19,24	21,65	24,05
200	7,854	9,425	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
225	9,940	11,93	15,90	19,88	23,86	27,83	31,81	35,79	39,76
250	12,27	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
275	14,85	17,82	23,76	29,70	35,64	41,58	47,52	53,46	59,40
300	17,67	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,69

52. Beispiel. Es ist $h = 2$ m, $l = 220$ m und $d = 175$ m, so ist auf 100 m ein Druckverlust $= 2 \cdot \frac{100}{220} = 0{,}909$ m. Dem entspricht nach Tabelle 24 ein v von rund 1 m und für $v = 1$ m findet man in Tabelle 25 ein $Q = 24{,}05$ sl.

Sind stärkere Ablagerungen in der Rohrleitung zu befürchten, so wendet man besser die Kuttersche Formel an. Nach dieser [Formel (64)] ist:

$$k = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}, \tag{247}$$

wenn k den in der Eytelweinschen Formel (63):

$$v = k\sqrt{R \,.\, J} \tag{248}$$

enthaltenen Koeffizient bedeutet. In Formel (248) ist R der Profilradius und J das relative Gefälle [$J = \frac{h}{l}$ in Formel (245)]. Der Wert m ist abhängig von der Rauhigkeit der Kanalwandungen; er beträgt z. B. bei alten eisernen Wasserleitungen = 0,25. Nach dem Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 3. Teil, 3. Bd., S. 80 wird für Wasserleitungen m häufig zu 0,35 angenommen.

Tabelle 26 ist nach den Formeln (247) und (248) berechnet worden für $J = 1:100$, für $m = 0{,}25$ und $m = 0{,}35$.

Tabelle 26.

Über Wassermengen und Geschwindigkeiten bei $J = 1:100$.

d in mm	$m = 0{,}25$ Q	$m = 0{,}25$ v	$m = 0{,}35$ Q	$m = 0{,}35$ v	d in mm	$m = 0{,}25$ Q	$m = 0{,}25$ v	$m = 0{,}35$ Q	$m = 0{,}35$ v
80	2,6	0,51	2,05	0,40	200	33,1	1,05	27,4	0,87
100	4,8	0,61	3,86	0,49	225	45,9	1,16	—	—
125	9,0	0,73	7,28	0,59	250	61,3	1,25	51,1	1,04
150	14,9	0,85	12,2	0,69	275	79,7	1,34	—	—
175	22,9	0,95	18,8	0,78	300	101,0	1,43	84,9	1,20

Die einem anderen Gefälle J_1 entsprechenden Werte Q_1 und v_1 findet man wie folgt. Es ist:

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{F \,.\, k\sqrt{R \,.\, J_1}}{F \,.\, k\sqrt{R \,.\, J}}; \quad Q_1 = Q\sqrt{\frac{J_1}{J}} = 10\, Q\sqrt{J_1}, \tag{249}$$

$$\frac{v_1}{v} = \frac{k\sqrt{R \,.\, J_1}}{k\sqrt{R \,.\, J}}; \qquad v_1 = 10\, v\, \sqrt{J_1}. \tag{250}$$

d. h. die Zahlen in der Tabelle sind mit $10\sqrt{J_1}$ zu multiplizieren.

53. Beispiel. Hat ein Rohr von 20 cm Durchmesser einen Druckverlust von 1 m auf 400 m, so ist bei $m = 0{,}35$ die Wassermenge

$$Q_1 = 27{,}4 \,.\, 10\sqrt{1:400} = 13{,}7 \text{ sl},$$

und die Geschwindigkeit:

$$v_1 = 0{,}87 \,.\, 10\sqrt{1:400} = 0{,}44 \text{ m}.$$

Die Wassermenge, welche der zu einer Straße gehörige Rohrstrang zu liefern hat, nimmt mit der Länge der Straße allmählich ab; er betrage z. B. am oberen Ende Q und am unteren Q_1, so kann man der

Berechnung die mittlere Wassermenge $\frac{Q + Q_1}{2}$ zugrunde legen, ohne einen wesentlichen Fehler zu begehen. Nach Dupuit ist die genauere Formel:

$$h = \frac{l}{d^5}\left(\frac{Q_1 + 0{,}55\,(Q - Q_1)}{20}\right)^2. \tag{251}$$

Es ist aber:

$$Q_1 + 0{,}55\,(Q - Q_1) = 0{,}45\,Q_1 + 0{,}55\,Q = \frac{Q_1 + Q}{2} + 0{,}05\,(Q - Q_1).$$

Nach der genaueren Berechnung ist demnach

$$h = \frac{l}{d^5}\left(\frac{\frac{Q_1 + Q}{2} + 0{,}05\,(Q - Q_1)}{20}\right)^2,$$

nach der abgekürzten

$$h = \frac{l}{d^5}\left(\frac{Q_1 + Q}{2\,.\,20}\right)^2. \tag{252}$$

Der Unterschied zwischen den beiden Klammerausdrücken ist so gering, daß er selbst bei $Q_1 = 0$ noch nicht in Frage kommt.

Ist $Q = Q_1$, so wird aus den Formeln (251) und (252)

$$h = \frac{l}{d^5}\left(\frac{Q}{20}\right)^2 \tag{253}$$

oder

$$d = 0{,}30\sqrt[5]{\frac{l}{h}Q^2} = 0{,}30\sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}}, \tag{254}$$

wie in den Formeln (209) und (208) angegeben ist.

2. Wassermenge. Für die Berechnung des Verteilungsnetzes ist stets der größte Stundenverbrauch einzusetzen, hinzu kommt noch der Bedarf für Feuerlöschzwecke. Auch ist auf das Anwachsen der Einwohnerzahl und die weitere Ausdehnung der Stadt Rücksicht zu nehmen. Die Lage der einzelnen Rohrstränge wird zunächst nach den früher gegebenen Regeln festgelegt, dann wird die Anzahl der Einwohner für jede Straße ermittelt. Multipliziert man nun die Kopfzahl mit dem auf den Einwohner voraussichtlich entfallenden größten Gebrauch (wobei die Wohlhabenheit und gewerbliche Tätigkeit in den einzelnen Stadtvierteln nicht außer acht gelassen werden dürfen) und berücksichtigt zugleich den Verbrauch einzelner Fabriken, Laufbrunnen usw., so erhält man die Wassermengen, welche die Leitung in den betreffenden Straßen abzugeben hat. Beim Kreislaufsystem verfährt man zunächst wie beim Verästelungsnetz. Eine genaue Berechnung ist für das Kreislaufsystem nicht durchführbar, man muß ein Verästelungsnetz berechnen und dann für den Kreislauf abschätzen.

3. Geschwindigkeit. Als Grenze der Geschwindigkeit, mit welcher reines Wasser sich in Eisenrohren bewegen darf, ohne den schützenden Überzug der inneren Wandungen anzugreifen, ist etwa 3 m anzunehmen. Beim Verteilungs-Rohrnetz geht man zweckmäßig nicht über 1 m Geschwindigkeit hinaus. Andererseits soll man auch die Geschwindigkeit nicht kleiner als 0,25 m wählen. Je kleiner die Geschwindigkeit, um so größer werden die Kosten, um so leichter werden sich Rost, Schlamm usw. ansetzen und den Querschnitt verengen. Muß das Wasser künstlich gehoben werden, so wachsen die Förderkosten mit der Geschwindigkeit; hier gibt es demnach eine wirtschaftlich zweckmäßigste Geschwindigkeit, die für jeden einzelnen Fall ermittelt werden kann.

4. Druckgefälle. Zur Bestimmung der Rohrdurchmesser gehört nun weiter die Kenntnis der Linie des Druckgefälles oder der hydraulischen Drucklinie (§ 11), welche sich bei Lieferung des größten Verbrauchs bilden darf. Ist A, B, C, D (Fig. 131) der Längenschnitt einer Leitung, A_1, B_1, C_1, D_1 die Verbindungslinie der Druckhöhen h_1, h_2, h_3, h_4, welche an den zugehörigen Stellen mindestens vorhanden sein müssen, so bilden H und D_1 Anfang und Ende der Gefälllinie oder der hydraulischen Drucklinie. Die mit dem niedrigsten Wasserspiegel des Hochbehälters zusammenfallende wagerechte Linie HE ist die hydrostatische Drucklinie, der Abstand h nutzbare Druckhöhe und $\frac{h}{l} = J_1$ das Druckgefälle.

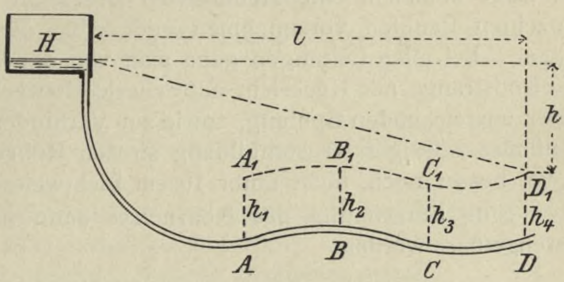


Fig. 131. Druckgefälle.

54. Beispiel. Für eine 224 m lange Rohrleitung, welche 7 sl zu liefern hat, stehe ein Gefälle von 0,8 m zur Verfügung. Dann wird

$$J_1 = \frac{0,8}{224} = \frac{1}{280}$$

und da $Q_1 = 7$ sl, so findet man die zu dem Gefälle $J = \frac{1}{100}$ gehörige Wassermenge Q nach Formel (249):

$$Q_1 = 10\,Q\sqrt{J_1},$$

$$Q = \frac{Q_1}{10\sqrt{J_1}} = \frac{7}{10\sqrt{\frac{1}{280}}} = 11,7 \text{ sl.}$$

Rechnet man mit dem Rauhigkeitsgrade $m = 0{,}35$, so ist 12,2 sl der nächsthöhere Wert der Tabelle 26. Diesem entspricht ein Leitungsdurchmesser von 150 mm, den man im vorliegenden Falle wählen wird.

Will man für sämtliche Zweige eines Kanalnetzes die gleiche Geschwindigkeit annehmen und daraus die Rohrweiten ermitteln, so geht viel an Druckhöhe in den Endsträngen verloren. Diese Verluste werden wesentlich geringer, wenn man ein annähernd gleiches Gefälle der Drucklinie wählt oder das Gefälle so verteilt, daß die großen Rohre etwas mehr Gefälle erhalten als die kleinen.

Sind die Abmessungen der Hauptleitung festgestellt, so werden nach demselben Verfahren die Durchmesser der Nebenlinien bestimmt, indem man an Stelle des Behälterspiegels die Höhenlage der Gefälllinie über den Abzweigpunkten treten läßt. Dabei wird man manchmal in die Lage kommen, eine Hebung der Drucklinie des Hauptstranges an einzelnen Punkten vorzunehmen und selbst dessen Verlegung zu erwägen. Bei allen Leitungen gehe man von der Voraussetzung aus, daß die Endstränge mit Rücksicht auf Feuerlöschzwecke und die Möglichkeit einer ausreichenden Spülung, sowie zur Verhinderung eines nachteiligen Einflußes etwaiger Krustenbildung an den Rohrwandungen nicht unter 8 cm, besser noch, nicht unter 10 cm Lichtweite erhalten.

