

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

L. inw.

26

schen

nlagen

Von

Dr.-Ing. Felix Bundschu

II

Werkwasserleitungen und Entwurfsgrundlagen

Mit 77 Abbildungen



666

1523 3753 38 03252

Maschinenbau

aus der
Sammlung
Götschen

Jeder Band in Leinwand geb. RM. 1.62

Bei gleichzeitiger Abnahme gleicher oder inhaltlich zusammengehöriger
Bände treten folgende Gesamtpreise in Kraft: 10 Exemplare RM. 14.40;

25 Exemplare RM. 33.75; 50 Exemplare RM. 63.—

- Graphische Darstellung in Wissenschaft und Technik** von Prof. Dr. M. Pirani und Dr. I. Runge. Mit 71 Abb. Nr. 728
- Das Maschinenzichnen mit Einführung in das Konstruieren** von Prof. Dipl.-Ing. W. Tochtermann.
- I. Das Maschinenzichnen. Mit 77 Tafeln Nr. 589
- II. Die wichtigsten Maschinentelle in zeichnerischer und konstruktiver Hinsicht. Mit 61 Tafeln Nr. 590
- Maschinenmeßkunde** von Dr. Ing. L. Zipperer. Mit 98 Abb. Nr. 880
- Die Kalkulation im Maschinenbau** von Stud.-Rat Ing. H. Bethmann. Mit 61 Figuren Nr. 486
- Technisches Wörterbuch I: Die wichtigsten Ausdrücke des Maschinen- und Schiffbaues** von Erich Krebs.
- Erster Teil: Deutsch-Englisch Nr. 395
- II: Zweiter Teil: Englisch-Deutsch Nr. 396
- V: Dritter Teil: Deutsch-Französisch Nr. 453
- VI: Vierter Teil: Französisch-Deutsch Nr. 454
- Englisch für Techniker. Ein Lese- und Übungsbuch** von Dir. Ing. Carl Volk. 2 Bände. Mit 44 Figuren Nr. 705, 706
- Statik. I. Die Grundlagen der Statik starrer Körper** von Privatdoz. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher. Mit 47 Abbild. Nr. 178
- II. Angewandte Statik von Prof. Dipl.-Ing. W. Hauber. Mit 61 Figuren Nr. 179
- Graphische Statik** mit bes. Berücksicht. d. Einflußlinien von Dipl.-Ing. Otto Henkel. 2 Bde. Mit 207 Fig. Nr. 603, 695
- Festigkeitslehre** von Prof. W. Hauber. Mit 56 Fig. u. 1 Taf. Nr. 288
- Aufgabensammlung zur Festigkeitslehre mit Lösungen** von Dipl.-Ing. R. Haren. Neubearb. von Dipl.-Ing. I. Furtmayr. Mit 43 Figuren Nr. 491
- Hydraulik** von Prof. W. Hauber. Mit 45 Figuren Nr. 397
- Kinematik** von Dipl.-Ing. Hans Polster. Mit 76 Abbild. Nr. 584
- Getriebelehre. I. Geometrische Grundlagen** von Dipl.-Ing. P. Grodzinski und Dr.-Ing. H. Polster. Mit 128 Fig. Nr. 1061
- II. Angewandte Getriebelehre von Dipl.-Ing. P. Grodzinski. Mit 128 Fig. Nr. 1062
- Dyn.** Nr. 902, 903
- Tec** Zipperer.
- 2 Nr. 953, 961
- Die** Thum.
- 21 Nr. 476, 936
- Met** Fig. Nr. 313, 314
- Wär** en und
- Ha** Nr. 1012

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000295764

Materialprüfungswesen von Prof. Dipl.-Ing. K. Memmler.	
I. Metallische Werkstoffe. Mit 40 Abbild.	Nr. 311
II. Nichtmetallische Werkstoffe und wirtschaftswichtige Verbrauchsstoffe. Mit 26 Abbild.	Nr. 312
III. Hilfsmittel der Maschinentechnik — Materialprüfungsmaschinen — Meßgeräte — Überwachung und Eichung von Prüfmaschinen. Mit 70 Abbild.	Nr. 1029
Metallographie. Von Prof. E. Heyn und Prof. O. Bauer.	
I. Die Technik der Metallographie u. d. Metallographie d. einheitlichen Stoffe. Mit 76 Abb. u. 8 Lichtbildern auf 4 Tafeln	Nr. 432
II. Die Metallographie der zusammengesetzten Stoffe, insbesondere Eisen und Kohlenstoff. Mit 42 Abbildungen und 32 Lichtbildern auf 16 Tafeln	Nr. 433
Mechanische Technologie von Geh. Hofrat Professor A. Lüdicke. 2 Bände. Mit 249 Abbildungen	Nr. 340, 341
Eisenhüttenkunde von Prof. Dr.-Ing. M. v. Schwarz. 2 Bde. Mit 86 Abbild. und 3 Tafeln	152, 153
Textil-Industrie. I. Spinnerei und Zwirnerei von Prof. Max Gürtler. Mit 36 Abbildungen	Nr. 184
II. Weberei, Wirkerei, Posamentiererei, Spitzen-, Gardinen- und Filzherstellung v. Prof. Max Gürtler. Mit 50 Abbild.	Nr. 185
III. Wäscherei, Bleicherei, Färberei von Dr. W. Kind. Mit 26 Abbildungen	Nr. 186
Allgemeine chemische Technologie v. Dr. H. Bausch	Nr. 113
Die Leuchtgasindustrie von Dr. Arth. Fürth. Mit 50 Fig.	Nr. 907
Technische Wärmelehre (Thermodynamik) von Dipl.-Ing. K. Walther und M. Röttlinger. Mit 54 Figuren.	Nr. 242
Die Wärmeaustauschapparate unter besonderer Berücksichtigung der Verdampfapparate von Dr.-Ing. E. Kirschbaum. Mit 62 Abbildungen	Nr. 1067
Die Kältemaschinen und ihre thermodynamischen Grundlagen von Dr.-Ing. Martin Krause. Mit 71 Abb.	Nr. 1058
Heizung und Lüftung. Von Ingenieur Johannes Körling.	
I. Das Wesen und die Berechnung der Heizungs- und Lüftungsanlagen. Mit 24 Figuren	Nr. 342
II. Ausführung d. Heizungs- u. Lüftungsanlagen. Mit 172 Fig.	Nr. 343
Die Maschinenelemente von Ober-Ing. Friedr. Barth, neubearb. von Dr.-Ing. E. vom Ende. Mit 152 Fig.	Nr. 3
Riemen- und Seiltriebe von Dr.-Ing. E. vom Ende. Mit 98 Abbild.	Nr. 1075
Wasserkraftanlagen von Dr.-Ing. Felix Bundschu.	
I. Allgemeines und Stauwerke. Mit 67 Abbildungen	Nr. 665
II. Werkwasserleitungen u. Entwurfsgrundlagen. Mit 77 Abb.	Nr. 666
Die Wasserturbinen v. Dipl.-Ing. P. Holl u. Baurat E. Treiber.	
I. Allgemeines. Die Freistrahlturbinen. Mit 86 Abbild.	Nr. 541
II. Die Überdruckturbinen. Mit 75 Abbildungen	Nr. 542
Die Dampfkessel. Kurzgef. Lehrbuch mit Beispielen f. das Selbststudium u. den prakt. Gebrauch v. Ob.-Ing. Fr. Barth.	
I. Kesselsysteme und Feuerungen. Mit 43 Figuren	Nr. 9
II. Bau und Betrieb der Dampfkessel. Mit 42 Figuren.	Nr. 521
Die Dampfmaschinen. Kurzgef. Lehrbuch mit Beisp. für d. Selbststudium u. den prakt. Gebrauch v. Ob.-Ing. Fr. Barth.	
I. Wärme- und dampftechnische Grundlagen. Mit 64 Fig.	Nr. 8
II. Bau und Betrieb der Dampfmaschinen. Mit 115 Fig.	Nr. 572

- Die Dampfturbinen, ihre Wirkungsweise, Berechnung und Konstruktion** von Prof. Dipl.-Ing. C. Zietemann. 3 Bde. Mit 291 Abb. Nr. 274, 715, 716
- Die Brennkraftmaschinen I. Grundlagen: Thermodynamik, Wärmeübergang, Brennstoffe, Verbrennung, Arbeitsverfahren.** Von Prof. P. Meyer, VDI. Mit 33 Abbild. u. 7 Zahlentafeln Nr. 1076
- Gasmaschinen und Ölmaschinen** von Ing. A. Kirschke u. Dipl.-Ing. Ernst Oehler. 2 Bde. Mit 118 Abb. u. 4 Taf. Nr. 316, 651
- Die Hebezeuge** von Prof. Dipl.-Ing. G. Tafel.
I. Entwurf von Winden und Kranen. Mit 251 Fig. Nr. 414
II. Fördermittel im Betrieb. Mit 150 Handskizzen Nr. 417
- Die Werkzeugmaschinen für Metallbearbeitung** von Ingenieur Professor Hermann Wilda.
I. Die Mechanismen der Werkzeugmaschinen. Die Drehbänke. Die Fräsmaschinen. Mit 339 Abbild. Nr. 561
II. Die Bohr- und Schleifmaschinen. Die Herstellung von Zahnrädern auf Werkzeugmaschinen. Mit 128 Abb. Nr. 562
III. Hobel-, Shaping- und Stoßmaschinen. Sägen und Scheren. Antrieb und Kraftbedarf. Mit 98 Abbild. Nr. 821
- Die Vorkalkulation von Arbeitszeiten für spanabhlebende Bearbeitung.** Von Dr.-Ing. H. Freund. Mit 66 Abbildungen und 20 Zahlentafeln Nr. 1001
- Meßwerkzeuge und Meßverfahren für metallarbeitende Betriebe** v. Prof. Dr. G. Berndt. Mit 81 Abb. Nr. 1056
- Die Werkzeugmaschinen für Holzbearbeitung** von Dr. Karl Trautvetter. Mit 99 Abbild. Nr. 582
- Das autogene Schweiß- und Schneidverfahren** von Ing. Hans Niese und H. Krökel. Mit 49 Fig. Nr. 499
- Die elektrischen Schweißverfahren** von Hch. Krökel und Ing. Hans Niese. Mit 66 Figuren Nr. 1020
- Automobile. Personen- und Lastautomobile sowie Elektrokarren.** Von Ing. R. Thebis. Mit 77 Abbild. Nr. 948
- Betrieb und Pflege des Kraftwagens** von Dipl.-Ing. M. Hüpeden. Mit 49 Abbildungen Nr. 1081
- Eisenbahnfahrzeuge** von Reg.-Baum. a. D. H. Hinrenthal.
I. Die Dampflokomotiven. Mit 95 Abbild. und 2 Tafeln Nr. 107
II. Die Eisenbahnwagen und Bremsen. Neu bearbeitet von Ad. Wolff. Mit 85 Abbild. Nr. 108
- Lokomotiven mit Antrieb durch Dampf, Druckluft und Verbrennungsmotoren** von Baurat Dr.-Ing. E. Metzeltin. Mit 87 Abbild. im Text u. 2 Tafeln Nr. 1073
- Kolonial- und Kleinbahnen** von Prof. F. Baltzer. 2 Bde. Mit 29 Textabbild. Nr. 816, 817
- Pumpen und Druckwasseranlagen** von Prof. Dipl.-Ing. R. Vogdt. Mit 117 Fig. Nr. 290
- Pumpen-Anlagen. Aufgaben und Lösungen.** Von Städt. Baurat Dipl.-Ing. Fr. Krauß. Mit 53 Abbildungen Nr. 996
- Gießereimaschinen** von Dipl.-Ing. Emil Treiber. Mit 69 Fig. Nr. 548
- Die Preßluftwerkzeuge** von Dipl.-Ing. P. Ilfis. Mit 77 Abb. Nr. 493
- Die Baumaschinen** von Ing. Joh. Körting. Mit 126 Abb. Nr. 702
- Die landwirtschaftlichen Maschinen** von Dipl.-Ing. Karl Walther. 3 Bände. Mit 258 Abbild. Nr. 407—409

Sammlung Göschen

Wasserkraftanlagen

Von

Dr.-Ing. Felix Bundschu
in Düsseldorf

II

Werkwasserleitungen und
Entwurfsgrundlagen

Mit 77 Abbildungen

Technische Hochschule Berlin

Lehrstuhl für

Elektrizitätswirtschaft



Berlin und Leipzig

Walter de Gruyter & Co.

vormals G. J. Göschen'sche Verlagshandlung · J. Guttentag, Verlags-
buchhandlung · Georg Reimer · Karl J. Trübner · Veit & Comp.

1929

1-301262

Alle Rechte, insbesondere das Übersetzungsrecht,
von der Verlagshandlung vorbehalten.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Akc. Nr. ~~111~~ ~~111~~

~~1-26~~

Inhaltsverzeichnis.

Werkwasserleitungen.	
Kanäle	5
Gerinne	13
Stollen und Druckschächte	17
Rohrleitungen	25
Hydraulische Berechnungsgrundlagen für Werkwasser-	
leitungen.	
Schema einer Werkwasserleitung, Energiebilanz, Energie-	
linie, Drucklinie, Nutzfallhöhe	37
Fallhöhenverluste	40
Stau und Senkung	46
Schwall und Sunk	60
Druckanstieg und Druckabfall	64
Wasserschloß.	
Druckwasserschloß	69
Freispiegelwasserschloß	84
Heber	87
Schlußrinnen und Energieverzehrer	88
Absperrorgane	91
Rechen	98
Baubetrieb.	
Bagger, Absetzer, Gußbeton, Kabelkrane, Sprengluft,	
Bauprogramm	103
Turbinen.	
Propeller-, Kaplan-, Franzis-, Peltonturbinen; Getriebe;	
Wirkungsgrad	109
Triebwerke und Kleinwasserkraftanlagen	116
Grundlagen für den Entwurf.	
Höhenmessung, Wassermessung	119
Bestimmung der Ausbaugröße. Niederschlag, Abfluß,	
Ganglinien, Dauerlinien. Speicherung. Zusammenarbeit	
von Wärme- und Wasserkraft. Arbeitsbilanz, Geschiebe.	
Wasserrechtliches	121
Zeichen und Begriffe	127
Verschiedene Zahlenwerte	128
Schlagwortverzeichnis	129

Werkwasserleitungen.

Werkwasserleitungen können bestehen aus: Kanälen, Gerinnen, Stollen oder Rohrleitungen.

Kanäle.

Die Ausbildung der Werkskanäle ist sehr mannigfaltig. Es sind hierbei geologische, hydraulische und konstruktive Anforderungen und gegebenenfalls solche der Schifffahrt zu berücksichtigen.

Das hydraulisch günstigste Kanalprofil ist das Halbkreisprofil. Aus konstruktiven Gründen ist aber der Trapezquerschnitt der am meisten angewandte.

Bei gegebener Böschungsneigung ist das hydraulisch günstigste Trapezprofil dasjenige, welches einen Halbkreis mit Mittelpunkt im Wasserpiegel umschrieben ist¹⁾ (Abb. 1).

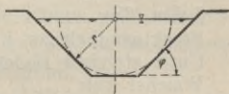


Abb. 1.

Von diesen Profilen ist dann dasjenige mit einem Böschungswinkel $\varphi = 60^\circ$ wiederum das günstigste. Der Profilradius aller

einem Halbkreis umschriebener Profile ist $P = \frac{r}{2}$, (r der

Halbmesser des eingeschriebenen Kreises). Mit $\varphi = 90^\circ$ erhält man das Rechteckprofil, dessen hydraulisch günstigste Form dementsprechend dann vorhanden ist, wenn die Sohlenbreite gleich der doppelten Tiefe ist.

Die hydraulisch günstigsten Profilformen werden aber nur in den seltensten Fällen zur Anwendung kommen können. Wirtschaftliche und konstruktive Gesichtspunkte schreiben

¹⁾ Ableitung s. Weyrauch: Hydraulisches Rechnen. 4. u. 5. Auflage. S. 51.

meistens die Querschnittsform vor. Bei Kanälen im tiefen Einschnitt wird man zum Beispiel die Sohlenbreite möglichst einschränken. Mit zunehmender Einschnittstiefe nähern sich dann Trapezprofile der Dreiecksform. Hohe Grunderwerbskosten, viele Überbrückungen, Schutz vor allzustarker Auskühlung und ähnliches lassen außerdem oft eine möglichste Beschränkung der Kanalbreite erwünscht erscheinen. Erschwerter Aushub mit zunehmender Tiefe wegen Grundwasserandrang, ungeeignete, geologische Schichten von einer gewissen Tiefe ab, oder die Anforderungen der Schifffahrt machen dagegen unter Umständen möglichst breite Profilformen (vgl. Abb. 4) notwendig.

Als Böschungsneigung der wasserbenetzten Kanalwänden kann man, normale Verhältnisse vorausgesetzt, etwa folgende Werte annehmen:

Im Einschnitt:

Lehm, Ton	1: 3
Stark sandhaltiger Kiesboden	1: 2
Guter steiniger Boden, grober Kies	1: 1,5
Weicher Fels	1: 0,5
Fels	1: 0,1.

Wasserbenetzte Kanalböschungen in der Auffüllung müssen noch flachere Neigungen erhalten, wenn sie nicht, wie dann meistens üblich, eine Auskleidung erhalten.

Die Neigung der nicht vom Wasser benetzten Böschungen wird gewöhnlich

im Einschnitt zu 1: 1,25

in der Auffüllung zu 1: 1,5

angenommen.

Bermen sollen nur dort angeordnet werden, wo sie unbedingt notwendig sind, z. B. bei Kanälen in tiefem Einschnitt oberhalb des Wasserspiegels zur Vornahme von Unterhaltungsarbeiten, zum Auffangen abrollender Steine u. ä.

Wenig widerstandsfähiges Böschungsmaterial kann man durch eine Abdeckung und Beschwerung mit grobem Kies in Schichthöhen von 0,30 m und mehr schützen. Eine solche Schicht bietet Schutz gegen Wellenschlag, läßt größere Fließgeschwindigkeit zu und sichert bei raschem Absinken des Kanalspiegels die Böschungen gegen Abrutschen.

Die Kronenbreite der Kanaldämme beträgt gewöhnlich nicht unter 1,80 m. Soll der Damm später mit Wagen befahren werden können, so ist die Kronenbreite mit 3,0 m anzunehmen. Diese Kronenbreite empfiehlt sich auch, wenn die Herstellung des Dammes mit schwerer Rollbahn vorgesehen ist.

Die Freibordhöhe, das heißt die Höhe zwischen Kanalrand und Wasserspiegel, richtet sich nach der Höhe der auftretenden Wellen. Es kommen dabei die vom Wind oder von Schiffen hervorgerufenen Wellen oder die Schwallwellen bei Änderung der Betriebswassermenge in Frage. Bei kleineren Anlagen wird man sich im allgemeinen mit 0,40 m, bei größeren mit 1,00 m Freibordhöhe begnügen können.

Entlang dem luftseitigen Fuß von Kanaldämmen wird man meistens einen Entwässerungsgraben oder eine Drainage vorsehen, da immer, insbesondere am Anfang, bis die natürliche Dichtung eingetreten ist, mit einem gewissen Wasserverlust gerechnet werden muß.

Die Böschungen oberhalb des Wasserspiegels und unter Umständen auch die Dammkrone werden mit einer 0,10 bis 0,15 m starken Humusschicht eingedeckt und angesät, um sie vor Angriffen des Regens und Windes zu schützen. Besonders gefährliche Stellen werden mit Rasenstücken, die, wenigstens teilweise, mit Holznägeln befestigt werden, ausgesetzt.

Größte Sorgfalt ist auf das Abdichten der Kanäle zu verwenden. Je größer der energiewirtschaftliche Wert des Wassers, um so mehr muß für eine gute Abdichtung gesorgt

werden. Undichtigkeit des Kanals verursacht auch oft erhebliche Schadenersatzansprüche der Anlieger wegen Versumpfung des Geländes. In welcher Art die Dichtung vorgenommen werden soll, richtet sich nach der Höhe des Wasserdrucks, dem Bodenmaterial und der Beschaffungsmöglichkeit der Dichtungsmaterialien. Kiesige Bodenarten dichten sich, wenn genügend schlammiges Wasser beigeführt werden kann, bei mäßigem Wasserdruck (etwa 5—6 m) durch Filterwirkung von selbst. Ist Lehm in ausreichender Menge und auf einfache und billige Weise zu beschaffen, so bringt man auf die Böschung eine mindestens 0,25 m starke Lehmschicht auf. Besteht die Gefahr, daß die Lehmschicht durch Wellen-

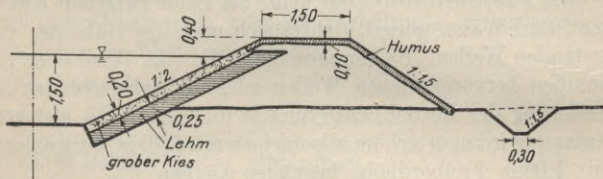


Abb. 2. Regelquerschnitt durch einen Kanal mit Lehmdichtung.

schlag oder durch die Fließgeschwindigkeit des Werkwassers beschädigt wird oder abrutscht, so deckt man die Lehmschicht mit einer mindestens 0,20 m starken Schicht von Kies oder geeignetem Aushubmaterial ab (vgl. Abb. 2). Statt der Böschungsdichtungen kann man auch einen Lehmkern vorsehen. Das Einbringen der Lehmdichtung muß äußerst sorgfältig geschehen. Unter mäßigem Anfeuchten wird der Lehm gestampft oder gewalzt. In neuerer Zeit wird bei größeren Anlagen die Dichtung meistens durch eine Betonverkleidung erzielt (vgl. Abb. 3 u. 4), da diese außerdem noch verschiedene Vorteile bietet: Die Böschungen können steiler angezogen werden, wodurch an Aushub und Grunderwerb gespart wird; der Kanal erhält möglichst ebenmäßiges Profil

und glatte Wandungen, wodurch die Fallhöhenverluste verringert werden; es kann ohne die Gefahr der Ausspülung eine höhere Fließgeschwindigkeit zugelassen werden.

Die Betonverkleidung wird neuerdings vielfach mittels Spezialmaschinen aufgebracht¹⁾. Die Stärke der Betonver-

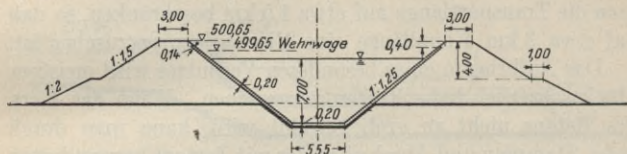


Abb. 3. Regelquerschnitt durch einen Werkskanal.
(Mittlere Isar, $Q = 150 \text{ m}^3/\text{sek}$, $I = 0,12 \text{ ‰}$.)

kleidung beträgt durchschnittlich 0,15 m. Die Betonverkleidung wird gewöhnlich in 3—5 m breiten Tafeln ausgeführt. Aus konstruktiven Gründen, und um das Schwindmaß zu verringern, überspringt man jeweils eine Tafelbreite und betoniert diese erst nach Erhärten der zunächst betonierten

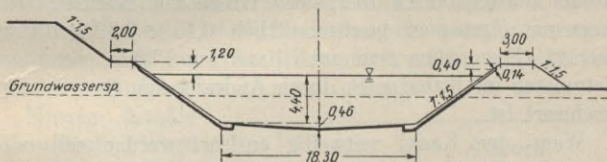


Abb. 4. Regelquerschnitt durch einen Werkskanal (zugleich Schiffahrtskanal).
(Mittlere Isar, $Q = 125 \text{ m}^3/\text{sek}$, $I = 0,17 \text{ ‰}$.)

Tafel aus, wobei man in die Fuge eine ein- oder zweifache Dachpappenlage einbringt. Man kann auch so vorgehen, daß man zwischen den einzelnen Tafeln schmale Fugen ausspart, die dann nach Erhärten der Tafeln ausbetoniert werden. Das Mischungsverhältnis soll mindestens 1:4:8 betragen. Während der Abbinde- und Erhärungszeit ist die Betonver-

¹⁾ Jacob: Der maschinelle Kanalbau. Bauingenieur 1928 Nr. 48.

kleidung ständig feucht zu halten und durch Abdeckung gegen Sonne, Kälte oder Regen zu schützen. Der Beton wird meistens in einer zentralen Betonmischanlage hergestellt und von dort mit Roll- oder Seilbahn zur Einbaustelle gebracht. Da der Beton nicht zu lange unterwegs sein darf, muß man die Transportlänge auf etwa 1,5 km beschränken, so daß auf etwa 3 km Kanallänge eine Mischanlage vorzusehen ist.

Das Aufbringen eines besonderen Verputzes wird meistens unwirtschaftlich hohe Kosten verursachen. Wenn das Korn des Betons nicht zu grob gewählt wird, kann man durch gutes Stampfen und Abscheiben der mit Zement angepuderten oder mit Zementmilch gestrichenen Oberfläche eine genügende Wasserdichtigkeit erzielen, die sich dann durch natürliche Selbstdichtung noch erhöhen wird.

Wo Setzungen zu erwarten sind, zum Beispiel bei Böschungen in der Auffüllung, verringert man die Tafelabmessungen bis auf etwa $0,80 \times 0,80$ m. Gegebenfalls geht man überhaupt zur Verwendung von außerhalb des Kanales hergestellten Plattensteinen über, deren Größe mit Rücksicht auf bequemen Transport durchschnittlich $0,45 \times 0,30 \times 0,15$ m beträgt. Formsteine sind auch dann am Platze, wenn das Betonieren im Kanal z. B. durch Andrang von Grundwasser erschwert ist.

Wenn der Kanal zeitweilig entleert werden soll oder wenn der Kanalspiegel im Betrieb starken Schwankungen unterliegt, so ist darauf zu achten, ob sich hinter den Kanalwandungen Grund- oder Sickerwasser ansammeln kann, das dann unter Umständen die Kanalwandungen eindrückt oder bei Frost durch Eisbildung aufsprengt. Liegt diese Gefahr vor, so muß man die Betonverkleidung auf eine 0,30 m starke Kiesschicht auflagern, die als Drainage wirkt.

Bei besonders schwierigen Untergrundverhältnissen kommt auch Eisenbetonaukleidung der Werkkanäle, ev. im Torkretverfahren, in Frage.

Etwa alle $\sqrt{100}$ m sind Treppen, Steigeisen oder Eisenbolzen vorzusehen, an dem sich ein etwa in den Kanal Hineingefallener herausarbeiten kann. Durch Abzäunung sind Menschen und Tiere möglichst von den gefährlichen Kanalrändern fernzuhalten.

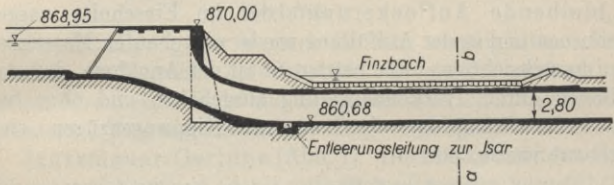


Abb. 5. Dücker des Walchenseewerkes.

Das Sohlgefälle der Werkkanäle beträgt in der Regel zwischen 1:10 000 und 1:500. Kleine Kanäle erhalten gegenüber großen das steilere Gefälle.

Die gewöhnliche Fließgeschwindigkeit in offenen unausgekleideten Kanälen beträgt etwa 1,0 m/sek, in Betonkanälen 1,5 m/sek. Ist die Herstellung des Kanales besonders kostspielig, z. B. bei tiefen Einschnittskanälen, so muß man auch höher auf 2,5 bis 3,0 m/sek gehen.

Müssen Kanäle Wasserläufe, Wege oder Bahnen kreuzen, so führt man sie entweder mit einer Kanalbrücke darüber hinweg, oder man unterdükert sie. Abb. 5 und 6 zeigt den Dücker des Walchenseewerkes ($Q = 25 \text{ m}^3/\text{sek}$).

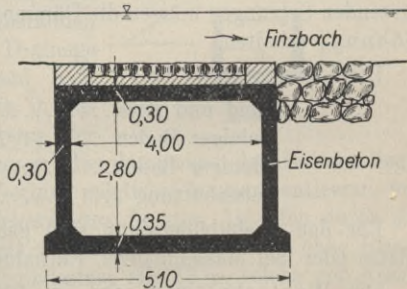


Abb. 6. Schnitt a-b durch den Dücker des Walchenseewerkes.

Bauausführung der Kanäle.

Die Entwurfsaufstellung hat auf Grund zahlreicher, genügend tiefreichender Probegruben oder Probebohrungen zu geschehen.

Bei der Aufstellung des Massenverteilungsplanes ist die „bleibende Auflockerung“ des im Einschnitt ausgehobenen und in der Auffüllung wieder eingebauten Materiales zu berücksichtigen. Sie beträgt unter der Annahme, daß der Boden durch Trockenbaggerung ausgehoben und ohne besonderes Stampfen mit Lokomotiv-Kippwagenzügen eingebaut wurde, bei:

Sand und Kies	2%
steiniger Boden	5%
lehmiger Boden.....	6%
Fels	20%

Für den Materialtransport kommt die „vorübergehende Auflockerung“ in Frage, die etwa beträgt

Sand und Kies	15%
steiniger oder lehmiger Boden..	25%
Fels	30%

Mit Rücksicht auf die nach der Bauausführung noch eintretenden Setzungen müssen die Dämme eine gewisse „Überhöhung“ erhalten.

Diese beträgt etwa bei:

Sand und Kies	7%
steiniger Boden	10%
lehmiger Boden.....	12%
Felsschüttung	2%

Für den Aushubüberschuß sind geeignete Ablagerungsplätze oder bei Massenmangel Entnahmeplätze vorzusehen.

Die Wasserhaltung wird im Oberkanal häufig mit natürlicher Vorflut möglich sein. Der Aushub des Unter-

wasserkanals muß dagegen meistens mit künstlicher Wasserhaltung oder unter Wasser erfolgen.

Die Inbetriebnahme eines Kanals muß sehr vorsichtig vorgenommen werden. Der Kanal darf nur langsam gefüllt werden und ist dabei auf seiner ganzen Länge scharf zu überwachen.

Gerinne.

Die Ausbildung der Gerinne ist sehr mannigfaltig. Es kommen in Betracht als Baustoffe: Bruchsteinmauerwerk, Beton, Eisenbeton, Holz und Eisen; als Querschnittsformen: Rechteck-, Trapez-, Halbkreis-, Trog- und ähnliche Profile.

Stützmauer-Gerinne (Abb. 7). Die Stützwand kann als Schwergewichtsmauer oder in aufgelöster Bauweise ausgeführt werden. Bei Gerinnen im Ein-

schnitt ist zu berücksichtigen, daß die Stützmauer bei entleertem Gerinne den vollen Erddruck aufzunehmen hat.

Ist dann außerdem noch das Erdreich mit Sicker- oder Grundwasser angefüllt, so kann der Erddruck recht erheblich werden. Es empfiehlt sich dann unter Umständen die Anlage einer Drainage

längs der Stützwand oder durch diese hindurch in das Gerinne hinein, wenn der Spiegel des Grundwassers über demjenigen des Gerinnes liegt.

Man wird dann das Gerinne möglichst langsam entleeren, um dem Grund- und Sickerwasser die zum Abfließen durch die Drainagen nötige Zeit zu lassen. Stützwände ohne Eisenbewehrung erhalten mindestens alle 12 m, solche mit Eisenbewehrung mindestens alle 25 m Dehnungsfugen.

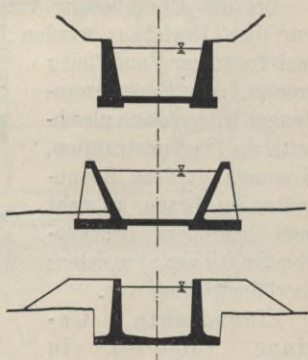


Abb. 7.

