

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

L. inw. ~~26~~



~~26~~

schen

rgung

der Wissenschaften

Von

Prof. Dr.-Ing. Robert Weyrauch

Mit 79 Figuren



5

Sammlung Götschen

Unser heutiges Wissen
in kurzen, klaren, allgemeinverständlichen
Einzeldarstellungen

Vereinigung wissenschaftlicher Verleger

Walter de Gruyter & Co.

vormals G. J. Götschen'sche Verlagsbuchhandlung / J. Guttentag, Verlagsbuchhandlung / Georg Reimer / Karl J. Trübner / Veit & Comp.

Berlin W. 10 und Leipzig

Tiefbautechnische Bibliothek

aus der Sammlung Götschen

Geologie von Dr. Edgar Dacqué.

I. Allgemeine Geologie. Mit 75 Figuren Nr. 13

II. Stratigraphie. Mit 56 Figuren und 7 Tafeln Nr. 846

Mineralogie von Prof. Dr. R. Brauns. Mit 132 Figuren. Nr. 29

Petrographie von Prof. Dr. W. Bruhns. Mit 15 Figuren. Nr. 173

Praktisches Zahlenrechnen von Prof. Dr.-Ing. P. Werkmeister. Mit 58 Figuren Nr. 405

Technische Tabellen u. Formeln v. Dr.-Ing. W. Müller.
Mit 106 Figuren Nr. 579

Materialprüfungswesen. Einführung in die moderne
Technik Prof.

K. Memm

I. Mat

für

II. Met

Mas

Schr

31 F

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297982

el Nr. 311

es

g.

lit Nr. 312

- A, 11
- Statik** von Prof. W. Hauber.
 I. Die Grundlehren der Statik starrer Körper. Mit 82 Fig. Nr. 178
 II. Angewandte Statik. Mit 61 Figuren Nr. 179
- Graphische Statik** mit besonderer Berücksichtigung der Einflußlinien von Dipl.-Ing. Otto Henkel. 2 Bände. Mit 121 Figuren Nr. 603, 695
- Festigkeitslehre** von Prof. W. Hauber. Mit 56 Figuren. Nr. 288
- Aufgabensammlung z. Festigkeitslehre m. Lösungen** von Dipl.-Ing. R. Haren. Mit 42 Figuren Nr. 491
- Hydraulik** v. Dipl.-Ing. Prof. W. Hauber. Mit 44 Figuren. Nr. 397
- Kinematik** von Dipl.-Ing. Hans Polster. Mit 76 Figuren. Nr. 584
- Elastizitätslehre für Ingenieure. I. Grundlagen und Allgemeines** über Spannungszustände, Zylinder, Ebene Platten, Torsion, Gekrümmte Träger von Prof. Dr.-Ing. Max Enßlin. Mit 60 Figuren Nr. 519
- Geometrisches Zeichnen** von H. Becker, neubearbeitet v. Prof. J. Vonderlinn. Mit 290 Fig. u. 23 Tafeln I. Text. Nr. 58
- Schattenkonstruktionen** von Prof. J. Vonderlinn. Mit 114 Figuren Nr. 236
- Parallelperspektive. Rechtwinklige und schiefwinklige Axonometrie** von Prof. J. Vonderlinn. Mit 121 Figuren. Nr. 260
- Zentral-Perspektive** v. Hans Freyberger, neubearbeitet von Prof. J. Vonderlinn. Mit 132 Figuren Nr. 57
- Darstellende Geometrie** von Prof. Dr. Robert Hausner.
 I. Mit 110 Figuren Nr. 142
 II. Mit 40 Figuren Nr. 143
- Die Baustoffkunde** von Prof. H. Haberstroh. Mit 36 Fig. Nr. 506
- Vermessungskunde** von Prof. Dipl.-Ing. P. Werkmeister.
 I. Feldmesser und Nivellieren. Mit 146 Figuren . . . Nr. 468
 II. Der Theodolit, Trigonometrische und barometrische Höhenmessung, Tachymetrie. Mit 109 Figuren . . Nr. 469
- Die Kostenberechnung im Ingenieurbau** von Prof. E. Kuhlmann und Dr.-Ing. H. Nitzsche. Mit 5 Tafeln. Nr. 750
- Erdbau** von Reg.-Baumeister Erwin Link. Mit 72 Figuren. Nr. 630
- Landstraßenbau** von Ober-Ing. A. Liebmann. Mit 44 Fig. Nr. 598
- Stadtstraßenbau** von Dr.-Ing. Georg Klose. Mit 50 Fig. Nr. 740
- Die Entwicklung des modernen Eisenbahnbaues** von Dipl.-Ing. Alfred Birk. Mit 27 Figuren Nr. 553
- Die Linienführung d. Eisenbahnen** v. Prof. H. Wegel. Mit 52 Figuren Nr. 623
- Hochbauten d. Bahnhöfe** v. Eisenbahnbauinsp. C. Schwab.
 I. Empfangsgebäude. Nebengebäude. Güterschuppen. Lokomotivschuppen. Mit 91 Figuren Nr. 515
- Die mechanischen Stellwerke der Eisenbahnen** von Oberbaurat a. D. S. Scheibner. 3 Bände. Mit vielen Figuren Nr. 674, 688, 747

xxx
613

| | |
|--|--------------|
| Die Kraftstellwerke der Eisenbahnen von Oberbaurat a. D. S. Scheibner. 2 Bände. Mit 72 Figuren. | Nr. 689, 690 |
| Das elektrische Fernmeldewesen bei den Eisenbahnen von Geh. Baurat K. Fink. Mit 50 Figuren . . . | Nr. 707 |
| Eisenbahnfahrzeuge v. Reg.-Baumeister H. Hinnenthal. | |
| I. Die Dampflokomotiven. Mit 89 Fig. i. Text u. 2 Tafeln. | Nr. 107 |
| II. Die Eisenbahnwagen und Bremsen. Mit Anhang: Die Eisenbahnfahrzeuge im Betrieb. Mit 56 Figuren im Text und 3 Tafeln | Nr. 108 |
| Der Eisenbahnbetrieb v. Oberbaurat a. D. S. Scheibner. Mit 3 Figuren | Nr. 676 |
| Der Eisenbahnverkehr v. Eisenbahn-Rechnungsdirektor Theodor Wilbrand | Nr. 618 |
| Schmalspurbahnen (Klein-, Arbeits- und Feldbahnen) v. Dipl.-Ing. August Boshart. Mit 99 Figuren | Nr. 524 |
| Straßenbahnen v. Dipl.-Ing. August Boshart. Mit 72 Fig. | Nr. 559 |
| Kolonial- und Kleinbahnen v. Geh. Oberbaurat Prof. F. Baltzer. | |
| I. Begriff und Wesen, Kolonialbahnen Afrikas, Kleinbahnen der wichtigsten Länder u. a. Mit 7 Figuren. | Nr. 816 |
| II. Bauliche Ausgestaltung von Bahn und Fahrzeug, Betrieb und Verkehr. Mit 22 Figuren | Nr. 817 |
| Die allgemeinen Grundlagen des Brückenbaues von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. Th. Landsberg. Mit 45 Fig. | Nr. 687 |
| Gründungen d. Brücken v. Prof. Th. Janssen. Mit 40 Fig. | Nr. 803 |
| Eisenbetonbrücken von Dr.-Ing. K. W. Schaechterle Mit 104 Figuren | Nr. 627 |
| Wasserversorgung der Ortschaften von Prof. Dr.-Ing. Robert Weyrauch. Mit 85 Figuren | Nr. 5 |
| Entwässerung und Reinigung der Gebäude von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab. Mit 92 Figuren | Nr. 822 |
| Gas- und Wasserversorgung von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab. Mit vielen Figuren | Nr. 412 |
| Flußbau von Regierungsbaumeister Otto Rappold. Mit vielen Figuren | Nr. 597 |
| Kanal- und Schleusenbau von Regierungsbaumeister Otto Rappold. Mit 78 Figuren | Nr. 585 |
| Wasserkraftanlagen von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Th. Rümelin. | |
| I. Beschreibung. Mit 66 Figuren | Nr. 665 |
| II. Gewinnung der Wasserkraft. Mit 35 Figuren | Nr. 666 |
| III. Bau und Betrieb. Mit 56 Figuren | Nr. 667 |
| Meliorationen von Baurat Otto Fauser. 2 Bände. Mit vielen Figuren | Nr. 691, 692 |

Weitere Bände sind in Vorbereitung

Sammlung Göschen

Wasserversorgung der Ortschaften

Von

Dr.-Ing. Robert Weyrauch

Regierungsbaumeister

o. Professor des Wasserbaus an der Techn. Hochschule Stuttgart

Mit 79 Figuren

Dritte, verbesserte Auflage



Reichsverkehrsministerium

* Planzimmer *

Bestandsbuch Nr. 294

Leitwort: Leipzig Spind..... Fach.....