Eine Berechnung des Rohrnetzes kann nach folgendem Muster durchgeführt werden.

Berechnung der Rohrweiten und Druckhöhen.[1])

Bezeichnung der Strecke:	Länge l in m	Wassermenge Q in sl	Rohrdurchmesser d in mm	Geschwindigkeit v in m	Druckverlust auf 100 m in m	Druckverlust der Strecke in m	Ordinate der Drucklinie	Ordinate des Geländes	Hydraulische Druckhöhe
Hochbehälter	—	—	—	—	—	—	386,50	—	—
Bis Hydrant 1	630	22,00	175	0,92	0,61	3,84	382,66	354,3	28,4
Hydrant 1—2	125	22,00	175	0,92	0,61	0,76	381,90	354,6	27,3
„ 2—3	155	21,68	175	0,90	0,60	0,93	380,97	355,0	26,0
„ 3—4	130	21,32	175	0,89	0,575	0,75	380,22	358,4	21,8

9. Wasserkraftmaschinen.

§ 49. Allgemeines.

Die Wasserkraftmaschinen kann man einteilen in Rad- und Kolbenmaschinen. Während jene stetig im Kreise umlaufen, haben diese geradlinig hin- und hergehende Bewegung. Die Radmaschinen werden ent-

[1]) Nach Friedrich, Kulturtechnischer Wasserbau.

weder durch das Gewicht des herabsinkenden Wassers oder durch dessen lebendige Kraft umgetrieben. Im ersten Falle heißen sie Wasserräder, im zweiten Falle Turbinen. Bei der Turbine fließt das Wasser durch die Schaufelräume, beim Wasserrad in diese Räume und wieder zurück. Zu den Kolbenmaschinen gehören die Wassersäulenmaschinen. Die meiste Anwendung finden in der Neuzeit Turbinen; Wassersäulenmaschinen kommen nur in Ausnahmefällen vor.

Die theoretische Leistung oder der absolute Effekt einer Wasser kraft ist nach § 18, Formel (79):

$$N = \frac{Q \cdot h}{75}, \tag{255}$$

wenn N die Anzahl der Pferdestärken,
Q die sekundliche Wassermenge in Kilogramm und
h das nutzbare Gefälle in Meter bedeutet.

Die wirkliche Leistung oder der Nutzeffekt ist nach Formel (80):

$$N = \eta \cdot \frac{Q \cdot h}{75}, \tag{256}$$

η ist der Wirkungsgrad oder das Verhältnis der theoretischen zur wirklichen Leistung.

Die Grenzwerte der Gefälle, Aufschlagmengen und Wirkungsgrade der gebräuchlichsten Wasserkraftmaschinen für eine Nutzleistung von 1—60 PS. sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt.

(Siehe die Tabelle 27 auf S. 142.)

Aus der Tabelle ist zu ersehen, daß der Nutzeffekt bei den Turbinen größer ist als bei vielen Wasserrädern.[1]) Viel größer ist der Unterschied in der Geschwindigkeit. Während die mittlere Kolbengeschwindigkeit einer Wassersäulenmaschine 0,3—0,4 m beträgt und die Umfangsgeschwindigkeit eines Wasserrades 1,25—3 m, beträgt die Umfangsgeschwindigkeit einer Turbine 3—16 m. Letztere wächst überhaupt mit der Quadratwurzel aus dem Gefälle.

Bei der großen Geschwindigkeit einer Turbine gegenüber dem Wasserrade spart man meist an Übersetzung, die Reibung wird geringer, die Transmission wird leichter, die ganze Anlage billiger.

§ 50. Wasserräder.

a) Einteilung.

Je nach dem Verhältnis des Radhalbmessers r zum nutzbaren Gefälle h unterscheidet man ober-, rück-, mittel- und unterschlächtige Wasserräder. Es ist beim

[1]) Bei einigen neueren Turbinen steigt der Wirkungsgrad bis 0,80.

oberschlächtigen Rade . . . . $h > 2r$,
rückschlächtigen „ . . . . $h < 2r > r$,
mittelschlächtigen „ . . . . $h = r$,
unterschlächtigen „ . . . . $h < r$.

Tabelle 27.

Über Wasserkraftmaschinen.[1])

Bezeichnung der Maschine:	Gefälle h in Meter	Aufschlagmenge Q in Litern auf die Sekunde	Wirkungsgrad η
Oberschlächtige Wasserräder	7,5— 12,5	50— 500	0,70—0,80
	5 — 7,5	60— 600	0,65—0,75
	2,5— 5	75— 750	0,50—0,60
Rückschlächtige Wasserräder mit Leitschaufelschützen	3 — 9	90— 750	0,60—0,75
Kropfräder mit Leitschaufelschützen . .	2,5— 5	120—2000	0,60—0,70
„ „ Überfallschützen	1,5— 3	120—2000	0,65—0,70
„ „ Spannschützen	1 — 2	120—2400	0,40—0,55
Ponceleträder	0,6— 2	120—3700	0,55—0,65
Unterschlächtige Räder im Gerinne . .	0,3— 1	240—3700	0,30—0,40
„ „ „ unbegrenzten Wasser	0,1— 0,3	800—3700	0,20—0,30
Turbinen mit allseitiger Beaufschlagung .	0,3— 20	8—3700	0,60—0,75
„ „ Teil-Beaufschlagung . . .	6 — 60	4—1200	0,50—0,65
Wassersäulenmaschinen	15 —250	8— 600	0,70—0,80

Ferner teilt man die Wasserräder ein in Zellenräder, mit zellenförmigen Schaufelräumen, und in Schaufelräder. Laufen die Schaufeln während ihrer Füllung in einem gut anschließenden Gerinne — dem Kropfe —, so nennt man sie Kropfräder.

b) Zellenräder.

Diese werden hauptsächlich durch das Gewicht des von den Radzellen aufgenommenen Wassers in Umtrieb gesetzt; es sind entweder oberschlächtige oder rückschlächtige Räder.

Die Zellenräder haben je nach ihrem Durchmesser und der Zuflußgeschwindigkeit v des Wassers eine Umfangsgeschwindigkeit $c = 1{,}2$ bis 2,5 m. Das Verhältnis $\frac{v}{c} = \varepsilon$ heißt Geschwindigkeitskoeffizient. Es ist

$$v = \varepsilon \, . \, c = \frac{3}{2} c \text{ bis } \frac{5}{2} c.$$

[1]) Weisbach-Reuleaux, Der Ingenieur S. 578.

Das zur Erzeugung der Geschwindigkeit erforderliche Gefälle ist:[1])

$$h_0 = 1{,}1 \frac{v^2}{2g} = 1{,}1\, \varepsilon^2 \cdot \frac{c^2}{2g} = 0{,}05\, \varepsilon^2 . c^2.$$

Ist $c = 1{,}2$ m, so wird $h_0 = 0{,}322$ m,
$c = 2{,}5$ „ „ „ $h_0 = 1{,}40$ „

Wenn das Unterwasser im Abzugsgraben einen veränderlichen Stand hat, so muß man noch einen Teil (h_1) des Gefälles auf das Freihängen verwenden. Auch kann man in diesem Falle mit Vorteil rückenschlächtige Räder anwenden oder oberschlächtige Räder, bei denen das Wasser durch einen „Katzensprung“ auf das Rad gelangt (Fig. 132), weil die unteren Schaufeln dieser Räder sich in der Richtung des abziehenden Wassers bewegen.

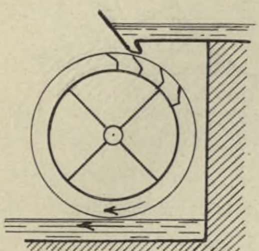


Fig. 132. Katzensprung.

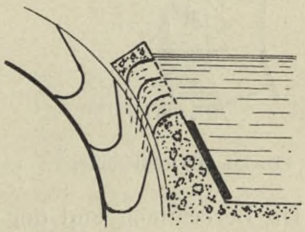


Fig. 133. Leitschaufelschütz.

Bezeichnet h das nutzbare Gefälle, so wird beim rückschlächtigen Rade der Halbmesser:

$$r = \frac{2}{3} h \text{ bis } \frac{3}{4} h.$$

Ein rückschlächtiges Rad mit Leitschaufelschützen zeigt Fig. 133. Wird das schräg stehende Schütz abwärts bewegt, so werden einzelne Kanäle frei; zwischen den Kanälen befinden sich die Leitschaufeln.

c) Mittelschlächtige Schaufelräder.

Bei den Schaufelrädern mit Kropfgerinne, den Kropfrädern, stehen die Schaufeln entweder radial oder sie sind so geneigt, daß sie beim Austritt aus dem Unterwasser eine senkrechte Lage annehmen. Man setzt sie auch wohl aus 2 Stücken zusammen. Bei einem Kropfrade mit Leitschaufelschütz ist gewöhnlich $c = 1{,}6$ m und r ungefähr h, ferner $v = 2c = 3{,}2$ m und, wegen der größeren Widerstände in den Leitschaufelkanälen, das Einführungsgefälle:

$$h_0 = 1{,}25 \frac{v^2}{2g} = 1{,}25 \frac{\varepsilon^2 . c^2}{2g} = 0{,}255\, c^2. \tag{257}$$

[1]) Weisbach-Reuleaux, Ingenieur S. 578.

Bei einem Schaufelrad mit Überfallschütz läuft das Wasser über die mit einer Leitschaufel versehene Schützentafel hinweg (Fig. 134). Es wird $c = 1{,}2$—$1{,}6$ m und $v = 2\,c$.

Schaufelräder mit Spannschütz (Fig. 135) läßt man höchstens mit der Geschwindigkeit $c = 2$ m umlaufen, wonach für $\varepsilon = 2$ die Eintrittsgeschwindigkeit $v = 4{,}0$ m wird.

d) Unterschlächtige Räder.

Man hat Räder mit geraden und solche mit gekrümmten Schaufeln (Ponceleträder) und je nach dem Gerinne Kropfräder, Räder im Schnurgerinne und Räder ohne Gerinne (Schiffsmühlenräder).

Fig. 134. Überfallschütz.

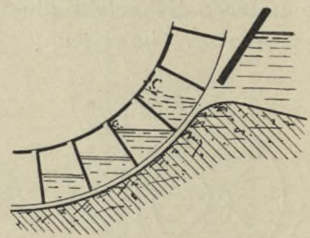


Fig. 135. Spannschütz.

Die Berechnung und der Bau der unterschlächtigen und der mittelschlächtigen Schaufelräder erfolgt nach den gleichen Regeln. Beim

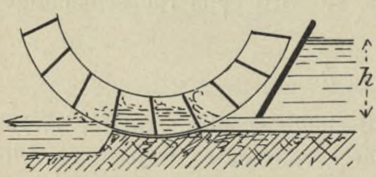


Fig. 136. Rad im Schnurgerinne.