Eisenbetonrahmen-Gerinne. Abb. 8 zeigt ein U-förmiges, oben offenes Rahmenprofil, das vielfach oben noch durch Zug- oder Versteifungsbalken verbunden wird. Häufig

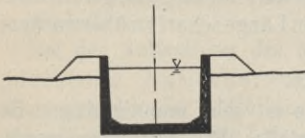
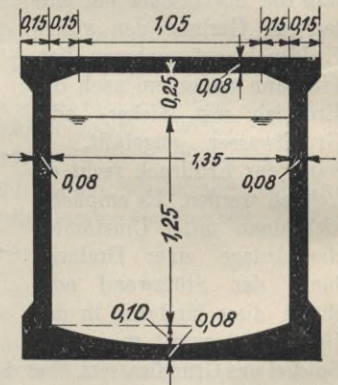


Abb. 8.

finden sich auch vollständig geschlossene, kastenförmige Rahmenprofile (Abb. 9). Diese Ausführung hat den Vorteil, daß Laub, Schnee und sonstige Fremdkörper vom Werkwasser ferngehalten werden, und dieses bis zu einem gewissen Grad vor allzu starker Abkühlung (Eisbildung) geschützt wird.

Bei der Überquerung von Mulden oder als Endstrecke vor dem Krafthaus werden Eisenbetonrahmengerinne vielfach freitragend auf Pfeiler gesetzt. Die Gerinnewandungen bilden dann gleichzeitig die Tragkonstruktion. Kommen größere Spannweiten in Frage, so sieht man besondere Brückenkonstruktionen, meistens Gewölbebrücken vor.

Eingedeckte Gerinne. (Abb. 10). In offener Baugrube hergestellte und nachher wieder eingedeckte Gerinne sind angezeigt, wenn ein offener Kanal zu große Einschnittsmassen oder zu teuren Grunderwerb verursachen würde.

Abb. 9. Eisenbetonkastengerinne der Wasserkraftanlage Alto Belice¹⁾

¹⁾ Mangiagalli: L'Energia Elettrica. Maggio 1925, S. 460.

Holzgerinne (Abb. 11 und 12) werden gewöhnlich nur bei untergeordneten Kraftwerken und in holzreichen Gegenden ausgeführt. Besondere Sorgfalt ist auf eine sachgemäße Dichtung der Fugen, durch Spundung oder Teerung zu verwenden. Infolge der elastischen Durchbiegung zwischen den

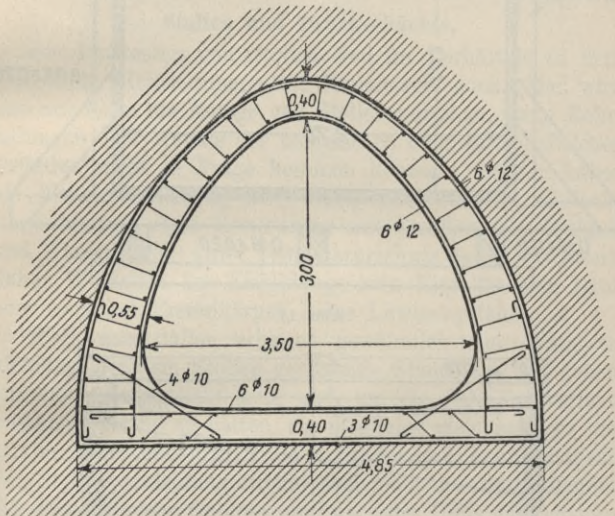


Abb. 10.

Böcken entstehen gerne Undichtigkeiten. Alle nicht ständig vom Wasser benetzten Holzteile, z. B. die Böcke, sind von sehr geringer Haltbarkeit.

Blechgerinne finden sich mit halbkreis- und kastenförmigem Querschnitt. Ein Nachteil der Blechgerinne ist die Rostgefahr. Sie müssen daher einen sorgfältig aufgetragenen und unterhaltenen Anstrich erhalten.

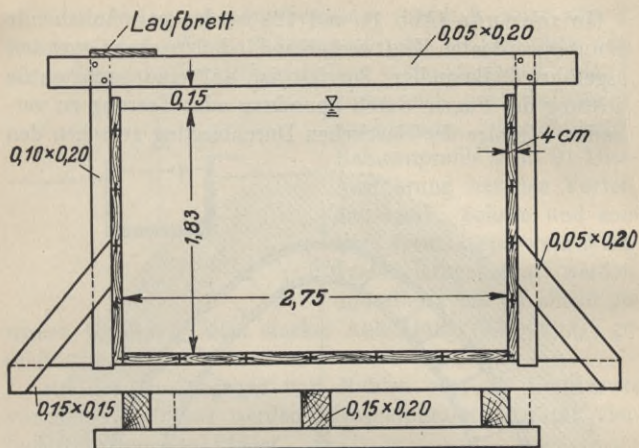
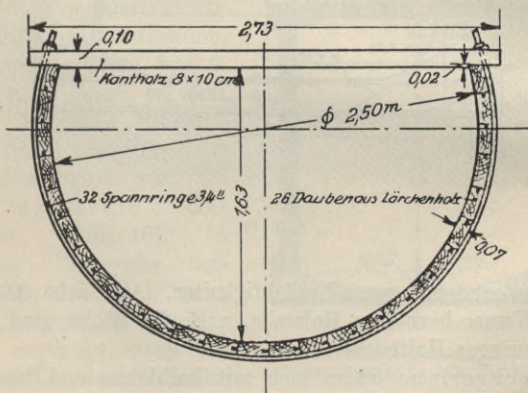


Abb. 11.

Abb. 12. Holzgerinne der Wasserkraftanlage Mylau i. V. ¹⁾

¹⁾ Maier: Neuere Ausführungen von Holzrohrleitungen. Bautechnik 1928, Nr. 17.

Der Anschluß der Gerinne an offene Kanäle, Stollen usw. hat besonders sorgfältig zu erfolgen, da dort erfahrungsgemäß gerne Undichtigkeiten auftreten. Es empfiehlt sich, den Anschluß durch ein elastisches Bindeglied (Kupferblech o. ä.) herzustellen.

Stollen und Druckschächte.

Die Baukosten von Stollen sind im Verhältnis zu denjenigen der Rohrleitungen und Kanäle sehr hoch. Man wird also nur dann die Anlage von Stollen vorsehen, wenn Rohrleitungen oder Kanäle aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen nicht in Frage kommen können. Stollen haben als Werkwasserleitung sehr wesentliche Vorteile: Einfache Linienführung ohne Kreuzungen mit Straßen, Eisenbahnen und Wasserläufen; guter Temperaturschutz des Werkwassers, daher Wegfallen der Eisbildung; kein Einfallen von Laub oder sonstiger Fremdkörper, keine Lawinengefahr o. ä.

Werkwasserstollen erhalten gewöhnlich eine Wandverkleidung, die dem Stollen genügende Standsicherheit geben, außerdem wasserdicht sein, und, um die Fallhöhenverluste möglichst gering zu halten, ein möglichst gleichmäßiges und glattes Profil haben muß. Die Stärke und Ausführungsart der Stollenverkleidung richtet sich nach der Beschaffenheit des durchfahrenen Gebirges und nach der Höhe des Betriebswasserdrucks. Die vielfach verbreitete Ansicht, daß jedes gute, standfeste Gebirge so gut wie wasserundurchlässig und unnachgiebig sei, trifft nicht zu, wie in neuerer Zeit angestellte Versuche gezeigt haben. Die Versuche, welche die Schweizerischen Bundesbahnen im Stollen des Kraftwerkes Amsteg durchführen ließen, hatten unter anderem folgendes interessante Ergebnis ¹⁾:

Im Versuchsstollen ergab sich bei 40 m Wasserdruck eine

¹⁾ Kurzer Bericht über die Druckstollenversuche der Schweizer Bundesbahnen. Schweizer Bauzeitung, Bd. 83, 1924, Nr. 1 und 3.

Vergrößerung des Durchmessers, also eine Nachgiebigkeit des Gebirges von 0,05 mm bei hartem Biotitgneis, und von 0,8 mm bei gebrächigem Serizitschiefer. Der Wasserverlust betrug bei

35 m Wasserdruckhöhe, bezogen auf 1000 m²

Stollenausbruchfläche durchschnittlich in Biotitgneis 1,5 sl, in gutem Serizitschiefer 4,5 sl und in schlechtem Serizitschiefer 18 sl.

Ganz unausgekleidete Druckstollen können daher nur dann in Frage kommen, wenn das Gebirge von bester Beschaffenheit, klüftelos

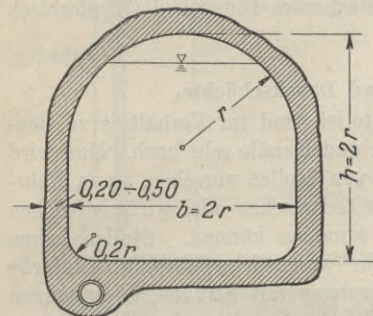


Abb. 13. Stollentrogprofil.

und verwitterungsbeständig ist, und außerdem geringe Wasserverluste und die erhöhten Fallhöhenverluste in Kauf genommen werden können. Empfehlenswert ist auf jeden Fall, einen wasserdichten, die Vertiefungen ausgleichenden Mörtelverputz vorzusehen. Zum Aufbringen dieser Mörtelschicht bedient man sich mit Vorteil des Torkretverfahrens.

Das Querprofil des Stollens richtet sich nach der Standfestigkeit des Gebirges und nach der Höhe des Betriebswasserdruckes. Außerdem ist mit Rücksicht auf die Bauausführung ein gewisser Mindestquerschnitt notwendig, für den man etwa 1,8 m Höhe und 1,3 m Breite annehmen kann. Für Freispiegelstollen und Stollen mit ganz geringem Wasserdruck empfiehlt sich bei guter Gebirgsbeschaffenheit ein Profil entsprechend Abb. 13. Hierbei ist es mit Rücksicht auf eine einfache Bauausführung erwünscht, Wandung und



Abb. 14.

Sohle geradlinig auszuführen. Die Ecken erhalten aus hydraulischen und statischen Gründen eine kräftige Ausrundung. Mit zunehmendem Gebirgs- und Innenwasserdruck müssen Wandungen und Sohle entsprechenden Anzug und Ausrundung erhalten (vgl. Abb. 14), um letzten Endes ganz in das Kreisprofil überzugehen (vgl. Abb. 15).

Die gewöhnliche Stollenauskleidung besteht aus einer $0,20 \div 0,50$ m starken Stampfbetonausmauerung (vgl. Abb. 13 und 15), die zur Erzielung größerer Glätte und Wasserdichtigkeit meistens einen 1 bis 2 cm starken Glattstrich erhält. Unter günstigen Verhältnissen kann man auch auf diesen Glattstrich verzichten. Man wird dann besondere Sorgfalt auf das Stampfen und auf die Schalung verwenden (gehobelte Schalung oder Eisenblechschalung). Sind die Stollenwandungen trocken, so kann man Wasserdichtigkeit und Glätte der Stollenwandungen vorteilhaft durch einen Inertol-, Goudronanstrich o. ä. erreichen. Bei feuchten Stollenwandungen haften derartige Anstriche nicht genügend, man kann sich dann unter Umständen mit einem Zementmilch-Anstrich begnügen.

An Stelle der Stampfbetonverkleidung tritt häufig eine Ausmauerung mit Hausteinen oder Betonformsteinen (vgl.

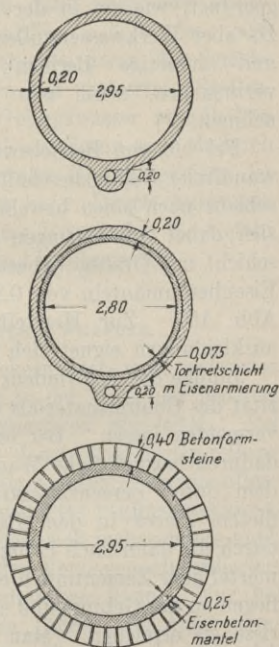


Abb. 15. Druckstollenquerschnitt des Partensteinwerkes.

Abb. 15). Eine derartige Steinausmauerung empfiehlt sich besonders dann, wenn durch Wasserandrang das Betonieren im Stollen schwierig oder unmöglich ist.

Vielfach findet man zur Begehung der Stollen Bermen angeordnet, wie sie in der Kanalisationstechnik üblich sind. Da aber Werkwasserstollen nur sehr selten entleert werden, und derartige Bermen beträchtliche Fallhöhenverluste verursachen, wird man von ihrer Anordnung Abstand nehmen.

Bei höheren Betriebswasserdrücken oder nicht ganz einwandfreier Gebirgsbeschaffenheit bringt man auf die Betonschicht noch einen bewehrten Betonmantel auf. Es finden sich dabei Ausführungen von einer 3 cm starken Mörtelschicht mit Drahtgewebeeinlage bis zu ganz stark armierten Eisenbetonmänteln von 0,25 m und mehr Wandstärke (vgl. Abb. 15). Zur Herstellung derartig bewehrter Stollenauskleidungen eignet sich besonders das Torkret-Verfahren.

Infolge des Schwindens des Beton und infolge der Elastizität des Gebirgsmaterials werden sich feine Risse nicht ganz vermeiden lassen. Bei hohen Innenwasserdrücken können dadurch beträchtliche Wasserverluste entstehen. Man wirkt dem durch Zementinjektionen entgegen. Man ordnet zu diesem Zweck in dem Betonmantel kurze Rohrstücke an, durch die dann nach Erhärtung des Betons flüssiger Zementmörtel oder Zementmilch eingepreßt wird, um ein sattes Anliegen an das Gebirge und ein Schließen allenfalliger Schwindrisse zu erreichen. Man wiederholt nötigenfalls das Verfahren mehrere Male. Derartige Zementinjektionen empfehlen sich insbesondere am Gewölbeschluß, da dort ein sattes Anbetonieren an das Gebirge besonders erschwert ist.

Es ist auch schon versucht worden, das Gebirge selbst durch Zementinjektionen zu verfestigen und zu verdichten. So wurden zum Beispiel im Wäggitalstollen Bohrlöcher bis auf 1 m Tiefe in den Fels hineingetrieben, um dann durch

Zementinjektionen die Spalten und Klüfte des Felsens zu schließen¹⁾.

Bei höheren Drücken genügt ein Eisenbetonmantel und Zementinjektionen nicht mehr, um genügende Wasserdichtigkeit zu gewährleisten. Man muß dann besondere elastische Dichtungsmaterialien (Asphaltfilz o. ä.) oder eine Auskleidung mit Eisenrohren vorsehen²⁾, deren Wandstärke so bemessen werden muß, daß sie bei entleertem Stollen, allenfalligem Außendruck durch Gebirgswasser standhalten kann. Ein Außendruck beim Entleeren kann auch dadurch entstehen, daß sich das Gebirge infolge Undichtigkeiten der Auskleidung mit Wasser angefüllt hat. Durch Anbringen geeigneter Drainagen läßt sich unter Umständen die Gefahr des Eindrückens bei der Entleerung herabmindern.

Behandlung des Sickerwassers.

Das beim Bau anfallende Sickerwasser wird entweder auf der Seite (vgl. Abb. 13) oder in der Mitte des Stollens (Abb. 15) in besonderen Drainagerohren abgeleitet. Bei gutem, standfestem Gebirge wird dann nach Fertigstellung des Stollens die Drainage sorgfältig verstopft, da sie allenfalliges Undichtwerden der Stollenwandung begünstigen kann. Eine derartige Verstopfung empfiehlt sich insbesondere auch dann, wenn die Stollendrainage das Versiegen oberirdischer Wasserläufe (Brunnen u. ä.) verursachen kann. Nur bei Stollen, die durch Rutschgelände führen, ist unter Umständen eine dauernde Drainage von Vorteil und erwünscht.

Ist der Druck des Grundwassers größer als der des Werkwassers, so kann unter Umständen vorteilhafterweise das Grundwasser direkt in den Stollen eingeleitet werden.

¹⁾ Randzio: Neue Stollenbauten. Bautechnik 1925. Heft 26.

²⁾ Walch, O.: Die Auskleidung von Druckstollen und Druckschächten. Berlin: Springer 1926.

Bauausführung.

Der Stollenausbruch wird von möglichst vielen Stellen aus gleichzeitig in Angriff genommen. Bei langen Stollen werden dementsprechend ein oder mehrere Querstollen, sogenannte Fenster, vorgesehen. Diese Fensterstollen gestatten gleichzeitig einen Einblick in die geologischen Verhältnisse des Gebirges. Man wird also dementsprechend die endgültige Festlegung der Stollentrasse erst nach Vortrieb dieser Fensterstollen vornehmen. Am Stollenmund und an den Fenstern muß genügend Platz zur Unterbringung der Maschinen, Schuppen, und zur Ablagerung des Ausbruchmaterials vorhanden sein.

Das Stollenprofil läßt sich naturgemäß nicht genau aus dem Gestein heraussprengen. Es entsteht immer ein gewisses Übermaß, für das je nach Gebirge und Stollengröße 10—40 % in Ansatz gebracht werden muß.

Man kann den Stollen entweder sofort im Vollausbruch oder mit Richtstollenvortrieb ausführen. Welches System zur Anwendung kommen soll, richtet sich nach der Größe des Stollenquerschnitts und nach der Gebirgsbeschaffenheit. Da Werkwasserstollen im allgemeinen keine allzu großen Querschnittsflächen besitzen, wird für diese bei einigermaßen guter Gebirgsbeschaffenheit meistens der Vollausbruch in Frage kommen.

Das Bohren der Sprenglöcher geschieht gewöhnlich maschinell mit Preßluftbohrern.

Der Arbeitsfortschritt ist naturgemäß je nach Größe des Stollenquerschnitts und der Gebirgsbeschaffenheit sehr verschieden. Im Durchschnitt kann man für Werkwasserstollen in 24 stündigem Arbeitstag 0,5—1,2 m Längenfortschritt bei Handbohrung und 3—7 m bei Maschinenbohrung annehmen.

Die Betonierleistungen für die Stollenverkleidung schwanken nach Angabe von Randzio zwischen 21 und 36 m³ (aus-

nahmsweise 60 m³) in 24 Stunden. Es ist für ausreichende Be- und Entlüftung des Stollens Sorge zu tragen.

Größte Sorgfalt ist im Stollen auf eine sachgemäße, gut isolierte Verlegung der Licht- und Kraftstromleitungen zu verwenden, da in den feuchten Stollen infolge der guten Erdung ein Berühren defekter Leitungen immer wieder zu tödlichen Unglücksfällen führt.

Druckschächte.

An Stelle von Fallrohrleitungen kann man unter Umständen steil abfallende Stollen im Gebirge, sogenannte Druckschächte, ausführen. Infolge der auftretenden hohen Betriebswasserdrücke müssen Druckschächte eine besonders gute Wandverkleidung mit elastischem Dichtungsmaterial oder Eisenrohrauskleidung erhalten. Die Anlage von Druckschächten ist daher meistens recht kostspielig und rechtfertigt sich nur, wenn besondere Gründe gegen die Ausführung einer über Tag verlegten Fallrohrleitung vorliegen, z. B. Lawinen- oder Steinschlaggefahr, Rutschhänge o. ä.

Abb. 16 zeigt den Druckschacht des Strubklammwerkes¹⁾, der mit einem, in einer 0,25 m starken Gußbetonschicht verlegten, 1,7 m weiten Eisenrohr von 7—25 mm Wandstärke ausgekleidet ist. Aus neuester Zeit ist der Druckschacht des Achenseewerkes mit einer lichten Weite von 2,4 m und einem Betriebsdruck von 420 m, ebenfalls mit Eisenrohrauskleidung, bemerkenswert.

Abb. 17 zeigt den Querschnitt des Druckschachtes der Wasserkraftanlage Coghinas²⁾. Der größte Betriebswasserdruck beträgt 130 m. Die Abdichtung des in Granit liegenden Schachtes geschieht durch eine elastische Dichtungs-

¹⁾ Randzio: Neue Stollenbauten. Bautechnik 1925, Heft 26.

²⁾ Walch: Die Wasserkraftanlage am Coghinas auf Sardinien. Deutsche Wasserwirtschaft 1926, Heft 10.

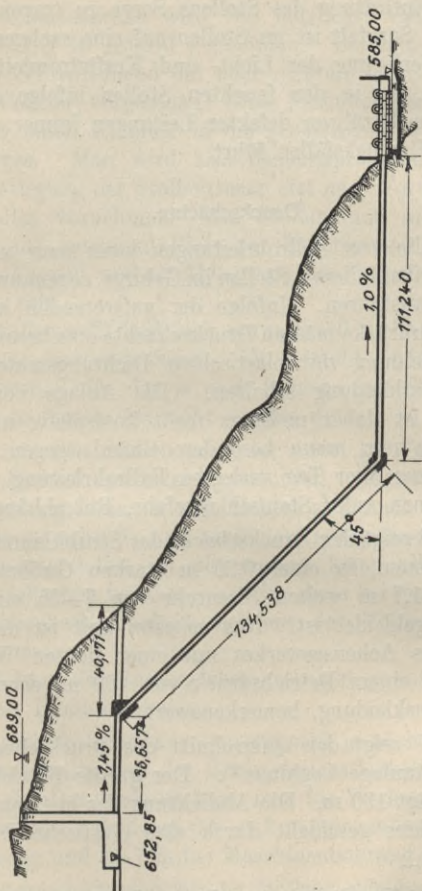


Abb. 16. Druckschacht des Strubklammwerkes.

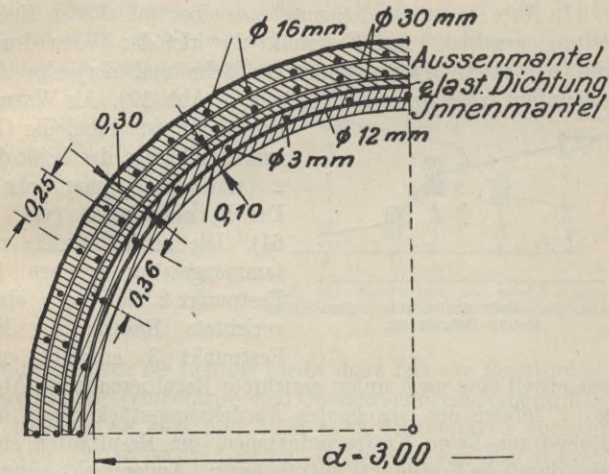


Abb. 17. Druckschacht der Wasserkraftanlage Coghinas.

schicht, die auf einer etwa 0,30 m starken Eisenbetonschicht liegt und durch einen etwa 0,10 m starken Eisenbetonmantel geschützt wird.

Rohrleitungen.

Man muß grundsätzlich zwei verschiedene Rohrleitungssysteme unterscheiden: Rohrleitungen mit „aufgelöstem“ und Rohrleitungen mit „geschlossenem“ Rohrstrang. Bei aufgelösten Rohrleitungen sind in den einzelnen Rohrstrecken Ausdehnungsstücke eingebaut. Die Rohrwandungen können und sollen daher keine achsenparallelen Kräfte aufnehmen. Die auftretenden Kräfte werden vielmehr durch die Festpunkte aufgenommen. Die Wandungen geschlossener Rohrleitungen können und müssen dagegen achsenparallele Kräfte aufnehmen.

In Abb. 18 ist eine Schemaskizze einer aufgelösten Rohrleitung gegeben. Auf Festpunkt 2 wirkt der Wasserdruck auf die obere Wasserquerschnittsfläche und derjenige auf die untere Wasserquerschnittsfläche (s. Abb. 19). Als Wasser-

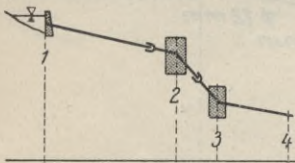


Abb. 18. Rohrleitung mit aufgelöstem Rohrstrang.

druckhöhe ist dabei die Gesamtdruckhöhe, das heißt der (statische + dynamische Druck) einzusetzen (vgl. S. 64). Die beiden Kräfte zusammengesetzt ergeben im Festpunkt 2 eine nach oben gerichtete Resultante. Bei Festpunkt 3 entsteht ent-

sprechend eine nach unten gerichtete Resultierende (s. Abb. 20). Infolge der eingebauten Ausdehnungsstücke kann der Rohrstrang keine Kräfte aufnehmen, die Resultanten sind also durch die Festpunkte aufzunehmen. Andererseits können sich in den Ausdehnungsstücken Ausdehnungen durch Temperaturänderungen und Quersammenziehungen infolge des Innenwasserdrucks frei ausspielen, so daß keine Temperatur- und Quersammenziehungskräfte auftreten können.

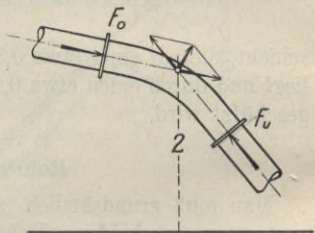


Abb. 19.

Denkt man sich nun die Ausdehnungsstücke festgelegt, also geschlossenen Rohrstrang, und den Festpunkt 2 entfernt (vgl. Abb. 21), so muß die resultierende Kraft (Abb. 19) durch die Rohrwandungen aufgenommen und auf die nächstgelegenen Festpunkte übertragen werden. Es entsteht in der Rohrwandung eine Zugkraft, die gleich der Wasserdruckkraft auf die obere (bzw. die untere) Wasserquerschnitts-

fläche des Krümmers ist. Ist der Knick im Punkt 2 genügend stark, so können sich dort infolge der Elastizität des Krümmers Temperaturdehnungen und Quersammenziehungen

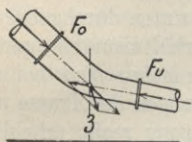


Abb. 20.

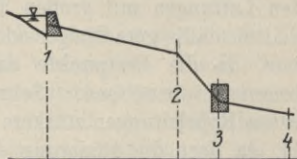


Abb. 21. Rohrleitung mit geschlossenem Rohrstrang und elastisch verschiebbarem Krümmer.

gen ausspielen; die Leitung bleibt dann frei von Beanspruchungen durch Temperatur- und Quersammenziehungskräfte.

Denkt man sich nun auch noch Festpunkt 3 entfernt (s. Abb. 22), so ist die Leitung „fliegend“ am oberen Festpunkt 1 aufgehängt. Der Wasserdruck auf die untere Wasserquerschnittsfläche und auf allenfällige Übergangsstücke wird als Zugkraft durch die Rohrwandung auf den Festpunkt 1 übertragen, falls nicht durch die Auflagerreibungskräfte bereits ein Teil davon aufgenommen wird.

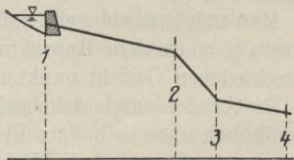


Abb. 22. Fliegend aufgehängte Rohrleitung.

Es würde hier zu weit führen, eine erschöpfende Darstellung der verschiedenen, auf eine Rohrleitung wirkenden Kräfte zu geben. Hruschka gibt deren Anzahl mit 32 an. Es sei auf dessen Veröffentlichung ¹⁾ und auf das Buch des Verfassers ²⁾ verwiesen.

¹⁾ Hruschka: Die Berechnung von Druckrohrleitungen, Elektrotechnik und Maschinenbau. 1922. Nr. 46 ff.

²⁾ Bundschu: Druckrohrleitungen. 2. neu bearbeitete Auflage. Berlin: Julius Springer 1929.

Welche Bauweise, die geschlossene oder aufgelöste, den Vorzug verdient, kann nur von Fall zu Fall entschieden werden. Aufgelöste Bauweise empfiehlt sich bei offen verlegten Leitungen mit großen Temperaturunterschieden und verhältnismäßig geradliniger oder nach unten durchgebogener Trasse, da die Festpunkte dann verhältnismäßig geringe Betonmassen benötigen. Sehr unangenehm sind bei aufgelösten Rohrleitungen stärkere Knickungen der Trasse nach oben, da dort die Fixierung der Leitung recht erhebliche Betonmassen beansprucht. Man wird daher bei im Längenschnitt oder im Grundriß stark gebrochener Trasse, wenigstens bei kleineren Rohrdurchmessern, mit Vorteil zur geschlossenen Bauweise mit elastisch verschiebbaren Krümmern übergehen. Stark nach oben geknickte Leitungspunkte, die bei aufgelöster Bauweise sehr unerwünscht sind, sind dann willkommen, da man in ihnen die Temperaturdehnungen und Quersammenziehungen ausspielen lassen kann.

Man ersieht aus obigem, daß das Aufsuchen der günstigsten Trasse je nach dem Rohrleitungssystem nach grundsätzlich verschiedenen Gesichtspunkten geschehen muß.

Die Ausdehnungsstücke aufgelöster Leitungen ordnet man gewöhnlich unterhalb eines Festpunktes an. Man muß dann Vorsorge treffen, daß die Rohrstrecke genügend gegen Ausknicken gesichert ist. Bringt man das Ausdehnungsstück in der Mitte der Rohrstrecke an, so ist das Dehnungsspiel am geringsten. Liegt es am unteren Ende, so ist der Rohrstrang am oberen Festpunkt aufgehängt, die Knickgefahr fällt also weg. Für die Montage, die gewöhnlich von unten nach oben erfolgt, ist die Anordnung des Ausdehnungsstückes am oberen Ende am vorteilhaftesten. Für flache Rohrstrecken, bei denen ein Ineinanderschieben durch das Eigengewicht nicht zu befürchten ist, kann man auch mehrere Ausdehnungsstücke vorsehen. Für Muffenleitungen sieht man gewöhnlich

keine besonderen Dehnungsstücke vor, da jede einzelne Muffe genügend Spielraum besitzt.

Der Abstand der Festpunkte bei aufgelöster Bauweise beträgt etwa $100 \div 200$ m.

Eine weitere, grundsätzliche Frage ist die, ob die Rohrleitung verdeckt oder offen zu verlegen ist. Die Eindeckung bietet den Vorteil des Temperaturschutzes, was insbesondere bei geschlossener Bauweise wertvoll ist. Außerdem kann man bei gutem Baugrund die Grabenwandungen zur Fixierung der Leitung heranziehen, spart also dann an Betonmasse für die Festpunkte, oder man kann bei niedrigen Drucken ganz von diesen absehen. Bei verdeckter Verlegung ist meistens kein Grunderwerb nötig, sondern nur ein Nutzungsrecht. Ferner spricht für verdeckte Verlegung die Schonung des Landschaftsbildes, die Sicherheit gegen Steinschlag, stürzende Bäume, Sabotageakte und militärische Zerstörung. Bei großen Durchmessern und mehreren Rohrsträngen werden die Tiefbauarbeiten zur Eindeckung sehr umfangreich, weshalb derartige Leitungen meist offen verlegt werden. Die verdeckte Verlegung findet sich daher meist bei kleineren Anlagen.

Band 1 Abb. 12 S. 29 zeigt die Druckrohrleitung des Murg-Schwarzenbachwerkes, eine offen verlegte, aufgelöste, durch Betonfestpunkte fixierte Rohrleitung mit fliegender Verteilung vor dem Krafthaus.

Ein Beispiel einer geschlossenen, eingedeckten Rohrleitung mit elastisch verschiebbaren Krümmern gibt Abb. 23: Druckrohrleitung des Wäggitalwerkes Siebnen. (Das Lichtbild ist während des Baues vor der Eindeckung aufgenommen.) ($\varnothing 2,5 \div 2,2$ m.)

Bei der Wahl der Rohrleitungstrasse muß darauf geachtet werden, daß die Druckabfalllinie (s. S. 65) sich an keiner Stelle allzu sehr auf den Rohrscheitel absenkt, keinesfalls jedoch weiter als etwa 6 m (= der praktischen zulässigen

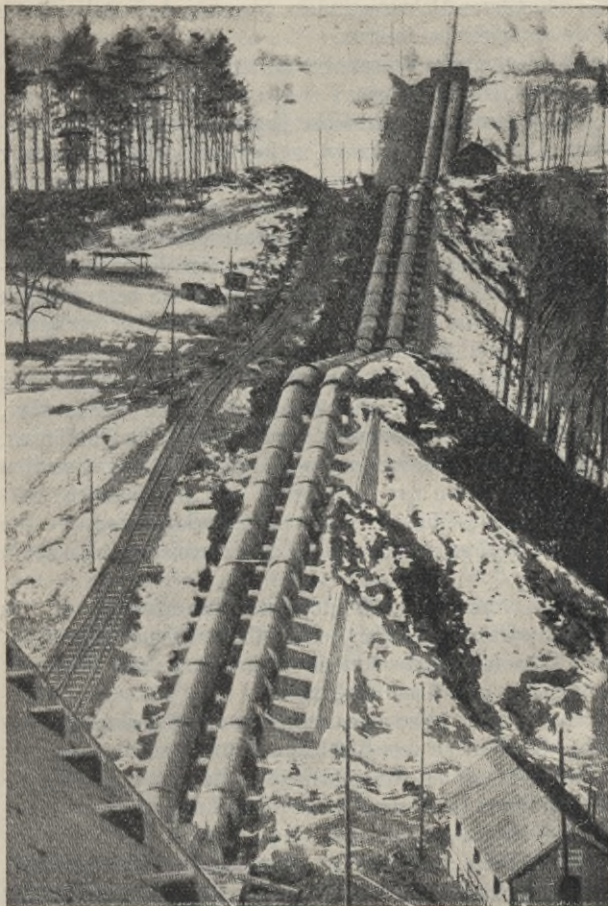


Abb. 23. Druckrohrleitung des Wäggitalwerkes Siebnen. (Mannesmannröhren-Werke, Düsseldorf.)