Berlin und Leipzig

Vereinigung wissenschaftlicher Verleger
Walter de Gruyter & Co.

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

1921

XXXX
613

955.135W

1. Auflage 1910

2. „ 1916

I-30135A

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

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

~~I 26~~

BR-B-563/2016

Druck von C. G. Röder G. m. b. H., Leipzig. 841620.

Akc. Nr.

~~3738~~ / 49

Inhaltsverzeichnis.

| | Kapitel I. Allgemeine Vorkenntnisse. | Seite |
|-----|---|-------|
| 1. | Größe der Anlagen. Reserven | 7 |
| 2. | Bevölkerungsstand. Wohndichte | 9 |
| 3. | Wasserverbrauch und Wasserpreis | 11 |
| 4. | Beschaffenheit natürlich vorkommender Wässer | 17 |
| | Kapitel II. Beschaffung des Wassers. | |
| 5. | Allgemeine Vorarbeiten | 25 |
| 6. | Über Wasserbezugsquellen | 26 |
| 7. | Das Grundwasser | 28 |
| 8. | Hydrologische Vorarbeiten | 31 |
| 9. | Formeln für Grundwasserbewegung | 36 |
| 10. | Grundwasserfassungen | 38 |
| 11. | Quellfassungen | 47 |
| 12. | Flußwasserfassungen | 52 |
| 13. | Zisternenanlagen | 53 |
| 14. | Seewasserfassungen | 54 |
| 15. | Stauweiheranlagen | 56 |
| | Kapitel III. Hebung des Wassers. | |
| 16. | Die Betriebsanlage | 64 |
| 17. | Maschinen und Pumpen | 69 |
| 18. | Arbeitsbedarf und Arbeitskosten | 71 |
| 19. | Wirtschaftlicher Durchmesser von Druckleitungen | 73 |
| 20. | Über Garantieversuche | 75 |
| | Kapitel IV. Aufbewahrung des Wassers. | |
| 21. | Allgemeines | 76 |
| 22. | Inhalt der Behälter | 77 |
| 23. | Anordnung und Ausstattung der Behälter | 79 |
| 24. | Bauausführung der steinernen Behälter | 82 |
| 25. | Wassertürme | 83 |
| 26. | Formen der Turmbehälter | 85 |

| Kapitel V. Leitung und Verteilung des Wassers. | | Seite |
|--|--|-------|
| 27. | Anlagen zur Leitung des Wassers | 87 |
| 28. | Berechnung der Leitungen | 91 |
| 29. | Die Drucklinie | 93 |
| 30. | Bau und Unterhaltung der Rohrleitungen | 95 |
| 31. | Ausstattung der Leitungen | 99 |
| 32. | Überführungen und Unterführungen | 101 |
| 33. | Zuleitungen und Ortsrohrnetze | 102 |
| | | |
| Kapitel VI. Reinigung des Wassers. | | |
| 34. | Allgemeine Übersicht | 105 |
| 35. | Absatzbecken | 108 |
| 36. | Langsame Sandfiltration | 109 |
| 37. | Besondere, namentlich Schnellfilter | 115 |
| 38. | Wasserreinigung auf chemischem Wege | 118 |
| 39. | Enteisenung des Wassers | 122 |
| 40. | Entmanganung des Wassers | 127 |
| 41. | Wasserreinigung durch Ozon | 128 |
| 42. | Weitere Entkeimungsverfahren | 129 |
| Stichwortverzeichnis | | 131 |

Literaturverzeichnis.

1. Anleitung für die Einrichtung, den Betrieb und die Überwachung öffentlicher Wasserversorgungsanlagen, welche nicht ausschließlich technischen Zwecken dienen. Veröff. des K. Gesundheitsamts 1906.
2. Barkhausen, Neuere Formen für Flüssigkeitsbehälter. Z. 1900, S. 1594.
3. Barth, Die zweckmäßigste Betriebskraft. (Götschen), Leipzig 1904, 2 Bändchen.
4. Böhmmer, Die Wasserversorgung des Seebachgebiets. München 1906.
5. Dost und Hilgermann, Taschenbuch für die chemische Untersuchung von Wasser und Abwasser. Jena 1908.
6. Dupuit, Traité de la conduite et de la distribution des eaux. Paris 1865.
7. Ehmman, Die Versorgung der wasserarmen Alb mit fließendem Trink- und Nutzwasser und das öffentliche Wasserversorgungswesen im Königreich Württemberg. Stuttgart 1885.
8. Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. Bd. V. Berlin 1910.
9. Erlwein, Neue Ozonwasserwerke. Ge 1913, S. 17.
10. v. Esmarch, Hygienisches Taschenbuch. 4. Aufl. 1908.
11. Fischer, Das Wasser, seine Gewinnung, Verwendung und Beseitigung. Leipzig 1914.

12. Forchheimer, Hydraulik. Leipzig 1914.
13. Forchheimer, Berechnung ebener und gekrümmter Behälterböden. Berlin 1909.
14. Franz, Bau der Talsperre bei Marklissa am Queiß. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1903, H. 40.
15. Gärtner, Die Quellen in ihrer Beziehung zum Grundwasser und zum Typhus. Jena 1902.
16. Gärtner, Die Hygiene des Wassers. Braunschweig 1916.
17. Glockemeier, Buchführung und Bilanzen. Berlin 1909.
18. Grundzüge für die Einrichtung von Bahnwasserwerken und Vorschriften für die Wasseruntersuchung (Preuß. Ministerium d. öff. Arbeiten, 27. März 1907).
19. Herzberg, Die Wasserversorgung einiger Nordseebäder. Ge 1901, S. 359.
20. Höfer von Heimhalt, Grundwasser und Quellen. Braunschweig 1912.
21. Intze, Die geschichtliche Entwicklung, die Zwecke und der Bau der Talsperren. Sonderabdruck aus Z. 1906.
22. Keilhack, Grundwasser- und Quellenkunde. Berlin 1912.
23. Klut, Die Untersuchung des Wassers an Ort und Stelle. 3. Aufl. Berlin 1916.
24. Klut, Die Ausdeutung der Analysenbefunde bei der chemischen Wasseruntersuchung. Ber. d. Deutschen Pharmac. Ges. Berlin 1909, S. 140.
25. Kolkwitz, Biologie des Trinkwassers. Handbuch der Hygiene, 2. Bd. 1912.
26. Kruse, Die hygienische Untersuchung und Beurteilung des Trinkwassers. Handb. d. Hygiene. I. 1. Leipzig 1919.
27. Leppla, Geologische Vorbedingungen der Staubecken. Sonderabdruck aus Zentralblatt f. Wasserbau und Wasserwirtschaft 1908.
28. Lubberger, Die Theorien der Quellenbildung. Ga 1884, S. 12.
29. Lubberger, Die Quellenbildung in den verschiedenen geologischen Formationen. Ga 1884, S. 269.
30. Lueger, Die Wasserversorgung der Städte. Darmstadt. II. Band. 1908.
31. Lueger, Die Wasserversorgung der Stadt Lahr. Lahr 1881.
32. Mattern, Der Talsperrenbau und die Deutsche Wasserwirtschaft. 1902.
33. Mitteilungen aus der K. Prüfungsanstalt f. Wasserversorgung und Abwässerbeseitigung.
34. Pengel, Der praktische Brunnenbauer. 2. Aufl. Berlin 1914.
35. Pettenkofer, Trinkwasser und Typhus. Ga 1889 und 1890.
36. Prausnitz, Grundzüge der Hygiene. 8. Aufl. München 1908.
37. Prinz, Handbuch der Hydrologie. Berlin 1919.
38. Richert, Les eaux souterraines artificielles. Stockholm 1900.
39. Roch, Die Wasserversorgung mittels Talsperren in Deutschland (Diss.). Chemnitz 1909.
40. Scheelhaase, Überblick über das neue preußische Wassergesetz. Ga 1913, S. 1156.
41. Schiff, Wertminderung von Betriebsanlagen. Berlin 1909.
42. Smreker, Das Grundwasser usw. Leipzig und Berlin 1914.
43. Smreker, Die Wasserversorgung der Städte. (Handb. d. Ing.-Wiss.) Leipzig und Berlin 1914.
44. Statistisches Jahrbuch Deutscher Städte.

45. Thiem, A., Der Versuchsbrunnen f. d. Wasserversorgung der Stadt München. Ga 1880.
46. Wahl, Vorarbeiten und Projekt f. d. Wasserwerk Hochkirchen der Stadt Köln. Ga 1903, S. 819.
47. Weyl, Die Betriebsführung der Wasserwerke. Leipzig 1909.
48. Weyrauch, R., Hydraulisches Rechnen. 5. Aufl. Stuttgart 1921.
49. Weyrauch, R., Die Wasserversorgung der Städte. Bd. I u. II. Leipzig 1914 und 1916 (2. Aufl. der Wasserversorgung von Lueger).
50. Weyrauch, R., Wirtschaftlichkeit technischer Entwürfe. Stuttgart 1916.
51. Weyrauch, R., Die Talsperrenanlage der Kgl. Stadt Brügge i. B. Stuttgart 1916.
52. Ziegler, Schnellfilter, ihr Bau und Betrieb. Leipzig 1919.