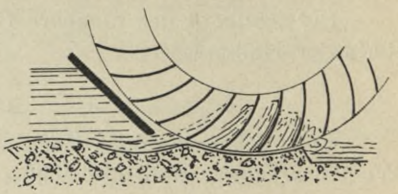


Fig. 137. Ponceletrad.

unterschlächtigen Wasserrade im Schnurgerinne wirkt das Wasser durch den Stoß (Fig. 136). Nach § 19, Formel (91) wird die größte Leistung erreicht bei

$$v = 2\,c. \tag{258}$$

Alsdann wird nach Formel (92) die Leistung $= 500\,Q\,.\,h$, wenn Q die Wassermenge für 1 Sekunde in Kubikmeter und h das nutzbare Gefälle in Meter bedeutet. Die Leistung wird alsdann gleich der Hälfte der theoretischen Wasserkraft. In Wirklichkeit ist der Wirkungsgrad dieser Wasserräder nur 0,3—0,4 und bei Rädern im unbegrenzten Wasser (bei Schiffsmühlenrädern) nur 0,2—0,3.

Bei dem Ponceletrade (Fig. 137) ist wegen der genauen Berücksichtigung der Strahlgeschwindigkeit und -richtung auf einen Wirkungsgrad von $\eta = 0{,}60-0{,}65$ zu rechnen.

Die wirkliche Geschwindigkeit, mit der das Wasser in das Rad eintritt, ist $v = 0{,}95\sqrt{2gh}$ und die vorteilhafteste Umfangsgeschwindigkeit des Rades:

$$c = \frac{1}{2} v = 0{,}475\sqrt{2gh} = 2{,}104\sqrt{h}. \tag{259}$$

Beim Ponceletrade trifft der Wasserstrahl nahezu tangential die hohle Schaufel, der Strahl wird allmählich aus seiner Richtung aufwärts gelenkt, bis seine Geschwindigkeit gleich Null ist. Ein Stoß wird vermieden, dem Wasser wird seine „lebendige Kraft“ entzogen, wie bei den Turbinen.

§ 51. Turbinen.

a) Einteilung.

Beim Ponceletrade wirkt das Wasser hauptsächlich durch seinen Druck. Würde das Wasser durch die Schaufelräume hindurchfließen (nicht wieder zurück), so hätte man eine Turbine, und zwar eine Druckturbine oder eine Aktionsturbine. Das Wasser drückt nur auf eine Schaufel, die Druckschaufel, die zweite Schaufel wird kaum berührt; das Wasser fließt in freiem Strahle aus, daher heißt die Druckturbine auch Freistrahlturbine.

Eine zweite Art ist die Reaktionsturbine, bei der das Wasser durch den Druck auf die der Ausströmungsöffnung gegenüberstehende Wand, durch die Reaktion, erfolgt. Die Kanäle sind ganz gefüllt, der hydraulische Druck wirkt auf alle Kanalwandungen.

Eine dritte Art ist die Grenzturbine, die den Übergang von der Aktions- zur Reaktionsturbine bildet. Während bei der Freistrahlturbine der Wasserstrom meist nur die eine Kanalwandung (die hohle Fläche der Schaufel) berührt, wird bei den Grenzturbinen der Wasserkörper durch die Kanalwandungen in eine bestimmte Form gezwungen, der Kanal ist ganz gefüllt.

Um dem Wasserstrahl die günstigste Richtung zu geben, ordnet man ein Leitrad an, welches dann zur Regulierung dienen kann. Je nach der Zuführung des Wassers oder der Beaufschlagung unterscheidet man Axialturbinen, wenn das Wasser in der Richtung der Achse fließt, Radialturbinen beim Durchfluß in der Richtung des Radius. Man hat Turbinen mit oberer, unterer, äußerer und innerer Beaufschlagung, je nachdem das Wasser von oben, unten, außen oder innen in das Laufrad tritt. Turbinen mit voller Beaufschlagung heißen Vollturbinen, solche mit teilweiser Beaufschlagung Partialturbinen.

b) Druckturbinen.

Diese dürfen nicht im Stauwasser arbeiten; sie sind besonders geeignet für mittlere und höhere Gefälle, auch für veränderliche Wassermengen. Die für eine bestimmte Wassermenge ausgeführte Druckturbine kann ohne wesentliche Verminderung des Wirkungsgrades auch mit kleineren Zuflußmengen betrieben werden. Druckturbinen können volle und teilweise Beaufschlagung erhalten.

Eine sehr verbreitete Druckturbine mit teilweiser Beaufschlagung ist das Peltonrad (Fig. 138). Bei dieser Turbine wird der tangential einströmende runde Wasserstrahl durch die Schaufeln in zwei seitlich abfließende Strahlen zerlegt (Fig. 138 *a*). Die Umfangsgeschwindigkeit des Rades ist so zu wählen, daß das rückwärts austretende Wasser womöglich mit der fortschreitenden (absoluten) Geschwindigkeit Null das Rad verläßt. Nimmt man den in der Tat sehr kleinen Austrittswinkel als Null an, so hat man zu beachten, daß das mit der Geschwindigkeit $v = \sqrt{2gh}$ aus dem Mundstück austretende Wasser an

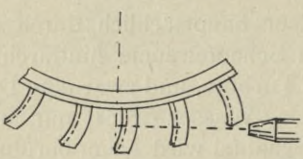


Fig. 138. Peltonrad.

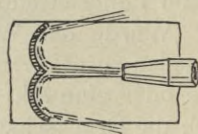
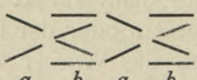


Fig. 138 *a*.

den Schaufelflächen mit der (relativen) Geschwindigkeit $v - c$ hinfließt und, da das Schaufelprofil seine Richtung um nahezu 180^0 wendet, nahezu mit der absoluten Geschwindigkeit $v - c - c$ in der Richtung des austretenden Strahles fortschreitet. Soll die absolute Geschwindigkeit gleich Null werden, so muß die Umfangsgeschwindigkeit $c = \frac{1}{2} v$ sein, wobei man für v die der Gefällhöhe h weniger der durch Reibungen aufgezehrten Höhe entsprechende Geschwindigkeit zu setzen hat. — Peltonräder sind für Leistungen von $^1/_{40}$ bis 2000 Pferdestärken ausgeführt worden.

Dem Peltonrade ähnlich ist die Löh-Spies-Turbine.[1]) Das Laufrad hat abwechselnd einfache Schaufeln *a a* und Doppelschaufeln *b b*, durch welche das Wasser hindurchfließt.



Die einfache Schaufel führt das Wasser der Mitte zu, der Keil der Doppelschaufel lenkt es wieder nach auswärts. Die Turbine hat einen hohen Wirkungsgrad.

[1]) Turbinen- und Maschinenfabrik in Stein bei Blankenberg a. d. Sieg.

Wendet man bei einer Turbine so viel Mundstücke wie Schaufeln an, so erhält man eine Vollturbine. Um die die Schaufelfläche überfließende Wasserschicht dünn zu erhalten, so daß sie auf keinen Fall die nachfolgende Schaufel auf der Rückseite streift, verbreiterte Girard bei seinen Turbinen die Ausflußkanäle (Fig. 139).

c) Reaktionsturbinen.

Diese Turbinen eignen sich für große Wassermengen und kleine Gefälle; sie müssen unter Wasser ausgießen oder in einem Saugerohr, welches in das Unterwasser eintaucht. Stauwasser beeinträchtigt ihren Wirkungsgrad nicht wesentlich, sie verlangen aber eine möglichst gleichbleibende Wassermenge.

Das Wasser hat auch im Laufrade eine gewisse Pressung, die sich auch im Spalt, d. h. in der Fuge zwischen Laufrad und Leitrad äußert. Soll kein Verlust an Wasser eintreten, so darf der Spalt nicht in freier Luft liegen, sondern es muß ein gewisser Überdruck vorhanden sein, daher nennt man die Reaktionsturbinen auch Überdruckturbinen. Das Laufrad muß im Unterwasser arbeiten oder in einem Saugrohre, das in das Unterwasser eintaucht (Fig. 140).

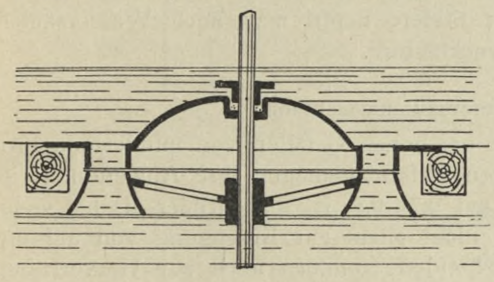


Fig. 139. Druckturbine von Girard.

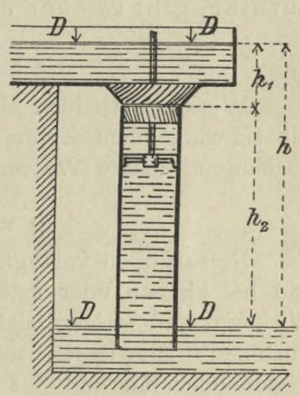


Fig. 140. Überdruckturbine.

Wird durch ein Schütz der Abfluß so geregelt, daß Gefäß und Räder stets gefüllt sind, dann ist der Druck an allen Stellen des Gefäßes gleich dem Gewichte der Wassersäule h. Ist der Luftdruck $= D$, dann wirkt im Spalt von oben nach unten der Druck $D + h_1$, aber von unten nach oben der Druck $D - h_2$, folglich bleibt ein Druck von oben nach unten $D + h_1 - (D - h_2) = h_1 + h_2 = h$. Wie man auch die Größen h_1 und h_2 wählen mag, immer bleibt ihre Summe $= h$. Die Turbine kann in dem Rohre jede beliebige Lage haben, solange $h_2 < 10$ m bleibt.

Äußere Beaufschlagung hat die Turbine von Francis, innere die Turbine von Fourneyron, axiale die Henschel-Jonval-Turbine.

d) Grenzturbinen.

Diese verbinden einzelne Eigenschaften der beiden vorgenannten Arten und stehen in ihrer Wirkungsweise und Anwendbarkeit zwischen ihnen. Man suchte Turbinen zu bauen, bei denen der Wirkungsgrad weder durch die abnehmende Wassermenge noch durch das Stauwasser wesentlich beeinträchtigt werde. Von den vielen Konstruktionen soll nur eine hervorgehoben werden, die Grenzturbine mit Rückenschaufeln. Auf dem Rücken der Laufradschaufeln ist eine zweite Schaufel so angeordnet, daß sie den frei durchfließenden Wasserstrahl gerade begrenzt. Die konkave Seite, die den Strahl führt, bleibt unverändert. Hierdurch wird die Luft aus dem Kanal entfernt und es können keine Wirbelungen durch eintretendes Stauwasser entstehen, so daß die Turbine ohne großen Effektverlust im Stauwasser arbeiten kann.

Eine für alle Verhältnisse passende Konstruktion, eine Universal-Turbine, gibt es aber nicht.