Atmosphärensaughöhe) unter den Rohrscheitel fällt, da sonst ein Abreißen des Wasserstranges auftritt, wobei die Rohrleitung entweder durch das auftretende Vakuum plattgedrückt oder durch die nach einiger Zeit wieder zusammenprallenden Wassermassen gesprengt werden kann.

Die hauptsächlichsten Baustoffe für Rohrleitungen sind Eisen, Beton und Holz. Für hohe Innendrucke kommt nur Eisen, meistens wassergas-überlapptgeschweißt, in Frage, wobei für ganz hohe Drucke bandagierte Rohre zur Anwendung kommen. Das praktische Anwendungsgebiet der Beton- und Holzrohre reicht etwa bis 50 m Betriebsdruckhöhe.

Vorzüge der Eisenrohre sind: Große statische Sicherheit, beste Gewähr für Wasserdichtigkeit, glatte Innenwandung und einfache Bauausführung. Nachteilig ist die Rost- und Inkrustationsgefahr, geringe Widerstandsfähigkeit gegen chemische Angriffe des Werkwassers, große Wärmeleitung und bei dünnwandigen Rohren, geringe Widerstandsfähigkeit gegen Außendruck.

Ausführungsbeispiele von eisernen Druckleitungen.

Achenseekraftwerk: Verteilleitung 2,0 m l. W. 55 mm Wandstärke, wassergas-überlapptgeschweißt. Statische Druckhöhe 400 m¹⁾.

Vermuntkraftwerk (Österreich) (im Bau). Bandagierte Rohre, l. W. 1,35 m, Wandstärke des Mantelrohres 57 mm, wassergas-überlapptgeschweißt. Statische Druckhöhe 720 m.

Shannonkraftwerk (Irland). Genietete Druckleitung von 6,0 m l. W., 11–18 mm Wandstärke, 31 m statische Druckhöhe²⁾.

Der Hauptvorteil der Betonrohre ist ihre große Widerstandsfähigkeit gegen Außendruck (Erddruck, Verkehrslast, Atmosphärendruck u. ä.) und gegen Deformation infolge des

¹⁾ Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1928, Nr. 19.

²⁾ Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1927, Nr. 1.

Wassergewichts und des Eigengewichtes. Eisenbetonrohre finden daher vorteilhaft Verwendung für große Wassermengen bei verhältnismäßig niederem Innendruck. Da der Beton spröde ist, muß bei Betonleitungen sorgfältigst darauf geachtet werden, daß keine oder wenigstens nur unbedeutende dynamische Druckänderungen auftreten können. Ein Nachteil der Eisenbetonrohre ist, daß sie leicht infolge Risse-

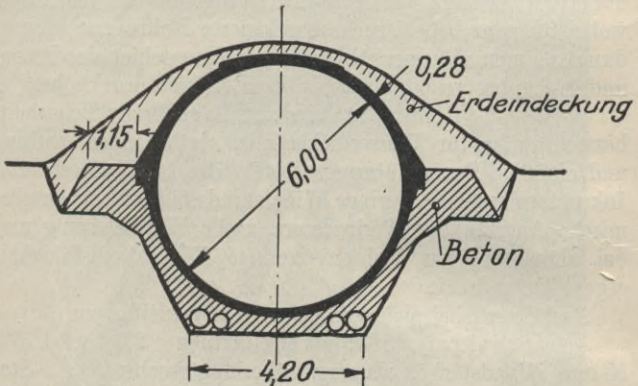


Abb. 24. Eisenbeton-Druckrohrleitung der Wasserkraftanlage Drac-Romanche.

bildung undicht werden. Auch ist es konstruktiv schwierig, Verbindungsstellen, Ausdehnungsfugen u. ä. dicht zu bekommen. Weitere Nachteile der Betonrohre sind: geringe Widerstandsfähigkeit gegen Ausschleifen durch Sand, große Empfindlichkeit gegen chemische Angriffe des Werkwassers, schwieriger Transport infolge des großen Gewichtes, schwierige Montage.

Abb. 24 zeigt die Eisenbetonleitung der Wasserkraftanlage Drac-Romanche¹⁾ (\varnothing 6,00 m, Betriebsdruck $H = rd.$ 12 m).

¹⁾ Le Houille Blanche, 1921, Nr. 173. Auszug: Wasserkraft 1925. Nr. 20. S. 334.

Die Hauptvorteile der Holzrohre sind: Große Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse, geringe Wärmeleitung, einfacher Transport und Einbau auch in schwierigem Gelände. Nachteile der Holzrohre sind: Geringe Widerstandsfähigkeit gegen Außendruck, Neigung zum Undichtwerden (Stoßstellen, Astlöcher), Fäulnisgefahr des Holzes und Rostgefahr der Bügel; scharfe Krümmungen, Abzweigungen und

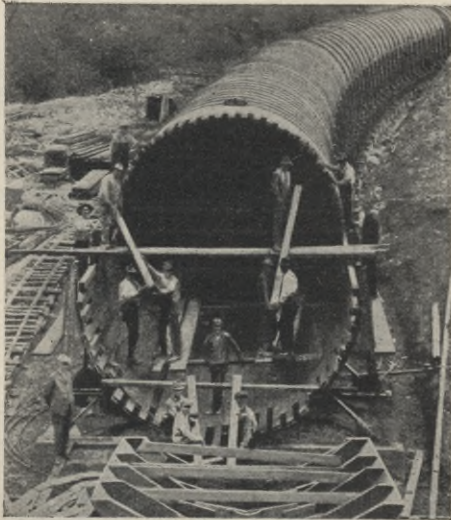


Abb. 25. Holzdruckrohrleitung in Kalifornien.

ähnliches können in Holz nicht hergestellt werden, so daß man dafür dann auf andere Baustoffe, meistens Eisen, zurückgreifen muß.

Abb. 25 zeigt eine Holzdruckrohrleitung in Kalifornien ¹⁾ von 4,8 m lichte Weite bei 18 m Druckhöhe.

Die Fließgeschwindigkeiten und der wirtschaftlich günstigste Rohrdurchmesser.

Für eiserne Turbinenrohrleitungen kann man den wirtschaftlichen Durchmesser mit folgender Formel ²⁾ berechnen:

$$d = \sqrt[7]{\frac{60570 \cdot w_1 \cdot t \cdot Q^3}{k^2 \cdot H \cdot w_2}} \quad (1)$$

d = wirtschaftlichster lichter Rohrdurchmesser in m

w_1 = mittlerer Wert einer kWh an den Generatorklemmen in Mark (oder einer anderen Währungseinheit)

t = Anzahl der Betriebsstunden im Jahr

Q = die im Jahr gemittelte Beaufschlagung des Rohrstranges in m³/sek

k = Koeffizient von Chézy (vgl. S. 43)

H = gesamte Druckhöhe (statischer + dynamischer Druck) an dem betrachteten Rohrleitungspunkt in m

w_2 = Jahreskosten (Verzinsung, Abschreibung, Unterhaltung) einer Tonne eingebauten Eisens (Rohre einschl. Transport, Montage und Unterbau: Rohrgraben, Festpunkte usw.) in Mark (oder einer anderen Währungseinheit).

Die Werte von k und H ändern sich mit dem Durchmesser d , man wird sie also zunächst auf Grund eines geschätzten d bestimmen und wird, wenn sich ein wesentlicher anderer Wert von d ergibt, die Rechnung mit verbesserten Werten wiederholen.

¹⁾ Eng. News Rec. vom 15. 4. 1926 S. 609; Auszug Bauingenieur 1926. Nr. 31, S. 606.

²⁾ Ludin: Die wirtschaftliche Bemessung von Triebwasserleitungen. Zeitschrift für das gesamte Turbinenwesen 1914, Nr. 13. Bundschu: Druckrohrleitungen, 2. Aufl. Berlin: Springer 1929.

Als Näherungsformeln kann man verwenden:

$$\text{für } H < 100 \text{ m} \quad d = \sqrt[7]{0,05 Q^3} \quad (2)$$

$$H > 100 \text{ m} \quad d = \sqrt[7]{\frac{5,2 Q^3}{H}} \quad (3)$$

d = wirtschaftlichster lichter Rohrdurchmesser in m

Q = Wasserführung des Rohrstranges bei Vollbeaufschlagung in m^3/sek

H = Gesamtdruckhöhe (statischer + dynamischer Druck) an dem betrachteten Rohrleitungspunkt in m

Statische Berechnung des Rohrquerschnitts.

a) Gegen Innendruck.

Für eiserne Druckrohrleitungen erhält man die nötige Wandstärke zu:

$$s = \frac{d \cdot H}{2 \cdot \eta \cdot \sigma} \quad (4)$$

s = Wandstärke der Rohrleitung in m

d = lichter Rohrdurchmesser in m

H = Gesamtdruckhöhe (statischer + dynamischer Druck) in m

η = Güteverhältnis der Schweiß- bzw. Nietnaht (stumpfgeschweißte Naht $\eta = 0,70$, überlappt-wassergasgeschweißte Naht $\eta = 0,90$, Nietnaht; einreihig: $\eta = 0,65$, zweireihig: $\eta = 0,70$)

σ = zulässige Zugbeanspruchung des Rohrmaterials in t/m^2 (gewöhnlich $\sigma = 8000 \text{ t}/\text{m}^2$).

b) Gegen Außendruck¹⁾.

$$s = d \sqrt[3]{\frac{\zeta \cdot p}{2 \cdot E}} \quad (5)$$

Definition der Buchstabenzeichen siehe nächste Seite.

¹⁾ Mayer, Rudolf: Über Elastizität und Stabilität des geschlossenen und offenen Kreisbogens. Zeitschrift für Mathematik und Physik. Bd. 61. 1913, S. 246 ff.

- s = Wandstärke der Rohrleitung in m
 d = lichter Rohrdurchmesser in m
 ζ = Sicherheitsfaktor (s. unten)
 p = gleichmäßig von allen Seiten wirkender
 Außendruck in t/m^2
 E = Elastizitätsmodul der Rohrwandung in
 t/m^2 ($E = 20\,000\,000\ t/m^2$)

Den Sicherheitsfaktor ζ wählt man bei offen verlegtem Rohr etwa zu $\zeta = 4$. Bei in Rohrgräben mit gutem Baugrund verlegten Rohren wirkt das umgebende Erdreich aussteifend, so daß dann unter Umständen von einem Sicherheitsfaktor ganz abgesehen werden kann.

Bauausführungen von Rohrleitungen.

Größere Rohrleitungen werden meistens auf vorher genau ausgerichtete Sättel verlegt; kleinere, insbesondere verdeckt verlegte Leitungen werden dagegen gewöhnlich zunächst nur unterkeilt, ausgerichtet und dann erst mit Beton oder Boden unterstopft. Kleine Richtungsfehler lassen sich bei Muffenleitungen in den Muffen, bei Flanschleitungen durch Keilringe ausgleichen. An geeigneten Stellen sind Paßstücke vorzusehen. Es ist sorgfältig darauf zu achten, daß keine unnötigen Montagespannungen in die Leitung kommen, die Leitung ist also insbesondere vor allzu großen Temperaturschwankungen zu schützen. Das Füllen der Leitung hat langsam und vorsichtig zu geschehen (Füllwassermenge etwa $\frac{1}{20}$ der Betriebswassermenge). Darauf wird die Leitung einem Probetrieb unterzogen, wobei u. a. auch zu prüfen ist, ob der Druckanstieg beim Abschließen und der Druckabfall beim Öffnen der Turbinen in den vorgesehenen Grenzen bleibt.

Der Ausbildung der Absperrorgane ist besondere Sorgfalt zu widmen, da von ihrem einwandfreien Funktionieren die Sicherheit der Leitung abhängt. Zu rasches Schließen oder Öffnen kann gleichbedeutend mit Zerstörung der Leitung sein.

Müssen Wasserläufe, Wege oder Bahnen mit der Druckrohrleitung gekreuzt werden, so unterdückt oder überbrückt man diese. Bei Überbrückungen sieht man entweder eine besondere Brückenkonstruktion vor, auf der man die Rohr-

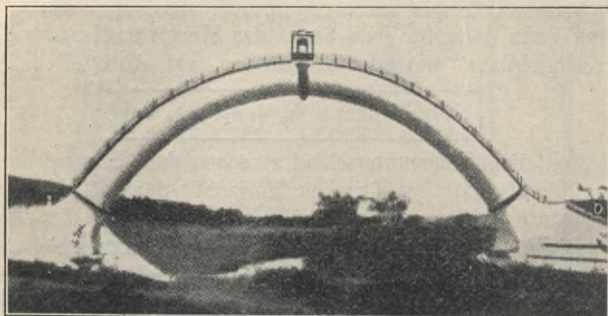


Abb. 26. Eisenbetonrohrbrücke (Bauingenieur).

leitung verlegt, oder man benutzt die Rohrwandung selbst als Tragkonstruktion. Abb. 26 zeigt eine derartige Eisenbetonrohrbrücke ¹⁾ (\varnothing 2,50 m, Spannweite im Licht 40 m, Wandstärke 0,28–0,46 m, im Scheitel Luftventil).

Hydraulische Berechnungsgrundlagen für Werkwasserleitungen ²⁾.

Auf Grund des Gesetzes von der Erhaltung der Energie muß an jeder Stelle der Leitung die Summe der potentiellen, kinetischen und verzehrten Energie dieselbe sein. Man pflegt

¹⁾ Bauingenieur 1926, Heft 22, S. 446.

²⁾ Vgl. Bundschu: Angewandte Hydraulik. Berlin: Julius Springer 1929.

die einzelnen Energien durch entsprechende Höhen darzustellen.

Potentielle Energie = h_p

Kinetische Energie oder Geschwindigkeitshöhe = $h_k = \frac{v^2}{2g}$

Verzehrte Energie = h_v

Man kann dann für jede Stelle der Werkwasserleitung die „Energiebilanz“ wie folgt anschreiben (vgl. Abb. 27):

$$\boxed{\text{Energiebilanz: } h_p + h_k + h_v = H} \quad (6)$$

H stellt den Höhenunterschied zwischen dem „Energiehorizont“ und dem „geodätischen Horizont“ dar, ist also eine konstante Größe.

Die in Abb. 27 schematisch dargestellte Werkwasserleitung setzt sich zusammen aus einer „Freispiegelleitung“ und einer „Druckleitung“. Betrachten wir zunächst die Freispiegelstrecke. Trägt man für jeden Punkt der Leitung die bis zu dem betrachteten Punkt entstandenen Fallhöhenverluste h_v vom Energiehorizont nach unten hin ab, so erhält man die „Energielinie“. Trägt man nun von dieser Energieinie für jeden Punkt der Leitung die entsprechenden Geschwindigkeitshöhen h_k nach unten ab, so kommt man bei Freispiegelleitungen auf den „Wasserspiegel“. Vom Wasserspiegel bis zum geodätischen Horizont verbleibt dann noch die potentielle Energiehöhe h_p , die sich bei Freispiegelleitungen zusammensetzt aus der Wassertiefe h_t und der geodätischen Höhe der Sohle h_g . ($h_p = h_t + h_g$).

Trägt man nun auf der Druckleitungsstrecke ebenfalls von jedem Punkt der Leitung die bis zu dem betreffenden Punkt entstandenen Fallhöhenverluste h_v vom Energiehorizont aus ab, so erhält man, genau wie bei der Freispiegelleitung, die „Energieinie“. Trägt man nun von dieser Energieinie aus die Geschwindigkeitshöhen $h_k = \frac{v^2}{2g}$ ab, so erhält man

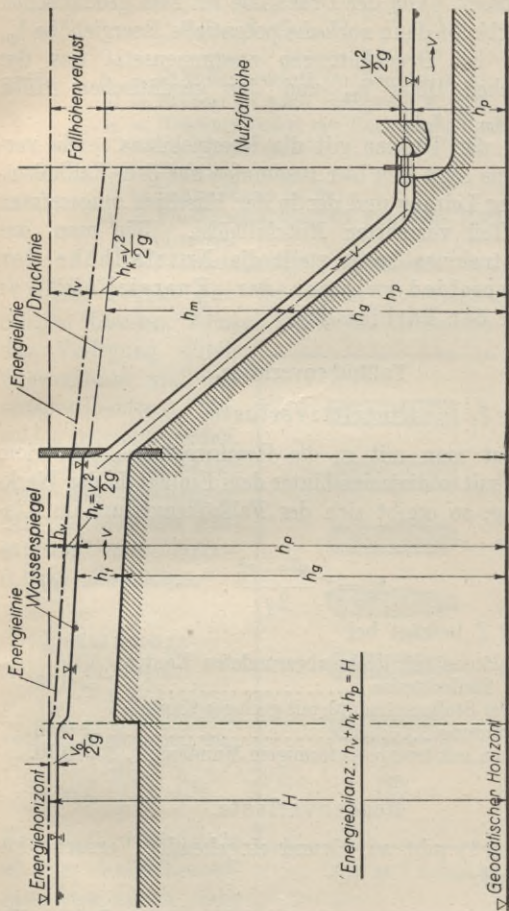


Abb. 27. Schematischer Längenschnitt durch eine Werkwasserleitung.

die „Drucklinie“. Von der Drucklinie bis zum geodätischen Horizont verbleibt dann noch die potentielle Energiehöhe h_p , welche sich bei Druckleitungen zusammensetzt aus der manometrischen Höhe h_m und der geodätischen Höhe h_g . ($h_m = h_m + h_g$).

Auch an der Turbine gilt die Energiebilanz. Die verzehrte Energie setzt sich hier zusammen aus dem Fallhöhenverlust in der Leitung und der in der Maschine umgesetzten bzw. zum Teil verzehrten Nutzfallhöhe. Wie man aus Abb. 27 entnehmen kann, stellt die Nutzfallhöhe den Höhenunterschied zwischen der „Energieinie“ vor und hinter der Turbine dar.

Fallhöhenverluste.

Eintrittsverluste.

Bezeichnet man mit v_0 die Geschwindigkeit vor dem Einlauf und mit v diejenige hinter dem Einlauf in der Werkwasserleitung, so ergibt sich der Fallhöhenverlust im Einlauf zu:

$$h_v = \zeta \frac{v^2 - v_0^2}{2g}. \quad (7)$$

Der Beiwert ζ beträgt bei

Kanaleinläufen mit leicht abgerundeten Kanten und Pfeilerköpfen	$\zeta = 0,33$
Rohr- oder Stollenmündung mit geringer Kanten- abrundung	$\zeta = 0,50$
desgleichen mit trompetenförmigem Mundloch ..	$\zeta = 0,10$.

Rechenverluste.

Kirschmer¹⁾ gibt auf Grund eingehender Versuche folgende Formel:

¹⁾ Kirschmer: Untersuchungen über den Gefälleverlust an Rechen. Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München. Heft I. Oldenbourg, München und Berlin 1926.

$$h_v = \beta \cdot \sin \alpha \left(\frac{s}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{v_0^2}{2g} \quad (8)$$

- h_v = Fallhöhenverlust im Rechen in m
 β = Beiwert je nach Stabprofil s. Abb. 28
 α = Neigungswinkel der Rechenstäbe gegen die Horizontale
 s = Stabdicke in m
 b = lichte Weite in m
 v_0 = Fließgeschwindigkeit vor dem Rechen in m/sek
 g = Fallbeschleunigung in m/sek².

Diese Formel gilt für reinen unverlegten Rechen in offenen Kanälen. Je nach Stärke der im Betrieb zu erwartenden Verlegung durch Schwemmsel muß ein entsprechender Zuschlag gemacht werden.

Näherungsweise kann man den Rechenverlust bei normaler Ausführung mit 0,05—0,10 m abschätzen.

Krümmungsverluste.

Der Krümmungsverlust ergibt sich zu

$$h_v = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (9)$$

Für flache Krümmer ist der Fallhöhenverlust gewöhnlich sehr

gering, so daß es genügt, ihn mit einigen wenigen cm abzuschätzen. Für 90°-Krümmerrohre kann man durch-

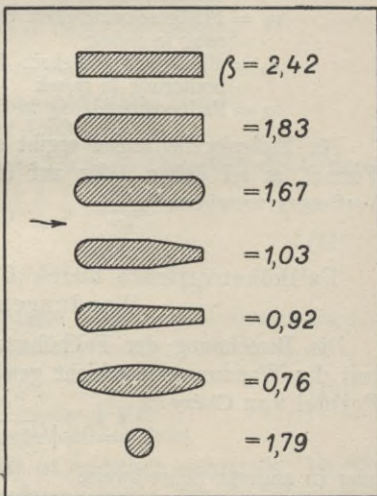


Abb. 28. Rechenstabprofile.

schnittlich $\zeta = 0,2$ setzen. Für genaue Berechnungen sei auf die Mitteilungen des Hydraulischen Institutes München verwiesen ¹⁾).

Fallhöhenverlust bei Querschnittserweiterung.

Bei Druckrohrleitungen ergibt sich der Fallhöhenverlust bei Querschnittserweiterung (Auflaufverlust) zu:

$$h_v = \frac{(v_0 - v_u)^2}{2g} \quad (10)$$

h_v = Druckhöhenverlust bei Querschnittserweiterung in m

v_0 = Fließgeschwindigkeit vor der Erbreiterung in m/sek

v_u = Fließgeschwindigkeit hinter der Erbreiterung in m/sek

g = Fallbeschleunigung in m/sek².

Für Freispiegelleitungen ergibt sich eine kompliziertere Formel, es sei daher dafür auf die Veröffentlichung des Verfassers verwiesen ²⁾).

Fallhöhenverluste durch Unebenheiten der Wandungen.

Die Berechnung der Fallhöhenverluste durch Unebenheit der Wandungen geschieht gewöhnlich auf Grund der Formel von Chézy

$$v = k \cdot \sqrt{P \cdot J} \quad (11)$$

oder in anderer Schreibweise

$$J = \frac{v^2}{k^2 \cdot P} \quad (12)$$

¹⁾ Heft I und II. Verlag Oldenbourg, München und Berlin. 1926 bzw. 1928.

²⁾ Bundschu: Angewandte Hydraulik. Berlin: Springer 1929, S. 33.

Hieraus ergibt sich der Fallhöhenverlust auf der Strecke l

$$h_v = J \cdot l = \frac{v^2 \cdot l}{k^2 \cdot P} \quad (13)$$

h_v = Fallhöhenverlust infolge Unebenheit der Wandung in m

J = dem zur Überwindung der Unebenheiten notwendigen Gefälle

l = Länge der Leitung in m. (Es ist die „wahre Länge“ der Leitung einzusetzen; bei Freispiegelleitungen wird diese allerdings, da deren Neigungswinkel gewöhnlich sehr klein ist, praktisch mit der „Projektionslänge“ übereinstimmen.)

v = Fließgeschwindigkeit in m/sek

k = Beiwert von Chézy (vgl. unten)

$P = \frac{F}{u}$ = Profilradius in m

F = Wasserquerschnittsfläche in m²

U = benetzter Umfang in m.

Für den Beiwert k von Chézy gab Ganguillet die Formel:

$$k = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{P}}} \quad (14)$$

Für Gefälle $J > 0,0005$ kann diese Formel ersetzt werden durch die Formel von Kutter:

$$k = \frac{100 \cdot \sqrt{P}}{m + \sqrt{P}} \quad (15)$$

Beiwerte m und n siehe nächste Seite.

Die Formel von Chézy ist empirisch aufgestellt. Es gibt noch eine große Anzahl anderer Formeln. Für die Anforderung der Praxis genügt aber meistens die Formel von Chézy mit den Beiwerten von Ganguillet und Kutter, für die in zahlreichen Lehrbüchern Tabellen und Diagramme zu finden

Tabelle für die Beiwerte m und n

	m	n
Eisenrohre mit glattem Übergang an den Stoßstellen, geschweißt oder mit versenkten Nietköpfen mit Innenanstrich; Holzkanäle oder Holzrohre gut gefugt und gehobelt; Betonrohre in sorgfältigster Ausführung mit glattem Innenanstrich	0,20	0,012
Leitungen aus sorgfältig geglättetem oder verputztem Beton oder glatt ausgefugtem Klinker-mauerwerk, sorgfältig verlegte Steinzeugrohre; weite Eisenrohre, längs- und querge-nietet, mit halbversenkten Nietköpfen, mit Innenanstrich	0,25	0,0125
Fabrikmäßig hergestellte, sorgfältig verlegte Betonrohre; Leitungen aus Beton oder Klinker-mauerwerk; kleinere Eisenrohre ($\varnothing < 0,50$ m), längs und quer genietet, mit halbversenkten Nietköpfen	0,35	0,0135
Bruchsteinmauerwerk	0,70	0,017
Erdkanal, regelmäßig und sauber ausgeführt, gut unterhalten, ohne Wasserpflanzen	1,50	0,025
Erdkanal, weniger regelmäßiger Ausführung, mit grobem Geröll, Wasserpflanzen und Schlamm; ohne besonderes Nacharbeiten, roh ausgesprengter Felskanal	2,50 und mehr	0,035 und mehr

sind ¹⁾). Neuerdings wird vielfach die Formel von Forchheimer ²⁾)

$$v = \lambda \cdot P^{0,7} \cdot J^{0,5} \quad (16)$$

verwendet. Der Beiwert λ kann gleich $\frac{1}{n}$ gesetzt werden (n = Beiwert von Ganguillet).

¹⁾ Bundschu: Angewandte Hydraulik. Berlin: Julius Springer 1929.

²⁾ Forchheimer: Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben großer Abmessungen. Berlin 1923.

Strickler: Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel. Eidgenöss. Amt für Wasserwirtschaft. Bern 1923.

Die Verringerung der Fallhöhenverluste kann man auf drei verschiedene Arten zu erreichen suchen:

1. durch hydraulisch günstigste Querschnittsgestaltung. Für Freispiegelleitungen ist das hydraulisch günstigste Profil der Halbkreis, für Druckrohrleitung der Kreis.

Bei Kreis- und ähnlichen Profilen gibt es theoretisch eine günstigste Füllungshöhe. Beim Kreis beträgt sie z. B. $0,95 d$ (vgl. Abb. 29). Diese günstigste Füllungshöhe ist aber mehr von theoretischem als praktischem Interesse. Bei der verhältnismäßig niederen freien Höhe von $0,05 d$ besteht nämlich die Gefahr, daß die Leitung teils als Freispiegel- und teils als Druckleitung läuft. Dadurch und durch die dann eingeschlossene Luft können gefährliche Schwingungen und Schläge entstehen. Versuche ¹⁾ haben auch ergeben, daß sich die größte Wasserführung bei vollaufendem Rohr ergibt. Mit Rücksicht auf Rost und Inkrustation wird man ferner bei Eisenrohrleitungen Freispiegelleitungen möglichst vermeiden, da die im Rohr befindliche Luft diese Erscheinungen begünstigt. In noch höherem Maße ist bei Holzrohrleitungen ein vollaufendes Profil erwünscht, damit das Rohr ständig wassergesättigt ist, da sonst Fäulniserscheinungen auftreten würden.

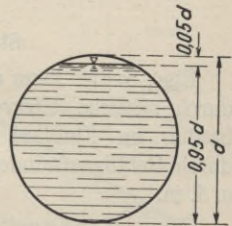


Abb. 29.

2. Durch Verringerung der Wandunebenheiten.

3. Durch Verringerung der Fließgeschwindigkeit, das heißt durch Vergrößerung der Wasserquerschnittsfläche. Die „wirtschaftlich günstigste Fließgeschwindigkeit“, oder was dasselbe sagt, der „wirtschaft-

¹⁾ Bülow: Die Leistungsfähigkeit von Fluß-, Bach-, Werkkanal- und Rohrquerschnitten. Gesundheitsingenieur 1927, H. 14.

lichste Querschnitt“ muß auf Grund vergleichender Berechnungen gefunden werden. Diese Berechnungen laufen grundsätzlich immer auf eine Gegenüberstellung der Mehrkosten einer angenommenen Querschnittsvergrößerung und der dabei durch Energiehöhereinsparung erzielbaren Mehreinnahmen hinaus. Zur ersten Annäherung verwendet man Erfahrungswerte, wie sie S. 11 gegeben sind. Für eiserne Druckrohrleitungen kann man den wirtschaftlichsten Durchmesser mit Gl. 1 ÷ 3 S. 34 und 35 berechnen.

Stau und Senkung.

Ein „Stau“ kann entstehen durch Einbau eines Wehres, durch seitliche Ufervorbauten, durch Errichten von Einbauten im Flußlauf (Brückenpfeiler, Fangdämme u. ä.), durch Gefälleverminderung in der Sohle infolge Auflandung u. ä. m.

Eine „Senkung“ entsteht durch Profilverbreiterung (z. B. Ausfluß in einen See), durch Gefällevermehrung in der Sohle, durch Sohlenvertiefungen (Treppe) u. ä. m.

Betrachtet man eine beliebige Strecke AB eines Wasserlaufes mit der verhältnismäßig kleinen Länge Δl (vgl. Abb. 30 und 31), die Wasserspiegelfallhöhe sei Δh , der Fallhöhenverlust h_v , die Fließgeschwindigkeit in Punkt A v_0 und diejenige im Punkt B v_u , so ergibt die Energiebilanz (vgl. Abb. 30 und 31)

$$\Delta h + \frac{v_0^2}{2g} = h_v + \frac{v_u^2}{2g} \quad (17)$$

und zwar gilt diese Energiebilanz sowohl für den Stau als auch für die Absenkung.

Zur Berechnung des Fallhöhenverlustes h_v bestimmt man zwischen A und B ein mittleres Profil mit dem Wasserquerschnitt F_m , dem Profilradius P_m und dem entsprechenden

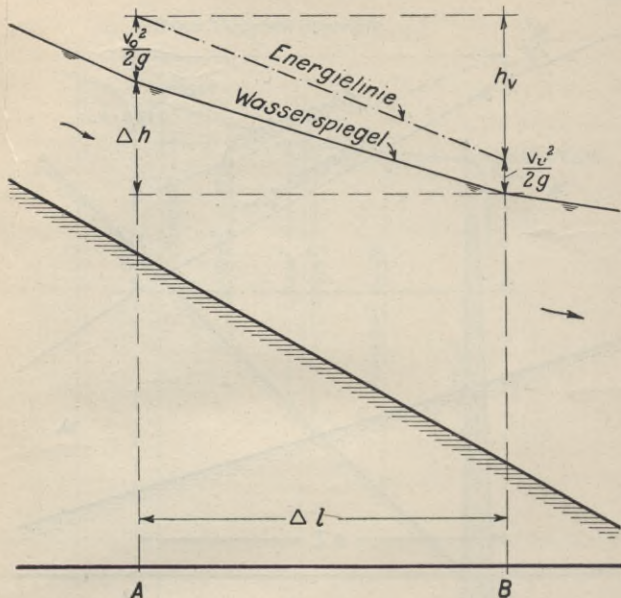


Abb. 30. Stau.