Abkürzungen.

- decbm = Tageskubikmeter.
 lmg = Litermilligramm.
 sl = Sekundenliter.
- ObL. = Centralblatt der Bauverwaltung.
 D. B. = Deutsche Bauzeitung.
 Ga = Journal f. Gasbeleuchtung und Wasserversorgung.
 Ge = Gesundheitsingenieur.
 Ges. = Die Gesundheit.
 H. = Zeitschrift f. Architektur und Ingenieurwesen (Hannover).
 Ö. Z. = Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architektenvereins.
 W. u. A. = Wasser und Abwasser.
 Z. = Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.
 Z. g. W. = Zeitschrift f. d. gesamte Wasserwirtschaft.
 L. L. = Luegers Lexikon der gesamten Technik.
- H.R. = Weyrauch, Hydraulisches Rechnen. 5. Aufl. Stuttgart 1921.
 W. = Weyrauch, Wasserversorgung der Städte. Bd. I und II. Leipzig 1914 und 1916 (2. Aufl. der Luegerschen Wasserversorgung).
 WE. = Weyrauch, Wirtschaftlichkeit technischer Entwürfe. Stuttgart 1916.
- Zur Raumersparnis sind in den Text nur wenig Literaturnachweise aufgenommen, dagegen reichlich Hinweise auf des Verfassers große „Wasserversorgung der Städte“ — durch W. I und W. II, — wo der Leser weitere Auskunft finden wird.

Kapitel I.

Allgemeine Vorkenntnisse.

§ 1. Größe der Anlagen. Reserven.

Im Bau und Betrieb von Wasserversorgungsanlagen ist neben technischen Forderungen Rechnung zu tragen: dem Anwachsen der Bevölkerung, den Belastungsschwankungen, den örtlichen Besonderheiten und Wünschen sowie den Forderungen der Wirtschaftlichkeit. Diese Umstände fordern individuelle Behandlung der Aufgaben.

Wasserversorgungsanlagen müssen auf eine Reihe von Jahren steigender Inanspruchnahme genügen. Für die längste Zeit sind Anlagen zu bemessen, bei welchen schrittweise Vergrößerung Schwierigkeiten bereitet, wie Talsperrren, Aquädukte, Wehranlagen und städtische Versorgungsnetze; in zweiter Linie stehen Maschinenhäuser, Wohngebäude, sowie Hochbehälter. Auf kürzeste Frist zu bemessen sind Maschinen und Apparate aller Art, da sie verhältnismäßig rasch veralten, abgenutzt und durch wirtschaftlichere Konstruktionen überholt werden.

Kann man für m Jahre gleichmäßige Bedarfszunahme annehmen, so ist unter Wahrung bequemer Erweiterungsmöglichkeit und Annahme nur einer Erweiterung in den m Jahren der erste Ausbau einer Anlage zu bemessen für n Jahre, wobei

| | | | | | | |
|--------|-------------|-----------|----|----|----|-------|
| | | für $m =$ | 15 | 20 | 25 | Jahre |
| bei 4 | } Prozent { | $n =$ | 9 | 11 | 13 | „ |
| bei 5½ | | | 8 | 9 | 10 | „ |

vgl. WE., S. 60; W. II, S. 224. Weiter ist zu beachten:

1. Rasche Bevölkerungszunahme, auch Einverleibungen, Mitversorgung von Nachbargemeinden können mit der Zeit wesentliche Änderungen der Anlagen bedingen. Dasselbe gilt von

2. Einführung der Schwemmkanalisation, der Spülklosetts und der oft sprungweisen Entwicklung besonderer Gewerbe mit hohem Wasserverbrauch, wie Brauereien, Färbereien, Papierfabriken usw.

3. Auch in hygienischen Fragen ändern sich die Anschauungen.

4. Eine Gemeinde kann mit der Zeit veranlaßt sein, eine andere Antriebskraft zu verwenden, z. B. statt Dampfkraft Gas oder Elektrizität.

5. Eine gewisse Dezentralisierung der Anlagen kann manchmal besonders bei großen Werken oder bei Zonenversorgung (§ 33, 35) erwünscht sein.

6. Ein Kapital K gibt, n Jahre lang auf Zinseszins zu $z\%$ gelegt, den Endwert:

$$K_n = K \cdot [(100 + z):100]^n.$$

Bei 5% findet also nach 14,2 Jahren Verdopplung des ursprünglichen Kapitals statt. Man handelt also wirtschaftlich nicht unrichtig, wenn man, anstatt heute für eine noch nicht notwendige Vergrößerung K Mark anzulegen, nach

| | | | | | |
|---|-----|----|------|----|-----------|
| 5 | 7,5 | 10 | 12,5 | 14 | 18 Jahren |
|---|-----|----|------|----|-----------|

die Summe von

| | | | | | |
|----------|----------|----------|----------|----------|---------------|
| 1,28 K | 1,44 K | 1,63 K | 1,84 K | 2,00 K | 2,41 K Mark |
|----------|----------|----------|----------|----------|---------------|

für denselben Gegenstand ausgibt. Genaueres siehe WE., wo auch über Abschreibungen das Nötige gesagt ist.

Die geschilderten Umstände und der schwankende Wasserverbrauch der Ortschaften verhindern eine dauernd volle Ausnützung der Werke. Nach dem Statist. Jahrbuch Deutscher

Städte (13. Jahrg.) betrug im Etatsjahr 1902/03 die Beanspruchung von 46 größeren deutschen Wasserwerken im Mittel 64,6% ihrer möglichen Maximalleistung. Die Grenzen lagen bei 25,1 und 98,3%.

Zur Erhöhung der Betriebssicherheit dienen Reserve- teile und Reserveanlagen. Letztere helfen auch bei vorübergehender starker Belastung der Werke aus. Komplizierte, einem raschen Verschleiß oder häufiger Reinigung ausgesetzte Betriebe brauchen die meisten Reserven.

Die Größe der Reserveanlagen richtet sich nach folgenden Punkten (W. II, S. 226):

1. Den Folgen einer möglichen Betriebsunterbrechung.
2. Anlagen in abgelegener Gegend brauchen reichliche Reserven.
3. Sonderkonstruktionen verlangen mehr Reserven als jederzeit erhältliche Handelswaren.
4. Streiks, Unruhen und Verkehrsstörungen verlangen Kohlenreserven, sie weisen auf Wasserkraftanlagen und automatische Betriebe hin.
5. Neben n im normalen Betrieb befindlichen Elementen (Maschinen, Apparaten, Filtern) stellt man $n/6$ bis n Reserveelemente auf; vgl. S. 108. Die letzte Zahl gilt für kleine Anlagen oder die Hauptbetriebsmaschinen von Gruppenversorgungen. Stark schwankende Inanspruchnahme wird oft am besten durch Maschinen verschiedener Größe befriedigt.
6. Beschaffung zahlreicher Reservestücke ermöglicht Ersparnis in der Zahl der Reservemaschinen.
7. Beim Vorhandensein verschiedener Versorgungsarten braucht man bei den einzelnen Anlagen weniger Reserven.
8. Die Abgabe des Wassers geschieht fast durchweg ununterbrochen, einzelne Städte (im Ausland) besitzen unhygienische, weil nur zu gewissen Stunden vom Wasserwerk aus gefüllte, Hausbehälter.

§ 2. Bevölkerungsstand. Wohndichte.

Auf Grund mehrerer Zählungen kann man das für einen gewissen Zeitraum gültige mittlere jährliche prozentuale Wachstum (z) einer Gemeinde und damit nach der Zinses-

zinsformel (vgl. § 1) aus der heutigen Einwohnerzahl (K) die Einwohnerzahl (K^n) am Ende der nächsten n Jahre berechnen. Das Resultat kann nur Näherungswerte geben, da vielfach sprungweises Wachsen von Ortschaften (Eingemeindungen) vorkommt; je regsamer eine Gemeinde, desto unsicherer die Berechnung. Deshalb genügt meist die übersichtliche graphische Berechnung. (W. I, S. 112.)

Spätere Verringerung der Zunahme kann außer mit dem Aufhören von Eingemeindungen auch mit dem Eingehen einer Industrie, z. B. des Bergbaus, eintreten. — Besonders in Badeorten ist es schwer, die Bevölkerungszahl festzustellen, da sie stark wechselt. Eingemeindete Ortschaften können bisweilen mit eigener Wasserversorgung versehen bleiben bzw. werden. — Bei Landorten findet vielfach Bevölkerungsstillstand, ja sogar -rückgang statt (Landflucht). Andererseits hat z. B. Neukölln (Rixdorf) von 1900 bis 1905 um 63000 Einwohner oder im Jahr (!) um 14% zugenommen; Hamborn hatte 1890 7300 Einwohner, 1910 schon 103000 (Industrie, Arbeiterzuzug).