§ 52. Kolbenmaschinen.

Wir unterscheiden Maschinen mit festem Zylinder und Maschinen mit schwingendem Zylinder; erstere nennt man auch Wassersäulenmaschinen, letztere Wasserdruckmotore.

a) Wassersäulenmaschinen.

Diese finden vorzüglich bei hohen Gefällen von mindestens 16 m und bei kleinen oder mäßigen Aufschlagmengen ihre Anwendung; ihr Wirkungsgrad steigert sich auf 0,7—0,8, ist also größer als bei vielen Turbinen. Sie lassen sich nicht allein zur Erzeugung von auf und nieder oder hin und her gehenden, sondern auch zur Hervorrufung von stetigen Drehbewegungen anwenden; meist werden sie benutzt zum Betriebe von Pumpen.

Man hat doppeltwirkende und auch zweizylindrig einfachwirkende Wassersäulenmaschinen. Die Kolbengeschwindigkeit v ist veränderlich, sie beträgt im Mittel 0,3—0,4 m. Bezeichnet s den Kolbenhub und t die Zeit eines Kolbenspieles, sowie n die Anzahl der Kolbenspiele in der Minute, so hat man die mittlere Kolbengeschwindigkeit:

$$v = \frac{2\,s}{t} = \frac{n\,s}{30}, \text{ sowie umgekehrt } n = \frac{30\,v}{s}.$$

b) Wasserdruckmotore

mit schwingendem Zylinder werden für Leistungen von 0,1—10 Pferdestärken gebaut. Sie finden in zahlreichen Fällen, namentlich im Kleinbetriebe, nützliche Anwendung. Ihre Entstehung verdanken sie den Wasserleitungen der Städte und Dörfer, durch welche Wasserkräfte von 20—100 m Druckhöhe zu Gebote stehen, welche durch diese Maschinen nützliche Arbeit verrichten können. Es ist nicht nötig, die Maschine am tiefsten Punkte des Gefälles aufzustellen, sie kann, wie die Reaktionsturbine, bis etwa 9 m über demselben angebracht werden. Über die Motore der Firma W. Großmann in Pforzheim gibt nachstehende Tabelle Aufschluß.

Tabelle 28.

No.	Umdrehungen in der Minute	Wasserverbrauch in sl	Pferdestärken bei einem Gefälle von Meter					Preis M.
			20	40	60	80	100	
1	300	0,4	0,07	0,14	0,22	0,29	0,37	260
2	300	0,7	0,13	0,26	0,41	0,54	0,67	360
3	180	1,1	0,21	0,42	0,63	0,84	1,05	410
4	180	1,6	0,30	0,61	0,91	1,23	1,54	460
5	180	2,2	0,41	0,81	1,21	1,62	2,03	510
6	180	2,9	0,55	1,09	1,63	2,18	2,62	560
7	150	3,7	0,69	1,37	2,05	2,72	3,48	610
8	150	4,6	0,85	1,70	2,54	3,39	4,26	660
9	120	5,5	1,02	2,03	3,05	4,06	5,08	710
10	120	6,5	1,22	2,44	3,66	4,87	6,09	760

Die Firma Ww. Joh. Schumacher in Köln baut ähnliche Maschinen von 0,2—10 Pferdestärken.

10. Wasserhebmaschinen.

§ 53. Schöpfwerke.

Das Schöpfen und Heben des Wassers in Gefäßen hat schon in den ältesten Zeiten stattgefunden, und zwar sowohl mit der Hand als durch Maschinen. Auch heute noch wird auf dem Lande und in kleinen Städten, wo eine Wasserleitung nicht vorhanden ist, bei einer Feuersbrunst das Wasser eimerweise aus einem Bache, Teiche oder dergl. geschöpft und

. . . durch der Hände lange Kette
um die Wette
fliegt der Eimer.

Heute noch finden wir zahlreiche Ziehbrunnen, bei denen mittels einfacher Winde der mit Wasser gefüllte Eimer emporgehoben wird, und im Bergbau werden beim Abteufen neuer Schächte noch vielfach die zufließenden Wässer in Kübeln durch gewöhnliche Trommelwinden zutage gefördert.

Werden mehrere Schöpfgefäße hintereinander an einem endlosen Seile oder an einer Kette befestigt, so entsteht ein Paternosterwerk, befinden sich die Gefäße am Kranze eines Rades, ein Schöpfrad. Bei vielen Schöpfwerken bilden die Gefäße Rinnen, in denen das Wasser durch Schaufeln fortbewegt wird, wie bei dem Schaufelwerk, der Kettenkunst, dem Wurf- und Pumprade, oder die Rinne wird derart bewegt, daß das Wasser emporsteigt, wie beim Hebetrog, der Wasserschnecke, der Wasserschraube, der Spiralpumpe usw. In der Kulturtechnik, namentlich zu Ent- und Bewässerungen, haben das geneigte Schaufelwerk, das Schöpfrad, die Wasserschnecke und das Wurf- oder Pumprad die weiteste Verbreitung gefunden.

Das geneigte Schaufelwerk, bestehend aus einer geneigten geraden Rinne, in der die an einer endlosen Kette befestigten Schaufeln das Wasser aufwärts schieben, wird namentlich in China von alters her zum Heben des Wassers für Bewässerungszwecke in Anwendung gebracht. Professor Rühlmann schreibt in seiner Maschinenlehre, daß diese Maschine in China wahrscheinlich ebenso alt sei, wie der Ackerbau selbst.[1]) Meist wird das Schöpfwerk durch Menschen betrieben, die an einer Kurbel arbeiten oder mit den Füßen tätig sind, oder durch geeignete Tiere, meist Büffel, die am Göpel wirken.

Auch die Wasserschöpfräder, in Spanien Noria genannt, werden im Süden und im Orient zum Heben des Wassers für die Bewässerung der Ländereien häufig angewandt. Professor Reuleaux sagt in einem akademischen Vortrage über Spanien:[2]) „Steigen wir von den Pyrenäen niederwärts, so begegnen wir unter den häufigen Kanalanlagen einem neuen Elemente der Bewässerung; es ist die Noria, ein großes hölzernes Schöpfrad, vom Flusse getrieben und mittels angebundener irdener Tröge das Wasser nach oben führend und in eine hölzerne Rinne gießend. Aus dieser fließt es in die Rieselgräben. Das durch das ganze Land verbreitete Rad ist, wie sein Name (naara, schnauben), arabischen Ursprungs. Die Araber selbst aber haben es wahrscheinlich fernen Ländern und Zeiten entlehnt.“

Die Wasserschnecke oder Tonnenmühle wird in Deutschland zum Wasserschöpfen bei Ent- und Bewässerungszwecken häufig angewandt, weil ihr Wirkungsgrad hoch ist und auch unreines Wasser ohne Schwierigkeit gehoben werden kann. Sie unterscheidet sich dadurch von der Wasserschraube, daß bei ersterer die Gänge mit einem Mantel umgeben sind, der bei letzterer fehlt. Die Schnecke wird meist aus Eisen, seltener aus Holz gebaut. Bei großen Entwässerungsanlagen erhält sie einen Durchmesser bis 1,75 und eine Länge bis 10,5 m, ihre größte Förderhöhe beträgt etwa 4,5 m, die Neigung gegen die Wagerechte 30°. Die minutliche Umdrehungszahl ist $n < 21 : R$, wenn R den

[1]) Rühlmann, Allgemeine Maschinenlehre Bd. IV, S. 316.

[2]) Reuleaux, Über das Wasser in seiner Bedeutung für die Völkerwohlfahrt.

Schraubenhalbmesser bezeichnet. Der mechanische Wirkungsgrad μ beträgt 0,75—0,9.

Bezeichnet

Q die in der Sekunde gehobene Wassermenge in Kubikmeter,
q die von einer Zelle geschöpfte Wassermenge in Kubikmeter,
n die minutliche Umdrehungszahl,
i die Zahl der Schraubenwindungen,
φ den Volumen-Wirkungsgrad = 0,8—0,9,

so ist:[1])

$$Q = \varphi \cdot \frac{n \,.\, i}{60} \cdot q. \tag{260}$$

Wurf- und Pumpräder finden bei großen Be- und Entwässerungsanlagen häufig Anwendung. Während beim Wurfrade die meist geradlinig gestalteten Radschaufeln das Wasser einfach hochwerfen, wird bei dem als hohle Trommel gestalteten und mit gekrümmten Schaufeln versehenen Rade, das Wasser nicht nur mechanisch weiter geschoben, sondern es tritt auch vermöge des genauen Anschlusses des Rades im Gerinne eine der Arbeit des Pumpens ähnliche saugende Wirkung ein (Fig. 141). Das Wasser kann bis über Radmitte gehoben werden. Hubhöhe bis 5 m, Raddurchmesser 5—10 m, Umfangsgeschwindigkeit 1—3 m, Umdrehungen 2—5 in der Minute. Mechanischer Wirkungsgrad η = 0,70—0,80, Volumen-Wirkungsgrad φ = 0,8—0,95.

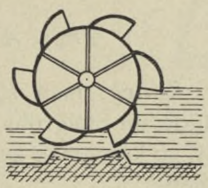


Fig. 141. Wurfrad.

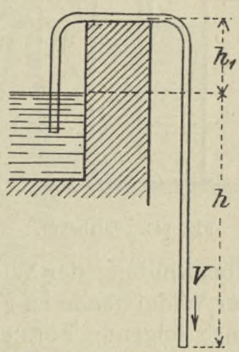


Fig. 142. Saugheber.

$$Q = \varphi \cdot \frac{n \,.\, z}{60} \cdot q. \tag{261}$$

z ist die Zellenzahl, Q, q, n, φ haben die bei Formel (260) angegebenen Werte.

Bezeichnet N die notwendige Betriebskraft in Pferdestärken,
h die Hubhöhe in Meter,
η den mechanischen Wirkungsgrad,

so ist bei allen Wasserschöpfmaschinen:

$$N = \frac{1000\, Q \,.\, h}{75\, \eta}. \tag{262}$$

[1]) Nach Hartmann, Die Pumpen.

§ 54. Hebung durch Luft- oder Dampfdruck.

a) Saugheber (Fig. 142).

Die Wirkungsweise ist an folgende zwei Bedingungen gebunden.

1. Die Druckhöhe h muß so groß sein, daß sie die Ausflußgeschwindigkeit v erzeugen und alle Widerstände im Heber überwinden kann. — Bezeichnet h_2 die Druckhöhe zur Überwindung aller Widerstände, so muß sein:

$$h = \frac{v^2}{2g} + h_2. \tag{263}$$

Hieraus ergibt sich:

$$v = \sqrt{2g(h - h_2)}. \tag{264}$$

$$h > h_2. \tag{265}$$

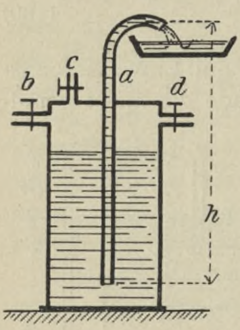


Fig. 143. Saftheber.