Koeffizienten von Chézy k_m . Man erhält dann auf Grund der Formel von Chézy (vgl. Formel 13)

$$h_v = \frac{Q^2 \cdot \Delta l}{F_m^2 \cdot k_m^2 \cdot P_m} \quad (18)$$

Außerdem ist

$$v_0 = \frac{Q}{F_0} \quad (19)$$

$$v_u = \frac{Q}{F_u} \quad (20)$$

Diese Werte in Gleichung (17) eingesetzt ergibt die allgemeine Gleichung der Stau- und Senkungskurve:

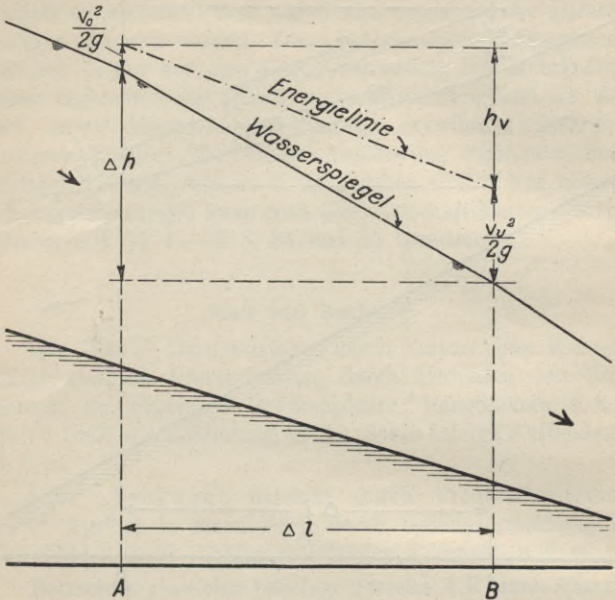


Abb. 31. Senkung.

$$\Delta h = \frac{Q^2 \cdot \Delta l}{F_m^2 \cdot k_m^2 \cdot P_m} + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot F_u^2} - \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot F_0^2} \quad (21)$$

Δh = Wasserspiegelfallhöhe einer Teilstrecke in m

Q = Wassermenge in m³/sek

Δl = Länge der Teilstrecke (Projektionslänge) in m

F_m = mittlerer Wasserquerschnitt der Teilstrecke in m²

k_m = entsprechender Beiwert von Chézy (vgl. S. 43)

P_m = entsprechender Profilradius in m (vgl. S. 43)

g = Fallbeschleunigung in m/sek²

F_u = Wasserquerschnittsfläche am unteren Ende der Teilstrecke in m²

F_0 = dasselbe am oberen Ende in m².

$Q = 100 \text{ m}^3/\text{sek}$. Das Stauziel liegt auf Kote $+ 105,00$. Man denkt sich nun den Flußlauf in eine Anzahl geeigneter Teilstrecken zerlegt. Die Längen der Teilstrecken sind in vorliegendem Beispiel z. B. zu 1400, 1200, 700,, m angenommen.

Man nimmt nun für die erste Teilstrecke km $0 + 000 \div 1 + 400$ zunächst horizontalen Wasserspiegel auf Kote $+ 105,00$ an und bestimmt in der Mitte der Teilstrecke ein Profil, das als gemittelttes Normalprofil für die Teilstrecke gelten kann. Dieses Profil habe mit der Wasserspiegelkote $+ 105,00$ einen Wasserquerschnitt $F_m = 160 \text{ m}^2$ und einen benetzten Umfang $U_m = 60 \text{ m}$. Daraus ergibt sich der Profilradius $P = \frac{160}{60} = 2,67 \text{ m}$. Der Koeffizient k von Chézy werde nach der Kutterschen Formel (vgl. Formel 15)

$$k = \frac{100 + \sqrt{P}}{m + \sqrt{P}}$$

berechnet. Mit $m = 1,0$ erhält man für das vorliegende Beispiel:

$$k_m = 38,6.$$

Aus den Querprofilen $0 + 000$ und $1 + 400$ erhalte man mit Wasserspiegelkote auf $+ 105,00$ die Querschnittsflächen

$$F_u = 210 \text{ m}^2 \text{ und } F_0 = 110 \text{ m}^2.$$

Diese Werte in Gleichung (21) eingesetzt ergibt:

$$\Delta h = \frac{100^2 \cdot 1400}{160^2 \cdot 38,6^2 \cdot 2,67} + \frac{100^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 210^2} - \frac{100^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 110^2} = 0,11 \text{ m}.$$

Die Wasserspiegelkote bei km $1 + 400$ beträgt nun also $105,00 + 0,11 = + 105,11 \text{ m}$. Man denkt sich nun zunächst den Wasserspiegel der zweiten Teilstrecke in derselben Neigung ansteigend, wie eben auf der ersten Teilstrecke ermittelt, das heißt, man verlängert die Wasserspiegellinie der Teilstrecke 1 über die 2. Teilstrecke hinweg. Darauf be-

stimmt man wiederum ein mittleres Normalprofil, dessen Wasserspiegelkote man graphisch aus dem Längenprofil entnehmen kann und ermittelt F_m, U_m und k_m . Hierauf bestimmt man den Wasserquerschnitt bei km 1 + 400 unter Berücksichtigung der Wasserspiegelkote + 105,11. Es ergäbe sich dann gegenüber dem Wasserquerschnitt $F_0 = 110\text{m}^2$ der ersten Teilstrecke, der ja mit einer Wasserspiegelkote auf 105,00 ermittelt wurde, ein verbesserter Wert für die zweite Teilstrecke $F_u = 116\text{m}^2$. Nachdem man nun noch graphisch aus der Verlängerung der Wasserspiegellinie der ersten Teilstrecke im Profil 2 + 600 die Wasserspiegellhöhe und damit $F_0 = 60\text{m}^2$ bestimmt hat, berechnet man wiederum mit Gleichung (21) die Wasserspiegelfallhöhe Δh , die sich zu 0,34 m ergibt. Das Verfahren wird nun so lange fortgesetzt, bis die Wasserspiegellinie in den angestauten Wasserspiegel übergeht. Bei der Durchführung der Rechnung stellt man die Werte am besten tabellarisch zusammen.

Teilstrecke km	Δl m	F_m m ²	U_m m	P_m m	$\sqrt{P_m}$	k_m	F_u m ²	F_0 m ²	Δh m
0 + 000 ÷ 1 + 400	1400	160	60	2,67	1,63	38,6	210	(110)	0,11
1 + 400 ÷ 2 + 600	1200	90	52	1,73	1,32	43,7	116	(60)	0,34
usw.									

Die allgemeine Gleichung der Stau- und Senkungskurve Gl. (21) läßt sich für Gerinne mit regelmäßigen und gleichbleibenden Profilen und bei gleichbleibender Gerinneneigung integrieren. Es bestehen hierfür verschiedene Verfahren. Rühlmann¹⁾ gibt eine Formel für rechteckige Profile. Die meist angewandte Methode ist die von Tolkmitt²⁾, die im folgenden an einigen Beispielen gezeigt werden soll.

¹⁾ Rühlmann, Hydromechanik, 2. Auflage. Hannover 1880, S. 491. Weyrauch, Hydraulisches Rechnen.

²⁾ Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst, 2. Auflage. Berlin: 1907. S. 119.

Stauberechnung nach Tolkmitt (vgl. Abb. 33).

Vorausgesetzt ist gleichbleibendes, parabelförmiges Profil, gleichbleibendes Längsgefälle und Vernachlässigung des Rückgewinns an Fallhöhe infolge Geschwindigkeitsverminderung.

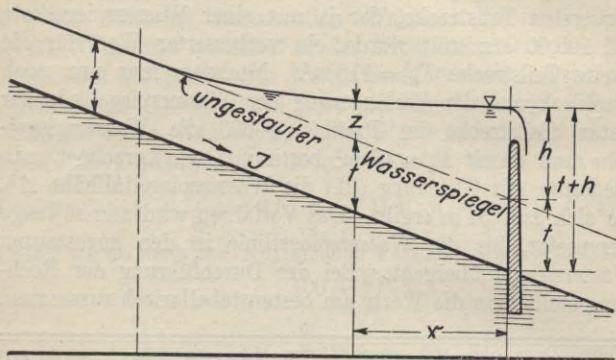


Abb. 33. Staukurve.

Man erhält dann:

$$x = \frac{t}{J} \left[f \left(\frac{t+h}{t} \right) - f \left(\frac{t+z}{t} \right) \right] \quad (22)$$

x = Entfernung von der Wehrstelle in m (vgl. Abb. 33)

t = Wassertiefe in Gerinnemitte in ungestautem Zustand in m

J = Längsgefälle des Gerinnes

f = Funktionszeichen

h = Aufstau über den ungestauten Wasserspiegel am Wehr in m

z = dasselbe an einer beliebigen Stelle im Abstand x vom Wehr in m.

Für die Funktionen f gab Tolkmitt folgende Rechentafel:

Tafel zur Stauberechnung nach Tolkmitt.

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

Die Anwendung der Formeln und der Rechentafel läßt sich am besten an einem Zahlenbeispiel erklären.

Das Gerinne wird so gut wie nie genau parabelförmiges Profil, für das Tolkmitt seine Formeln ableitete, besitzen. In den allermeisten Fällen wird man aber mit genügend genauer Annäherung das gegebene Profil sich durch ein Parabelprofil ersetzt denken können.

Es sei zum Beispiel ein Gerinne mit regelmäßigem Trapezprofil (vgl. Abb. 34) gegeben: Sohlenbreite 2,00 m, Wassertiefe in ungestautem Zustand 1,50 m, Böschungsneigung

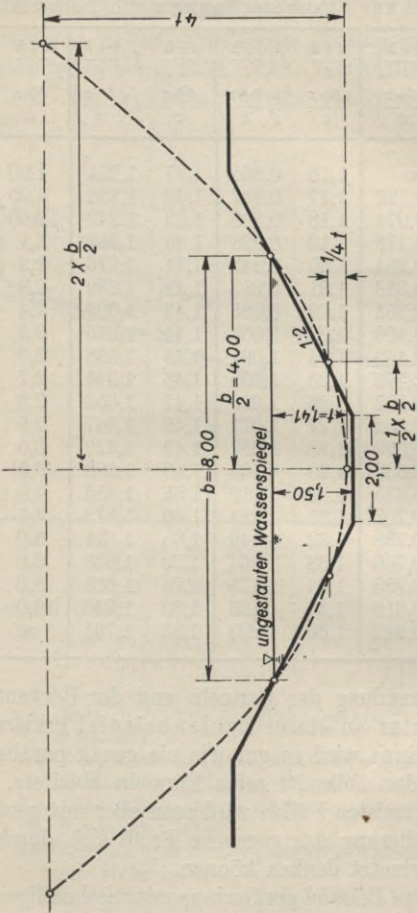


Abb. 34.

1: 2, Längsgefälle $J = 0,003$. An einem bestimmten Punkt des Gerinnes werde nun der Wasserspiegel um $h = 0,60$ m angestaut.

Wie groß ist:

1. die Entfernung x vom Wehr, bei der ein Aufstau von $z = 0,25$ m vorhanden ist?

2. der Aufstau z in einer Entfernung $x = 100$ m vom Wehr?

3. die gesamte Staulänge?

Zunächst verwandelt man das Trapezprofil in ein flächengleiches Parabelprofil, und zwar so, daß man die im ungestauten Zustand vorhandene Wasserspiegelbreite b für beide Profile beibehält (vgl. Abb. 34).

Der Inhalt des Trapezprofiles ist $(2,00 + 2 \cdot 1,50) \cdot 1,50 = 7,50$ m². Derjenige des Parabelprofiles: $\frac{2}{3} b \cdot t = \frac{2}{3} 8,00 \cdot t$.

Durch Gleichsetzen erhält man

$$t = \frac{7,50 \cdot 3}{2 \cdot 8,00} = 1,41 \text{ m.}$$

Dadurch ist der Parabelscheitel bestimmt. Weitere Punkte der Parabel lassen sich in einfacher Weise in Höhe $\frac{1}{4} t$, wo die Breite $= \frac{b}{2}$ und in Höhe $4 t$, wo die Breite $= 2 b$ ist bestimmen (vgl. Abb. 34).

1. Wie groß ist die Entfernung x , bei welcher der Aufstau $z = 0,25$ m vorhanden ist?

Durch Einsetzen der gegebenen Werte in Gleichung (22) ergibt sich:

$$\begin{aligned} x &= \frac{1,41}{0,003} \left[f\left(\frac{1,41 + 0,60}{1,41}\right) - f\left(\frac{1,41 + 0,25}{1,41}\right) \right] \\ &= 470 [f(1,425) - f(1,177)]. \end{aligned}$$

Man sucht nun in der Tabelle in der Spalte für $\left(\frac{t+h}{t}\right)$

56 Hydraul. Berechnungsgrundlagen f. Werkwasserleitungen.
den Wert 1,425 und findet durch entsprechende Interpolation
in der Spalte $f\left(\frac{t+h}{t}\right)$ den Wert von

$$f(1,425) = 1,295.$$

Darauf sucht man in der Spalte für $\left(\frac{t+z}{t}\right)$ den Wert
1,177 und findet durch entsprechende Interpolation in der
Spalte für $f\left(\frac{t+z}{t}\right)$ den Wert für $f(1,177) = 0,902$. Hier-
mit erhält man

$$x = 470 \cdot [1,295 - 0,902] = 185 \text{ m.}$$

2. Wie groß ist der Aufstau z in einer Ent-
fernung $x = 100 \text{ m}$?

Die gegebenen Werte in Gleichung (22) eingesetzt, ergibt:

$$100 = \frac{1,41}{0,003} \left[f\left(\frac{1,41 + 0,60}{1,41}\right) - f\left(\frac{1,41 + z}{1,41}\right) \right]$$

$$0,213 = f(1,425) - f\left(\frac{1,41 + z}{1,41}\right).$$

Man sucht nun in der Tabelle in der Spalte für $\frac{t+h}{t}$ wie
im vorhergehenden Beispiel den Wert 1,425 und findet durch
Interpolation zwischen 1,42 und 1,43 in der Spalte für $f\left(\frac{t+h}{t}\right)$
aus 1,289 und 1,302 den Wert von $f(1,425) = 1,295$ und damit

$$f\left(\frac{1,41 + z}{1,41}\right) = 1,295 - 0,213 = 1,082.$$

Man sucht nun in der Spalte für $f\left(\frac{t+z}{t}\right)$ den Wert 1,082.
Durch Interpolation zwischen 1,087 und 1,071 findet man
in der Spalte für $\frac{t+z}{t}$ aus 1,28 und 1,27 den Wert von

$$\frac{1,41 + z}{1,41} = 1,277 \text{ und damit } z = 1,277 \cdot 1,41 - 1,41 = 0,39.$$

3. Wie groß ist die gesamte Staulänge?

Die Staukurve nähert sich asymptotisch dem ungestauten Wasserspiegel, so daß theoretisch die Staulänge ∞ lang wird. Mit praktisch genügend genauer Näherung nimmt man im allgemeinen das Ende der Staukurve dort an, wo die Aufstauhöhe z nur noch 0,5% der Wassertiefe t beträgt. Mit $z = \frac{0,5}{100} t$ erhält man aus der Gleichung (22):

$$x = \frac{1,41}{0,003} \left[f \left(\frac{1,41 + 0,60}{1,41} \right) - f \left(\frac{1,41 + \frac{0,5}{100} 1,41}{1,41} \right) \right] \\ = 470 [f(1,425) - f(1,005)].$$

Der Wert von $f(1,425)$ ist in den vorstehenden Beispielen zu 1,295 ermittelt. In der Spalte $\frac{t+z}{t}$ sucht man nun den Wert 1,005 und findet den entsprechenden Wert von $f(1,005)$ in der Spalte für $f\left(\frac{t+z}{t}\right)$ zu $-0,102$. Diese Werte eingesetzt ergibt:

$$x = 470 [1,295 + 0,102] = 657 \text{ m.}$$

Senkungsberechnung nach Tolkmitt (vgl. Abb. 35).

Vorausgesetzt ist wiederum gleichbleibendes, parabelförmiges Profil und gleichbleibendes Längsgefälle. Tolkmitt gibt die Formel¹⁾:

$$x = \left(\frac{t}{J} - \frac{t \cdot k^2}{g} \right) \left[f \left(\frac{t-z}{t} \right) - f \left(\frac{t-h}{t} \right) \right] - \frac{h-z}{J} \quad (23)$$

Definition der Buchstabenzeichen siehe nächste Seite.

¹⁾ Weyrauch: Hydraulisches Rechnen. 4. und 5. Auflage. S. 231.

x = Entfernung von der Absenkungsstelle
in m (vgl. Abb. 35)

t = Wassertiefe in Gerinnemitte im unab-
gesenkten Zustand in m

J = Längsgefälle des Gerinnes = $\operatorname{tg} \alpha$

k = Koeffizient von Chézy (vgl. S. 34)

g = Erdbeschleunigung in m/sek^2

z = Absenkung unter den unabgesenkten
Wasserspiegel an einer beliebigen Stelle
in der Entfernung x von der Absenkungs-
stelle in m

h = dasselbe an der Absenkungsstelle in m

f = Funktionszeichen.

Für die Funktionen f gab Tolkmitt folgende Rechentafel:

Tafel zur Berechnung der Senkungskurven nach Tolkmitt.

$\frac{t-h}{t}$	$f\left(\frac{t-h}{t}\right)$	$\frac{t-h}{t}$	$f\left(\frac{t-h}{t}\right)$	$\frac{t-h}{t}$	$f\left(\frac{t-h}{t}\right)$
$\frac{t-z}{t}$	$f\left(\frac{t-z}{t}\right)$	$\frac{t-z}{t}$	$f\left(\frac{t-z}{t}\right)$	$\frac{t-z}{t}$	$f\left(\frac{t-z}{t}\right)$
1,0	∞	0,90	1,103	0,70	0,739
0,995	1,889	0,89	1,075	0,69	0,726
0,990	1,714	0,88	1,049	0,68	0,713
0,985	1,610	0,87	1,025	0,67	0,701
0,980	1,536	0,86	1,002	0,66	0,688
0,975	1,479	0,85	0,980	0,65	0,676
0,970	1,431	0,84	0,960	0,64	0,664
0,965	1,391	0,83	0,940	0,63	0,652
0,960	1,355	0,82	0,922	0,62	0,640
0,955	1,324	0,81	0,904	0,61	0,628
0,950	1,296	0,80	0,887	0,60	0,617
0,945	1,270	0,79	0,870	0,55	0,561
0,940	1,246	0,78	0,854	0,50	0,506
0,935	1,224	0,77	0,838	0,45	0,454
0,930	1,204	0,76	0,823	0,40	0,402
0,925	1,185	0,75	0,808	0,35	0,351
0,920	1,166	0,74	0,794	0,30	0,300
0,915	1,149	0,73	0,780	0,20	0,200
0,910	1,133	0,72	0,766	0,10	0,100
0,905	1,117	0,71	0,752	0,00	0,000

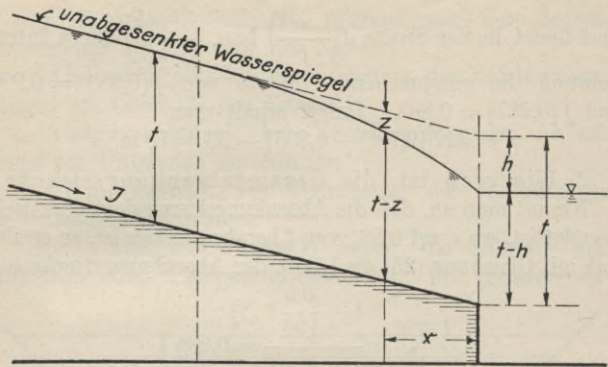


Abb. 35. Senkungskurve.

Der Gebrauch der Formeln und der Rechentafel werde am folgenden Zahlenbeispiel erläutert:

Gegeben sei wiederum dasselbe Profil wie im vorhergehenden Beispiel für die Stauberechnung (vgl. Abb. 34). Es ist also $t = 1,41$ m, $J = 0,003$. Die Absenkung h betrage 0,30 m. Der Koeffizient k von Chézy sei zu 32 errechnet.

In welcher Entfernung x von der Absenkungsstelle beträgt die Absenkungshöhe $z = 0,20$ m, und wie groß ist die Gesamtlänge der Absenkungsstrecke?

1. In welcher Entfernung x beträgt $z = 0,20$ m?

Man setzt die gegebenen Werte in Gleichung (23) ein und erhält

$$x = \left(\frac{1,41}{0,003} - \frac{1,41 \cdot 32^2}{9,81} \right) \left[f \left(\frac{1,41 - 0,20}{1,41} \right) - f \left(\frac{1,41 - 0,30}{1,41} \right) \right] - \frac{0,30 \cdot 0,20}{0,003}$$

$$= (470 - 148) [f(0,858) - f(0,787)] - 33.$$

Man sucht nun in beistehender Tafel (S. 58) in der Spalte für $\frac{t-z}{t}$ bzw. $\frac{t-h}{t}$ die Werte 0,858 und 0,787

und findet in der Spalte $f\left(\frac{t-z}{t}\right)$ bzw. $\left(\frac{t-h}{t}\right)$ durch Interpolation die entsprechenden Werte von $f(0,858) = 0,998$ und $f(0,787) = 0,865$. Damit erhält man

$$x = 322 [0,998 - 0,865] - 33 = 10 \text{ m.}$$

2. Wie groß ist die Gesamtabsenkungsstrecke?

Nimmt man an, daß die Absenkungskurve dort praktisch beendet ist, wo z auf 0,5% von t herabgesunken ist, so ergibt sich mit Gleichung (23) die Länge der Absenkungsstrecke für

$$\frac{t-z}{t} = \frac{t - \frac{0,5}{100} t}{t} = 0,995$$

$$x = \left(\frac{1,41}{0,003} - \frac{1,41 \cdot 322^2}{9,81} \right) \left[f(0,995) - f\left(\frac{1,41 - 0,30}{1,41} \right) \right] - \frac{0,30 - \frac{0,5}{100} \cdot 1,41}{0,003}$$

Man sucht nun in der Spalte für $\frac{t-z}{t}$ bzw. $\frac{t-h}{t}$ die Werte

0,995 bzw. 0,787 und findet in der Spalte für $f\left(\frac{t-z}{t}\right)$ bzw.

$\left(\frac{t-h}{t}\right)$ die Werte $f(0,995) = 1,889$, $f(0,787) = 0,865$.

Damit erhält man:

$$x = 322 [1,889 - 0,865] - 100 = 230 \text{ m.}$$

Die Stau- und Senkungsberechnung nach Tolkmitt kann auch nach den von Dankwerts¹⁾ aufgestellten Zahlentafeln und Diagrammen geschehen.

Schwall und Sunk.

Beim Betätigen von Füll- oder Absperrorganen entsteht im Kanal entweder ein Schwall oder ein Sunk. Man kann folgende, verschiedene Arten unterscheiden.

¹⁾ Dankwerts: Tabelle zur Berechnung der Stauweiten in offenen Wasserläufen. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen. 1903, Heft 3. S. 258.

- a) Öffnungsschwall, bei Vermehrung der Zuflußwassermenge am Oberende des Kanals;
 b) Absperrsink, bei Verminderung der Zuflußwassermengen am Oberende des Kanals;
 c) Absperrschwall, bei Verminderung der Abflußmenge am Unterende des Kanals;
 d) Öffnungssunk, bei Vermehrung der Abflußmenge am Unterende des Kanals.

Feifel¹⁾ und Forchheimer²⁾ haben die Schwall- und Sunkerscheinungen eingehend behandelt. Für genauere Be-

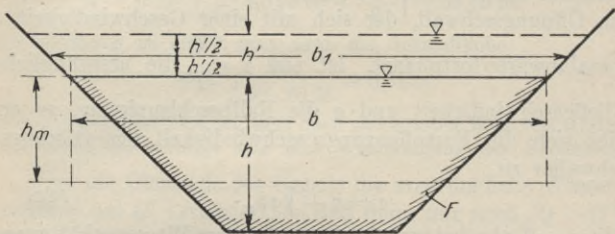


Abb. 36.

rechnungen, die allerdings sehr umfangreich werden, sei auf deren Veröffentlichungen und auf die Modellversuche von Ludin³⁾ verwiesen. Näherungsweise, unter der Voraussetzung reibungslosen Fließens, können zur Berechnung folgende Formeln verwandt werden.

Gegeben sei ein Gerinne mit einer Wasserspiegelbreite b , einer Wassertiefe h (vgl. Abb. 36) und einer entsprechenden

¹⁾ Feifel: Über die veränderliche, nicht stationäre Strömung in offenen Gerinnen, insbesondere über Schwingungen in Turbinen-Triebkanälen. Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 205. Berlin: VDI-Verlag. 1918.

²⁾ Forchheimer: Wasserschwall und Wassersunk. Franz Deuticke, Leipzig und Wien. 1924.

³⁾ Ludin: Modellversuche für die Schußrinne des Shannonkraftwerkes. Bauingenieur 1928. Nr. 11.

Wasserquerschnittsfläche F . Zunächst bestimmt man die mittlere Tiefe h_m :

$$h_m = \frac{F}{b}.$$

1. Öffnungsschwall und Absperrsink am Oberende des Kanals.

Zu der ursprünglich im Kanal fließenden Wassermenge Q werde am Oberende des Kanals noch eine weitere Wassermenge Q' eingeleitet, so daß nun insgesamt $(Q + Q')$ abzuführen sind. Hierdurch entsteht am Oberende des Kanals ein Öffnungsschwall, der sich mit einer Geschwindigkeit c kanalabwärts fortpflanzt. Ist nun $v = \frac{Q}{F}$ die ursprüngliche Fließgeschwindigkeit und g die Fallbeschleunigung, so ergibt sich die Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Öffnungsschwalles zu

$$c = v + \sqrt{g h_m}. \quad (24)$$

Mit $v = 0$, also bei ursprünglich ruhendem Wasser erhält man:

$$c = + \sqrt{g h_m}. \quad (25)$$

Nun schätzt man zunächst die Schwallhöhe und bestimmt die dazugehörige Wasserspiegelbreite b_1 (vgl. Abb. 36). Dann ergibt sich für die Schwallhöhe

$$h' = \frac{Q'}{c \cdot b_1}. \quad (26)$$

Zahlenbeispiel für den Öffnungsschwall (vgl. Abb. 36).

Gegeben sei ein Kanal mit: Sohlenbreite = 10,00 m; Böschungsneigung 1 : 1,5; Wassertiefe $h = 3,10$ m; Spiegelbreite $b = 10,00 + 2 \cdot 1,5 \cdot 3,10 = 19,30$ m; Wasserquerschnittsfläche $F = 10,00 \cdot 3,10 + 1,5 \cdot 3,10 \cdot 3,10 = 45,42$ m²; ursprüngliche Wassermenge $Q = 50$ m³/sek; diese Wassermenge werde in verhältnismäßig kurzer Zeit um 60 m³/sek vermehrt, so daß dann insgesamt 110 m³/sek abfließen. Wie groß ist die Öffnungsschwallhöhe h' ?

Zunächst bestimmt man die mittlere Wassertiefe

$$h_m = \frac{45,42}{19,30} = 2,35 \text{ m,}$$

und die ursprüngliche Fließgeschwindigkeit

$$v = \frac{50}{45,42} = 1,10 \text{ m/sek.}$$

Dann erhält man mit Gleichung (24) die Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Schalles

$$c = 1,10 + \sqrt{9,81 \cdot 2,35} = 5,90 \text{ m/sek.}$$

Die Schwallhöhe werde zunächst mit $h' = 0,50 \text{ m}$ geschätzt, hiermit ergibt sich die in halber Schwallhöhe gemessene Breite zu:

$$b_1 = 10,00 + 2 \cdot 1,5 \left(3,10 + \frac{0,50}{2} \right) = 20,05 \text{ m.}$$

Mit Gleichung 26 erhält man dann die Schwallhöhe

$$h' = \frac{60}{5,90 \cdot 20,05} = 0,51 \text{ m.}$$

Da dieser Wert beinahe mit dem oben geschätzten Wert von $0,50 \text{ m}$ übereinstimmt, erübrigt sich eine Wiederholung der Rechnung.

Wird am Oberende des Kanals die ursprüngliche Wassermenge Q um Q' verringert, so daß dann nur noch $(Q - Q')$ abfließen, so entsteht ein Absperrsunk, der ebenso, wie zuvor der Schwall mit einer Geschwindigkeit

$$c = v + \sqrt{g h_m} \quad (27)$$

kanalabwärts wandert. Die Sunktiefe h' beträgt ebenfalls wie beim Schwall

$$h' = \frac{Q'}{c \cdot b_1}, \quad (28)$$

wobei b_1 die Spiegelbreite in halber Sunktiefe ist.

2. Absperrschwall- und Öffnungssunk.

Ein Kanal werde in verhältnismäßig kurzer Zeit am unteren Ende vollständig abgeschlossen. Es entsteht dann dort ein Absperrschwall, der sich mit der Geschwindigkeit c kanalaufwärts fortpflanzt. Es ist:

$$c = \sqrt{g \cdot h_m} - v. \quad (29)$$

Die Schwallhöhe h' ergibt sich zu:

$$h' = v \cdot \frac{v + \sqrt{16 g \cdot h_m}}{4 g} \quad (30)$$

Dieselbe Formel gilt für den Öffnungssunk, der entsteht, wenn aus dem ursprünglich ruhenden Zustand heraus der Kanal an seinem Unterende in verhältnismäßig kurzer Zeit so weit geöffnet wird, daß eine Wassermenge Q abfließt. Seine Fortpflanzungsgeschwindigkeit c ergibt sich aus Formel (29), da die ursprüngliche Fließgeschwindigkeit $v = 0$ ist, zu

$$c = \sqrt{g \cdot h_m} \quad (31)$$

Druckanstieg und Druckabfall ¹⁾.

Beim Abschließen einer Druckleitung entsteht ein Druckanstieg, beim Öffnen ein Druckabfall. Diese Druckänderungen pflanzen sich mit einer Geschwindigkeit c längs der Leitung fort. Als Näherungswert für c kann man

$$c = 1000 \text{ m/sek}$$

annehmen.

Bei der Berechnung der Druckänderungen muß man unterscheiden, ob die Schließ- bzw. Öffnungszeit größer oder kleiner als die „Laufzeit“ d. h. die Zeit ist, welche die Druckänderung nötig hat, um die Leitung hin und zurück zu durchlaufen. Unter Verwendung obigen Mittelwertes von $c = 1000 \text{ m/sek}$ ergibt sich dann:

1. Druckanstieg beim Schließen (vgl. Abb. 37)

$$\text{für } T \leq \frac{2L}{c}: \quad h' = 102 v \quad (32)$$

$$\text{für } T > \frac{2L}{c}: \quad h' = m - h - \sqrt{m^2 - m'^2} \quad (33)$$

wobei $m' = h + 102 v$ und

¹⁾ Alliévi: (deutsch von Dubs und Batallard), Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers in Leitungen. Berlin: Springer 1909. Bundschu: Druckrohrleitungen. 2. Auflage. Berlin: Springer 1929.

Druckhöhenplan

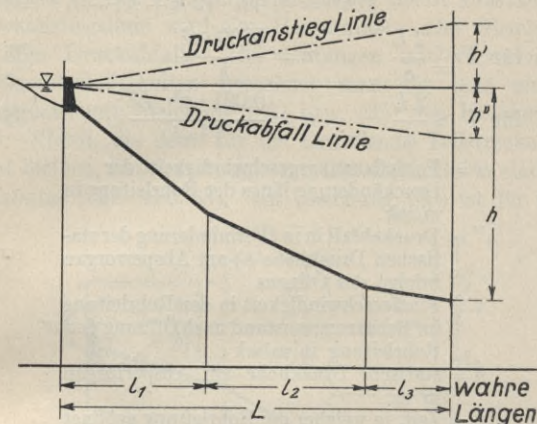


Abb. 37. Druckanstieg- und Druckabfalllinie bei $T \geq \frac{2L}{c}$.

$$m'' = \frac{0,021 v^2 (500 T - L)^2}{h \cdot T^2}$$

$$m = m' + m''$$

- c = Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Druckänderung längs der Rohrleitung in m/sek
 h' = Druckhöhenanstieg am Absperrorgan infolge des Abschließens in m (vgl. Abb. 37)
 v = Fließgeschwindigkeit in der Rohrleitung vor Beginn des Abschließens in m/sek
 h = statische Druckhöhe am Absperrorgan in m
 T = Zeit, in der die Rohrleitung abgeschlossen wird, in sek
 L = wahre Länge der Rohrleitung (längs der Achse gemessen) in m, vom Absperrorgan bis zu dem Punkt, wo sich das Wasser frei ausspiegeln kann (Wasserschloß bzw. Wasserfassung).