Die folgenden Zahlen zeigen, wie stark die prozentuale Bevölkerungszunahme nicht nur in verschiedenen Orten, sondern sogar in einer und derselben Stadt schwanken kann. Sie betrug jährlich in:

| Stadt | 1880/85 | 1885/90 | 1890/95 | 1895/1900 | 1900/05 | 1905/10 |
|---------------------|---------|---------|---------|-----------|---------|---------|
| Altona | 14,90 | 37,20 | 3,90 | 8,46 | 4,21 | 2,55 |
| Frankfurt a. M. | 11,75 | 17,05 | 2,75 | 26,00 | 15,90 | 23,75 |
| Leipzig | 12,25 | 109,50 | 12,00 | 14,10 | 10,40 | 17,15 |
| Stuttgart | 7,00 | 11,20 | 13,25 | 36,40 | 14,90 | 14,80 |

Vor jeder Entwurfsbearbeitung ist die Bevölkerungsbewegung der zu versorgenden Gemeinde genau zu untersuchen.

Unter Wohndichte (W. I, S. 116) versteht man die Einwohnerzahl auf 1 ha überbauter Stadtfläche. Diese Zahl ist selbst in einer und derselben Ortschaft von Viertel

zu Viertel sehr verschieden, sie betrug z. B. im Jahr 1905 in 12 Stadtvierteln Charlottenburgs zwischen 443 und 884. In der Regel wünscht man aber nicht nur die tatsächliche, sondern die unter den bestehenden und etwaigen späteren Verhältnissen und Vorschriften größtmögliche Wohndichte zu kennen. Man kann etwa annehmen:

| | | |
|---|------------------|---|
| für „sehr dichte“ Bebauung (fast nur bei alten Stadtkernen oder in einzelnen Vierteln der Großstädte) | 700—900 Einw./ha | |
| für „dichte“ Bebauung | 400—600 | „ |
| für „mitteldichte“ Bebauung | 300—400 | „ |
| für offene Bebauung | 180—280 | „ |
| für Villengebiete | 100—180 | „ |

Die Kenntnis der Wohndichte ist unerlässlich für die Bemessung aller städtischen Versorgungsnetze.

§ 3. Wasserverbrauch und Wasserpreis.

Einwohnerzahl und Wasserverbrauch pro Kopf der Bevölkerung ergeben den Gesamtverbrauch und damit die Größenabmessungen eines Werks. (W. I, S. 119.)

Die folgende Zusammenstellung gibt für einige deutsche Städte um das Jahr 1911 den mittleren Tagesverbrauch in Litern auf den Kopf der Bevölkerung:

- 10—80: Ludwigslust (11), Plauen (39), Leipzig (68), Königsberg (77).
- 80—120: Berlin (82), Mannheim (92), Charlottenburg (96), Dresden (98), Stuttgart (101), Karlsruhe (113), Wiesbaden (116), Mülhausen i. E. (120).
- 120—160: Straßburg (124), Hannover (128), Essen (133), Cöln (136), Frankfurt a. M. (138), Baden-Baden (141), Homburg (152).
- 160—200: Bremen (168), Ulm (171), Kulmbach (195).
- über 200: Würzburg (209), München (215), Dortmund (244), Augsburg (255), Freiburg i. B. (297).

Der durchschnittliche mittlere Verbrauch von 51 größeren deutschen Städten betrug 1905 116,31, 1907 117,9 l und schwankte zwischen 39 (Plauen) und 297 (Freiburg).

Von wesentlichem Einfluß auf die Zahlen sind Art der Wasserabgabe, Wasserpreis, Klima, Lebenshaltung der Bewohner (namentlich Hausbäder), Kanalisation, Straßensprengung, Springbrunnen, Industrie und Gewerbe, Obst- und Gemüsebau. Letzterer hat bei einzelnen amerikanischen Städten den Verbrauch bis auf über 1000 l pro Kopf gesteigert, aber auch ohne ihn erreichte Chicago 900 l.

Mittelwerte für den Hausverbrauch in deutschen Orten sind etwa

in Städten 70—150 l pro Kopf und Tag,
in Landorten 40—80 l pro Kopf und Tag.

Diese Zahlen erfahren, meist entsprechend der sich hebenden Lebenshaltung, mit der Zeit eine gewisse Zunahme. In Frankfurt hat von 1889—1909 die Bevölkerung um 50%, der Wasserverbrauch um 65% zugenommen ($65:50 = 1,3$). Jedoch kommt auch Verbrauchsabnahme vor, denn durch Einführung von Wassermessern läßt sich der Wasserverbrauch wesentlich einschränken und dadurch eine an sich notwendige Wasserwerkserweiterung um eine Reihe von Jahren (5—10) hinausschieben (so erfuhr Brück i. B. einen Verbrauchsrückgang von 70 auf 40 l pro Kopf und Tag). Einführung von Wassermessern empfiehlt sich daher erst, wenn eine gewisse Gewöhnung an reichlichen Wasserverbrauch eingetreten ist.

Die folgende Tabelle gibt den Wasserverbrauch für einzelne Einrichtungen (W. I, S. 143):

| Nr. | Verwendungsart | Liter | Bemerkungen |
|-----|---|-------|---------------------|
| 1. | Trinken, Kochen, Reinigung, Wäsche pro Kopf und Tag | 20—50 | (vgl. W. I, S. 144) |

| Nr. | Verwendungsart | Liter | Bemerkungen |
|-----|---|----------|-------------------------------|
| 2. | Gewerbliche Tätigkeit (4 württemb. Städte von 20 bis 40 Taus. Einwohn.) . | 10—50 | proKopf (I, 146) |
| 3. | Einmalige Abortspülung | 5—7 | und mehr |
| 4. | Intermitt. Pissoirspülung | 30—50 | pro Stand und |
| 5. | Besprennen von Gärten, Höfen und Straßen . . | 1—2 | [Stunde pro qm |
| 6. | Waschanstalten | 400 | pro 100 kg Wäsche |
| 7. | Schlachthöfe | 3—400 | pro 1 St. Vieh |
| 8. | Ökonomien | 50 | pro 1 St. Großvieh |
| | | 8—15 | pro 1 St. Kleinvieh |
| 9. | Reinigung eines Wagens | 200 | |
| 10. | Reinigung eines Eisenbahngüterwagens | bis 1500 | |
| 11. | 1 dreistrahlige Dampf- feuerspritze | 12—16 | pro Sekunde |
| 12. | 1 Strahlrohr | 3,0—5,0 | |
| 13. | 1 Lokomotive (Flachland) 1 Tenderfüllung 8 bis 22 cbm | 60—200 | pro km |
| 14. | Militärische Lager: Pro 1 Mann und Tag | 50 | diese Zahlen genü- |
| | Pro 1 Pferd und Tag | 70 | gen nicht immer |
| 15. | Badeanstalten pro Wan- nenbad | 300—500 | |
| 16. | Irrenanstalten, Sanato- rien | 250—350 | pro Kopf einschl. Personal |
| 17. | Dampferzeugung pro 1PS- Stunde (indiziert): a) Auspuffmaschinen | 20 | |
| | b) einzylindr. Kondensa- tions-Maschinen | 15 | |
| | c) Verbundmaschinen | 10 | |
| 18. | Kühlwasser für Gasma- schinen | 40—60 | pro 1 cbm Gas |
| 19. | Vermauern von 1000 Zie- geln | 750—850 | einschl. Mörtel- bereitung |

Für Brandfälle muß in den Hochbehältern eine Reserve vorhanden sein, die sich nach der mutmaßlichen Dauer eines Brandes (mindestens 2 Stunden) und der Zahl der verwendeten Strahlrohre (2—6) sowie ihrer Leistung richtet; die meisten Brandfälle ereignen sich im Winter, etwa $\frac{2}{3}$ bei Tage, $\frac{1}{3}$ bei Nacht.

Der Gesamtverbrauch setzt sich zusammen aus:

- a) Verbrauch der Haushaltungen;
- b) Verbrauch für Industrie und Gewerbe;
- c) Verbrauch für öffentliche Zwecke sowie
- d) Verbrauch im Wasserwerk selbst und Verluste.

Letztere können besonders bei mangelhafter Ausführung der Installationen, des Rohrnetzes und bei undichten Behältern recht groß (bis 20 und 30%, in Amerika bis 45%) werden. (W. I, S. 123.)