2. Die Förderhöhe h_1 muß kleiner sein als die Wasserhöhe A des atmosphärischen Luftdruckes vermindert um die Höhe h_0 zur Überwindung der Widerstände im Steigrohr und der Höhe zur Erzeugung der Geschwindigkeit V im Scheitel des Hebers:

$$h_1 < A - h_0 - \frac{V^2}{2g}. \tag{266}$$

Zerlegt man h_2 in die Druckhöhe h_0 zur Überwindung der Widerstände im Steigrohr und in h_3 zur Überwindung der Widerstände im Fallrohr, so kann man aus vorstehenden Gleichungen noch folgende Formeln finden:

$$A > h_1 + h \cdot \frac{\frac{V^2}{2g} + h_0}{\frac{v^2}{2g} + h_0 + h_3}. \tag{267}$$

Ist $A < h + h_1$, so muß der Ausflußquerschnitt verkleinert werden, damit $v > V$ wird.

Die am Heberscheitel sich absetzende Luft muß zeitweise entfernt werden; hierzu dienen selbsttätige Entlüftungsvorrichtungen.

b) Saftheber (Montejus) (Fig. 143).

Ein luftdicht geschlossener Kessel, in welchen ein Steigrohr a bis in die Nähe des Bodens hineinragt, hat drei Rohransätze b, c, d, welche durch Hähne verschließbar sind. Wird d geschlossen und c geöffnet, so kann aus einem etwas höher stehenden Gefäße die zu hebende Flüssigkeit durch b hineingelassen werden, wobei die im Kessel enthaltene Luft durch c entweicht. Läßt man nun nach Abschluß der Hähne b und c Preßluft durch d in den Kessel eintreten, so wird die Flüssigkeit durch das Steigrohr a hindurch in die Höhe gedrückt. Weil für jedes erneute Heben der Flüssigkeit die von der vorangegangenen Hebung noch im Kessel befindliche Luft ungenutzt ins Freie entweichen muß, so ist der Wirkungsgrad nur gering.

c) Mammutpumpe (Fig. 144).

Diese der Firma A. Borsig in Berlin-Tegel patentierte Pumpe besteht aus einem Förderrohre *a* und einer Druckluftleitung *b*, welche beide an ihrem unteren Ende durch ein Fußstück verbunden werden. Wird Preßluft durch *b* in das Fußstück eingeführt, so steigt dieselbe infolge ihres Auftriebes in dem im Förderrohr *a* enthaltenen Wasser in die Höhe und bildet dadurch ein Gemisch von Luft und Wasser, wodurch das spezifische Gewicht der Wassersäule innerhalb der Förderleitung vermindert wird. Nach dem Gesetze der kommunizierenden Röhren steigt somit der Wasserspiegel innerhalb des Förderrohres gegenüber demjenigen außerhalb desselben. Infolge der Durchsetzung mit Luftblasen hat das austretende Wasser nicht die Form eines geschlossenen Strahls, sondern es sprudelt abwechselnd Luft und Wasser. Es muß h_1 ungefähr 1,5 h sein.

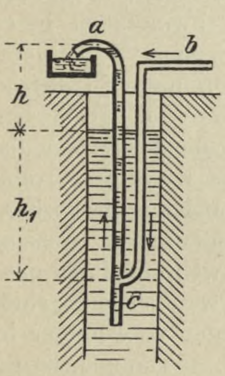


Fig. 144. Mammutpumpe.

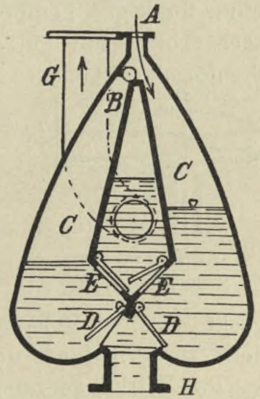


Fig. 145. Pulsometer.

Der Wirkungsgrad einer solchen Pumpe, d. h. das Verhältnis der Leistung in gehobenem Wasser zu der für die Erzeugung der Preßluft aufgewendeten Arbeit, ist nicht sonderlich groß, er beträgt wohl selten mehr als 40 %. Beachtet man jedoch die sonstigen Vorteile, die außerordentliche Einfachheit, die Betriebssicherheit, die geringen Unterhaltungs- und Bedienungskosten, das Fehlen aller beweglichen Teile, so dürfte demgegenüber der geringe Wirkungsgrad zurücktreten. Die Mammutpumpe eignet sich zum Heben von Reinwasser und Schmutzwasser, sowie von allen im Handel vorkommenden Flüssigkeiten und Halbflüssigkeiten.

d) Pulsometer.

Fig. 145 zeigt ein Pulsometer im Durchschnitt. In demselben ist *A* das Dampfzuführungsrohr, *B* eine Ventilkugel, welche je nach ihrer Lage den Eintritt des Dampfes in die rechte oder linke der beiden Kammern *C C* verhindern kann; *D D* sind die zwei Saugventile und *E E* die Druckventile. *G* ist das gemeinsame Steigrohr und *H* das Saugrohr. Liegt, wie in der Figur, die Kugel *B* auf der linken Seite, so strömt Dampf in die rechte Kammer und drückt das daselbst befindliche Wasser in das Steigrohr *G*; gleichzeitig wird der in der anderen Kammer vom vorigen Spiel noch vorhandene Dampf, welcher durch das Kugelventil vom Kessel abgeschlossen ist, kondensiert und der luftverdünnte Raum mit großer Kraft voll Wasser gesaugt, welches durch seine niedrige Temperatur die Kondensation vervollständigt. Das Wasser schießt mit einer gewissen Geschwindigkeit in den Hals des flaschenförmigen Gefäßes und hat Kraft genug, durch seinen Stoß die Kugel *B* von ihrem Sitz loszudrücken, so daß dieselbe nun die rechts befindliche Kammer verschließt und den darin enthaltenen Dampf vom Kessel trennt. Wie in der anderen Kammer vorher, erfolgt nun hier Kondensation, Ansaugen von Wasser usw., während links das Wasser hochgedrückt wird. — Pulsometer erfordern wenig Raum, sind schnell aufzustellen, fördern hoch und sind daher gut verwendbar in engen Brunnen. Ihr Wirkungsgrad ist nicht hoch. Wenngleich die Pulsometer für andauernde Betriebe, namentlich für größere Wassermengen, bezüglich des Dampfverbrauches nicht zweckmäßig sind, so gibt es doch der Fälle genug, wo es in erster Reihe auf Handlichkeit und Bequemlichkeit ankommt, wo das Pulsometer dennoch den Vorzug verdient. Es ist nicht ganz so schlimm, wie es in dem Verschen heißt:

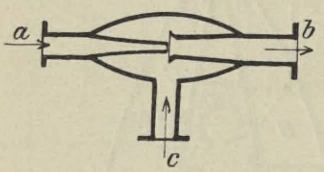


Fig. 146. Dampfstrahlpumpe.

Man nennt mich Pulsometer, —
Warum? Das weiß nicht jeder.
Den Dampf mit Löffeln freß ich,
Der Nutzeffekt ist Essig!

§ 55. Strahlpumpen.

Wir unterscheiden gleichförmig wirkende Strahlpumpen (Injektoren, Ejektoren, Wasserstrahlpumpen) und stoßweise wirkende Strahlpumpen (Stoßheber oder hydraulische Widder).

a) Dampfstrahlpumpen.

In Fig. 146 bedeutet *a* die sogen. Mischdüse, *b* die Auffangdüse mit dem Steigrohr und *c* das Saugrohr, welches in das zu fördernde

Wasser hineinragt. Beim regelrechten Gang wird der die Mischdüse mit großer Geschwindigkeit durchströmende Dampf durch Berührung mit dem in das Gehäuse eintretenden kalten Wasser verdichtet, er überträgt hierbei die ihm innewohnende lebendige Kraft auf dieses Wasser und schleudert es in die sich erweiternde Auffangdüse, wo die Geschwindigkeit zum Teil in Druck umgesetzt wird. Durch das Herausschleudern des Wassers und Verdichten des Dampfes entsteht in dem Gehäuse ein fortwährender Luftunterdruck, der das Ansaugen des Wassers bewirkt. Beim Ingangsetzen der Pumpe wird der durchströmende Dampfstrahl die Luft im Gehäuse mitreißen und hierdurch den Luftunterdruck bewirken.

Während beim Pulsometer selbst theoretisch, d. h. unter Vernachlässigung aller Spannungs- und Reibungsverluste und Leitungswiderstände, die Druckhöhe des Wassers für je 1 Atm. Dampfüberdruck nicht mehr als 10 m betragen kann, läßt es sich bei den Dampfstrahlpumpen erreichen, daß diese Druckhöhe größer wird. Weil die lebendige Kraft eine Arbeitsfähigkeit, also ein Produkt aus Kraft und Weg ist, so kann man den Weg (die Druckhöhe) groß nehmen, wenn man die Kraft (die zu hebende Wassermenge) entsprechend verkleinert. Auf dieser Möglichkeit beruht die Verwendung der Dampfstrahlpumpen zum Kesselspeisen. Solche „Injektoren" können Speisewasser bis zu 60 ° C. ansaugen. Je niedriger die Temperatur des angesaugten Wassers, um so größer wird die Verdichtung des Dampfes, um so größer kann die Saughöhe genommen werden, um so größer wird die vom Dampf auf das Wasser übertragene lebendige Kraft.

Der niedrige Wirkungsgrad eines Injektors wird dadurch wieder ausgeglichen, daß der durchströmende Dampf das Speisewasser bedeutend erwärmt. Geh. Rat Professor Dr. Zeuner schreibt in seiner Termo-Dynamik: „Hiernach ist der Injektor als Speiseapparat besser als die Speisepumpe, ja vom theoretischen Standpunkte muß der Injektor als der vollkommenste Speiseapparat angesehen werden, der überhaupt erdacht werden kann."

Dampfstrahlpumpen, die zur Wasserförderung dienen, nennt man auch Dampfstrahl-Elevatoren. Ejektoren dienen zum Heben halbflüssiger oder körniger Körper.

b) Wasserstrahlpumpen

sind der Dampfstrahlpumpe sehr ähnlich, statt des Dampfes wirkt hier jedoch ein Wasserstrahl. Das Preßwasser trifft im Gehäuse mit großer Geschwindigkeit auf das im Saugrohr zufließende Wasser und überträgt auf dieses seine lebendige Kraft. Während beim Injektor die Druckhöhe auf Kosten der Wassermenge vergrößert wurde, findet hier das Umgekehrte statt. Die Wassermenge wird vergrößert (Preßwasser + Saugwasser) auf Kosten der Förderhöhe (Förderhöhe < Druckhöhe) des Preßwassers.

Beim Anlassen der Pumpe reißt das mit großer Geschwindigkeit ausströmende Preßwasser die Luft im Gehäuse mit sich fort und erzeugt auf diese Weise einen Unterdruck, der ein Nachdringen des Wassers bewirkt.