2. Druckabfall beim Öffnen.

$$h'' = + \sqrt{n \cdot (2h + n)} - n \quad (34)$$

$$\text{wobei für } T \leq \frac{2L}{c} \quad n = \frac{5200 \cdot v^2}{h} \quad (35)$$

$$\text{für } T > \frac{2L}{c} \quad n = \frac{0,021 \cdot v^2 \cdot L^2}{T^2 \cdot h} \quad (36)$$

c = Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Druckänderung längs der Rohrleitung in m/sek

h'' = Druckabfall in m (Verminderung der statischen Druckhöhe h) am Absperrorgan infolge des Öffnens

v = Fließgeschwindigkeit in der Rohrleitung im Beharrungszustand nach Öffnung der Rohrleitung in m/sek

h = statische Druckhöhe am Absperrorgan in m

T = Zeit, in welcher die Rohrleitung geöffnet wird, in sek

L = wahre Länge der Rohrleitung (längs der Achse gemessen) in m vom Absperrorgan bis zu dem Punkt, wo sich das Wasser frei ausspiegeln kann (Wasserschloß bzw. Wasserfassung).

Ist die Schließ- bzw. Öffnungszeit $> \frac{2L}{c}$, so fällt die Druckanstiegs- bzw. Druckabfalllinie linear zum Ausgangswasserspiegel ab (vgl. Abb. 37).

Besteht die Leitung aus mehreren Teilstrecken mit verschiedenen Durchmessern, also verschiedenen Fließgeschwindigkeiten v , so sind die Druckänderungen mit der mittleren Fließgeschwindigkeit von

$$v = \frac{\sum (l \cdot v)}{L} \quad (37)$$

zu berechnen, wobei l die Längen der Teilstrecken und L die Gesamtlänge bezeichnet.

Bei sehr raschem Abschließen läuft das Wasser sozusagen in sich auf, der Druckanstieg bleibt konstant, die Druckanstiegslinie wird eine Horizontale. Das Gleiche gilt für den Druckabfall. Bei Leitungen mit verschiedenen Fließgeschwindigkeiten berechnet man für jede einzelne Teilstrecke mit Gleichung (32) bzw. (35) den Druckanstieg bzw. -Abfall, die dann für die betreffende Teilstrecke konstant bleiben, Druckanstiegs- und Druckabfalllinien sind also horizontal (vgl. Abb. 38). In Gleichung (35) ist für h die

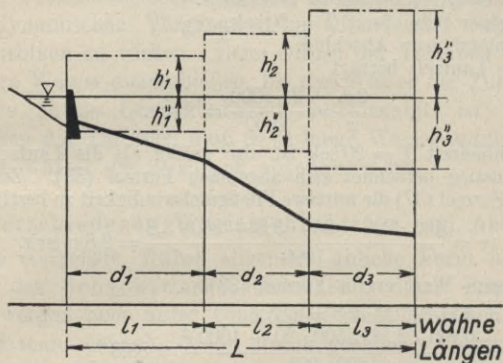


Abb. 38. Druckanstieg- und Druckabfalllinie bei plötzlichem Abschließen bzw. Öffnen.

statische Druckhöhe am unteren Ende jeder Teilstrecke einzusetzen.

Zur Aufzeichnung der Druckanstiegs- und Druckabfalllinie benutzt man für genaue Berechnungen vorteilhafterweise, da sich die Druckänderungen mit den wahren Längen der Rohrleitungsstrecken ändern, einen „Druckhöhenplan“, das heißt einen Höhenplan, bei dem als Abszissen die wahren Längen der Rohrleitungsstrecken aufgetragen sind, also eine Art abgewinkeltes Längenprofil. Meistens kann man aber mit

praktisch genügender Genauigkeit die Druckanstieg- und Druckabfalllinie in das Längenprofil einzeichnen.

Zahlenbeispiel:

Gegeben sei eine Druckrohrleitung mit folgenden Daten: statische Druckhöhe $h = 400$ m; wahre Länge der Leitung $L = 1000$ m; bestehend aus 3 Rohrstrecken

$$l_1 = 400 \text{ m}, v_1 = 2,4 \text{ m/sek}$$

$$l_2 = 350 \text{ m}, v_2 = 3,0 \text{ m/sek}$$

$$l_3 = 250 \text{ m}, v_3 = 3,3 \text{ m/sek.}$$

Es ist der Druckanstieg zu berechnen:

1. bei einer Schließzeit $T = 20$ sek,
2. bei plötzlichem Abschluß.

Die Laufzeit beträgt

$$\frac{2L}{c} = \frac{2 \cdot 1000}{1000} = 2 \text{ sek.}$$

Die Schließzeit $T = 20$ sek ist also größer als die Laufzeit, der Druckanstieg berechnet sich also nach Formel (33). Zunächst ist mit Formel (37) die mittlere Fließgeschwindigkeit zu bestimmen:

$$v = \frac{400 \cdot 2,4 + 350 \cdot 3,0 + 250 \cdot 3,3}{1000} = 2,8 \text{ m/sek.}$$

Mit diesem Wert ergibt Formel (33)

$$m' = 400 + 102 \cdot 2,8 = 685,6$$

$$m'' = \frac{0,021 \cdot 2,8^2 \cdot (500 \cdot 20 - 1000)^2}{400 \cdot 20^2} = 83,3$$

$$m = 685,6 + 83,3 = 768,9$$

$$h' = 768,9 - 400 - \sqrt{768,9^2 - 685,6^2} = 20,8 \text{ m.}$$

Bei plötzlichem Abschluß ergibt sich mit Formel (32) für die einzelnen Teilstrecken:

$$h' = 102 \cdot 2,4 = 244,8 \text{ m}$$

$$h' = 102 \cdot 3,0 = 306,0 \text{ m}$$

$$h' = 102 \cdot 3,3 = 336,6 \text{ m.}$$

Wasserschloß.

Nach dem hydraulischen Charakter der Zuleitung kann man unterscheiden

1. Druckwasserschloß, am Ende einer Druckleitung,
2. Freispiegelwasserschloß, am Ende einer Freispiegleitung.

Druckwasserschloß ¹⁾.

Das Druckwasserschloß hat als Entlastungsorgan für die hydrodynamischen Vorgänge beim Öffnen oder Schließen der Turbinen zu wirken. Beim Öffnen der Turbinen hat es so lange Wasser zuzuschießen, bis das Wasser der Zuleitung auf die nötige Geschwindigkeit beschleunigt ist; beim Schließen der Turbinen muß es so lange Wasser aufnehmen, bis das Wasser der Zuleitung abgebremst ist.

Die verschiedenen Wasserschloßarten (vgl. Abb. 39).

Die einfachste, früher allgemein übliche Form ist diejenige des Schachtwasserschlosses. Seine Raumaumaße werden aber unter Umständen recht erheblich groß, so daß man danach strebt, durch geeignete Formgebung den nötigen Wasserschloßinhalt zu verringern. Zunächst sei hier das Kammervasserschloß genannt. Der Wasserschloßinhalt wird bei diesem in der Höhe der oberen und unteren Spiegelschwankungen in Kammern konzentriert, die durch einen Steigschacht miteinander verbunden sind. Da dieser eine verhältnismäßig geringe Wassermenge enthält, sinkt beim Öffnen der Turbinen der Wasserspiegel rasch bis auf Höhe der unteren Kammer ab. In verhältnis-

¹⁾ Literatur: Fredrik Vogt: Berechnung und Konstruktion des Wasserschlosses. Stuttgart: Ferdinand Enke, 1923. Calame und Gaden: Theorie des Chambres d'Equilibre. Gauthier-Villars, 55, Quai des Grands-Augustins, Paris, 1926. Streck: Das Wasserschloß bei Hochdruckspeicheranlagen. Erscheint 1929.

mäßig kurzer Zeit wirkt also dann bereits eine ziemlich große beschleunigende Kraft auf die Wassermasse der Zuleitung. Diese wird also in kürzerer Zeit als beim einfachen

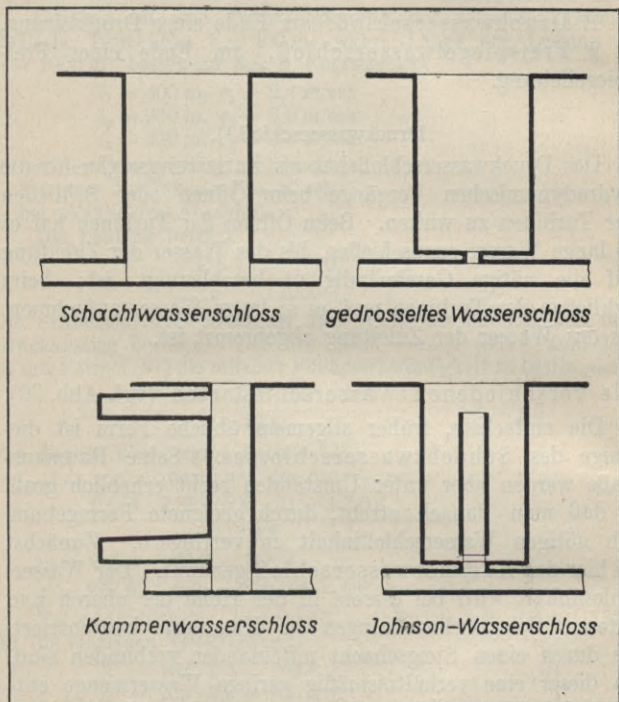


Abb. 39. Wasserschloßarten.

Schachtwasserschloß die nötige Fließgeschwindigkeit erreichen, das heißt, das Wasserschloß muß während kürzerer Zeit zuschießen, es kann also an Wasserschloßinhalt gespart

werden. Gleichartig ist der Vorgang beim Abschließen der Turbinen. Der Wasserspiegel steigt rasch bis zur oberen Schwallkammer; es wirkt dementsprechend bereits in verhältnismäßig kurzer Zeit eine ziemlich große abbremsende Kraft auf die Wassermasse der Zuleitung.

Zur Ersparnis von Wasserschloßinhalt kommt ferner das gedrosselte Wasserschloß in Frage. Das Prinzip dieses Wasserschlosses ist, daß Schwallschacht und Druckleitung nur durch eine mehr oder weniger enge Öffnung (Düse) miteinander verbunden sind. Beim Öffnen der Turbinen muß nun das Wasser mit verhältnismäßig großer Geschwindigkeit diese Düse passieren. Hinter der Düse entsteht dann ein der Düsengeschwindigkeitshöhe entsprechender Druckabfall, der beschleunigend auf die Wassermassen der Zuleitung wirkt. Gleichartig ist der Vorgang beim Abschließen der Turbinen. Das Wasser muß sich durch die Düse hindurchpressen, es entsteht dadurch ein Druckanstieg, der abbremsend auf die Wassermasse der Zuleitung wirkt.

Eine unter Umständen große Vorteile bietende Form ist das sogenannte „Johnson-Wasserschloß“ (vgl. Abb. 39). Beim Abschließen der Turbinen steigt das Wasser rasch in dem Steigrohr hoch. Es entsteht also in verhältnismäßig kurzer Zeit eine große abbremsende Kraft. Das Wasser strömt dann durch die Düsenöffnungen am Fuße des Steigrohres und bei einem starken Schwall auch über den oberen Rand des Steigrohres in die Wasserschloßkammer. Gleichartig ist der Vorgang beim Öffnen der Turbinen. Das Wasser sinkt im Steigrohr rasch ab, worauf das nötige Zuschußwasser durch die Düsen aus der Wasserschloßkammer beiströmt.

Es finden sich auch zahlreiche Kombinationen obiger Wasserschloßtypen. Ist zum Beispiel das Steigrohr eines Johnson-Wasserschlosses enger als die Zuleitung, so hat man es gleichzeitig mit einem gedrosselten Wasserschloß zu tun.

Abb. 40 zeigt das Wasserschloß des Partensteinwerkes¹⁾,

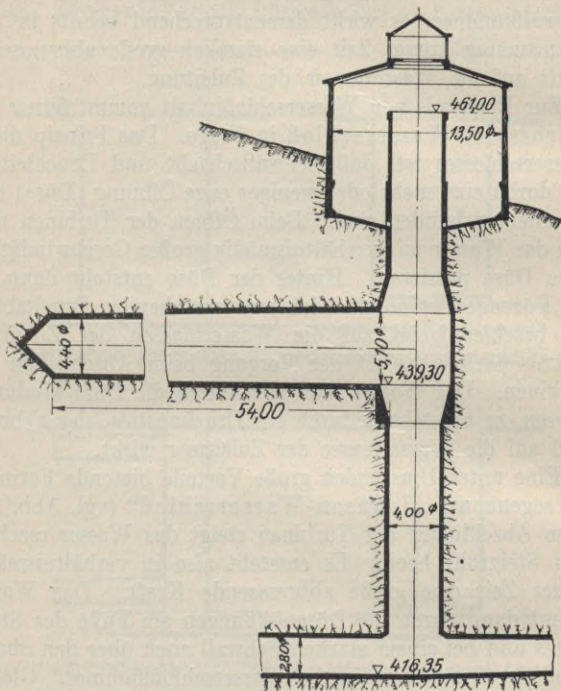


Abb. 40. Wasserschloß des Partensteinwerkes. Kombination zwischen Kammer- und Johnson-Wasserschloß.

das eine Kombination zwischen Kammer- und Johnson-Wasserschloß darstellt.

¹⁾ v. Troeltsch: Das Wasserkraftwerk Partenstein in Österreich. Zeitschrift des V. D. I. v. 28. 11. 25.

Konstruktive Ausbildung des Druckwasserschlosses.

Um das Auftreten von angefachten Schwingungen zu vermeiden, muß die Wasserschloßkammer jeder Wasserschloßart einen gewissen Mindestquerschnitt haben. Fredrik Vogt ¹⁾ gibt auf Grund der Theorie von Thoma für diesen Mindestquerschnitt eine Formel an, die in folgender Form angeschrieben werden kann:

$$F > \frac{k^2 \cdot f^{1,5}}{69,55 H_n} \quad (38)$$

F = Mindestquerschnitt des Wasserschlosses
in m^2

k = Koeffizient von Chézy (vgl. S. 43)

f = Querschnitt der Zuleitung in m^2

H_n = Nutzfallhöhe in m .

Bei der Ausbildung des Wasserschlosses ist darauf zu achten, daß keine unnötigen Fallhöhenverluste entstehen. In Schachtwasserschlossern gemäß Abb. 39, wie sie seither sehr häufig ausgeführt wurden, geht die ganze Energie des ankommenden Wassers in Wirbeln und Walzen verloren. Das Wasserschloß wirkt sozusagen als unbeabsichtigter Energieverzehrer. Es kann sich dabei um recht empfindliche Fallhöhenverluste handeln (zum Beispiel bei $v = 3,0$ m/sek;

$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{3,0^2}{2 \cdot 9,81} = 0,46$ m!). Dieselben ungünstigen Ver-

hältnisse ergeben Kammerwasserschlosser, bei denen die untere Kammer durch Querschnittsvergrößerung des Zulaufstollens gebildet wird (vgl. Abb. 16).

Um Fallhöhenverluste zu vermeiden, wird man die Zuleitung in möglichst glatter Linienführung in die Druckleitung überführen und die Schwallkammer getrennt von der Zuleitung, nur durch eine kurze Stichleitung mit dieser

¹⁾ Frederik Vogt: Berechnung und Konstruktion des Wasserschlosses. Stuttgart: Ferdinand Enke. 1923. S. 15.

verbunden, anlegen. Wenn eine Drosselung hierbei unerwünscht ist, wird man den Einlauf der Stichleitung ausrunden und ihren Querschnitt gleich derjenigen der Zuleitung machen.

Auch beim tiefsten im Betrieb möglichen Sunk muß noch genügend Wasserüberdeckung über den Druckrohren verbleiben, so daß ein teilweises Leerlaufen der Druckleitung, wodurch diese gefährdet und der Betrieb gestört werden kann, mit Sicherheit vermieden wird.

Nach oben hin kann man das Wasserschloß so bemessen, daß es entweder den höchstmöglichen Schwall aufnehmen kann, oder man ordnet in einer gewissen Höhe einen Überfall an. Diese Maßnahme und die Höhenlage der Überfallkante hängt davon ab, ob man das überfallende Wasser in einfacher Weise ableiten kann und wie weit man einen Wasserverlust in Kauf nehmen will.

Besteht die Gefahr, daß Fremdkörper (Holz, Steinbrocken u. ä.) in die Zuleitung hineinkommen, so ordnet man vor den Druckrohreinläufen im Wasserschloß einen Feinrechen an. Diese Maßnahme wird umso notwendiger sein, je empfindlicher die Turbinen gegen Verstopfen sind, z. B. bei sehr hohem Druckhöhen mit entsprechend kleinen Düsenquerschnitten.

Wenn es sich darum handelt, in der Hauptsache Steinbrocken, die z. B. aus einer unausgekleideten Stollenleitung zugeführt werden, zurückzuhalten, so kann man den unteren Teil des Wasserschloßrechens als Feinrechen, den oberen Teil jedoch nur als Grobrechen ausbilden, oder man läßt, wenn mit Sicherheit das Einfallen von schwimmenden Körpern vermieden werden kann, den oberen Teil des Druckrohreinlaufs überhaupt ungeschützt.

Um Fallhöhenverluste möglichst zu vermeiden, ist der Einlaufmund der Druckleitung trompetenförmig auszubilden.

Die Absperrorgane der Turbinenleitung werden bei Druckwasserschlässern gewöhnlich in einer besonderen Schieberkammer angeordnet. Der Abschluß geschieht meistens mit Drosselklappen, die vom Krafthaus aus elektromagnetisch oder bei Rohrbruch automatisch geschlossen werden (vgl. Abschn. Absperrorgane S. 96). Hinter dem Abschlußorgan ist ein Be- und Entlüftungsventil anzuordnen, um das Auftreten eines Vakuums beim Entleeren der Leitung zu vermeiden und um beim Füllen die Luft entweichen zu lassen.

Es ist, bei Drosselklappen zum Beispiel, durch Anbringen von Bremsen, dafür zu sorgen, daß die Absperrorgane nicht zu rasch geschlossen werden, da sonst empfindliche Schläge auftreten können.

Man kann unterirdische, oberirdische und halboberirdische Wasserschlässe unterscheiden. Die unterirdische Anordnung findet sich insbesondere dann, wenn die Zuleitung ebenfalls unterirdisch durch einen Stollen erfolgt. Ein wesentlicher Vorzug der unterirdischen Anordnung ist der vollkommene Schutz gegen Temperatureinflüsse und insbesondere gegen Eisbildung. Aus konstruktiven Gründen wird bei unterirdischer Anordnung das Kammerwasserschloß bevorzugt. Die Decken der Kammer müssen eine gewisse Neigung (vgl. Abb. 40) erhalten, um bei raschem Auffüllen der Luft Gelegenheit zum Entweichen zu geben. Es ist ein ausreichender Belüftungsschacht, der gleichzeitig als Zugang dienen kann, anzuordnen. Die Schieberkammer wird gewöhnlich am Austritt des Stollens aus dem Gebirge angelegt. Besondere Sorgfalt ist auf den Übergang vom Stollen auf die Rohrleitung zu verwenden. Die Rohre werden dort satt einbetoniert und der Beton wird gut mit dem Gebirge in Verbindung gebracht, so daß keine Durchsickerungen zu befürchten sind und der Betonkörper die durch die Querschnittsverengung bedingte Wasserdruckkraft einwandfrei auf das Gebirge übertragen kann.

Ein Beispiel halboberirdischer Anordnung ist das Wasserschloß des Partensteinwerkes (vgl. Abb. 40).

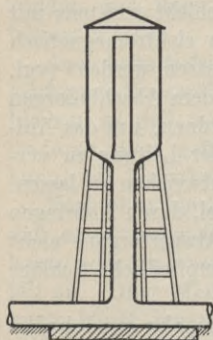


Abb. 41. Gerüstwasserschloß.

Oberirdische Wasserschlösser können in Beton, Eisenbeton, Eisen oder Holz ausgeführt werden. Liegt der Bereich der Spiegelschwankungen hoch über der Zuleitung, so ergibt sich ein sogenanntes Gerüstwasserschloß (vgl. Abb. 41). Um an Gerüstunterbau zu sparen, wird man bestrebt sein, den Schwallkammerinhalt möglichst zu beschränken. Man findet daher bei derartigen Wasserschlossern häufig die Johnson-Anordnung.

Bei oberirdischer Anordnung des Wasserschlosses sind geeignete Maßnahmen zu treffen, daß das Wasser nicht einfriert.

Wenn ein geeigneter Hang vorhanden ist, kann man das

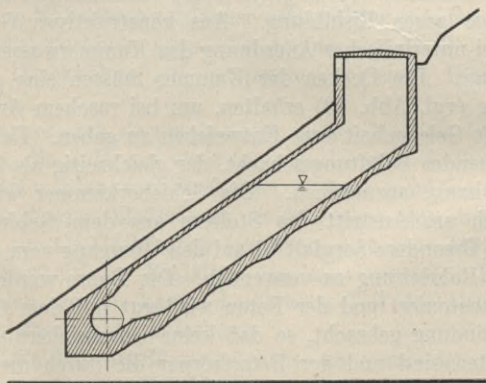


Abb. 42. Im Hang verlegtes Wasserschloß.

Wasserschloß an Stelle von oberirdischer Anordnung auch schief im Hang verlegen (vgl. Abb. 42).

Vergleich der verschiedenen Wasserschloßarten.

Bei Anlagen mit kleinen Betriebswassermengen wird man im allgemeinen dem Schachtwasserschloß seiner einfachen konstruktiven Ausführung wegen den Vorzug geben. Bei größeren Anlagen wird sich aber die etwas kompliziertere Ausführung der Drossel- und Kammerwasserschlösser durch die damit erzielbare Massenersparnis reichlich bezahlt machen.

Bei der Anwendung des Drosselprinzips ist insofern Vorsicht geboten, als dadurch beim raschen Schließen der Turbinen mehr oder weniger starke Wasserschläge auftreten können. Bei Eisenbetonzuleitungen oder Stollen, die gegen derartige Beanspruchungen sehr empfindlich sind, wird man also mit der Drosselung entsprechend vorsichtig sein. Jedenfalls wird man die Drosselöffnung verstellbar einrichten. Durch Anbringen eines Manometers (evtl. Manovakuummeters) in der Zuleitung wird man dann im Betrieb die auftretenden Druckschwankungen beobachten und die günstigste Drosselöffnung dementsprechend einregulieren. Es empfiehlt sich zu diesem Zweck ein selbstschreibendes Manometer oder wenigstens ein solches mit Maximum- und Minimumzeiger anzubringen.

Die Anwendung des Kammersystemes ist besonders bei unterirdischen Wasserschlässern zu empfehlen, da dort die Kammern in einfacher Weise als Querstollen hergestellt werden können.

Allgemein kann gesagt werden, daß man, wenn es die wirtschaftlichen Verhältnisse einigermaßen gestatten, den Wasserschloßinhalt mit einem reichlichen Sicherheitszuschlag bemißt, wodurch dann ein gewisser Spielraum für Betriebs-erweiterungen oder Betriebsänderungen (z. B. Aufnahme

oder der Zufluß zu den Turbinen befinde sich in einem Beharrungszustande. Durch Vermehrung der Beaufschlagung entstehen dann im Wasserschloß Spiegelschwingungen, bis nach einiger Zeit ein neuer Beharrungszustand eintritt.

Es bedeuten (vgl. Abb. 43)

- y = Sunktiefe (bei positivem Vorzeichen) unter den Stauspiegel-Horizont in m bzw. Schwallhöhe (bei negativem Vorzeichen) über den Stauspiegel-Horizont in m
- Δy = Zunahme des Sunkes (Schwalles) in dem betrachteten Zeitabschnitt Δt , in m
- Q = Zuflußmenge zur Turbine im betrachteten Zeitpunkt in m^3/sek
- Δt = betrachteter kleiner Zeitabschnitt in sek
- F_w = Wasserschloßquerschnitt in der Tiefe y , in m^2
- F = Querschnitt der Zuleitung in m^2 (sind verschiedene F in der Zuleitung enthalten, so ist ein Mittelwert einzusetzen)
- v = Fließgeschwindigkeit in der Zuleitung im betrachteten Zeitpunkt in m/sek
- Δv = Zunahme (positives Vorzeichen) oder Abnahme (negatives Vorzeichen) der Fließgeschwindigkeit in der Beileitung in m/sek
- g = Fallbeschleunigung in m/sek^2
- L = Länge der Beileitung in m
- k = Koeffizient von Chézy (vgl. Formel S. 43)
- P = Profilradius der Zuleitung in m (vgl. Formel S. 43).

Zunächst muß die Kontinuitätsbedingung erfüllt sein:

„Die der Turbine zufließende Wassermenge muß jederzeit gleich sein der Summe der aus der Zuleitung + der aus dem Wasserschloß zugeflossenen Wassermenge.“

Für den kurzen Zeitabschnitt Δt gilt also die Kontinuitätsgleichung:

$$Q \cdot \Delta t = F \cdot v \cdot \Delta t + F_w \cdot \Delta y \quad (39)$$

oder nach Δy aufgelöst

$$\Delta y = \frac{Q}{F_w} \Delta t - \frac{F}{F_w} v \cdot \Delta t. \quad (40)$$

Eine weitere Gleichung liefert der Beschleunigungsvorgang der Wassermasse der Zuleitung.

Bezeichnet man mit:

K = die die Wassermasse der Zuleitung beschleunigende Kraft in t

γ = Raumeinheitsgewicht des Wassers der Zuleitung in t/m³

h = die zur Erzeugung der Fließgeschwindigkeit und zur Überwindung der Leitungswiderstände nötige Fallhöhe in m,

so erhält man:

$$K = \gamma \cdot F (y - h). \quad (41)$$

Für die Masse des Wasservolumens der Zuleitung erhält man:

$$m = \frac{\gamma \cdot F \cdot L}{g}. \quad (42)$$

Die Werte von Gl. (41) und Gl. (42) in die dynamische Grundgleichung:

$$K = m \frac{\Delta v}{\Delta t} \quad (43)$$

eingesetzt, ergibt:

$$\gamma \cdot F (y - h) = \frac{\gamma \cdot F \cdot L}{g} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta t}$$

oder nach Δv aufgelöst:

$$\Delta v = \frac{g}{L} (y - h) \Delta t. \quad (44)$$

Für die zur Erzeugung der Fließgeschwindigkeit und zur Überwindung der Leitungswiderstände nötige Fallhöhe h erhält man (vgl. Formel S. 43)

$$h = \left(\frac{1}{2g} + \frac{L}{k^2 \cdot P} \right) v^2. \quad (45)$$

Damit geht die Gleichung (44) über in

$$\Delta v = \frac{g}{L} \left[y - \left(\frac{1}{2g} + \frac{L}{k^2 \cdot P} \right) v^2 \right] \Delta t. \quad (46)$$

Aus Gleichung (40) und (46) ergibt sich durch Elimination von v die allgemeine Differentialgleichung zwischen y und t . Diese ist aber zur praktischen Rechnung nicht verwendbar, so daß man am einfachsten durch schrittweise Intervallrechnung zum Ziele kommt. Man schreibt zu diesem Zweck Gl. (40) und (46) am besten in folgender Form an und führt dann die Rechnung tabellarisch durch:

$$\left. \begin{aligned} \Delta y &= \frac{Q \cdot \Delta t}{F_w} - \frac{F \cdot \Delta t}{F_w} \cdot v \\ \Delta v &= \frac{g \cdot \Delta t}{L} \cdot y - \beta \frac{g \cdot \Delta t}{L} \cdot v^2 \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

$$\text{wobei } \beta = \left(\frac{1}{2g} + \frac{L}{k^2 \cdot P} \right).$$

Über die Bedeutung der Buchstabenzeichen von Formel (47) siehe S. 79.

Formel (47), die oben für den Sunk beim Öffnen der Turbinen abgeleitet ist, gilt in gleicher Weise auch für den Schwall beim Schließen. Es ist dann nur das Vorzeichen von y zu beachten.

positives y = Sunk
negatives y = Schwall.

Zahlenbeispiel:

I. Sunk

Es sei gegeben:

Länge der Rohrleitung: $L = 1116 \text{ m}$

Querschnitt der Zuleitung: $d = 4,00 \text{ m}; F = 12,57 \text{ m}^2;$

demnach Profiltradius: $P = \frac{d}{4} = 1,00 \text{ m}$

Rauhigkeitsbeiwert d. Zuleitung: $k = 75$.

Wasserschloßquerschnitt: $F_w = 628 \text{ m}^2$.

Im Ausgangsbeharrungszustand betrage die Werkwassermenge $20 \text{ m}^3/\text{sek}$; in verhältnismäßig kurzer Zeit werde sie auf $Q = 37,7 \text{ m}^3/\text{sek}$ erhöht.

Wie groß ist der dadurch im Wasserschloß entstehende Sunk?

Im Ausgangsbeharrungszustand beträgt die Fließgeschwindigkeit in der Zuleitung

$$v = \frac{20}{12,57} = 1,59 \text{ m/sek.}$$

Zur Erzeugung dieser Geschwindigkeit und zur Überwindung der Leitungswiderstände ist nach Gleichung (45) folgendes Gefälle nötig:

$$h = \left(\frac{1}{2 \cdot 9,81} + \frac{1116}{75^2 \cdot 1,00} \right) \cdot 1,59^2 = 0,63 \text{ m.}$$

Der Ausgangswasserspiegel im Wasserschloß liegt also $y = h = 0,63 \text{ m}$ unter dem Stauspiegelhorizont.

Als Zeitintervall werde $\Delta t = 30 \text{ sek}$ gewählt, dann ergibt Gl. (47):

$$\Delta y = \frac{37,7 \cdot 30}{628} - \frac{12,57 \cdot 30}{628} \cdot v$$

$$\Delta v = \frac{9,81 \cdot 30}{1116} \cdot y - \beta \frac{9,81 \cdot 30}{1116} \cdot v^2$$

$$\text{wobei } \beta = \left(\frac{1}{2 \cdot 9,81} + \frac{1116}{75^2 \cdot 1,00} \right).$$

Mit Rechenschieber ausgerechnet erhält man:

$$\Delta y = 1,80 - 0,60 v$$

$$\Delta v = 0,26 y - 0,066 v^2.$$

Die weitere Ausrechnung erfolgt am besten tabellarisch. In die erste Zeile kommen die Werte des Ausgangsbehar-

rungszustandes, also $v = 1,59$ m/sek; $\Delta y = 0,00$; $y = 0,63$ m
 $\Delta v = 0,00$. Der weitere Rechnungsgang ergibt sich dann
 fortlaufend von selbst.

Zeitpunkt sek	v	$\Delta y =$ $1,80 -$ $0,60 v$	y	$0,26 y -$	$0,066 v^2 =$	Δv
00	1,59	0,00	0,63	—	—	0,00
30	1,59	0,85	1,48	0,38	0,17	0,21
60	1,80	0,72	2,20	0,57	0,21	0,36
90	2,16	0,50	2,70	0,70	0,31	0,39
120	2,55	0,27	2,97	0,77	0,43	0,34
150	2,89	0,07	3,04	0,79	0,55	0,24
180	3,13	-0,08	2,96			

Der tiefste Sunk tritt also nach 150 sek auf und erstreckt sich $y = 3,04$ m unter Stauspiegelhorizont.

2. Schwall.

Gegeben sei dieselbe Anlage wie zuvor. Im Ausgangsbeharrungszustand betrage die Werkwassermenge $37,7$ m³/sek. In verhältnismäßig kurzer Zeit werden die Turbinen vollständig geschlossen, so daß also $Q = 0$ wird.

Wie groß ist der dadurch im Wasserschloß entstehende Schwall?