Die folgende Tabelle gilt etwa für das Jahr 1907, Kolonne 4 bezieht sich auf die Art der Abgabe (W. = mit Wassermessern, m. W. = meist mit Wassermessern, m. o. W. = meist ohne Wassermesser), die Kolonnen 5—8 auf die obenstehende Gliederung des Verbrauchs. (W. I. S. 125.)

| Stadt | Einwohner | Mittlerer Wasser- verbrauch | Art der Abgabe | Verbrauchsanteil | | | |
|---------------------|-----------|-----------------------------------|-------------------|------------------|------|------|-----|
| | | | | a | b | c | d |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| Augsburg | 100 000 | 255 | — | 7,0 | 7,0 | 92,7 | 0,3 |
| Berlin | 2 200 000 | 82 | m. W. | 6,1 | 84,0 | 9,3 | |
| Dresden | 540 000 | 98 | m. W. | 8,3 | 74,3 | 17,4 | |
| Frankfurt a. M. | 393 000 | 138 | m. o. W. | — | — | — | |
| Leipzig | 579 000 | 68 | m. W. | 5,9 | 82,0 | 12,1 | |
| Hamburg | 888 000 | 141 | W | 2,6 | 96,5 | 0,9 | |
| München | 571 000 | 215 | m. W. | 23,6 | 7,7 | 68,6 | 0,1 |
| Stuttgart | 275 000 | 101 | m. o. W. | 10,7 | 1,6 | 78,1 | 9,6 |

Der Wasserverbrauch unterliegt starken monatlichen Schwankungen. Für Süddeutschland gelten etwa folgende Zahlen:

| | | | | | | |
|---------|-----------|---------|----------|----------|---------|---------|
| Januar | Februar | März | April | Mai | Juni | Juli |
| 0,70 M. | 0,70 M. | 0,80 M. | 0,90 M. | 1,10 M. | 1,25 M. | 1,30 M. |
| August | September | Oktober | November | Dezember | | |
| 1,30 M. | 1,25 M. | 1,15 M. | 0,85 M. | 0,70 M. | | |

wenn 100 M. ($=100:12=8,33\%$) der durchschnittliche Monatsverbrauch ist. Im Mittel kann man etwa setzen als Minimum (Winter) 1,0, als Jahresmittel 1,8, als Maximum (Sommer) 3. Das Verhältnis zwischen mittlerem und größtem Verbrauch ist hiernach etwa $1:m=1:1,7$. Es schwankt zwischen 1,3 und 2,0 bis 2,5.

Auch der Verbrauch in den verschiedenen Tagesstunden schwankt stark, etwa im Verhältnis von $1:n=1:1,5$ bis $1:1,6$ und mehr.

In allgemeiner Form erhält man folgende Ausdrücke: (W. I, S. 141): Sei der mittlere Verbrauch pro Kopf und Tag q Liter, so ist der größte Verbrauch pro Kopf und Tag: $m \cdot q$ Liter. Damit ergeben sich die durchschnittlichen Stundenwerte:

$$q:24 \text{ bzw. } m q:24 \text{ Liter.}$$

Der tatsächliche Verbrauch ist in der Stunde des Höchstverbrauchs n mal so groß als der durchschnittliche Stundenwert, er beträgt also:

$$n q:24 \text{ bzw. } n m q:24 \text{ Liter}$$

am Tag des mittleren bzw. größten Verbrauchs. Man bezeichnet den Wert $m q$ als Höchsttagesverbrauch, den Wert $n m q:24$ als Höchststundenverbrauch.

Der Höchststundenverbrauch am Tage des Höchstverbrauchs beträgt also mit den oben angegebenen Zahlenwerten etwa:

$$n m q : 24 = 1,6 \cdot 1,6 \cdot q : 24 = 0,1066 \cdot q,$$

d. h. rund 10% des mittleren Tagesverbrauchs.

Die Bezahlung des Wassers erfolgt entweder nach Pauschaltarif, z. B. entsprechend der Größe oder Höhenlage eines Grundstücks, oder nach Wassermessern, wobei der Einheitspreis je nach der Entnahmemenge usw. abgestuft werden kann.

Der Wasserpreis oder Wasserzins richtet sich:

- 1) nach den Selbstkosten des Wassers, welche einschl. Verzinsung und Abschreibungen im Mittel zwischen 5 und 12, evtl. auch mehr Pf. auf den Kubikmeter betragen,
- 2) nach dem Gewinnzuschlag des Wasserwerks.

Der Abgabepreis bewegt sich zwischen 3,3 und 36 Pf. und betrug vor dem Krieg:

bis 10 Pfennig: in München, Freiburg i. B., Würzburg, Magdeburg;
 „ 15 „ in Dresden, Düsseldorf, Karlsruhe, Berlin, Cöln;
 „ 20 „ in Kassel, Mannheim, Regensburg;
 „ 22 „ in Stuttgart;
 „ 30 „ in Baden-Baden, Charlottenburg, Leipzig, Augsburg;
 „ 40 und mehr Pfennig: in Homburg (40), Chemnitz (45).

In Barmen betrug der Wasserzins 16, 32 und 36 Pf., je nach der Höhenlage des versorgten Gebäudes. In Frankfurt zahlte man im Sommer 25, im Winter 15 Pf. pro Kubikmeter Wasser.

Über die Rentabilität deutscher Wasserwerke siehe Z. g. W. 1910, S. 40. Sie betrug 1904 in Düsseldorf 69,8%!
 — Über Bau- und Produktionskosten vgl. W. I, S. 212.

§ 4. Beschaffenheit natürlich vorkommender Wässer.

1. Aussehen. Reines Wasser soll vollständig klar sein. Organische und unorganische Schwebestoffe, insbesondere Ton, Detritus, Pilzfäden, machen Wasser unappetitlich. Diese Mißstände lassen sich fast immer durch richtige Fassung oder Behandlung des Wassers beheben.

2. Farbe. Sie soll in dickeren Schichten blau sein. Huminstoffe, starker Eisengehalt, organische Verunreinigungen geben dem Wasser gelbliche bis gelbbraune, für Färbereien und Papierfabriken untaugliche Farbe.

3. Geruch. Gutes Wasser soll geruchlos sein. Huminstoffe geben dumpfig-moorigen Geruch. Muffig-kohlartig wird der Geruch eines Wassers, in welchem Zersetzungen abgestorbener Organismen ihren Höhepunkt überschritten haben.

4. Geschmack. (W. I, S. 9.) Gutes Trinkwasser soll keinen ausgesprochenen, lediglich einen erfrischenden Geschmack haben. Dieser rührt besonders von freier Kohlensäure und einem gewissen Kalkgehalt her. Die Geschmacksschärfe der Menschen ist sehr verschieden und die Gewohnheit von großem Einfluß. Nach Rubner schmeckt man Kochsalz bei 300—400, Gips bei 500—600, Magnesiumsulfat bei 500—1000, Chlormagnesium bei 60—100 und eine Mischung dieser Salze bei 300—400 lmg (siehe hierzu ferner W. u. A. I, S. 467 und 532; II, S. 174).

Selbst große Härte eines Wassers zeigt sich nicht immer am Geschmack. Hoher Gehalt an Huminstoffen verleiht dem Wasser faden Geschmack.

5. Temperatur. (W. I, S. 6.) Am erwünschtesten sind Temperaturen von 7—10° C, die Grenzen sind etwa 5 und 15°. Wasser von nur 4° kann bei einzelnen Personen schon gesundheitlich schädigend wirken, Wasser von 13° und mehr erfrischt nicht. Die Jahrestemperatur des Grundwassers (in genügender Tiefe gemessen konstant) verläuft in höheren Schichten parallel zu derjenigen der Lufttemperatur, jedoch mit gewissen zeitlichen Verschiebungen. So haben viele Grundwässer gerade im Sommer ihre kühlfte Temperatur. (W. I, S. 103.) In Mitteleuropa entzieht man das Wasser bei 1,5—2,5 m Deckung der Rohre den raschen Temperaturschwankungen der Außenluft, in mehr extremen Klimaten wird größere Tiefenlage nötig.

Temperaturbeobachtungen sind eines der wichtigsten Hilfsmittel der Hydrologen, insbesondere wo verschiedene Grund-

wasserströme zu unterscheiden oder die gegenseitige Beeinflussung von Grund- und Oberflächenwasser zu ermitteln sind. (W. I, S. 480.) Quellen mit stark wechselnder Temperatur sind stets verdächtig, ihr Wasser auf raschem Weg (durch Klüfte) ohne wesentliche Filtration von der Erdoberfläche zu beziehen. Gleichmäßigkeit der Temperatur gestattet aber noch nicht die umgekehrte Folgerung.

6. Reaktion. Die meisten Wässer reagieren wegen ihres Gehalts an Magnesium- und Kalziumkarbonaten schwach alkalisch. Freie Kohlensäure, Humin- und Mineralsäuren, welche Metalle und Mörtel (Beton) angreifen, verleihen dem Wasser saure Reaktion.

7. Gasgehalt. (W. I, S. 21, 37.) Von den im Wasser enthaltenen Gasen Sauerstoff, Wasserstoff, Stickstoff, Kohlensäure und Schwefelwasserstoff interessieren uns besonders Kohlensäure, Sauerstoff, Luft und Schwefelwasserstoff.