Der Vorteil der Wasserstrahlpumpe besteht in der Einfachheit der Bauart, dem geringen Raumbedürfnis und in dem Fehlen aller bewegten Teile, so daß Unterhaltung und Bedienung äußerst einfach werden. Der Nachteil besteht in dem geringen Wirkungsgrade. Anwendung finden diese Pumpen dort, wo Wasserleitungen vorhanden sind, zum Entwässern von Kellern, Baugruben, Kanälen usw.

c) Hydraulischer Widder oder Stoßheber (Fig. 147).

Derselbe besteht aus einem Gehäuse mit dem Sperrventil *a*, dem Stoßventil *b* und dem Windkessel *c*. Durch das Rohr *x* wird das Aufschlag- oder Betriebswasser dem Widder zugeführt; *y* ist das Steigrohr. Ist das Sperrventil geschlossen und es wird der Widder gefüllt, so wird sich der Spiegel im Steigrohr mit dem des Aufschlagwassers gleich hoch stellen. Öffnet man nun das Sperrventil, so fließt Wasser aus, erst langsam, dann schneller. Bei einer gewissen Geschwindigkeit schließt das ausfließende Wasser das Sperrventil *a*, es entsteht ein Stoß im Widder, groß genug, um das Wasser im Steigrohr zu heben und zum Ausfluß zu bringen. Sobald das Gleichgewicht wieder hergestellt ist, fallen die beiden Ventile *a* und *b* nieder und das Spiel beginnt von neuem.

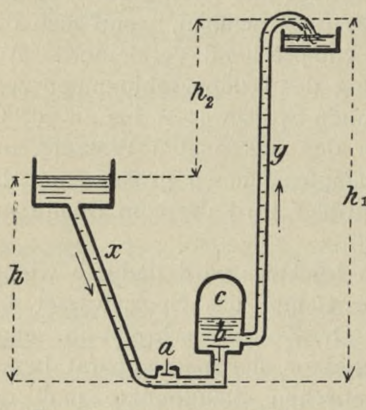


Fig. 147. Hydraulischer Widder.

Bei unregelmäßigem Quellenzufluß kommt es leicht vor, daß das Sperrventil nicht wieder zurückfällt. Ingenieur Löh hat daher am Widder ein kleines Wasserrad angebracht; steigt das Wasser im Brunnen bis zu einer gewissen Höhe, so setzt sich das Wasserrad in Bewegung und schlägt das Sperrventil nieder.

Bezeichnet Q das Aufschlagwasser in Litern für 1 Minute,
q die Fördermenge „ „ „ 1 „
η den Wirkungsgrad,

so ist:

$$\eta \cdot Q \cdot h = q \cdot h_1. \tag{268}$$

Aus mehr als 1000 Versuchen hat Eytelwein gefunden:

$$\eta = 1{,}12 - 0{,}2 \sqrt{\frac{h_1}{h}}. \tag{269}$$

Nach diesen Gleichungen ist folgende Tabelle berechnet worden.

Tabelle 29.

$\frac{h_1}{h}$	η	$q:Q$	$\frac{h_1}{h}$	η	$q:Q$
1	0,920	0,920	8	0,555	0,069
2	0,837	0,420	10	0,488	0,049
3	0,774	0,258	12	0,427	0,036
4	0,720	0,180	15	0,345	0,023
5	0,674	0,135	16	0,320	0,020
6	0,630	0,105	20	0,226	0,011

55. Beispiel. Es sei $h = 2$ m, $h_1 = 4$ m, $Q = 200$ l, so ist $\frac{h_1}{h} = \frac{4}{2} = 2$ und $q = 0{,}42 \,.\, 200 = 84$ l in 1 Minute.

Der Wirkungsgrad η wird um so kleiner, je größer die Nutzförderhöhe h_2 bei gegebenem Aufschlagwassergefälle h wird.

Von seiten der Maschinenfabriken wird für gewöhnliche Widder folgende Leistungsfähigkeit angegeben.

Tabelle 30.

Zufluß-menge in Litern für 1 Minute	Fördermenge in Litern für 1 Minute:				
	$h_1 : h = 2$	$h_1 : h = 5$	$h_1 : h = 12$	$h_1 : h = 20$	$h_1 : h = 28$
5	2,1	0,7	0,2	0,07	0,03
10	4,1	1,3	0,4	0,14	0,06
20	8,3	2,7	0,8	0,27	0,11
40	16,6	5,4	1,5	0,54	0,23
60	25,0	8,1	2,2	0,81	0,34
80	33,2	10,7	3,0	1,08	0,45
100	41,5	13,4	3,6	1,35	0,57
200	83,0	26,8	7,3	2,70	1,14
400	166,0	53,6	14,6	5,40	2,28
600	250,0	80,4	22,0	8,10	3,42

Während bei der Wasserstrahlpumpe das Aufschlagwasser mit der zu hebenden Flüssigkeit gemischt wurde, wird beim Widder ein Teil des Aufschlagwassers emporgehoben.

§ 56. Kreiselpumpen.

Man unterscheidet oft Kreiselpumpen und Zentrifugalpumpen, je nachdem die Wellen der Schaufelräder lotrecht oder wagerecht angeordnet werden. Hier sollen beide Arten mit Kreiselpumpen bezeichnet werden.

Fig. 148 zeigt eine solche Pumpe in einfachster Ausführung. Dieselbe besteht im wesentlichen aus einem Flügelrade, das von einem Gehäuse umschlossen ist. Ist das Gehäuse mit Wasser gefüllt, so wird bei rascher Umdrehung des Rades das Wasser durch die auftretende Zentrifugalkraft aus dem Mittelpunkte des Rades nach dem Umfange hin durch das in der Richtung der Tangente angeordnete Druckrohr gedrängt, während frisches Wasser der Radmitte durch das Saugrohr zufließen kann.

Das Wasser hat bei seinem Austritt aus dem Schaufelrade die größte Geschwindigkeit. Gelangt es vom Schaufelrade ohne weiteres

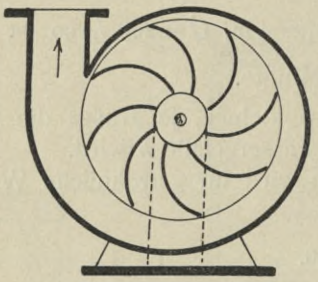


Fig. 148. Einfache Kreiselpumpe.

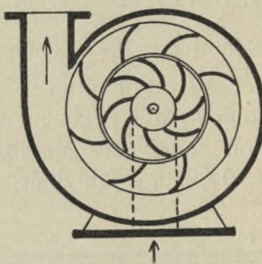


Fig. 149. Kreiselpumpe mit Leitrad.

in das Gehäuse, so treten Druckverluste ein. Diese Verluste werden kleiner, wenn das Schaufelrad von einem festen Leitrade umschlossen wird (Fig. 149). Das Wasser gelangt alsdann aus dem Schaufelrade in die Zellen des Leitrades, wird von diesen in seiner tatsächlichen Stromrichtung weiter geführt, die Zellen erweitern sich allmählich, die Geschwindigkeit wird vermindert und zum Teil in hydraulischen Druck umgewandelt. (Vergl. § 9: Hydraulischer Druck, und § 55: Strahlpumpen.) Man hat nunmehr die umgekehrte Turbine.

Während man mit einer einfachen Kreiselpumpe ohne Leitrad das Wasser nur 15—20 m hoch emporheben konnte, lassen sich durch Kreiselpumpen mit einem Leitrade Förderhöhen von 100 m erreichen. Die vorteilhafteste Umfangsgeschwindigkeit beträgt:

bei Kreiselpumpen ohne Leitrad

$$V = 6{,}64\sqrt{H}, \tag{270}$$

bei Kreiselpumpen mit Leitrad

$$V = k\sqrt{H}, \tag{271}$$

wenn H die ganze Förderhöhe in Metern und k einen je nach der Förderhöhe und Wassermenge zwischen 4,3 und 3,7 schwankenden Wert bedeutet.

Aus praktischen Gründen geht man auch bei einer Kreiselpumpe mit Leitrad über eine Förderhöhe von etwa 70 m nicht hinaus. Ist das Wasser auf eine größere Höhe zu heben, so wendet man „mehrstufige Kreiselpumpen" an, d. h. man kuppelt mehrere Kreiselpumpen derart aneinander, daß der Druckstutzen der einen in den Saugestutzen der anderen mündet, daß dem zweiten Schaufelrade das Wasser mit Druck zugeführt wird. Werden diese Pumpen in einem Gehäuse vereinigt, so entstehen mehrstufige oder Hochdruck-Kreiselpumpen. Weil man die Anzahl der Stufen beliebig steigern kann, so ist auch der Förderhöhe keine Grenze gesetzt. Zurzeit werden Hochdruck-Kreiselpumpen mit 10 Stufen gebaut, die das Wasser an 600 m emporheben.

Der Antrieb erfolgt entweder mittels Riemen oder durch einen Motor, der mit der Pumpenwelle durch eine elastische Kuppelung verbunden wird. Die Saugehöhe darf höchstens 8 m betragen, warmes oder heißes Wasser muß der Pumpe zufließen. Bei der Ingangsetzung ist es notwendig, das Pumpgehäuse und das Saugerohr mit Wasser zu füllen, bevor das Schaufelrad in Drehung versetzt wird.

Die Kreiselpumpen finden in der Kulturtechnik vielfach Anwendung. Die Abmessungen der Pumpe bleiben gering, ihr Antrieb ist bequem, ein Fundament kaum erforderlich. Das Wasser läuft stetig in einer Richtung mit gleicher Geschwindigkeit, daher können auch große Wassermengen bei völlig ruhigem, stoßfreiem Gang auf jede beliebige Höhe gehoben werden. Dazu kommt ein hoher Wirkungsgrad und die Möglichkeit, auch stark verunreinigtes Wasser zu fördern.

Der Wirkungsgrad η der Pumpe ist stets größer als der Wirkungsgrad μ der Gesamtanlage. Es ist

$$\eta = \frac{\mu}{\varphi}, \tag{272}$$

wenn φ den Wirkungsgrad des Motors bezeichnet.

Während man sich bei einfachen Kreiselpumpen ohne Leitrad oft mit einem Wirkungsgrade $\mu = 0{,}5$ begnügen muß, steigt derselbe bei Hochdruck-Kreiselpumpen bis 0,8 und darüber.

Große Kreiselpumpen lieferten die Gebrüder Sulzer:

a) für das Genfer Wasserwerk,

b) für Bewässerungszwecke nach Assuan in Ägypten.

Es betrugen:	für a	für b
die Fördermenge in Kubikmetern für die Minute . .	22,5	200
„ Förderhöhe in Metern	140	22,4
„ Pferdestärken	1000	1250
„ Umdrehungen in der Minute	540	110

§ 57. Pumpen mit Verdränger.

Je nach der Form des Verdrängers unterscheidet man Kolbenpumpen, Flügel- oder Kapselpumpen und Diaphragma- oder Membranpumpen.

a) Kolbenpumpen.