Analog dem Rechnungsgang des vorhergehenden Beispiels ergibt sich für den Ausgangsbeharrungszustand

$$v = \frac{37,7}{12,57} = 3,0 \text{ m/sek und}$$

$$y = h = \left(\frac{1}{2 \cdot 9,81} + \frac{1116}{75^2 \cdot 1,00} \right) \cdot 3,0^2 = 2,24 \text{ m.}$$

Mit $\Delta t = 30$ sek ergibt Gl. (47) entsprechend dem vorhergehenden Beispiel

$$\begin{aligned} \Delta y &= 0 - 0,60 v \\ \Delta v &= 0,26 y - 0,066 v^2. \end{aligned}$$

Zeitpunkt sek	v	$\Delta y =$ $-0,60v$	y	$0,26 y -$	$0,066 v^2 =$	Δv
00	3,00	0,00	2,24	—	—	0,00
30	3,00	—1,80	0,44	0,11	0,59	—0,48
60	2,52	—1,51	—1,07	—0,28	—0,42	—0,70
90	1,82	—1,09	—2,16	—0,56	—0,22	—0,78
120	1,04	—0,62	—2,78	—0,72	—0,07	—0,79
150	0,25	—0,15	—2,93	—0,76	—0,00	—0,76
180	—0,51	+0,31	—2,62			

Der größte Schwall tritt also nach 150 sek auf und erhebt sich 2,93 m über den Stauspiegelhorizont.

Die Rechnung ist zur Raumersparnis und leichteren Übersicht nur auf 2 Dezimalstellen durchgeführt. Für genaue Berechnungen muß die Rechnung mindestens auf 4 Dezimalstellen genau durchgeführt werden.

Freispiegelwasserschloß.

Die Schwall- und Sunkhöhen beim Schließen und Öffnen der Turbinen halten sich beim Freispiegelwasserschloß in viel engeren Grenzen als bei Druckwasserschloß, da beim Freispiegelwasserschloß auch die Zuleitung als Speicherraum mit herangezogen wird. Da der Wasserinhalt des Freispiegelwasserschlosses gegenüber dem Inhalt der Zuleitung meistens sehr gering ist, so wird das Wasserschloß auch nur von ganz geringem Einfluß auf die Schwall- und Sunkhöhen sein. Nur wenn das Wasserschloß gleichzeitig als hydraulisches Speicherbecken ausgebaut wird, kann mit einer entsprechend großen Minderung des Schwall und Sunkes gerechnet werden.

Auf die Steilheit des Kopfes der Schwall- und Sunkwellen übt dagegen auch schon ein verhältnismäßig kleines Wasserschloß einen wesentlich abschwächenden Einfluß aus,

ein Umstand, der dann von Wert ist, wenn der Kanal gleichzeitig zur Schifffahrt dient.

Die Breite und Tiefe des Wasserschlosses wird im wesentlichen durch die Abmessungen des Rechens vor den Turbineneinläufen bestimmt. Um das Auftreten von energieverzehrenden Wirbeln und Walzen möglichst zu verhindern, wird man die Wandungen und die Sohle des Wasserschlosses in schlanker Linienführung in das Kanalprofil überführen und bestrebt sein, die Breite und Tiefe des Wasserschlosses auf das unbedingt notwendige Maß zu beschränken. Außerdem erreicht man durch letztere Maßnahme, daß sich die Fließgeschwindigkeit des Wassers nicht allzu sehr verringert, wodurch vermieden wird, daß die Schwebstoffe ausfallen und lästige Schlammablagerungen im Wasserschloß entstehen.

Zum Reinigen des Kanals und des Wasserschlosses werden im Wasserschloß Spülschützen angeordnet, die gleichzeitig als Leerlauf dienen. Man muß sich aber klar darüber sein, daß man im allgemeinen nur bei abgesenktem Kanal eine genügende Spülwirkung wird erreichen können. Vielfach wird sie auch dann noch unwirksam sein, so daß nichts anderes übrig bleibt, als unter Wasser zu baggern oder die Ablagerungen bei entleertem Kanal auszuschaufeln. Da dies mit erheblichen Kosten verbunden ist, wird man mit allen Mitteln danach trachten, das Wasser schon am Kanaleinlauf zu klären.

Zur Ableitung der Eisschollen ist ein Senkschütz (Senklappe o. ä.) vorzusehen. Ist mit starkem Eisanfall zu rechnen, so ordnet man schräg vor der Rechen vorgezogen eine Tauchwand an¹⁾.

Das Überschußwasser leitet man mittels Überfällen, Hebern oder automatischen Stauklappen ab. Eingehende Überlegungen erfordert die Festlegung der Überfallkote dieser

¹⁾ Eine derartige Anordnung findet sich z. B. im Wasserschloß des Alzwerkes (Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure vom 12. VII. 1924).

Einrichtungen. Bei kurzen Zuleitungskanälen wird man sie in der Regel auf Höhe der Wehrwaage legen, so daß sich bei abgestellten Turbinen das Wasser im Kanal auf Wehrwaage ausspiegeln kann. Dies würde aber bei langen Zuleitungskanälen unwirtschaftlich hohe Kanalböschungen erfordern. Die Höhenlage der Überfallkante hängt dann hauptsächlich davon ab, wie weit man den Kanal als Speicherbecken heranziehen will.

Das Auftreten von Schwallwellen im Kanal wird sich nur dann verhindern oder wenigstens stark dämpfen lassen, wenn man auf eine große Länge längs des Kanals einen Überfall anordnet. Der Schwall wandert nämlich mit einer verhältnismäßig großen Geschwindigkeit kanalaufwärts, bevor normal ausgebildete Entlastungseinrichtungen (Überfälle, Heber, Stauklappen u. ä.) voll zur Wirkung kommen können.

Vor dem Einlauf zur Turbinenleitung ist ein Rechen anzuordnen. Ist mit starkem Anfall von Rechengut zu rechnen, so sieht man eine Rechenreinigungsmaschine vor.

Um die Eintrittsverluste möglichst niedrig zu halten, ist der Einlauf zur Turbinenleitung trompetenförmig auszubilden.

Die Absperrorgane bestehen gewöhnlich aus Schützen, die, um an Schützenfläche zu sparen, möglichst am Ende der Einlauftrumpete angeordnet werden (vgl. Abb. 5 Bd. I). Die Schützen werden vorteilhafterweise als Fallschützen ausgebildet, die elektromagnetisch vom Krafthaus aus und bei Rohrbruch automatisch ausgelöst werden.

Um das Auftreten eines Vakuums beim Schließen des Absperrschützes zu verhindern und um beim Füllen der Leitung das Entweichen der Luft zu ermöglichen, ist hinter dem Absperrschütz eine geeignete Be- und Entlüftungseinrichtung (Schacht, Standrohr, Ventil) vorzusehen.

Bei größeren Anlagen errichtet man meistens über der Einlauf-Apparatur ein besonderes Gebäude (vgl. Abb. 5 Bd. I und Abb. 45).

Besondere Sorgfalt ist bei der Ausbildung von Freispiegelwasserschlossern auf die wasserdichte Ausbildung der Wandungen und der Sohle zu verwenden. Man wird bestrebt sein, das Wasserschloß im Einschnitt anzulegen. Vielfach wird es sich aber nicht vermeiden lassen, daß es in der Auffüllung angelegt werden muß. Jedenfalls sind, wenn eine Unterspülung des Wasserschlosses durch Sickerwasser, dessen Auftreten sich nie ganz verhindern lassen wird, zu befürchten ist, geeignete Drainagen vorzusehen.

Als gut durchgebildete Beispiele eines Freispiegelwasserschlosses seien diejenigen des Kraftwerkes Eitting (Mittlere Isar-A. G.) (s. Abb. 45) und des Alzwerks¹⁾ genannt.

Die Berechnung von Sunk und Schwall im Freispiegelwasserschloß ist S. 60 gegeben.

Heber.

Zum Abführen von Wasser kann man vielfach mit Vorteil Heber verwenden, wie sie bereits zahlreich nach der Bauart Heyn (D. R. P. J. Heyn, Stettin) als selbsttätige Entlastungseinrichtung ausgeführt worden sind²⁾. Der Vorteil der Heber besteht in ihrer konstruktiven Einfachheit und ihrer bei geringem Raumbedarf großen Schluckfähigkeit. Abb. 44 zeigt einen schematischen Querschnitt durch einen Heyn'schen Heber. Seine Wirkungsweise ist kurz die folgende: Sobald das Stauziel um ein geringes überschritten wird, läuft das Wasser über die Heberüberlaufkrone, verdünnt durch Mitreißen die Luft im Heber und saugt dann infolge seiner speziellen Bauweise jeweils auch bei Teilbeaufschlagung

¹⁾ Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure vom 12. VII. 1924.

²⁾ Neuere selbsttätige Heberüberfälle in Deutschland und Italien. Bauingenieur 1926. Heft 30, S. 591.

nur soviel Wasser ab, als zur Einhaltung des Stauzieles notwendig ist.

Durch Anbringen eines Schützes im Heber (D. R. P.-Heyn) kann die Höhe des Stauzieles verstellbar eingerichtet werden. Das genaue Einhalten des Stauzieles läßt sich durch die Anordnung einer stromauf gelegenen „Hilfs-saugschnauze“ (D. R. P. Heyn) erreichen.

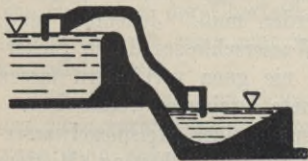


Abb. 44. Heber. (J. Heyn, Stettin.)

Es sind Heynsche Heber bis 125 m³/sek Schluckfähigkeit gebaut worden. Heber

können naturgemäß nicht zur Anwendung kommen, wenn es sich darum handelt, starken Eisgang, Baumstämme und ähnliches abzuführen.

Die Schluckfähigkeit berechnet sich zu:

$$Q = m \cdot F \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

Q = Schluckfähigkeit des Hebers in m³/sek

m = Wirkungsgrad, nach Heyn im Durchschnitt $m = 0,65$

F = die kleinste Querschnittsfläche des Heberschlauches in m²

g = Fallbeschleunigung in m/sek²

H = Fallhöhe zwischen Ober- und Unterwasserspiegel in m.

Schlußrinnen und Energieverzehrer.

In Freispiegelzuleitungen läuft das Wasser bei Verminderung der Turbinenbeaufschlagung auf und würde dann meistens, wenn nicht besondere Entlastungsanlagen vorgesehen würden, die Kanalufer überströmen. Die einfachste

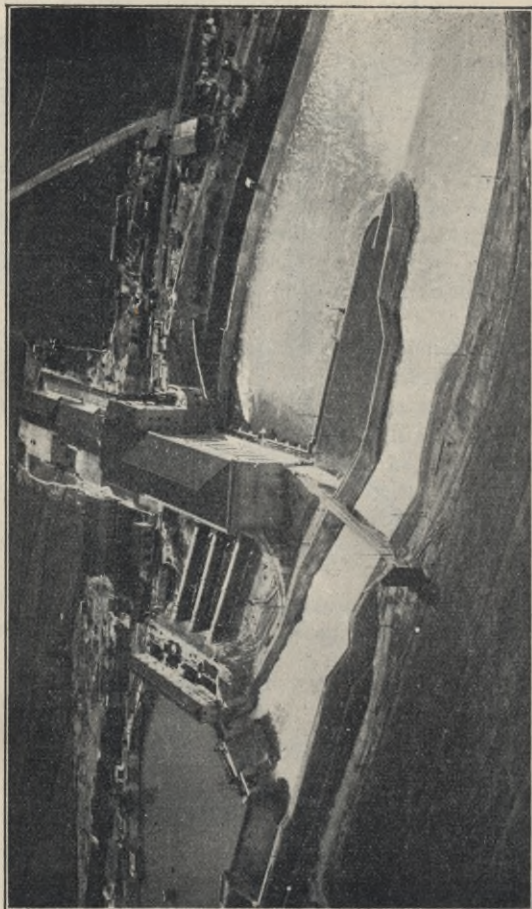


Abb. 45. Kraftwerk Eitting. (Mittlere Isar A. G. München; Luftbild und Stereographie, München.)

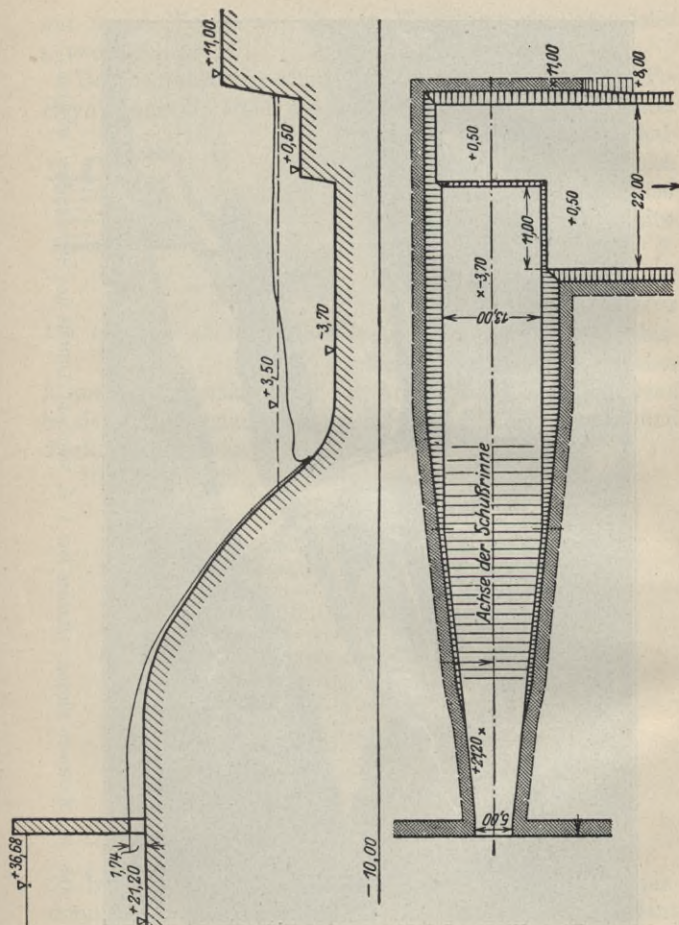


Abb. 46. Schuibrinne des Shannon-Kraftwerkes. Maßstab 1 : 1000.

derartige Entlastungseinrichtung ist ein sogenanntes „Überreich“, das heißt eine, gewöhnlich längs des Kanals angeordnete, Überlaufschwelle (s. Abb. 45 an der linken Seite). Man wird bestrebt sein, die Überfallschwelle möglichst lang zu machen, damit das Überschußwasser mit möglichst geringem Überstau abgeführt werden kann. Oft kann man auch mit Vorteil zur Entlastung selbsttätige Heber (vgl. S. 87) benutzen (s. Abb. 45, zwischen den beiden sich in Tätigkeit befindlichen kleinen Überfallwehren), die keinen Überstau und nur geringe Baulänge benötigen. Außerdem können selbsttätige Klappen oder ähnliche Konstruktionen zur Anwendung kommen.

Das über die Entlastungseinrichtungen abfließende Wasser muß dann unschädlich ins Unterwasser abgeführt werden. Früher sah man dafür vielfach Kaskadentreppen vor, was aber wenig wirksam und unwirtschaftlich ist. Neuerdings legt man meistens offene Schußrinnen an, an deren Fuß die Energie in einem geräumigen Tosbecken verzehrt wird. Abb. 46 zeigt die derartig auf Grund von Modellversuchen ausgeführte Schußrinne des Shannon-Kraftwerkes¹⁾ (vgl. auch Abb. 45).

Die Unterlagen für die hydraulische Berechnung der Tosbecken sind Bd. I S. 81 gegeben.

Absperrorgane.

1. Schützenschieber.

Für kleine Abmessungen und Druckhöhen kommen einfache Handzugsschieber in Frage. Für mittlere Verhältnisse eignet sich der Spindelschieber (vgl. Abb. 47).

¹⁾ Ludin: Modellversuche für die Schußrinne des Shannon-Kraftwerkes. Mitteilung aus dem Wasserlaboratorium der Techn. Hochschule Berlin, Nummer 4, Bauingenieur 1928, Heft 11.

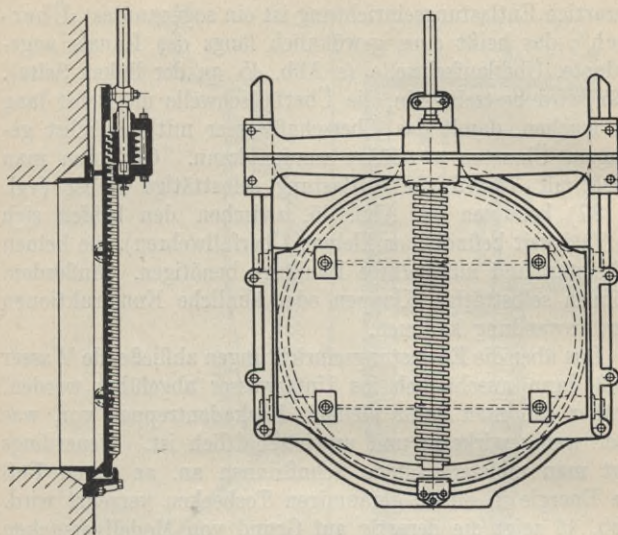


Abb. 47. Spindelschieber (Bauart Geiger, Karlsruhe).

Für kleinere Profile und geringen Wasserdruck genügt einfache Gleitauflagerung. Bei größerem Wasserdruck sieht man Rollenauflagerung vor. Ist das Auftreten von starken Vibrationen zu befürchten, so werden Gegenrollen angeordnet. Der dichte Anschluß der Schützenschieber wird durch Keilflächen in den Führungsleisten bewerkstelligt.

2. Keilschieber.

Es sind schon Keilschieber bis 2,50 m l. W. ausgeführt worden (Wasserkraftanlage Tresp, Spanien, \varnothing 2,50 m, stat. Druck 71 m ¹⁾). (Vgl. Abb. 48 und 49.)

¹⁾ Schweizer Bauzeitung 1971.

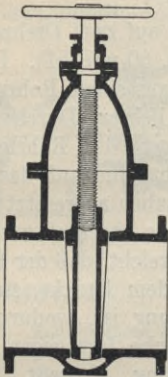


Abb. 48. Keilschieber.

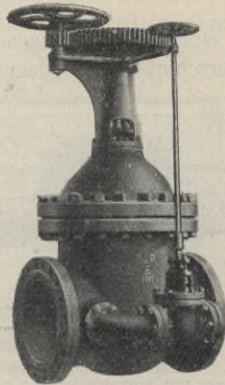


Abb. 49. Keilschieber mit Stirnradantrieb und Umlaufschieber (Bopp und Reuther, Mannheim-Waldhof).

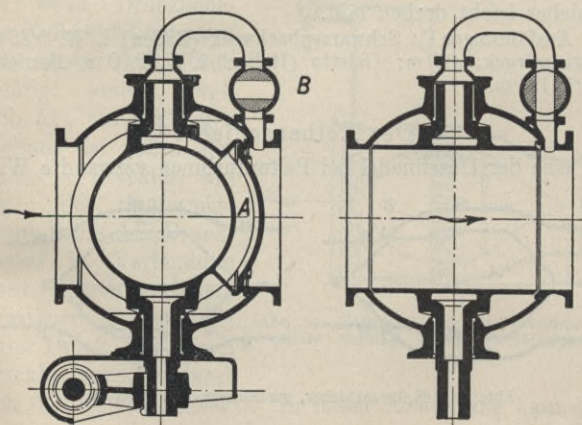


Abb. 50. Kugelschieber mit senkrechter Welle in geschlossenem und geöffnetem Zustand (Escher, Wyss u. Co.).

3. Kugelschieber.

In einem kugelförmigen Gehäuse ist auf zwei Drehzapfen der Verschlußkörper gelagert (vgl. Abb. 50 und 51). Dieser

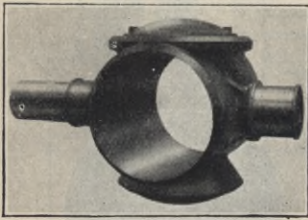


Abb. 51. Verschlußstück eines Kugelschiebers mit horizontaler Welle (Escher, Wyss u. Co.).

besteht aus einem Rohrstück, dessen lichter Durchmesser demjenigen der Rohrleitung entspricht, und auf das zwei Kugelhauben aufgesetzt sind. Der dichte Abschluß wird dadurch erreicht, daß der Raum A mit dem Druckwasser in Verbindung ist, wodurch die Kugelhaube fest gegen ihren Auflagering gepreßt wird. Zum Öffnen des Schiebers wird durch Umsteuern des Hah-

nes B der Raum A drucklos gemacht, worauf sich der Schieber leicht drehen läßt.

Ausführungen¹⁾: Schwarzenbachwerk (Baden) l. W. 0,85 m, Betriebsdruck: 420 m; Galetto (Italien) l. W. 2,00 m, Betriebsdruck 197 m.

4. Der Kolbenschieber²⁾

hat eine der Düsennadel bei Peltonturbinen verwandte Wir-

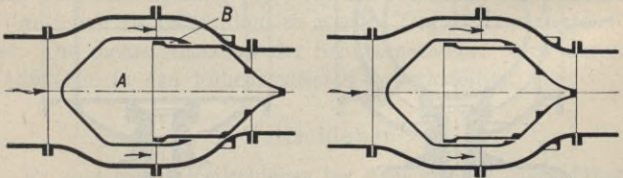


Abb. 52. Kolbenschieber, geschlossen und geöffnet.

¹⁾ Von Firma Escher, Wyss & Co.

²⁾ Die Wasserkraft 1925, Nr. 18, S. 307, ebenda 1926, Nr. 3. S. 26.

kungsweise. Die Kolbenschieber haben insbesondere in Amerika (Johnson-Schieber)¹⁾ weiteste Verbreitung gefunden.

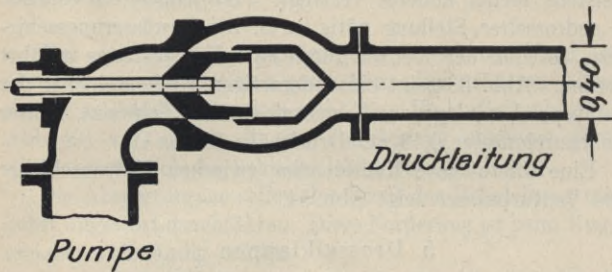


Abb. 53. Kolbenschieber der Speicherpumpen des Tremorgiowerkes.

Der größte Schieber der Welt ist der Johnsonschieber der Niagara Falls Power Co. (U. S. A.) mit einer lichten Weite der Zuleitung von 6,40 m bei 64 m Druckhöhe. Der Kolbenschieber kann von innen hydraulisch betätigt werden (vgl. Abb. 52). In geöffneter Stellung ist dabei der Raum A drucklos, wogegen der ringförmige Raum B mit dem Druckwasser in Verbindung steht. Durch geeignete Umsteuerung kommt A unter Druck, wogegen B drucklos wird, wodurch sich der Kolben schließt. In dieser Ausführung kann der

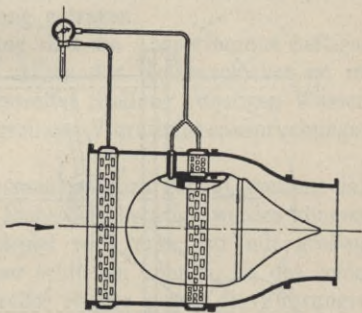


Abb. 54. Kolbenschieber mit Venturimesser (Gebr. Reuling, Mannheim-Neckarau.)

¹⁾ Drucksache 599 von Gebrüder Reuling, Mannheim-Neckarau.

Kolbenschieber nur ganz geöffnet oder ganz geschlossen werden. Bei Schiebern von Turbinenleitungen wird ja auch meistens nichts anderes verlangt. Ist jedoch ein Betrieb in gedrosselter Stellung nötig, z. B. bei Bewässerungsschiebern, so muß der Kolben durch eine Kolbenstange geführt werden. Abb. 53 zeigt einen derartigen Kolbenschieber der Pumpspeicheranlage des Tremorgiowerkes (Schweiz), lichter Rohrdurchmesser 0,40 m, Druckhöhe 920 m¹⁾.

Eine interessante Kombination zwischen Kolbenschieber und Venturimesser zeigt Abb. 54.

5. Drosselklappen

bestehen aus einer kreisrunden Scheibe, die sich um zwei Zapfen dreht. Die Drehachse wird bei kleineren Durch-

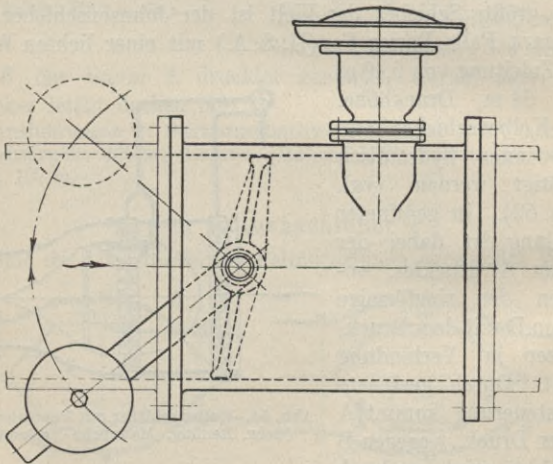


Abb. 55. Drosselklappe. Bauart Bopp u. Reuther.

¹⁾ Kühne: Betriebsfragen der Pumpspeicherung. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1928. Heft 4.

messern meistens waagrecht (vgl. Abb. 55), bei größeren senkrecht angeordnet. In Amerika sind Drosselklappen bis 8,2 m Lichtweite ausgeführt¹⁾.

Der Antrieb der Absperrorgane kann von Hand, mit Motoren oder hydraulisch geschehen. Bei größeren Abmessungen und hohen Drucken sieht man Umlaufleitungen (vgl. Abb. 49) vor, durch die die Rohrleitung zunächst gefüllt wird, worauf sich die Schieber leicht bewegen lassen.

Die Absperrorgane sollen das Profil der Rohrleitung möglichst ungestört durchführen. Diese Forderung ist beim Kugelschieber vollständig erfüllt.

In statischer Beziehung ist es erwünscht, daß die Absperrorgane möglichst überall kreisförmige Querschnitte haben, da diese den Wasserdruck am einfachsten und sichersten aufnehmen können. Beim Kolbenschieber und beim Kugelschieber in geöffnetem Zustand ist dieser Forderung in vollkommener Weise Rechnung getragen.

In gedrosselter Stellung sind die Absperrorgane heftigen Vibrationen ausgesetzt. Allein der Kolbenschieber ist infolge seiner auch in gedrosselter Stellung günstigen Wasserführung keinen oder nur geringen Vibrationsbeanspruchungen ausgesetzt.

Die Absperrorgane müssen so stark gebaut werden, daß sie auch in Notfällen mit Sicherheit betätigt werden können. Bei Rohrbruch zum Beispiel wird man nur mit großem Kraftaufwand die Schieber schließen können, da das schießende Wasser sie mit großer Stärke gegen die Führungen drücken wird. Es werden dabei auch überaus heftige Vibrationen auftreten. Man muß gegebenenfalls durch Ölbremser dafür sorgen, daß das Abschließen sich nicht zu rasch und heftig vollziehen kann.

¹⁾ Conowingo am Susquehanna (U. S. A.) vgl. Schweizer Bauzeitung Bd. 88 (1926) S. 128.

Automatische Auslösung.

Für Notfälle (z. B. Rohrbruch) werden die Absperrorgane vielfach so eingerichtet, daß sie sich beim Überschreiten der zulässigen Geschwindigkeit automatisch schließen. Der Auslösemechanismus besteht in der Regel aus einer in das

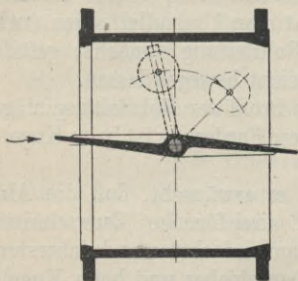


Abb. 56. Automatisch auslösbare Drosselklappe. Bauart Hübner und Mayer, Wien.

Rohr hineinragenden Scheibe, die durch einen kleinen Gewichtshebel ausbalanciert ist. Wird nun die zulässige Fließgeschwindigkeit überschritten, so ruft der gesteigerte Strömungsdruck auf die Scheibe die Auslösung hervor. Diese Wirkung kann bei Drosselklappen auch hervorgerufen werden durch einseitig unsymmetrische Ausbildung des Querschnitts¹⁾ (vgl. Abb. 56). Das Abschließen selbst wird dann entweder

durch das Eigengewicht (Fallschützen) oder durch ein besonderes Fallgewicht (vgl. Abb. 55) bewerkstelligt. Neben der automatischen Auslösung empfiehlt es sich auch, Fernauslösung durch Hubmagnet und Handauslösung vorzusehen.

Rechen.

Die lichte Weite zwischen den Rechenstäben richtet sich nach den Anforderungen des Betriebes. Man unterscheidet Grob- und Feinrechen. Grobrechen haben nur die Aufgabe, größere Schwimmkörper (z. B. Baumstämme u. ä.) abzu-

¹⁾ Bauart Hübner und Mayer, Wien.

halten. Man findet sie häufig aus alten Eisenbahnschienen, I-Trägern u. ä. hergestellt. Diese Profile haben aber eine hydraulisch ungünstige Form, so daß es sich empfiehlt, zur Vermeidung empfindlicher Fallhöhenverluste stromlinienförmige Spezialprofile zur Anwendung zu bringen. In kalten Gegenden, wo Vereisungsgefahr für die Grobrechenstäbe besteht, verwendet man mit Vorteil Holzstäbe.

Die lichte Weite der Feinrechen richtet sich im wesentlichen nach den lichten Durchflußöffnungen der Turbine. Vielfach schreiben jedoch die Behörden zugunsten der Fischerei eine größte zulässige Lichtweite (z. B. 20 mm) vor. Die Fische sollen dadurch am Einschwimmen in die Turbinen gehindert werden. Ein enggestellter Rechen bildet insofern für die Fische eine Gefahr, als sie durch den Wasserstrom an die Rechenstäbe angepreßt werden, nicht mehr loskommen und elend zugrundegehen. Niederdruckturbinen ganz großer Abmessung können die Fische ohne Schaden passieren. Beim Kraftwerk Lilla-Edet (Schweden) wurde der im Jahre durch den Feinrechen bedingte Leistungsausfall zu 600 PS im Werte von 67 000.— M. berechnet¹⁾. Man wird also, wenn irgend möglich, die Rechenweite nur nach den Turbinenabmessungen bemessen. Bei großen Niederdruckturbinen, insbesondere bei den weiträumigen Kaplan turbinen, kann man Stablichtweiten bis zu 0,25 m zur Anwendung bringen. Bei Franzisturbinen wird man je nach der Fallhöhe und der Wassermenge Lichtweiten zwischen 75 und 15 mm vorsehen. Bei Peltonturbinen kann etwa $\frac{1}{5}$ des Düsendurchmessers gewählt werden. Bei sehr hohen Druckhöhen empfiehlt es sich, an Stelle der meist üblichen Stabrechen Maschenrechen mit entsprechend kleinen Maschenlichtweiten ($5 \div 10$ mm) vorzusehen.

¹⁾ Vgl. Reindl: Über die Entbehrlichkeit von Fischrechen. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1928. Nr. 24. S. 372.

Ludin: Versuche über die Entbehrlichkeit des Feinrechens bei Niederdruckwasserkraft-Anlagen. Schweizerische Wasserwirtschaft. 1929. Nr. 2.