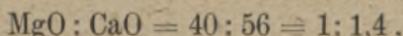
Damit die Kohlensäure eines Wassers Angriffswirkungen ausüben kann, muß sie in einem gewissen Überschuß über den kohlen-sauren Kalk vorhanden sein (Ga 1912, Nr. 34; W. I, S. 23). Sie greift dann Kupfer, Zink, Blei, Eisen und Mörtel an (Ga 1909, Nr. 38), ebenso die Asphaltierung der Rohre. Tritt freier Sauerstoff zur Kohlensäure, so findet neben der Eisenlösung auch Rostbildung statt. Über die auch bei diesem Prozeß vermutete Mitwirkung der Algen vgl. Ga 1914 Nr. 44. Gegen derartige Wirkungen wird das Wasser entsäuert (siehe § 38). Bekannt sind die in Dessau vorgekommenen Bleivergiftungen (Ga 1889, S. 556), gegen welche man sich durch Zusatz von 70 g pulverisiertem Kalk pro 1 cbm Wasser schützte.

Schwefelwasserstoff (W. I, S. 25) findet sich oft zusammen mit Eisen im Grundwasser, scheidet sich jedoch an der Luft sehr rasch aus. Er kann herrühren von der Zersetzung schwefelhaltiger organischer Stoffe oder von Fabrikabwässern oder — harmloser — von der Zersetzung schwefelsaurer Salze (Gips) oder von Schwefel-eisen im Untergrund. Von letzterem stammt meist der Eisengehalt namentlich der Tiefengrundwässer. Erst genauere Untersuchung entscheidet, ob ein Schwefelwasserstoffgehalt bedenklich ist oder nicht.

Die im Wasser enthaltene Luft ist ohne hygienische Bedeutung, sie verlangt jedoch gewisse technische Maßnahmen: Entlüftung der Scheitelpunkte aller, namentlich der Saug- und Heberleitungen.

8. Härte des Wassers. (W. I, S. 11.) Die Härte des Wassers wird hervorgerufen durch Kalzium- und Magnesiumverbindungen und zwar durch ihre Karbonate und Bikarbonate einerseits, welche die „vorübergehende“ oder (nach Klut) Karbonathärte bedingen, und durch die Chloride, Sulfate, Nitrate und Silikate andererseits, welche die „bleibende“ oder (nach Klut) Mineralsäurehärte hervorrufen. Beide Härten zusammen nennt man die Gesamthärte eines Wassers. Die Karbonathärte nimmt schon bei normaler Temperatur unter Inkrustation der Leitungswände ab, mehr noch beim Kochen des Wassers (Kesselsteinbildung). Technische Mittel, wie das Kalksoda- oder das Permutitverfahren (s. § 38), bezwecken die Enthärtung.

Man mißt die Härte nach deutschen (H_d), französischen (H_f) oder englischen (H_e) Härtegraden. Ein deutscher Härtegrad entspricht einem Gewichtsteil Kalk in 100000 Teilen Wasser. Dabei wird die Magnesia als Kalk eingesetzt nach der Proportion:



d. h. x lmg CaO und y lmg MgO geben $0,1 \cdot x + 0,14 \cdot y$ deutsche Härtegrade. Es ist ferner

$$1 H_d = 1,786 H_f \text{ und } 1 H_d = 1,250 H_e.$$

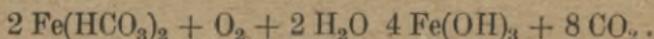
Härtebestimmungen haben für die Hydrologie dieselbe Bedeutung und denselben Zweck wie Temperaturmessungen.

Es gibt keine feste Grenze zwischen weichen und harten Wässern. Erstere reichen etwa bis 10, letztere beginnen etwa bei 20° deutscher Härte. Im übrigen spielt die Gewohnheit die größte Rolle, so daß es Schwierigkeiten machen dürfte, einer Gemeinde etwa durch ein neues Wasserwerk Wasser von ganz anderer Härte zu liefern. Fluß-, See- und Talsperrenwässer sind meist sehr weich (0,6—3,5°), Grundwässer in Alluvionen wechseln etwa zwischen 3 und 15°, aus Tiefbrunnen zwischen 3 und 70°. Dasselbe gilt auch für Quellwässer. Alles dies sind Trinkwässer, nicht zu weiche Wässer scheinen aber, abgesehen von dem erfrischenderen Geschmack, der Gesundheit am zuträglichsten zu sein.

Die Härte des Wassers ist von großer wirtschaftlicher Bedeutung. Sie bewirkt die lästige Kesselsteinbildung; besonders schädlich sind Gips und Magnesiumchlorid, welches in den Dampfkesseln sogar Salzsäure abspaltet. Harte Wässer erfordern größeren Aufwand an Seife zum Waschen und mehr Brennmaterial zum Kochen der Hülsenfrüchte.

9. Eisengehalt. (W. I, S. 15, 37; II, S. 83.) Er ist eine äußerst verbreitete Verunreinigung des Wassers. Eisenhaltiges Wasser wird an der Luft trüb, setzt gelbbraune Flocken ab, welche die Wäsche beschmutzen, sein Geschmack wird tintig, der Geruch bisweilen schlecht, insbesondere bei Anwesenheit von Schwefelwasserstoff. Eisenhaltiges Wasser ist unbrauchbar für viele Industrien: Färbereien, Gerbereien, Bleichereien, Leim-, Papier- und Stärkefabriken, Brauereien usw.

Das Eisen ist im Grundwasser als lösliches doppelkohlensaures Eisenoxydul meist an Kohlensäure, seltener an Huminsäure, Phosphorsäure und Mineralsäuren gebunden vorhanden (vgl. oben Nr. 7). Durch Berührung mit der Luft scheidet sich Kohlensäure ab, das Oxydul geht in unlösliches Oxyd und wegen dessen Unbeständigkeit sofort in unlösliches Hydroxyd über nach der Formel:



Der Eisengehalt der Wasser ist ^{in der Regel} schwankend. Man findet ihn von 0—140 lmg (Breslauer Grundwasserkatastrophe). Auch der Eisengehalt eines und desselben Brunnens schwankt innerhalb ganz kurzer Zeiträume (Darapski). Bisweilen stellt sich der Eisengehalt erst einige Zeit nach der Betriebseröffnung eines Werks ein oder er steigt dann auf einen höheren Wert, um auf ihm zu beharren.

Für einzelne Gewerbe, z. B. Fabriken feiner Papiere, Wäschereien, Gerbereien, dürfte schon 0,1 lmg Eisengehalt die höchste zulässige Grenze sein, für Trinkwasser etwa 0,3 bis 0,4 lmg, je nach seiner sonstigen Zusammensetzung, aber auch weniger, bis zu 0,1 lmg herunter (Ga 1909, Nr. 3).

Als man das Wasser noch nicht zu enteisenen verstand, waren die in eisenhaltigen Wässern sich entwickelnden Eisenalgen eine große Gefahr, da sie imstande waren, durch Wucherung selbst größere Leitungsquerschnitte zu versperren. Zu nennen sind hier die Chlamydothrix-, Chrenothis- und Gallionella-Arten (Ga 1904, S. 508, W. I, S. 54).

10. Manganengehalt. (W. I, S. 16.) Seine Bedeutung wurde erst anlässlich der Breslauer Grundwasserkatastrophe von 1906 voll erkannt (Ga 1908, S. 963 ff. und W. u. A. I, S. 34). Sie hatte eine fast vollständige Stilllegung des neubauten Grundwasserwerks zur Folge. Mangan ist im Boden als Braunstein (MnO_2) vielfach in Form eines schwarzen Schlammes vorhanden. Aus

dem Schwefeleisen des Untergrunds entsteht bei Luftzutritt Schwefelsäure (H_2SO_4), welche mit MnO_2 das im Wasser leicht lösliche Mangansulfat bildet (Ge 1907, S. 745f.). Oder es kann MnO_2 bei Absenkung des Grundwasserspiegels durch Zutritt von Luft in eine wasserlösliche Verbindung übergehen, welche bei Überschwemmungen durch einsickerndes Wasser ausgelaugt und den Brunnen zugeführt wird.

Mangan setzt bei seiner Ausscheidung im Wasser einen schwarzen, äußerst lästigen Schlamm ab. Es wird ferner im Körper von Algen noch reichlicher aufgespeichert als Eisen, zeitigt also dieselben unangenehmen Wirkungen in Rohrleitungen wie Eisen.

An Kohlensäure gebunden, wird Mangan von den Enteisungsanlagen mit entfernt; Mangansulfat wird durch chemische Mittel beseitigt. Vgl. § 40 (W. II, S. 114.)