Nach der Wirkungsweise unterscheidet man einfach- und doppeltwirkende Pumpen, je nachdem die Pumpe beim Hin- und Hergang des Kolbens Wasser ansaugt und fortdrückt. Auch Pumpen mit mehreren Kolben in einem Zylinder zählen zu den doppelt- oder mehrfachwirkenden Pumpen. Eine Doppelstiefel- oder Zweizylinder-Pumpe hat zwei Zylinder. Je nach dem Antrieb unterscheidet man Handpumpen, Dampfpumpen usw.

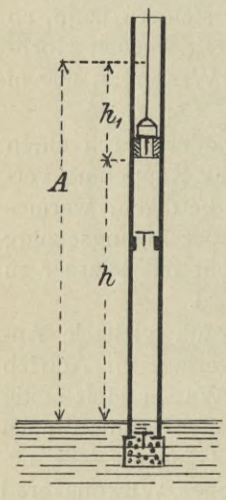


Fig. 150. Saugwirkung.

1. Kolben. Befindet sich die Abdichtung (Liderung) zwischen Kolben und Pumpenkörper am Kolben, so hat man einen Scheibenkolben, ist sie am Pumpenkörper, einen Tauchkolben. Die Scheibenkolben sind entweder voll oder durchbrochen (Ventilkolben).

2. Ventile. Am oberen Ende des Saugrohrs sitzt das Saugventil, am unteren Ende mitunter ein Fußventil. Das Druckventil trennt den Pumpenzylinder von der Druckleitung. Ein Klappenventil dreht sich um eine Achse und ein Hubventil (Tellerventil, Kugelventil usw.) hebt sich möglichst senkrecht von seinem „Sitze“. Da Sand, kleinere Späne und dergl. mitunter in die Pumpe gelangen und sich in den Ventilen festsetzen können, so müssen die Ventile leicht zugänglich sein, und es sind Ausführungen, welche dieser Anforderung nicht genügen, trotz größerer Nutzleistung unzweckmäßig. — Statt der Ventile können auch, ähnlich wie bei den Dampfmaschinen und Wasserdruckmotoren, Schieber oder Kolben in Anwendung kommen. Ein Wasserdruckmotor (§ 52) kann ohne weiteres als Pumpe benutzt werden.

3. Saugrohre (Fig. 150). Die Saugwassersäule wird bewegt durch den Luftdruck. Zu überwinden ist die Saughöhe h, das ist die Ent-

fernung des tiefsten Wasserstandes bis zum höchsten Punkte des eigentlichen Pumpenraumes, und die Widerstandshöhe h_1, das ist die Druckhöhe zur Überwindung aller Widerstände und zur Erzeugung der Wassergeschwindigkeit. Bezeichnet A die Wasserhöhe der atmosphärischen Luft, so muß sein

$$A \geqq h + h_1. \tag{273}$$

Bei heißem Wasser ist ferner von A der der Temperatur entsprechende Dampfdruck in Abzug zu bringen; die Saughöhe muß daher entsprechend kleiner, mitunter Null oder negativ sein, weil sonst das Saugen durch Dampfbildung verhindert wird.

Man wählt bei kaltem Wasser, namentlich bei engen Röhren und großen Entfernungen, $h < 8$ m. Die Weite des Rohres ist so zu bemessen, daß die Geschwindigkeit des Wassers 1 m nicht übersteigt. Das Saugrohr soll, wenn tunlich, immer Steigung zur Pumpe haben; durch Gefällwechsel entstehen in den höchsten Stellen der Leitung Luftsäcke, welche die Leistung der Pumpe sehr herabdrücken. Bei langen Saugröhren und größerer Saughöhe ist es gut, ein Fußventil im Brunnen anzubringen, um das Auslaufen des Wassers bei längerem Stillstande zu verhüten. Zum Schutze gegen das Eintreten großer Unreinigkeiten wird oft ein Saugkorb angebracht.

4. Windkessel. Diese haben den Hauptzweck, die Geschwindigkeit des Wassers möglichst gleichmäßig zu gestalten.

Saugwindkessel sind möglichst nahe unter dem Saugventil anzubringen. Das Wasser steigt ziemlich gleichmäßig im Saugrohr empor mit einer Geschwindigkeit, die kleiner ist als die größte Geschwindigkeit bei ruckweiser Bewegung; die Widerstände werden hierdurch vermindert, die Widerstandshöhe h_1 kann kleiner werden. Saugwindkessel haben den Nachteil, daß sie sich bei längerem Betriebe ganz mit Luft füllen, so daß der Pumpenkolben einmal Luft statt Wasser saugen, die Pumpe plötzlich entlasten und somit Störungen im Betriebe hervorrufen kann.

Druckwindkessel werden nahe dem Druckventile in die Druckleitung eingeschaltet. Auch sie sollen die Geschwindigkeit des Wassers regeln, die Druckverluste verringern, die Stöße mildern. Die im Windkessel eingeschlossene Luft wird mit der Zeit vom Wasser verschluckt, der Kessel wird voll Wasser und ist dann wirkungslos. Aus dem Saugwindkessel muß die Luft zeitweise entfernt, dem Druckwindkessel muß neue Luft zugeführt werden. — Verhältnismäßig große Windkessel haben die Feuerspritzen, weil bei diesen ein möglichst gleichmäßiger Wasserstrahl ausgeworfen werden soll.

Bezeichnet F den Kolbenquerschnitt in Quadratmetern, l den Kolbenhub in Metern, Q die Wassermenge in 1 Sekunde in Kubikmetern, n die Zahl der Doppelhübe (Umdrehungen) in 1 Minute, V die Kolbengeschwindigkeit in Metern und φ den Volumen-Wirkungsgrad, so ist:

für einfachwirkende Pumpen:

$$Q = \varphi \cdot \frac{FV}{2} = \varphi \cdot \frac{n}{60} \cdot Fl, \tag{274}$$

für doppeltwirkende Pumpen:

$$Q = \varphi\, FV = \varphi \cdot \frac{n}{30} \cdot Fl. \tag{275}$$

Je nach der mehr oder minder guten Ausführung ist $\varphi = 0{,}98$ bis $0{,}90$ zu setzen.

Bezeichnet N die notwendige Betriebskraft in Pferdestärken,
h die Förderhöhe in Metern und
η den mechanischen Wirkungsgrad (etwa 0,85),

so ist:

$$N = \frac{1000\, Q h}{75\, \eta}. \tag{276}$$

b) Flügel- und Kapselpumpen.

Diese unterscheiden sich von den Kolbenpumpen dadurch, daß sich die Kolben (Verdränger) nicht geradlinig hin und her bewegen, sondern entweder um eine Achse hin und her schwingen (Flügelpumpen) oder sich ständig um eine Achse in ein und derselben Richtung drehen.

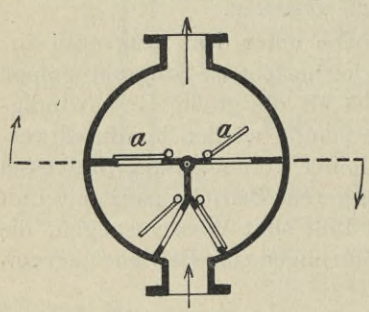


Fig. 151. Flügelpumpe.

Der Vorteil der Flügel- und Kapselpumpen liegt in ihrer gedrängten Bauart; ihr Nachteil beruht darin, daß ein Dichthalten der auf starren Flächen schleifenden Verdränger auf die Dauer unmöglich und ein erneutes Abdichten hier nicht mit so einfachen Mitteln zu erreichen ist, wie bei den Pumpen mit hin und her gehenden Kolben.

1. Flügelpumpe (Fig. 151). Diese besteht aus einem runden, seitlich durch Platten abgeschlossenen Gehäuse, in welchem sich ein um eine Achse schwingender und sich gegen die Gehäusewandungen luftdicht anlegender Verdränger *a a* kreisbogenförmig hin und her bewegt. Ihre Wirkungsweise ist dieselbe wie bei den Kolbenpumpen mit geradlinig hin und her gehendem Kolben. Sie können wie diese einfach- und doppeltwirkend sein, volle oder durchbrochene Kolben haben usw. Im großen und ganzen werden solche Pumpen nur für

haus- und landwirtschaftliche, weniger für gewerbliche Zwecke angewendet. Sie nehmen sehr wenig Platz ein, sind leicht zu behandeln und sind ihrer großen Einfachheit wegen für manche Fälle wohl zu empfehlen.

2. Kapselpumpe (Fig. 152). Von größerer Bedeutung als die Flügelpumpen sind die mit drehendem Verdränger, die Kapselpumpen, die namentlich seit der Einführung des elektrischen Antriebes eine größere Verbreitung gefunden haben und jetzt von einer ganzen Anzahl Fabriken in den verschiedensten Formen gebaut werden. Bei diesen Pumpen befinden sich in einem passend gestalteten Gehäuse ein oder mehrere Verdränger in stetig drehender Bewegung, wobei feste oder beweglIche Vorsprünge an den Verdrängern sich so an den Gehäusewänden hinbewegen oder so ineinandergreifen, daß sich zwischen ihnen und den Gehäusewänden Räume bilden, die sich bald vergrößern, wobei sie Wasser ansaugen, bald verkleinern, wobei das angesaugte Wasser aus der Pumpe herausgedrückt wird. Fig. 152 zeigt eine solche Pumpe mit sogen. Zwillingskolben.

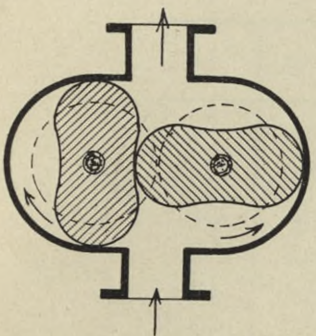


Fig. 152. Kapselpumpe.

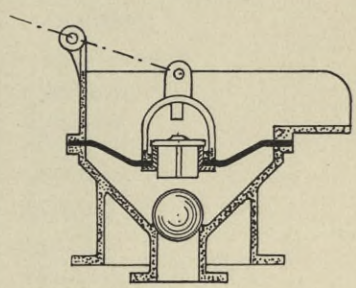


Fig. 153. Diaphragmapumpe.

Durch die stetige Bewegung der Verdränger wird eine stetige Wasserbewegung verursacht; wird die Pumpe so bemessen, daß die Geschwindigkeit des Wassers in den Saug- und Druckrohren gleich ist, so sind keine Windkessel erforderlich und Arbeitsverluste durch Beschleunigung der Wassermassen kommen nicht vor. Kapselpumpen haben keine Ventile, sie können große Saug- und Druckhöhen überwinden, erfordern wenig Raum und nur leichte Fundamente. Ihre Anwendung wird jedoch neuerdings durch die immer vollkommener werdenden Kreiselpumpen etwas eingeschränkt.

c) Diaphragmapumpen (Fig. 153).