Die Feinrechen wurden bis jetzt meistens aus Flacheisenstäben hergestellt, die durch Bolzen mit Distanzringen zu Tafeln zusammenschraubt wurden (vgl. Abb. 57). Die Stabdicke beträgt gewöhnlich $6 \div 8$ mm, die Breite $50 \div 75$ mm. Die Distanzbolzen werden, soweit möglich, in dem hinteren Teil der Stabbreite durchgezogen, damit vorne die Rechenharke in die Zwischenräume eingreifen kann, und das Rechengut sich beim Hochziehen nicht an

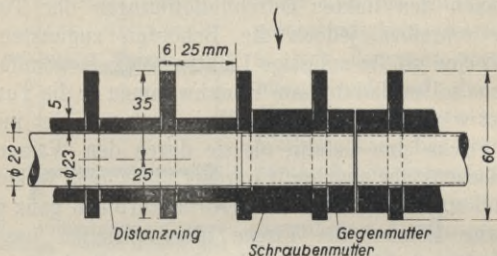


Abb. 57. Feinrechen aus Flacheisenstäben mit Schraubenbolzen und Distanzringen. Maßstab 1 : 3.

den Distanzbolzen klemmt. Der Abstand der Distanzbolzen untereinander beträgt $0,50 \div 1,25$ m. Die Rechentafeln müssen fest mit den Auflagern verbunden werden, damit sie nicht mutwillig oder durch Rückströmungen umgeworfen werden können. Der Höhe nach werden die Tafeln in Abständen von $1,5 \div 2,5$ m durch Querträger (meistens I-Profile) unterstützt.

Wie durch die Versuche von Fellenius (s. auch S. 41) nachgewiesen ist, kann man durch stromlinienförmige Ausbildung der Rechenstäbe den Fallhöhenverlust im Rechen auf $\frac{1}{3}$ desjenigen bei gewöhnlichen Flacheisenprofilen herabmindern. Es wird sich also empfehlen, insbesondere bei Niederdruckanlagen, bei denen der Rechenfallhöhenverlust prozentual

stark ins Gewicht fällt, an Stelle der seither üblichen Rechenkonstruktionen Spezialausführungen mit stromlinienförmigen Profilen der Rechenstäbe, Querversteifungen, Unterzüge und Abstützungen in Anwendung zu bringen. Besteht die Gefahr, daß sich Kiesel oder ähnliches zwischen den stromlinienförmigen Stäben festklemmen, so kann man ein Profil ähnlich demjenigen der Abb. 58 wählen. Derartige Spezialprofile werden vorteilhafterweise nicht mehr, wie seither, mit Bolzen zusammenschraubt, sondern zusammenschweißt.

Die Rechen müssen so berechnet werden, daß sie dem einseitigen Wasserdruck, der durch eine mehr oder minder starke Verlegung durch Laub, Sulzeis u. ä. entsteht, standhalten können. Bei kleineren Rechanlagen rechnet man gewöhnlich mit dem vollen einseitigen Wasserdruck. Man nimmt also an, daß der Rechen vollständig verlegt werden kann. Diese Annahme würde aber bei den großen Abmessungen der Rechanlagen moderner Niederdruckwerke zu unwirtschaftlich schweren Konstruktionen führen. Man rechnet daher bei ihnen meistens nur mit einer teilweisen Verlegung, entsprechend etwa einem Fallhöhenunterschied von 1,0 m. Man muß dann aber darauf achten, daß der Rechen immer gut gereinigt wird, und daß er sich nicht mit Eis versetzen kann.

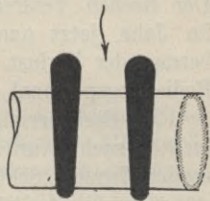


Abb. 58.

Außer durch einseitigen Wasserdruck können die Rechen aber auch noch durch anprallende Schwimmkörper (Baumstämme, Schiffe u. ä.), durch einseitigen Eisdruck und bei der Rechenreinigung, infolge Einklemmens von Rechengut, starken Beanspruchungen ausgesetzt sein¹⁾.

¹⁾ Vgl. Ludin: Die Wasserkräfte. S. 1236 ff. Berlin: Julius Springer 1913. und Ludin: Die Nordischen Wasserkräfte. Abschnitt 29. Berlin: Julius Springer 1929.

Die Rechenreinigung kann von Hand, maschinell, oder durch Spülung erfolgen. Die Handreinigung kommt aber nur noch für kleine Anlagen oder bei geringem Schwemmselanfall in Frage. Bei größeren Anlagen verwendet man jetzt ausschließlich besondere Rechenreinigungsmaschinen. Wie groß unter ungünstigen Verhältnissen das anfallende Rechengut werden kann, zeigt ein Bericht des Kraftwerkes Rheinfelden¹⁾. Es mußten dort zum Beispiel innerhalb einer Woche 1650 m³ Laub vom Rechen entfernt werden. Der Rechen verursachte früher 5 Millionen kWh Verlust im Jahr, jetzt nach Einführung maschineller Reinigung beträgt der Verlust immerhin noch 3 Millionen kWh. An Bedienungspersonal sind jetzt noch bis zu 20 Mann nötig.

Eine Rechenreinigung durch Spülung, wie sie früher vielfach versucht wurde, empfiehlt sich im allgemeinen nicht, da sich Wurzeln, Schlingpflanzen u. ä. so stark mit den Rechenstäben verflechten können, daß sie nur durch starke mechanische Kräfte, aber nicht durch Spülung entfernt werden können. Auch ist mit der Spülung ein Wasserverlust und je nach Anordnung auch ein Fallhöhenverlust verbunden.

Eisabwehr.

Bei starker Sulzeisführung kann der Feinrechen so stark vereisen, daß der Betrieb stillgelegt werden muß. Man sucht sich dadurch zu helfen, daß man mit Stangen oder mit besonderen maschinellen Rührwerken ständig von dem Rechen rührt und dadurch das Sulzeis zum Durchtritt durch die Rechenstäbe zwingt. Wo mit starker Sulzeisbildung zu rechnen ist, wird man die Lichtweite der Rechenstäbe so weit wie irgend möglich machen. Ist mit Rücksicht auf die Fischerei eine gewisse größte zulässige Stabweite vorgeschrieben, so kann man sich unter Umständen dadurch

¹⁾ Haas und Bitterli: Verbesserte Rechenreinigung im Kraftwerk Rheinfelden. VDI-Zeitschrift 6. 11. 1926. S. 1483.

helfen, daß man den Feinrechen während der Sulzeisführung entfernt und durch einen Grobrechen ersetzt, wenn man nicht von vornherein die Anordnung so trifft, daß sich ein aufziehbarer Feinrechen auf einen fest eingebauten Grobrechen abstützt. Um eine Vereisung zu verhindern, sind die Rechen auch schon mit elektrischer Heizung ausgestattet worden. Man kann etwa 2 kW zur Anwärmung von 1 m² Rechenfläche rechnen.

Baubetrieb.

Der Bau von Wasserkraftanlagen und insbesondere der von Großkraftwerken verlangt weitgehende Mechanisierung. Zu diesem Zweck wird bei Großwasserkraftanlagen meistens ein eigenes „Baukraftwerk“ erstellt. Im folgenden seien kurz die wichtigsten Hilfsmittel zur Mechanisierung des Baubetriebes aufgeführt.

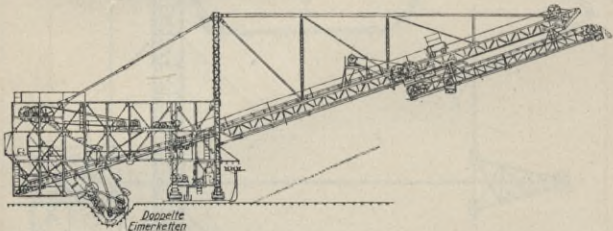


Abb. 59. Absetzer beim Bau des Shannon-Kraftwerkes, für 6000 m³ Tagesleistung, 18 m Schütthöhe und 40 m Schüttweite (Bauingenieur und Siemens-Bauunion, Berlin).

Bagger. Es kommen „Löffelbagger“ oder „Eimerkettenbagger“ zum Teil von recht großen Ausmaßen zur Anwendung. (In Amerika sind Löffelbagger bis zu 9 m³ Löffelin-

halt bei 30 m Auslegerlänge in Betrieb¹⁾. Man muß darauf bedacht sein, die Leistung der Förderanlagen und der sogenannten „Kippe“ den Leistungen der Bagger anzupassen. Seither hat vielfach die Kippe den Arbeitsvorgang aufgehalten. Beim Bau des Oberwasserkanals des Shannonkraftwerkes (vgl. Bd. I S. 15) hat daher die Siemens-Bauunion die Kippe durch Verwendung von „Absetzapparaten“ (s. Abb. 59) in

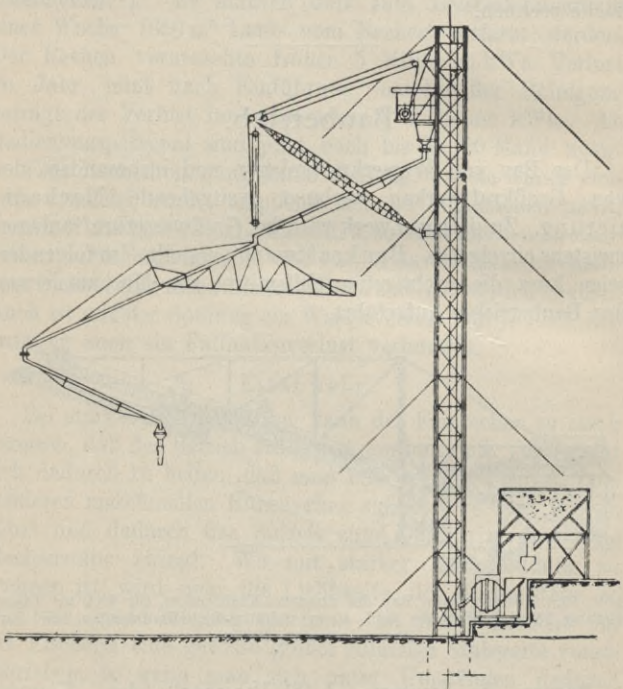


Abb. 60. Gußturm (Ibag, Neustadt, Haardt).

¹⁾ Franke: Die neueste Entwicklungsstufe des Amerikanischen Löffelgroßbaggers. Bauingenieur 1929. Nr. 1.

Verbindung mit 5,3 m³ Selbstentladerzügen weitgehend mechanisiert¹⁾. Die Wirkungsweise der

Absetzer besteht darin, daß das angefahrne Material längs des Fußes der Auffüllung abgeladen wird. Von dort nimmt es der Absetzer durch eine Eimerleiter auf und transportiert es durch Gurtförderer in die Auffüllung. Dadurch ist ein kontinuierlicher Betrieb gewährleistet. Bagger und Kippe sind nicht mehr in direkter Abhängigkeit voneinander. Ein Hauptvorteil der Absetzer ist, daß bei ihnen das Geleise nicht verrückt zu werden braucht. Zum Rücken der Geleise verwendet man sonst mit Vorteil Gleisrückmaschinen.

Gußbeton²⁾. Der in flüssigem Zustand in der Misch-

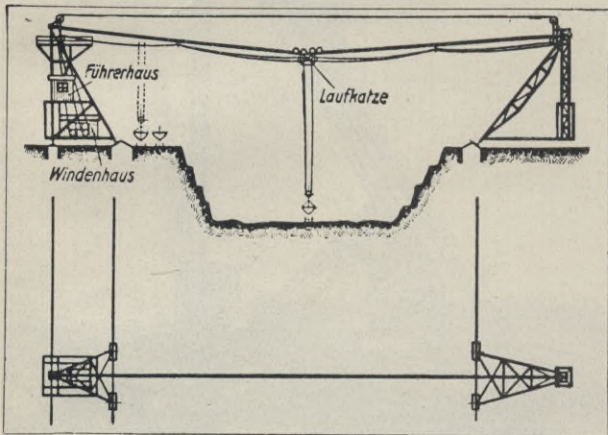


Abb. 61. Fahrbarer Kabelkran. (Adolf Bleichert A.-G. Leipzig.)

¹⁾ Garbotz: Förder- und Energiewirtschaftsprobleme. Bauingenieur 1927. Nr. 26.

²⁾ Probst: Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten. Bauingenieur 1926. Nr. 12 und 15.

Möller und Albrecht: Erfahrungen im Gußbeton. Bauingenieur 1928. Nr. 20—22.

Agatz: Erfahrungen mit Gußbeton. Bauingenieur 1926. Nr. 34 u. 37.

maschine bereitete Beton wird entweder in einem Turm hochgezogen und von dort mittels Rinnen verteilt (vgl. Abb. 60) oder mittels Kabelkran in Kübeln verfahren (vgl. Abb. 62). Zum Bau der Exchequer-Staumauer in Amerika ist ein 145 m hoher Gußturm verwandt worden¹⁾.

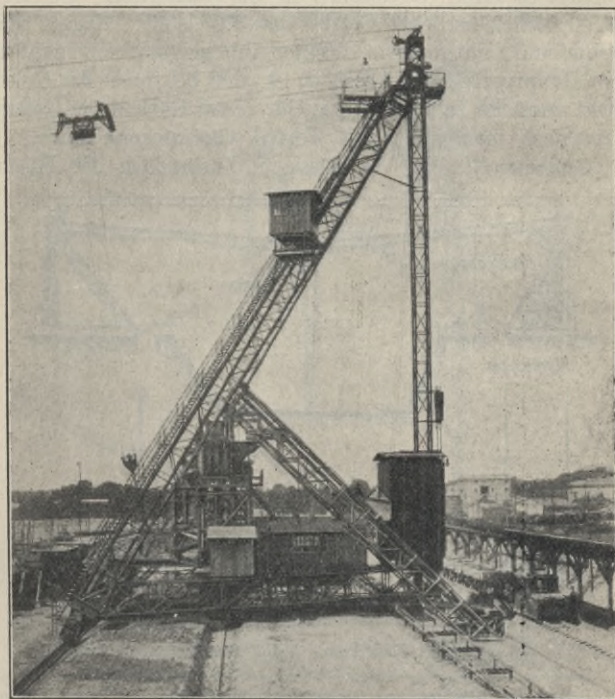
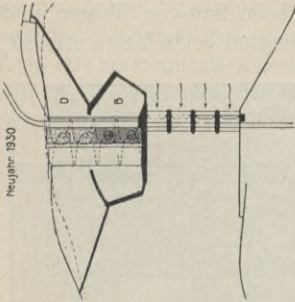
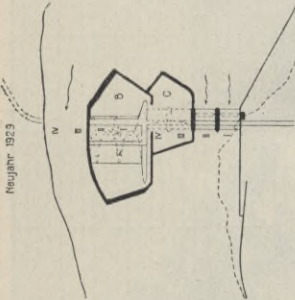


Abb. 62. Beiderseits verfahrbarer Kabelkran von 6 t Tragkraft bei 310 m Spannweite und 36 m Höhe mit eingebauter Betonmischanlage beim Bau des Shannon-Krafthauses. (Siemens-Bauunion, Berlin.)

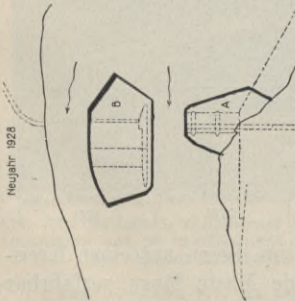
¹⁾ Eng. News-Rec. v. 8. Okt. 1925. S. 609.



Neujahr 1930



Neujahr 1923



Neujahr 1928

(vgl. Abb. 61). Abb. 62 zeigt den beim Bau des Shannonkrafthauses¹⁾ (vgl. Bd. I Abb. 4) verwandten Kabelkran mit eingebauter Betonmischmaschine. Der Betonkübel befindet sich eben unter der Mischmaschine zum Auffüllen.

Zum Transport von Dammmaterial, Beton, Kies usw. kann man auch unter Umständen mit Vorteil Bandtransportanlagen verwenden²⁾.

Preßluft ist ein sehr wesentliches und vielseitiges Hilfsmittel zur Mechanisierung des Baubetriebes. Es seien hier nur einige der wichtigsten Anwendungsgebiete genannt: Druckluftgründung mittels Caissons, Preßluft-Bohrer, -Hämmer, -Stamper, -Nieter, -Ramme u. ä., Zementinjektionen, Torkretbeton.

¹⁾ Garbotz: Förder- und Energie-wirtschaftsprobleme. Bauingenieur 1927. Nr. 25.

²⁾ Beutefuer: Betonieren mittels Bandtransportanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim. Bauingenieur 1927. S. 487—492.

Griesel: Der Bau des Wanaque Staudammes. Bauingenieur 1929. Nr. 3. S. 46.

Abb. 64. Die verschiedenen Baustadien des Rheinkraftwerks Ryburg-Schwörstadt. (Schweizer Bauzeitung.)

Sprengluft¹⁾. Flüssige Luft hat sich beim Bau von Wasserkraftanlagen als sehr vorteilhaftes Sprengmittel, namentlich im Freien, erwiesen. Man kann seinen Brisanzwert in einfachster Weise abstufen, so daß mit ihm sowohl dynamit- als auch pulverähnliche Sprengwirkungen erzielt werden können. Dies ist insbesondere dort wertvoll, wo es darauf ankommt, das Gestein zu schonen, z. B. auf der Gründungssohle von Staumauern. Ein weiterer, sehr wesentlicher Vorteil ist der, daß die Schüsse nach einiger Zeit durch Verdunsten der flüssigen Luft wirkungslos werden. Man kann also, ohne die einzelnen Schüsse abzählen zu müssen, gleichzeitig beliebig viele Schüsse abgeben und kann dann, nachdem einige Zeit gewartet worden ist, ohne Gefahr allenfallige Versager neu laden.

Bauprogramm.

Vor Beginn der Bauarbeiten muß ein genaues Bauprogramm aufgestellt werden. Insbesondere ist dies wichtig bei Bauten in Flüssen, da man dort die Nieder- und Hochwasserzeiten zu berücksichtigen hat. Abb. 63 zeigt das graphische Bauprogramm und Abb. 64 die geplante Bauausführung des Rheinkraftwerkes Ryburg-Schwörstadt²⁾. Vergleiche hierzu die allgemeine Beschreibung dieses Kraftwerkes Bd. I S 19.

Turbinen³⁾.

Für niedere Fallhöhen kommen Propeller- und Kaplan-turbinen, für mittlere Fallhöhen Franzis- und für hohe Pelton-

¹⁾ Lisse: Das Sprengluftverfahren. Berlin: Julius Springer. Grunow: Gewinnung von 500 000 t Granit durch flüssige Luft. Bauingenieur 1926. Nr. 51. Grunow: Verbesserungen im Sprengluftverfahren. Bauingenieur 1928. Nr. 9.

²⁾ Schweizerische Bauzeitung v. 13. 10. 1928.

³⁾ Näheres siehe Treiber-Holl: Die Wasserturbinen. Sammlung Göschen. Nr. 541 und 542. 1926.

Turbinen zur Anwendung. Zum Antrieb von Triebwerken: Mühlen, Hämmern, Sägen u. ä. kann man bei ganz kleinen Wassermengen und geringen Fallhöhen vielfach mit Vorteil Wasserräder¹⁾ verwenden. Der Wirkungsgrad der Tur-

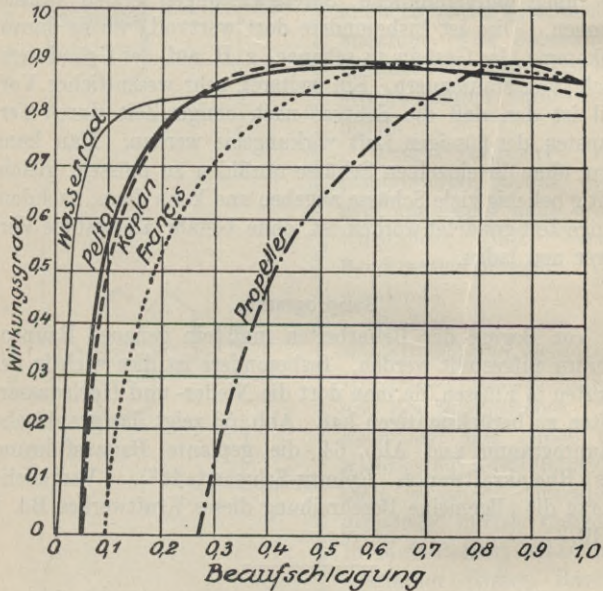


Abb. 65. Wirkungsgradkurven, bezogen auf die Beaufschlagung²⁾.

binen ändert sich mit der Beaufschlagung (vgl. Abb. 65). Der Wirkungsgrad berechnet sich nach Formel 2, Bd. I. Dabei

¹⁾ Staus: Wasserradversuche. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1928. Nr. 18.

²⁾ Die aus der Abb. ersichtlichen Wirkungsgrade beziehen sich auf moderne, bestkonstruierte Turbinen und Wasserräder, wie sie nur von sehr erfahrenen Firmen gebaut werden können.

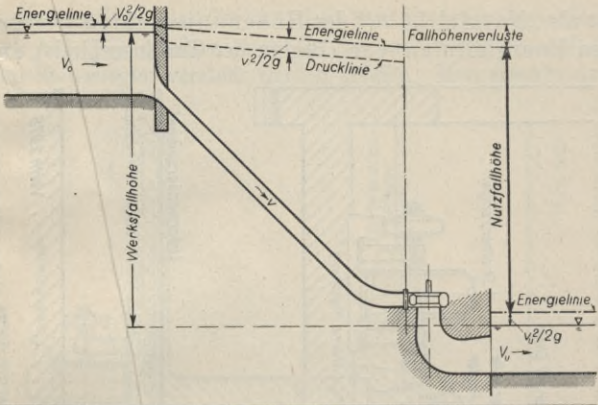


Abb. 66. Schemazeichnung für die Nutzfallhöhe (Prof. Dr. Ludin, Berlin).

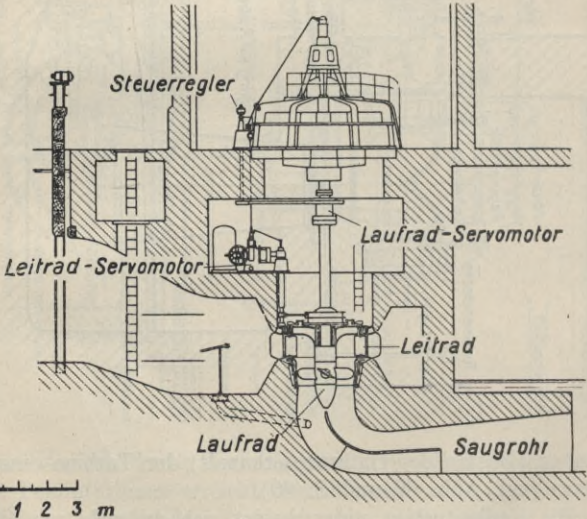


Abb. 67. Kaplanturbine. (Elektrotechnische Zeitschrift. J. M. Voith, Heidenheim, Württemberg.)

ist als „Nutzfallhöhe“ der Höhenunterschied zwischen den Energielinien vor (Beginn der Turbinenspirale) und

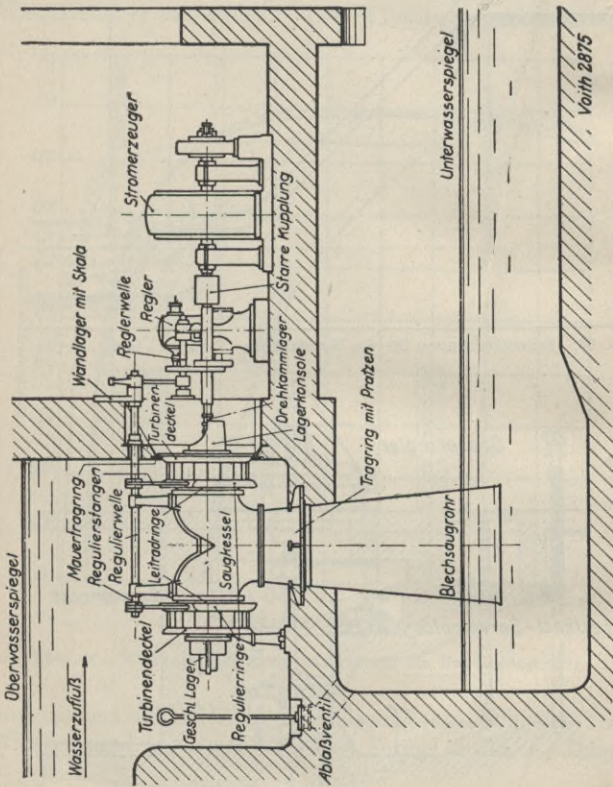


Abb. 68. Liegende Francis-Zwillingsturbine (J. M. Voith, Heidenheim, Württemberg.)

hinter (Beginn des Unterwasserkanals) der Turbine einzusetzen (vgl. Abb. 66 und S. 40).

Die Kaplansturbine unterscheidet sich dadurch von der

Propellerturbine, daß bei ihr nicht nur die Leitrad-schaufeln (vgl. Abb. 67), sondern auch die Laufrad-Propellerschaufeln vom Steuerregler verstellt werden können. Man erreicht da-

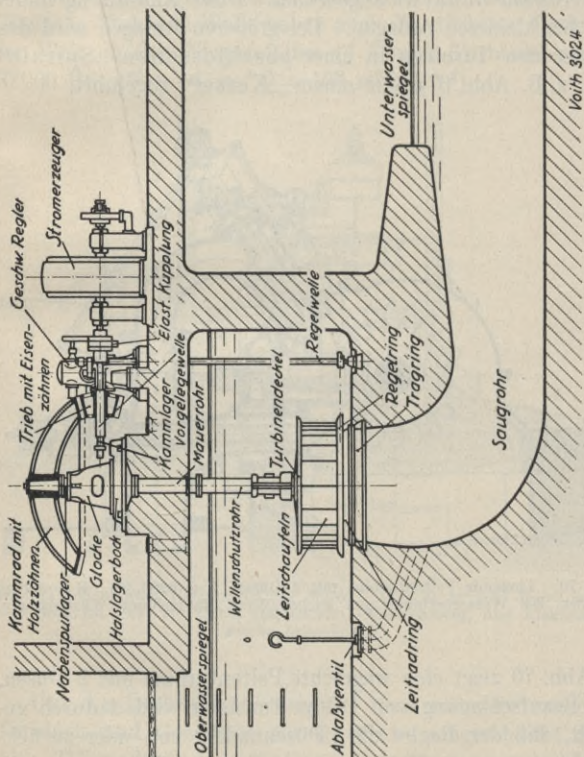


Abb. 69. Stehende Franzisturbine mit Kammradgetriebe (J. M. Voith, Heidenheim, Württemberg).

durch eine sehr flache Wirkungsgradkurve, wie sie seither nur mit Pelton-turbinen erreicht werden konnte.

Man unterscheidet Turbinen mit „senkrechter“ und

„wagrecht“ Welle. Abb. 68 zeigt eine wagrechte Franzis-Zwillingsturbine, Abb. 69 eine senkrechte Franzis-Turbine mit Kammradgetriebe. In beiden Beispielen sind die Turbinen in offenem Schacht angeordnet. Diese Anordnung findet sich bei kleineren Anlagen. Bei größeren Anlagen wird das Wasser den Turbinen in einer geschlossenen „Spirale“ (vgl. z. B. Abb. 67) oder einem „Kessel“ zugeführt.

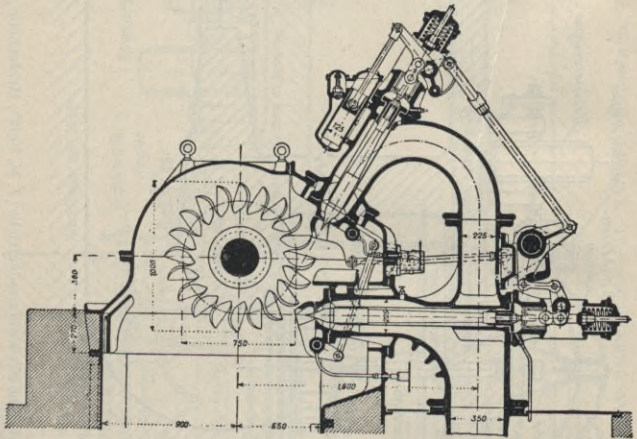


Abb. 70. Liegende Pelton-turbine mit 2 Düsen, $N = 6200$ PS, $H = 800$ m. (Treiber, Die Wasserturbinen und Escher Wyss, Ravensburg, Württemberg.)

Abb. 70 zeigt eine wagrechte Pelton-turbine mit 2 Düsen. Die Beaufschlagung von Pelton-Turbinen wird dadurch geregelt, daß der Regler die „Düsenadel“ vor- oder zurück-schiebt.

Im allgemeinen hat sich im neuzeitlichen Turbinenbau die Anordnung mit senkrechter Welle durchgesetzt. Dies gilt auch für Pelton-Turbinen und teilweise auch für Pump-

speicheraggregate. Beispiele dafür sind der 25 000 PS-Maschinensatz des Kraftwerkes Handeck (Schweiz)¹⁾ und das Maschinenaggregat (Generator — Turbine — Pumpe) des demnächst zur Ausführung kommenden Schluchseewerkes (Baden). Stehende Welle haben auch die stärksten Turbinen der Welt an den Niagarafällen (3 Franzis-Turbinen von je 70 000 PS; $H = 66$ m; $Q = 106$ m³/sek.)²⁾.

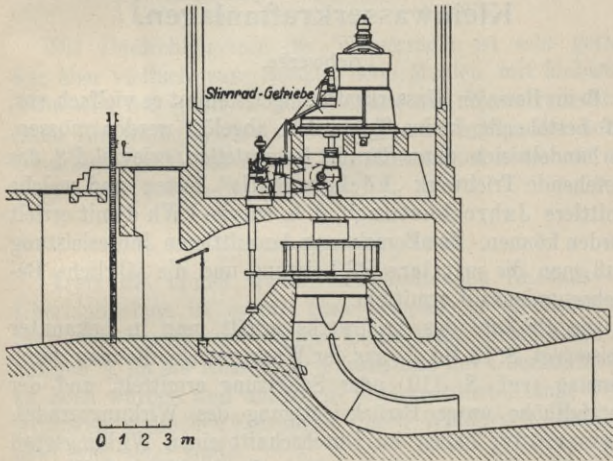


Abb. 71. Kraftwerk Golzern an der Mulde. $Q = 31$ m³/sek, $H_n = 3,0$ m, $N = 1020$ PS. (J. M. Voith, Heidenheim, Württemberg, und Elektrotechnische Zeitschrift.)

Um die Drehzahl zu steigern, wird mitunter zwischen Turbinen und Generator ein Getriebe eingeschaltet (vgl. Abb. 71), wodurch sich die Generatorgröße entsprechend re-

¹⁾ S. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1928. Nr. 19. S. 300.

²⁾ Biehl: Einbau von 3 neuen Turbinen an den Niagarafällen. Deutsche Wasserwirtschaft 1925. Nr. 8.

duzieren läßt. Der Wirkungsgrad derartiger Getriebe beträgt 0,98 bis 0,99 ¹⁾.

Der Wirkungsgrad von modernen Speicherpumpen ²⁾ ist 0,86.

Triebwerke und Kleinwasserkraftanlagen.

Triebwerke.

Beim Bau von Wasserkraftanlagen kommt es vielfach vor, daß bestehende, kleine Triebwerke abgelöst werden müssen. Es handelt sich dann darum, festzustellen, wieviel PS das bestehende Triebwerk „höchstensfalls“ leisten und welche „mittlere Jahresleistung“, d. h. wieviel kWh damit erzielt werden können. Zur Berechnung der mittleren Jahresleistung muß man die mittlere PS-Leistung und die jährliche Betriebsstundenzahl ermitteln.

Die PS-Zahl des Triebwerks erhält man in bekannter Weise (vgl. S. 13 Bd. I) aus der Wassermenge, die man durch Messung (vgl. S. 119) oder Schätzung ermittelt, und der Nutzfallhöhe unter Berücksichtigung des Wirkungsgrades. Wasserräder haben im Durchschnitt einen Wirkungsgrad $\eta = 0,70$. Bei neuzeitlichen, gut durchgebildeten Wasserrädern können Wirkungsgrade bis $\eta = 0,85$ erzielt werden (vgl. Abb. 65) ³⁾. Für alte, weniger gut erhaltene Wasserräder kann man $\eta = 0,50$ annehmen.

Man braucht im Durchschnitt bei Triebwerken zum Betrieb von: ⁴⁾

¹⁾ Treiber: Über die Verwendung von Rädergetrieben bei Wasserkraftanlagen. Wasserkraftjahrbuch III/5.

²⁾ Kühne: Betriebsfragen der Pumpenspeicherung. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1928. Nr. 4.