11. Chlorgehalt. (W. I, S. 19.) An zu hohem Chlorgehalt ist schon die Verwendung mancher Wässer gescheitert. Hygienisch bedenklich ist der Chlorgehalt jedoch nur, wenn er auf Verunreinigungen organischer Natur (Harn-, Dung- und Abortgruben, benachbarte Flüsse, Ortschaften) hinweist. Eine technisch brauchbare Entfernung der im Wasser enthaltenen Chloride wäre von größter Bedeutung. Der Umstand, daß chlorfreie Wässer auf den schwereren, magnesia- und chlorhaltigen schwimmen, ermöglicht die Wasserversorgung selbst flacher Meerinseln aus oberflächlichen Grundwasserschichten, vgl. W. I, S. 329.

12. Bleigehalt. (W. I, S. 18.) Wasser mit Bleigehalt über höchstens 0,35 lmg ist durchaus schädlich und keinesfalls verwendbar. Besitzt ein Wasser bleilösende Eigenschaften, so sind Bleirohre (in Hauszuleitungen) ausgeschlossen (vgl. Nr. 7).

13. Ammoniakverbindungen: NH_3 . Sie entstehen durch chemische und biologische Reduktionsprozesse, z. B. im Moorwasser oder in Grundwasser, das aus moorigen Gegenden herkommt. Kommt als Ursache Fäulnis eiweißartiger Verbindungen (Albuminoidammoniak) in Betracht, so ist ein Wasser zu beanstanden. Wasser mit Ammoniakverbindungen ist wenig geeignet für Brauereien, das Gärungsgewerbe und Stärkefabriken. (W. I, S. 10.)

14. Salpetrige Säure: HNO_2 . Sie ist an sich in den vorkommenden Mengen unschädlich, aber fast stets Indikator für tierische Abfallstoffe. In Tiefbrunnenwässern ist sie meist unbedenklich. (W. I, S. 11.)

15. Salpetersäure: HNO_3 . Sie ist das Endprodukt der Oxydation stickstoffhaltiger Stoffe und kann an sich, selbst in größeren Mengen (30 lmg), unbedenklich sein, z. B. wenn sie von Braunkohlen herrührt. Spezielle Untersuchung ist nötig. Sie ist schädlich für Brauereien, das Gärgerwebe und Zuckerfabriken. (W. I, S. 11.)

16. Schwefelsäure (im Moorwasser), Kieselsäure (ab 15 lmg SiO_3H_2) und Alkalisalze sind schädlich für Dampfkessel. Von Phosphorsäure weisen schon Spuren auf tierische Abgänge hin. (W. I, S. 26.)

Die Bestimmung der Leitfähigkeit des Wassers für den elektrischen Strom ermöglicht eine scharfe, rasche Kontrolle über die jeweilige Menge der gelösten Mineralsalze sowie der Zeretzungsprodukte organischer Stoffe. (W. I, S. 28.)

17. Organische Substanz (W. I, S. 27), d. h. die Menge der nichtoxydierten (mineralisierten), in einem Wasser enthaltenen organischen Stoffe, bietet einen ungefähren Anhalt für den Grad der Verunreinigung, doch kann sie ebensowohl von harmlosen Pflanzenresten (Blättern) als von Tieren herrühren. Sie verbrennt beim Ausglühen des Rückstands einer eingedampften Wasserprobe („Glühverlust“ und „Glührückstand“). Die Menge der organischen Substanz bestimmt man ferner durch den zu ihrer Oxydation notwendigen Kaliumpermanganatverbrauch. Doch geben beide Methoden nur Vergleichswerte. Es entsprechen 70 Teile $\text{KMnO}_4 = 20$ Teilen O_2 .

Huminstoffe finden sich, namentlich in der Nähe des Meeres, in Mooregebieten. Sie sind nicht gesundheitsschädlich, greifen aber die Kesselwandungen an. Ihre Entfernung geschieht durch Zusatz von Alaun. (Vgl. Nr. 9.)

18. Bakterien. (W. I, S. 41.) Sie finden sich fast in jedem Wasser und natürlich ebenso die Stoffe zu ihrer Ernährung. Dabei wird der im Wasser enthaltene Sauerstoff aufgezehrt: „Sauerstoffzehrung“ eines Wassers. Steriles Wasser zeigt demnach keine Sauerstoffzehrung. Man unterscheidet harmlose und pathogene Bakterien. Von letzteren kommen für die Krankheitsübertragung durch Wasser namentlich in Betracht Cholera, Typhus (W. I, S. 51) und Ruhr. Ihre Vermehrung ist bekanntlich eine ungeheuer rasche, ihre Lebensdauer im Wasser unter günstigen Bedingungen, wenn sie sich z. B. in Hochbehältern, Brunnen, an Schlamm- und Staubteilchen anhängen können,

eine praktisch unbegrenzte. Zur Feststellung des Verunreinigungsgrades eines Wassers diente früher fast ausschließlich die Anzahl der in einem Kubikzentimeter Wasser befindlichen entwicklungsfähigen Keime und man verlangte, ein Wasser solle bei bestimmter Versuchsanordnung nicht mehr als 100 Keime im Kubikzentimeter enthalten. Da die absolute Keimzahl eines Wassers nicht festzustellen ist, so begnügte man sich mit der bekannten Methode des Plattengießens, welche einen brauchbaren relativen Maßstab zur Beurteilung von Wässern gibt. Später hat man rasche, sichere Methoden, insbesondere für den wichtigsten bakteriellen Nachweis von Fäkalverunreinigungen eines Wassers, ausgebildet. Die Methode von Eijkmann basiert auf der fast allgemein anerkannten Ansicht, daß sich der im Darm lebende Kolibazillus nur im fäkalverunreinigten Wasser finde. Mit Hilfe der Eijkmannschen Methode kann man innerhalb 24 Stunden nachweisen, ob ein Wasser Koli-keime enthält, also durch Fäkalien verunreinigt ist. Näheres siehe zunächst Lit. 26, 35, 36.

Neben der bakteriellen Wasseruntersuchung besitzen die chemische Untersuchung und die allgemeine örtliche Beurteilung eines Wasserbezugsorts ihre volle Bedeutung. Auch weiß man heute, daß ein Keim noch nicht zur Infektion genügt, daß es also von wesentlicher Bedeutung ist, ob ein pathogener Keim auf 50 oder 200 ccm Trinkwasser kommt. (W. I, S. 57 ff.)

Besondere Befürchtungen werden vielfach wegen der in Nähe von Friedhöfen angelegten Brunnen gehegt. Diese Furcht ist weit übertrieben, wie zuerst von Petri nachgewiesen wurde (Handbuch der Ing.-Wiss., III. Teil, 4. Aufl., I. Bd., 1. Lieferung, S. 86).

Die Durchlässigkeit rissfreien (NB!) Bodens für Bakterien ist sehr gering (W. I, S. 39). Bei Berlin wurden Versuche vorgenommen (Ge 1909, S. 681), um festzustellen, ob Bakterien aus undichten Kanälen nach 21 bzw. 17,5 m entfernten Brunnen gelangen könnten. Dabei wurden *Prodigiosus*-keime zuerst direkt in das Grundwasser eingespült, bei einem zweiten Versuch mußten sie erst 1,25 bzw. 2,5 m Sandboden durchdringen. Die Filtrationskraft des Bodens zeigte sich im ersten Fall noch viel größer, als man sie von künstlichen Sandfiltern verlangt; im zweiten Fall, wo über 8200 Billionen Keime in den Boden gelangten, konnte in dem Brunnen nicht ein einziger Keim nachgewiesen werden. (Vgl. auch W. I, S. 816.)

In vielen Fällen ist der Ingenieur genötigt, persönlich die einfachsten chemischen Wasseruntersuchungen vorzunehmen. Hierfür sind als Hilfsmittel besonders zu empfehlen: Lit. 5, 10, 23 bis 25.

Über den Umfang und die Art der Wasseruntersuchungen vgl. W. I, S. 29—112, ferner die eben angegebene Literatur. Über Anforderungen bezüglich der verschiedenen im Wasser enthaltenen Stoffe vgl. W. I, S. 59.

Man hüte sich, auf Grund einmaliger Beobachtung bzw. Untersuchung über die Qualität eines Wassers bzw. Wasserbezugsorts ein Urteil ableiten zu wollen, und gebe auch nicht zu, daß dies von anderer Seite geschehe. Dies gilt für die chemische, bakteriologische und biologische Beurteilung eines Wassers, da die Witterung und die Grundwasserstände von bedeutendem augenblicklichen und länger dauernden Einfluß auf die Qualität eines Wassers sein können. Man wird deshalb in den meisten Fällen bei mehrfacher Untersuchung auch verschiedene Resultate bekommen; ihre Einzelbedeutung ist nur durch die Beurteilung der ganzen Örtlichkeit und der übrigen Umstände zu ermitteln.

Die Entnahme der Wasserproben für eine Wasseruntersuchung sollte nur durch einen Sachverständigen bzw. peinlich genau nach dessen Anweisung vorgenommen werden.