Die Diaphragmapumpen, auch Membranpumpen genannt, haben als Verdränger eine ringsum eingespannte ringförmige Gummiplatte, eine sogen. Membrane, die durch einen Schwengel gehoben und gesenkt werden kann und dabei ähnlich wie ein Kolben wirkt. Die Gummischeibe ist an ihrem Umfange zwischen den Pumpenkörper und den Ausguß eingeklemmt. Innen ist sie an ein Zwischenstück befestigt, welches einen Bügel zum Angriffe für den Schwengel und den Sitz für das Steigventil trägt. Diese Pumpen haben namentlich als Baupumpen in der neuesten Zeit weite Verbreitung gefunden; sie sind zum Fördern von Schmutzwasser besonders geeignet, sie nehmen wenig Raum ein, sind leicht fortzuschaffen und aufzustellen und erfordern etwas weniger Arbeitskraft als einfachwirkende Kolbenpumpen, weil die Kolbenreibung wegfällt. Ein Nachteil ist, daß sich die Gummiplatten stark abnutzen und daher oft erneuert werden müssen.

III. Anhang.

Häufig vorkommende Zahlenwerte.

Tabelle 31.

Beschleunigung durch die Schwere.

Größe	Zahlenwert	Logarithmus
g	9,81	0,9916690
$2g$	19,62	1,2926990
$1:g$	0,10194	0,0083310 — 1
$1:2g$	0,05097	0,7073009 — 2
$\sqrt{g}$	3,13209	0,4958345
$\sqrt{2g}$	4,42945	0,6463495
$1:\sqrt{g}$	0,31928	0,5041655 — 1
$\sqrt{g}:2$	0,22576	0,3536505 — 1

Tabelle 32.

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

v	k	v	k	v	k	v	k
0,1	0,001	1,1	0,062	2,1	0,225	3,1	0,490
0,2	0,002	1,2	0,073	2,2	0,247	3,2	0,522
0,3	0,005	1,3	0,086	2,3	0,270	3,3	0,555
0,4	0,008	1,4	0,100	2,4	0,294	3,4	0,589
0,5	0,013	1,5	0,115	2,5	0,319	3,5	0,624
0,6	0,018	1,6	0,130	2,6	0.345	3,6	0,661
0,7	0,025	1,7	0,147	2,7	0,372	3,7	0,698
0,8	0,033	1,8	0,165	2,8	0,400	3,8	0,736
0,9	0,041	1,9	0,184	2,9	0,429	3,9	0,775
1,0	0,051	2,0	0,204	3,0	0,459	4,0	0,815

Tabelle 33.

h	$h^{3/2}$	h	$h^{3/2}$	h	$h^{3/2}$
0,02	0,00283	0,36	0,21600	0,70	0,58566
0,04	0,00800	0,38	0,23425	0,72	0,61094
0,06	0,01470	0,40	0,25298	0,74	0,63657
0,08	0,02263	0,42	0,27219	0,76	0,66255
0,10	0,03162	0,44	0,29186	0,78	0,68888
0,12	0,04157	0,46	0,31199	0,80	0,71554
0,14	0,05238	0,48	0,33255	0,82	0,74254
0,16	0,06400	0,50	0,35355	0,84	0,76987
0,18	0,07639	0,52	0,37498	0,86	0,79753
0,20	0,08944	0,54	0,39682	0,88	0,82551
0,22	0,10319	0,56	0,41907	0,90	0,85381
0,24	0,11758	0,58	0,44177	0,92	0,88243
0,26	0,13257	0,60	0,46476	0,94	0,91136
0,28	0,14816	0,62	0,48819	0,96	0,94060
0,30	0,16432	0,64	0.51200	0,98	0,97015
0,32	0,18102	0,66	0,53619	1,00	1,00000
0,34	0,19825	0,68	0,56074		

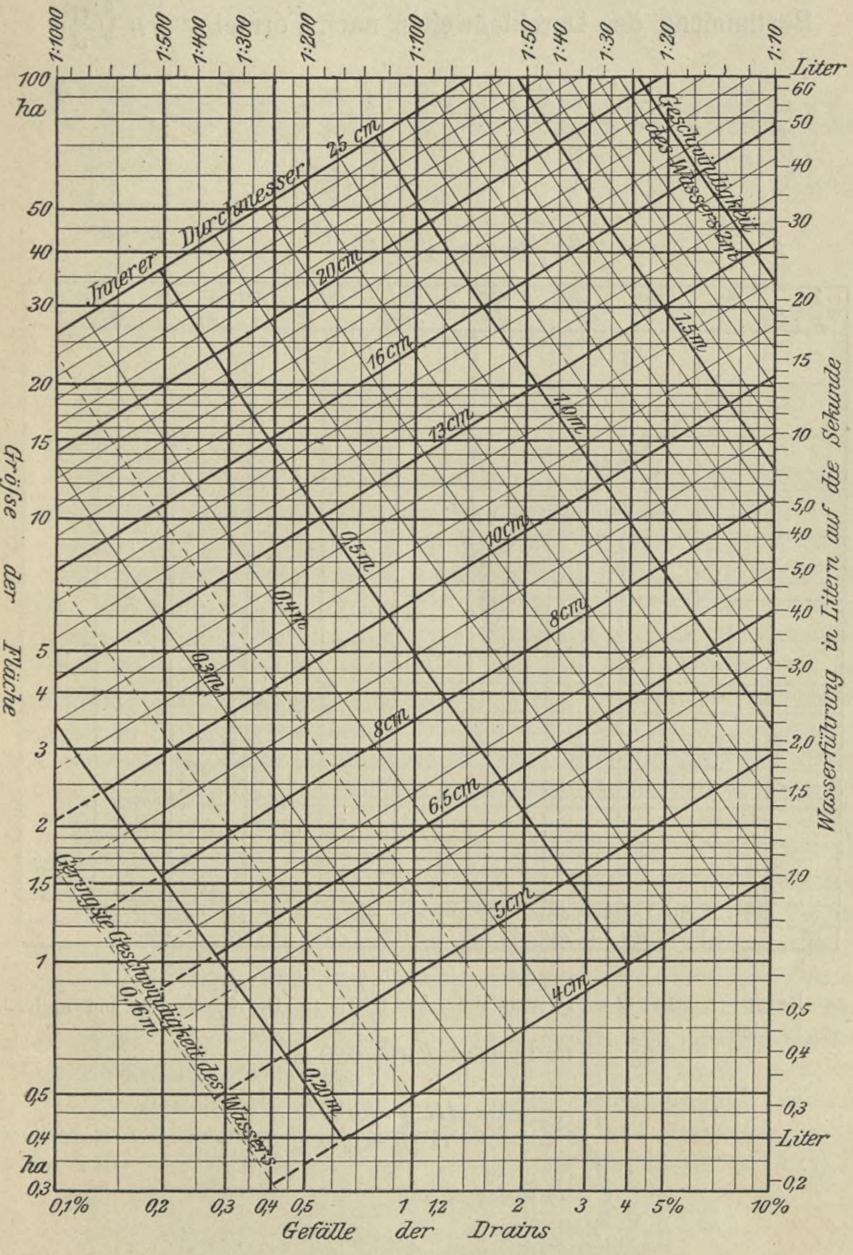
Berichtigung.

Die auf Seite 167 abgedruckte Tafel I ist nicht nach der Gieselerschen Formel, d. i. unter Anwendung der unveränderlichen Zahl 20 in der Eytelweinschen Formel, berechnet, sondern mit Benutzung der vom Geheimen Oberbaurat Gerhardt empfohlenen, für die verschiedenen Durchmesser veränderlichen Zahlen 12,5 bis 20,0 (vergl. die Ausführungen desselben in der vierten Auflage von Voglers Grundlehren der Kulturtechnik, Berlin 1909, Verlag von Paul Parey, S. 418—422). Die Tafel wurde von dem genannten Verfasser entworfen, sie ist in den „Grundlehren" S. 424 veröffentlicht und wurde mit seiner Zustimmung hier abgedruckt.

Tafel I

zur

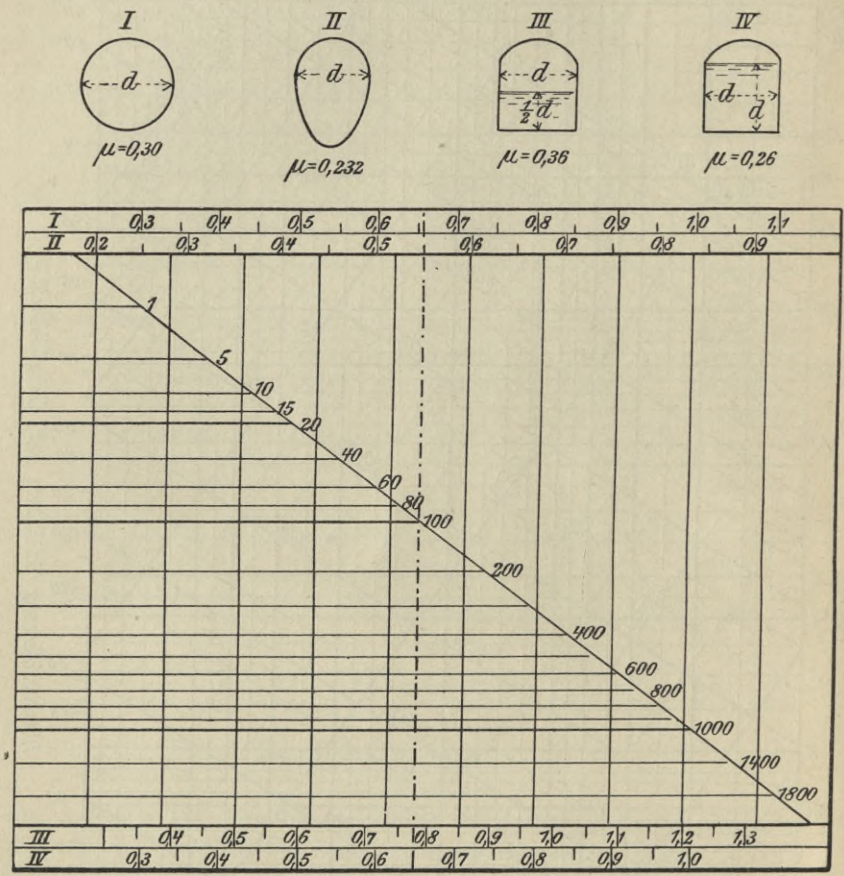
Bestimmung der Drainrohrweiten nach der Gieselerschen Formel.



Tafel II

zur

Bestimmung der Durchlaßweiten nach Formel $d = \mu \sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}}$.



Beispiel. Ist $Q = 1$ cbm und $J = 0{,}01$, so ist $\frac{Q^2}{J} = 100$ und nach der —·—·— Linie

für Durchlaß I $d = 0{,}70$ m.
„ „ II $d = 0{,}60$ „
„ „ III $d = 0{,}80$ „
„ „ IV $d = 0{,}70$ „

Druck von Fr. Stollberg, Merseburg.

PAUL PAREY IN BERLIN
Verlagsbuchhandlung.