³⁾ Staus: Wasserradversuche. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1928, Nr. 18.

⁴⁾ Gugenhahn: Wasserwerksanlagen. Stuttgart: Konrad Wittner, S. 7.

1 Mahlgang	etwa	2,5—3	PS.
1 Gerbgang mit Ventilator...	„	3—3,5	„
1 Sägegatter	„	2,5—3	„
1 Kreissäge	„	1—1,5	„
1 Ölmühlstämpfel	„	0,5	„
1 Hammer	„	2—5	„
1 Dreschmaschine	„	3,5—4	„

Außerdem für

1 t Vermahlung

75 kWh

1 t Verschrotung

40 kWh.

Die Umdrehungszahl der Wasserräder ist sehr gering, was aber vielfach zum Beispiel beim Mahlen mit Mahlstein erwünscht ist. Soll in diesem Falle ein Wasserrad durch einen Elektromotor ersetzt werden, so ist infolge der hohen Umdrehungszahl des Motors das Einschalten eines oft umfangreichen Vorgeleges notwendig.

Kleinwasserkraftanlagen.

Trotz des immer weiter fortschreitenden Ausbaus von Überlandnetzen ist es oft, zum Beispiel für alleinstehende Höfe von Vorteil, eine eigene, kleine Wasserkraftanlage anzulegen¹⁾, da die Kosten der Fernleitung des Überlandnetzes zu hoch würden und außerdem untergeordnete, lange Fernleitungen vielfachen Störungen durch Windbruch, Rauhreif usw. ausgesetzt sind.

Abb. 72 zeigt eine Kleinturbine von einfacher, übersichtlicher Bauart. Stromerzeuger, Turbinen und Saugrohr sind mit senkrechter Achse als Einheit zusammengebaut. Die Beaufschlagung der Turbine kann durch handgeregelter Leitschaufeln dem Kraftbedarf angepaßt werden. Ein Geschwindigkeitsregler ist nicht nötig, da der Gleichstromerzeuger so konstruiert ist, daß er bei jeder Drehzahl konstante Spannung liefert.

¹⁾ Reindl: Eine neue Kleinwasserkraftanlage. Die Wasserkraft 1925. Heft 6. S. 95.

Das in Abb. 72 dargestellte Aggregat leistet 8 PS bei 3,8 m Gefälle. Derartige Spiralkleinturbinen kommen

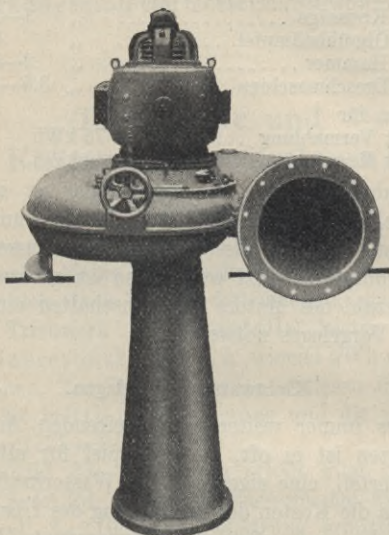


Abb. 72. Spiral-Kleinturbine mit senkrechter Achse mit handgeregelten Leit-schaufeln und Gleichstromerzeuger. (Voith, Heidenheim, Württemberg.)

für Gefälle von $1,5 \div 12$ m in Frage, für höhere Gefälle sieht man Freistrahls-Kleinturbinen vor.

Grundlagen für den Entwurf.

Die beiden Konstituenten einer Wasserkraftanlage sind Fallhöhe und Wassermenge. Es sollen zunächst die Grundlagen zu ihrer Messung gegeben werden:

Höhenmessung.

Als Ausgangspunkt für alle Höhenmessungen einer Wasserkraftanlage legt man sich einen „Haupt-Festpunkt“ an. Dieser soll an einer Stelle errichtet werden, an der seine unverrückbare und unvergängliche, durch Um- oder Neubauten nicht beeinträchtigte Lage gewährleistet erscheint. Nach Bedarf werden dann weitere, vorübergehende oder dauernde Höhenmarken angebracht. Zum Ablesen von Wasserspiegeln bringt man „Feste Pegel“, „Schwimmpegel“ oder „Druckdosen“ an. Zum Messen von Druckhöhen verwendet man Manometer. Zu gewissen Zwecken, z. B. zum Messen von Druckverlusten in Krümmern von Hochdruckleitungen verwendet man „Differentialmanometer“. Unterdruck, zum Beispielen in Saugrohren, wird mit Vakuummeter gemessen. Diese dürfen einem Überdruck nicht ausgesetzt werden. Wo Druck und Unterdruck auftreten können, sind Manovakuummeter zu verwenden. Es empfiehlt sich, selbstschreibende Manometer oder wenigstens Manometer mit Maximum- und Minimumzeiger zu verwenden.

Wassermessung.

Die Verfahren zur Messung von Wassermengen sind sehr zahlreich. Im folgenden sind die bei Wasserkraftanlagen gebräuchlichsten aufgeführt:

1. Die Fließgeschwindigkeit wird mit Schwimmer oder besser mittels einer Schwimmerstange gemessen.
2. Meßwehr oder Meßausflußöffnung.
3. Flügelmessung, mit Hilfe des hydrometrischen Flügels¹⁾ werden an mehreren Stellen eines Profils die Fließgeschwindigkeiten gemessen.

¹⁾ Ott: Hydrometrische Flügel und Hilfseinrichtungen. Liste 101 der Fa. A. Ott, Kempten, Allgäu.

4. Behältermessung. Als Behälter kommen in Frage Staubecken, Ausgleichbecken, Ober- und Unterwasserkanäle u. ä.

5. Venturimesser beruhen auf der Messung des bei Querschnittsverengung auftretenden Druckunterschiedes. Venturimeter werden mit Vorteil dort in die Druckleitung eingebaut, wo an und für sich ein Übergang von einem größeren auf einen kleineren Querschnitt vorgesehen ist. Man erhält dann sogenannte „Venturidüsen“ (vgl. Abb. 73). Abb. 54 zeigt die Vereinigung von Absperrorgan und Venturimesser.

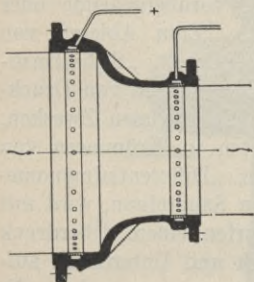


Abb. 73. Venturidüse. (Bopp und Reuther, Mannheim, Waldhof.)

6. Salzgeschwindigkeitsverfahren¹⁾. Zwei Paar isolierte Elektroden werden in das Gerinne in bekanntem Abstand eingebaut.

Der Durchfluß einer oberhalb eingebrachten Salzlösung zeigt sich dann an der Elektrode an, da Salz in Lösung die elektrische Leitungsfähigkeit von Wasser steigert.

7. Chemisches Verfahren (Salztitration)²⁾. Man läßt Salz- oder sonstige Chemikalienlösungen in das fließende Wasser ausströmen und bestimmt dann stromab aus der Verdünnung der Lösung die Wassermenge.

8. Gibson-Verfahren³⁾ (für Druckleitungen) benutzt die Druckschwankung beim Abschließen der Rohrleitung zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeit.

¹⁾ Allen und Taylor: Mechanical Engineering. Januar 1924.

²⁾ Lütshg: Über unsere letzten Erfahrungen mit dem Titrationsverfahren. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1928. Nr. 7.

Thoma: Bemerkungen zum Titrationsverfahren. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1928. Nr. 15.

³⁾ Gibson: Transaktions de A. S. M. E. Band 45. 1923.

Bestimmung der Ausbaugröße.

Die zeitliche Verteilung der Niederschläge, ihre Menge und ihre Beschaffenheit (Regen, Schnee usw.) hängt in außerordentlich hohem Maße von den geographischen und klimatischen Verhältnissen des betreffenden Einzugsgebietes ab. Ebenso hängt der Abfluß sehr von der Beschaffenheit der Erdoberfläche (flach, hügelig, Ackerland, Heide, Wald) ab. Das Vorhandensein von Seen wirkt ausgleichend. Außerdem geben Seen willkommene Absatzbecken für Schlamm und Geschiebe ab.

Die nötigen Unterlagen beschafft man sich auf den zu-

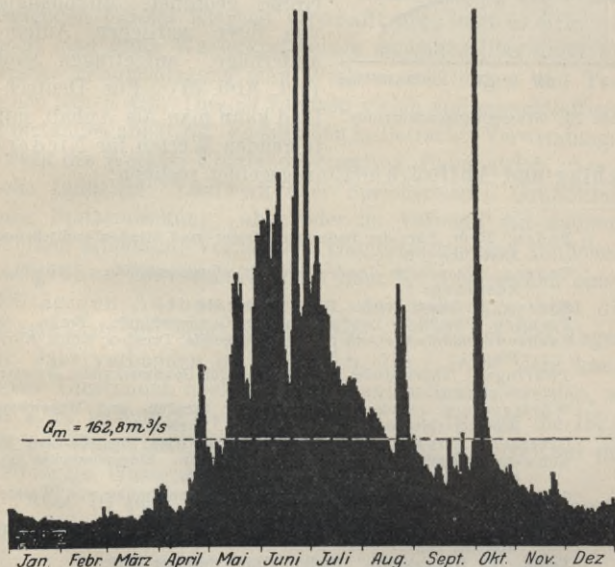
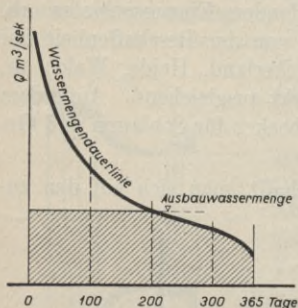


Abb. 74. Abfluß-Ganglinie des Rheins bei Oberriet im Jahre 1911. Einzugsgebiet 5967 km². (Technik und Wirtschaft.)

ständigen Wasserbauämtern¹⁾ und aus der einschlägigen Literatur²⁾.

Die erhobenen Werte stellt man sich vorteilhaft in graphischen Darstellungen: „Ganglinien“ und „Dauerlinien“



dar. Bei den Ganglinien sind über den einzelnen Tagen des Jahres als Abszissen, die Pegelstände, Abflußmengen usw. als Ordinaten aufgetragen (vgl. Abb. 74), wogegen bei den Dauerlinien die Pegelstände, Abflußmengen usw. nach ihrer Größe geordnet, unabhängig von ihrer zeitlichen Aufeinanderfolge, aufgetragen sind (vgl. Abb. 75). Für Deutschland kann man als Anhalt mit

Abb. 75. Wassermengendauerlinie.

folgenden Werten für Niederschlag und Abfluß/km²Einzugsgebiet rechnen:

- 1) Baden: Hydr. Büro der Badischen Wasser- und Straßenbaudirektion, Karlsruhe i. B.
- Bayern: Bayerische Landesstelle für Gewässerkunde, München, Königstraße 3.
- Hessen: Hydrographisches Büro, Darmstadt.
- Preußen: Preußische Landesanstalt für Gewässerkunde, Berlin.
- Sachsen: Sächsisches Amt für Gewässerkunde, Dresden, König Karl-Platz 1.
- Thüringen: Thüringische Landesanstalt für Gewässerkunde, Weimar, Sophienstr. 3.
- Württemberg: Ministerialabteilung für Straßen- und Wasserbau, Amt für Gewässerkunde, Stuttgart, Karlstr. 3.
- Österreich: Hydrographisches Zentralbüro, Wien, Porzellangasse 33.
- Schweiz: Eidgenössisches hydrometrisches Büro, Eidgenössisches Amt für Wasserwirtschaft, Bern, Bollwerk 27.
- (Auszug aus Grünewaldt: Wirtschaftlichkeitsberechnung von Wasserkraftanlagen, Karlsruhe und Leipzig: Gutsch.)
- 2) Drenkhahn: Kreislauf des Wassers und Gewässerkunde, Sammlung Göschen 1927.
- Ludin: Die Wasserkräfte, Berlin: Julius Springer 1913.
- Ludin: Ausbau der Niederdruckwasserkräfte nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten (Dissertation Karlsruhe 1909), Zeitschrift für Bauwesen 1917.

	Niederschlag im Jahr mm	Kleinster Abfluß sl/km ²	Mittlerer Abfluß sl/km ²	Höchstes Hochwasser sl/km ²
Flachland	550—700	1,5—2	4—5	30—80
Mittelgebirge	900—2000	2—5	12—45	1000 : 3000
Alpines Hochgebirge	1800—2500	4—10	15—60	und mehr 400—2000 und mehr

In unaufgeschlossenen Ländern ohne hydrographische Unterlagen kann man näherungsweise nach dem Verfahren von Iszkowsky die Abflußmengen berechnen ¹⁾).

Nachdem man sich über die Wasserführung des auszubauenden Flusses Klarheit verschafft hat, fragt es sich, wie hoch man seine Wasserkraftanlage ausbauen, das heißt für welche Beaufschlagung man Werkwasserleitungen und Turbinen bauen will. Dies ist von sehr vielen und mannigfaltigen Umständen abhängig. Es kommen in Betracht: Verwendungszweck des Werkes: Überlandversorgung, Bahnbetrieb, chemische Industrie; Laufwerk oder Speicherwerk; Grundkraft oder Spitzendeckung; ohne oder im Verband mit anderen Werken arbeitend; Vorhandene Dampfreserve und ähnliches. Im groben Durchschnitt kann man bei Laufwerken einen 200tägigen Ausbau annehmen, das heißt, man baut die Wasserkraft auf eine Wassermenge aus, die an 200 Tagen im Jahr vorhanden ist (vgl. Abb. 75). Diese Zahl kann unter Umständen noch bedeutend unterschritten werden, so ist z. B. Ryburg-Schwörstadt (s. Bd. I S. 19) auf die 182,5 tägige Wassermenge und Kachlet (s. Bd. I S. 22) auf die 120 tägige Wassermenge ausgebaut.

Abb. 76 zeigt das Zusammenarbeiten zwischen Dampf- und Wasserkraft mit und ohne Tagesspeicherung ²⁾. „Ohne“

¹⁾ Engels: Handbuch des Wasserbaues. Leipzig: Engelmann 1921.

²⁾ L u d i n: Durchlaufspeicherung in Kraftstaffelfläßen. Schweizerische Wasserwirtschaft 1924. Nr. 5.

Speicherung kommt das Wasser in die Grundkraft und der Dampf in die Spitzen, „mit“ Speicherung ist der Dampf in der Grundkraft und das Wasser in den Spitzen, was eine erhebliche Verbesserung der Betriebsverhältnisse darstellt. Bei Dampfanlagen ist nämlich eine möglichst gleichmäßige Belastung erwünscht, da mit ungleichmäßiger oder unterbrochener Belastung der spezifische Wärmeverbrauch (WE/

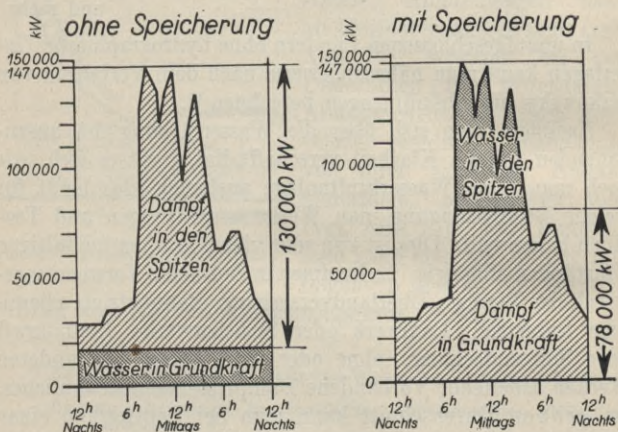


Abb. 76. Tageslastlinien beim Zusammenarbeiten von Wasser- und Dampfkraft mit und ohne Tagesspeicherung der Wasserkraft. (Prof. Dr. Ludin, Berlin.)

kWh) stark zunimmt. Wasserkraft dagegen kann in einfacher Weise durch Öffnen oder Schließen der Leitschaufeln, bzw. Düsen den Belastungsschwankungen ohne wesentliche Minderung des Wirkungsgrades angepaßt werden. Ein weiterer Vorteil der Speicherung ist der, daß die Dampfkraft, die im vorliegenden Fall ohne Speicherung auf 130 000 kW ausgebaut werden muß, mit Speicherung nur auf 78 000 kW auszubauen ist.

Bei Flüssen mit starker Geschiebeführung muß bei der Bestimmung der Ausbaugröße darauf geachtet werden, dem Fluß noch so viel an Energie zu belassen, daß der Geschiebetransport nicht allzusehr unterbunden wird, wenn dies zu schädlichen Auflandungen führen kann.

Die „Bruttoarbeit“ einer ausgebauten Flußstrecke zerfällt in folgende Arbeiten:

1. Arbeit der Turbinen
2. Im Wehr verzehrte Arbeit
3. Im Flußlauf insbesondere zum Geschiebetransport verwandte Arbeit.

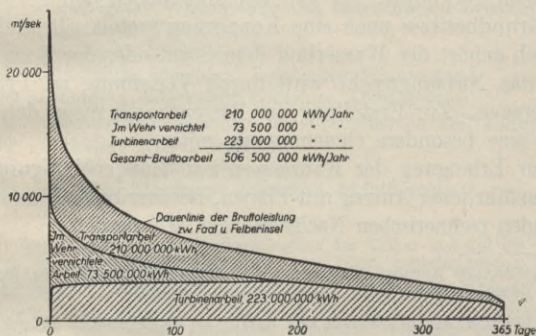


Abb. 77. Arbeitsbilanz der Drau zwischen Faal und Felberinsel.
(Prof. Dr. Ludin, Berlin.)

Abb. 77 stellt zum Beispiel die „Arbeitsbilanz“¹⁾ der geplanten Wasserkraftanlage an der Drau bei Marburg (Steiermark, Jugoslawien) dar. Mit Rücksicht auf die starke Geschiebeführung der Drau ($600\,000 \div 800\,000 \text{ m}^3$ im Jahr) ist der Ausbau der Anlage verhältnismäßig niedrig vorge-

¹⁾ Aus einem Gutachten von Prof. Dr. Ludin, Berlin.

schlagen, so daß noch genügend Transportarbeit für das Geschiebe freibleibt¹⁾).

Wasserrechtliches.

In Deutschland besteht kein einheitliches Wasserrecht. Baden, Bayern, Hessen, Preußen, Sachsen, Thüringen, Württemberg haben ihre eigenen Wassergesetze²⁾).

Die Grundsätze für die Erteilung des Nutzungsrechtes an Gewässern sind in der Welt sehr verschieden. In manchen Ländern ist das Nutzungsrecht mit dem Eigentum am Wasserlauf, bzw. am Grund und Boden beiderseits der zu nutzenden Strecken verknüpft. In anderen muß neben den Nachweis des Grundbesitzes noch eine Konzession treten. In anderen endlich gehört der Wasserlauf dem Staat oder der Gemeinde und das Nutzungsrecht wird durch Verleihung an Private übertragen. Zur Erstellung der Bauwerke ist meist daneben noch eine besondere Genehmigung nötig.

Zur Erlangung der Konzession und Baugenehmigung ist ein ausführlicher Antrag mit Plänen, Beschreibungen und eingehenden rechnerischen Nachweisungen erforderlich.

¹⁾ Wertvolle Angaben über Geschiebebewegung finden sich in: Schocklitsch, Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Wien: Springer 1926.

²⁾ Eymann: Handelsausgabe zum Bayrischen Wassergesetz. Brügel: Ansbach 1907.

Holtz-Kreutz: Das Preußische Wassergesetz.

Schelcher: Das Sächsische Wassergesetz. Leipzig 1909.

Zeichen und Begriffe¹⁾. l = Länge in m b = Breite in m h = Höhe bzw. Tiefe in m F = Fläche in m^2 V = Rauminhalt (Wassermasse) in m^3 Q = Wassermenge in m^3/sek v = Fließgeschwindigkeit in m/sek c = Fortpflanzungsschnelligkeit von Wellen in m/sek g = Fallbeschleunigung in m/sek^2

OW = Oberwasserspiegel

UW = Unterwasserspiegel

NNW = niedrigster, überhaupt bekannter Wasserstand

NW = niedrigster Wasserstand des betrachteten Zeitraumes

MW = mittlerer Wasserstand „ „ „

HW = höchster Wasserstand „ „ „

HHW = höchster, überhaupt bekannter Wasserstand

NNQ = kleinste, überhaupt bekannte Abflußmenge

NQ = kleinste Abflußmenge des betrachteten Zeitraumes

MQ = mittlere Abflußmenge „ „ „

HQ = größte Abflußmenge „ „ „

HHQ = größte, überhaupt bekannte Abflußmenge

¹⁾ Im Hinblick auf die Vielsprachigkeit der Völker und auf die mannigfaltigen und wechselnden Bedürfnisse der rasch fortschreitenden Technik reichen die Alphabete (lateinisch, griechisch, gotisch) zu einer vollständig gleichmäßigen und einheitlichen Bezeichnung nicht aus. Man mache es sich daher zur Regel, hinter jeder Formel die Definition und die Maßeinheiten der Zeichen und Begriffe anzugeben. Außerdem verwende man möglichst keine griechische oder gotische Buchstaben, da diese im allgemeinen nicht mit Maschine geschrieben werden können. Zur Unterscheidung verwende man möglichst kleine lateinische Indices.

Verschiedene Zahlenwerte.

Verschiedene Zahlenwerte.

Fallbeschleunigung:

am Äquator	$\varphi = 0^{\circ}$	$g = 9,781 \text{ m/sek}^2$
in mittleren Breiten	$\varphi = 45^{\circ}$	$g = 9,806 \text{ ,,}$
in Berlin.....	$\varphi = 52^{\circ} 30'$	$g = 9,812 \text{ ,,}$
an den Polen	$\varphi = 90^{\circ}$	$g = 9,831 \text{ ,,}$

Zeit:

1 Std.	=	60 min	=	3 600 sek
1 Tag	=	24 Std	=	86 400 sek
1 Jahr	=	365 Tage	=	8 760 Std = 31 536 000 sek

Leistung:

1 PS	=	75 mkg/sek
1 kW	=	102 mkg/sek

1 PS	=	0,736 kW
1 kW	=	1,36 PS

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

S. 61

Schlagwortverzeichnis.

- Abfluß** 121
Absetzer 103
Absperrorgane 91
 — Bsp. Bd I 18, 22
Allievi 64
Auflockerung von Aus-
hubmaterial 12
Ausbaugröße 121, Bd I 13
Ausdehnungsstücke 28
- Bagger** 103
Bauprogramm 107
- Dämme** 8; Bd I 59, 87
Dauerlinie 122
Dilatationen s. Ausdehnungs-
stücke
Drosselklappen 96
Druckabfall 64
Druckanstieg 64
Druckdosen 119
Druckhöhenplan 65
Drucklinie 39
Druckrohrleitung s. Rohr-
leitung
Druckschacht 23
Druckstollen s. Stollen
Dücker 11
- Eisabwehr** 102; Bd I 24,
 46, 51, 53
Eisenbetonrohre 31
Energiebilanz 38
Energiehorizont 38
Energielinie 39
Energieverzehrer 88; Bd I
 81, 89
- Fallhöhenverluste** 40, Bd
 I 7
Feinrechen s. Rechen
Fließgeschwindigkeit f.
Kanäle 11
 — Bsp. Bd I 16
- Fließgeschwindigkeit f.**
Rohrleitungen 34
Flügelmessung 119
Franzisturbinen 112; Bd I
 18, 30
Freistrahlturbinen s. Pel-
tonturbinen
- Ganglinie** 122
Gefälle f. Kanäle 11
 — Bsp. 9
Gefällsverluste s. Fall-
höhenverluste
Generator 111; Bd I 18,
 21, 25, 31, 36
Gerinne 13
Geschiebe 125
Geschwindigkeitshöhe 38
Getriebe 113, 115; Bd I 31
 — Wirkungsgrad 116
Gibson-Verfahren 120
Grobrechen 98
Gußbeton 105; Bd I 61,
 63, 67
- Heber** 87, 91
Höhenmessung 119
Holzgerinne 16
Holzrohre 32
- Iszkowsky-Formel** 123
- Kabelkran** 105
Kanäle 1
 — Bsp. Bd I 16
 —, hydr. Berechnung 37
Kaplanturbinen 111; Bd I
 21
Kleinwasserkraftanlagen
 116
Kugelschieber 93
- Leerschuß** 88
 — Bsp. Bd I 17
- Leistung** 128; Bd I 12
Leitwand im Turbinen-
saugschlauch 111, 115;
 Bd I 18, 21, 25
- Manometer** 119
Mühlen s. Triebwerke
- Niederschlag** 121
Nutzfallhöhe 111
- Peltonturbinen** 114; Bd I
 31
Preßluft 108
Propellerturbinen 109;
 Bd I 25
Pumpspeicherwerke 115
 Bd I 15, 26, 34
- Rechen** 98
 — Bsp. Bd I 18, 21, 25
 — im Wasserschloß 74, 86
 —, Heizung 103
 —, hydr. Verluste 40
 —, Reinigung 102
Reibungsverluste s. Fall-
höhenverluste
Rohrbrücke 37
Rohrbruchautomat 96
Rohrleitung 25
 — Bsp. 29; Bd I 18, 26,
 29, 33
 —, wirtschaftliche 34, 45
 —, hydr. Berechnung 37
- Saugschlauch** 109
 — Bsp. Bd I 18, 21, 25, 30
Salzgeschwindigkeitsver-
fahren 120
Salztitration 120
Schieber 91
Schufrinnen 88
 — Bsp. Bd I 17
Schwall 60

- Senkung**
 —, Berechnung 46
 —sstrecke Bd I 9
Speicherung 123; Bd I 11
Spitzendeckung 124
Sprengluft 109
Stau
 —, Berechnung 46
 —strecke Bd I 9
 — Bsp. Bd I 15, 19, 22
Staumauer s. Bd I
Stollen 17
 — Bsp. Bd I 27
Sunk 60

Talsperren s. Bd I
Torkret 18, 20, 108
Tosbecken 88; Bd I 81, 89
Triebwerke 116
- Turbinen** 109
 — Franzis- 112; Bd I 18, 30
 — Kaplan- 111; Bd I 21
 — Propeller- 109; Bd I 25
 — Pelton- 114; Bd I 31
 —, Wirkungsgrad 110
Turbinenleitung Bd I 9
 s. a. Rohrleitung
- Übereich** 91
Überhöhung von Dämmen
 12
- Venturimesser** 120
- Walzen (hydr.)** 89; Bd I 82, 90
Wärmekraft 124
- Wassermessung** 119
Wasserrad-Wirkungsgrad
 110, 116
Wasserrechtliches 126
Wasserschloß
 —, Druckwasserschloß 69
 —, Freispiegelwasserschloß 84
 — Bsp. 24, 72, 89; Bd I 18, 28
Wehre s. Bd I
Wirkungsgrad Bd I 12
 —, Pumpen 116
 —, Turbinen 110
 —, Wasserräder 110, 116
 —, Getriebe 116
- Zementeinpressungen** 20,
 108 Bd I 33, 68, 86.

Turbinen- Rohrleitungen

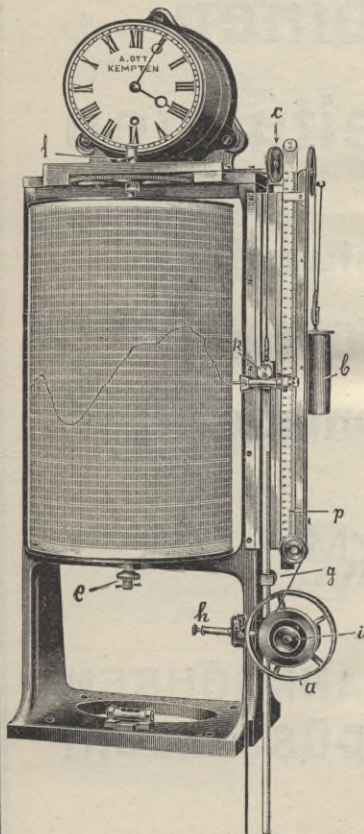
**Entwurf
Ausführung
Montage**



**MANNESMANNRÖHREN-
WERKE / DÜSSELDORF**

A. OTT

K E M P T E N - A L L G Ä U



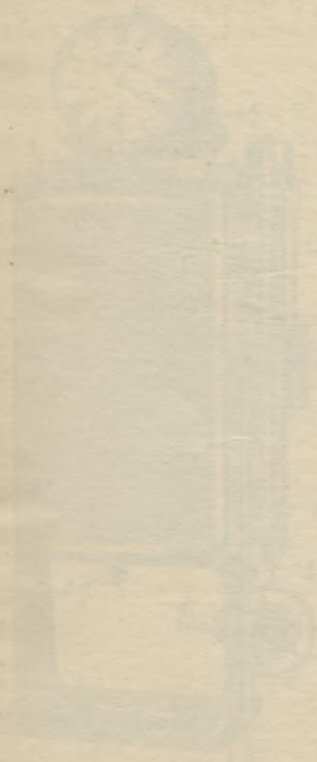
Spezialfirma
für
Wassermessungs-
Einrichtungen
für
Flüsse, Kanäle
und große
Rohrleitungen

*

Neuer Katalog
Nr. 251
über große
Schreibpegel
ist erschienen

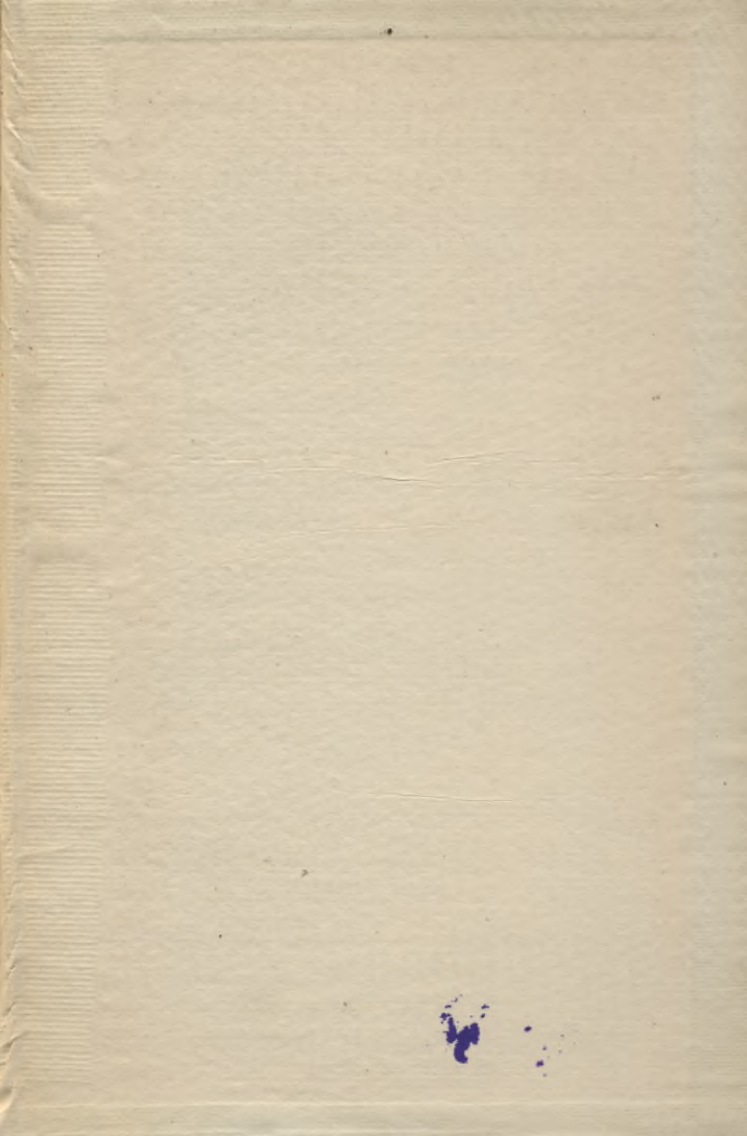
2,00

A. OTT
BREMEN-ALLG.



Preis: 1,00
Verlag: A. Ott
Bremen-Allg.

S-90



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



I-301262



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000295764