Anforderungen an ein Trinkwasser (W. I, S. 57). Nach dem Vorhergehenden ergeben sich nachstehende Forderungen:

1. Der Eintritt pathogener Keime in eine Fassung soll unmöglich sein.
2. Eine Verunreinigung, deren Ursprung man als unbedenklich kennt, kann in größerer Menge zugelassen werden, als eine solche, bei der dies nicht der Fall ist.
3. Das Wasser muß den vorstehend angegebenen physikalisch-chemischen Bedingungen genügen.
4. Die Menge des Wassers soll reichlich und muß jederzeit ausreichend sein.
5. Der Preis des Wassers soll ein möglichst niedriger sein.

Über die seitens der Industrie und der Gewerbe zu stellenden Anforderungen siehe W. I, S. 60ff.

Literatur zu Kapitel I: 1, 5, 10, 11, 15, 16, 18, 19, 20, 22, 23, 24, 25, 26, 35, 38, 43, 46, 49.

Kapitel II.

Beschaffung des Wassers.**§ 5. Allgemeine Vorarbeiten.**

Die allgemeinen Vorarbeiten betreffen (W. I, S. 231):

1. Allgemeine Lage des Orts: Bodengestaltung, beherrschende Punkte, Größe der einzelnen Ortsteile, Erweiterungen, Eingemeindungen, Vororte, Umgebung; offene Gewässer (Tiefe, Breite, Sohlenbeschaffenheit usw.), Hauptstraßen, Eisenbahnen, Friedhöfe, Spiel- und Sportplätze, Anlagen, Parks und Gärten.

2. Die Bewegung der Bevölkerung: insbesondere Einwohnerzahl und -zunahme, Wohndichte, besondere Einflüsse wie Eingemeindungen, Bauordnung, Ausdehnung der Wohn-, Villen-, Geschäfts-, Industrie- und Arbeiterviertel; Fremdenverkehr.

3. Die Gesundheitsverhältnisse: häufiges Vorkommen bestimmter Infektionskrankheiten, ihre Ursache und die dagegen getroffenen Maßnahmen; Desinfektion.

4. Gewerbliche Betriebe: Art und Größe derselben, Wasserverbrauch; private Wasserversorgungsanlagen.

5. Vorhandene Betriebskräfte: Art, Größe, Erweiterungsfähigkeit und Preis; Möglichkeit ihrer Benützung für die neue Wasserversorgung.

6. Wasserverbrauch für die verschiedenen Schichten der Bevölkerung, für die gewerblichen Betriebe, Straßen- und Gartensprengung, Kanalspülung, Badeanstalten, Springbrunnen, Aborte; Untersuchung über den erforderlichen Versorgungsdruck; Privatbrunnen.

7. Finanzlage der Gemeinde und städtischer Grundbesitz in ihren möglichen Beziehungen zu dem Wasserversorgungsprojekt.

8. Rechtsfragen, Möglichkeit von Einsprüchen gegen die geplanten Anlagen.

9. Beschaffung des nötigen Materials an Karten, Plänen und in Betracht kommenden behördlichen Vorschriften.

10. Fragen der zu verwendenden Baustoffe, Ermittlung wichtiger Einheitspreise.

11. Besondere örtliche Wünsche für die Anlage und Ausgestaltung des Werks.

§ 6. Über Wasserbezugsquellen.

Das Wasser wird gewonnen aus Flüssen und Seen, Talsperrren und Zisternen, den Quellen und dem Untergrund. Manche Städte haben gemischte Versorgungen, so bezieht Berlin See- und Grundwasser, Amsterdam Dünen- und Flußwasser, Stuttgart Fluß-, Quell-, Grund- und Teichwasser (W. I, S. 522).

Für die Wahl der Versorgungsart kommen in Betracht die zur Verfügung stehenden Bezugsorte nach Zahl, Höhenlage und Entfernung vom Versorgungsort, nach Menge, Nachhaltigkeit und Güte des Wassers, nach Kosten, Erweiterungsfähigkeit und Betriebssicherheit der Anlagen. Hervorzuheben sind folgende in der Mehrzahl der Fälle charakteristische Punkte:

Beim Flußwasser: Ausreichende Menge, einfache Fassung, künstliche Hebung, geringere Güte: Das Wasser ist meist weich, aber oft trübe, reich an organischen Stoffen, besonders an Keimen und von stark wechselnder Temperatur (W. I, S. 70).

Beim Seewasser: Ausreichende Menge, einfache Fassung, vielfach künstliche Hebung, Temperatur bei genügender Entnahmetiefe günstig. Qualität wechselnd, je

nach der Größe des Sees und der Nachbarschaft von Wohnstätten und Zuflüssen. Meist ist Reinigung notwendig (W. I, S. 75).

Beim Talsperrenwasser gilt das für Seewasser Gesagte, nur ist in der Regel künstliche Hebung nicht erforderlich. Das Einzugsgebiet wird möglichst ganz frei von Wohnstätten gehalten. Reinigung ist meist erforderlich, die Anlagekosten sind verhältnismäßig hoch.

Beim Zisternenwasser kann bei richtiger Anlage genügende Reinheit und Temperatur erreicht werden. Über Anforderungen an Zisternen vgl. W. I, S. 70.

Die Quellen, früher als das edelste Wasser angesehen, besitzen in der Regel chemisch genügend reines, frisches, jedoch nicht immer genügend keimfreies Wasser. Fassungen meist einfach, Zuleitung vielfach unter natürlichem Gefälle, doch häufig beschränkte, schwankende Wassermenge und große Entfernung vom Versorgungsgebiet (W. I, S. 97).

Das Grundwasser ist oft in größter Menge vorhanden, meist kühl, oft sehr rein von Keimen, dagegen ist vielfach ein Gehalt an Eisen, Mangan, Chlor, Huminstoffen usw. mehr oder weniger lästig. Fast immer ist künstliche Hebung notwendig (W. I, S. 100).

Natürlich filtriertes Oberflächenwasser oder eine Mischung von solchem mit reinem Grundwasser erhält man, wenn man Fassungen in der Nähe von Flüssen oder Seen anlegt. Die Eigenschaften dieses Wassers nähern sich je nach der Entfernung der Brunnen vom offenen Gewässer und der Tiefe der Spiegelsenkung im Brunnen mehr denjenigen des offenen Gewässers oder des Grundwassers (W. I, S. 103).

Die Versorgung mit Grundwasser nimmt heute die erste Stelle ein, dann kommt die Versorgung aus Quellen, Tal-

sperren und Seen und zuletzt die aus Flüssen. Die Fortschritte auf dem Gebiet der Reinerhaltung unserer Flüsse und der Trinkwasserreinigung werden mit der Zeit wohl aus manchem heute von vornherein verpönten Flußwasser brauchbares Trinkwasser gewinnen lassen. Ein schönes Beispiel hierfür bildet die in Königsberg durch Alaun und Ozon erreichte Verbesserung des Pregelwassers (Ge 1915 No. 13; W. I, S. 71).

§ 7. Das Grundwasser.

1. Begriffsbestimmungen. Grundwasser ist in den Untergrund versickertes oder in ihm aus Wasserdampf durch Kondensation gebildetes Wasser. — Grundwasser im allgemeinen ist jedes unter der Erdoberfläche vorkommende Wasser; Geschiebegrundwasser oder Grundwasser im besonderen das in den Geschieben der heutigen und vorzeitlichen Flußtäler befindliche Wasser. Im folgenden behandeln wir nur das Geschiebegrundwasser.

Die Quellen sind nichts anderes als zutage getretenes Grundwasser.

Das Geschiebegrundwasser ruht entweder in undurchlässigen Grundwasserbecken (Fig. 1) oder es bewegt sich über geneigten undurchlässigen Schichten (*US*) nach dem Gesetz der Schwere als Grundwasserstrom (Fig. 2) in den sog. wasser-



Fig. 1.



Fig. 2.

führenden Schichten (*WFS*). Manchmal wechseln durchlässige und undurchlässige Schichten in vertikaler Richtung miteinander ab, wobei sich in den ersteren jeweils Grundwasser be-

finden kann. Man spricht dann von Grundwasserstockwerken oder -horizonten.

Das Grundwasser kann einen freien Spiegel haben oder unter Druck stehen, „artesisch“ sein, je nachdem die Mächtigkeit h der wasserführenden Schicht größer ($h > H$) oder kleiner ($h < H$) ist, als zur Aufnahme der Grundwassermenge erforderlich wäre (Fig. 3 u. 4). Als artesisch (Fig. 4) bezeichnen wir jedes unter Druck ($h < H$) im Untergrund befindliche Wasser, auch wenn sein Spiegel noch unter Terrain bleibt.

Ein und derselbe Grundwasserstrom kann streckenweise freie und dann wieder artesische Spiegel haben (Fig. 5).

2. Grundwasserführende Schichten. Die von einem kapillaren Bodenmaterial aufnehmbare Wassermenge ist nach oben begrenzt durch das Porenvolumen des Materials, d. h. durch das Verhältnis zwischen dem Volumen der in der Masse enthaltenen Hohlräume und dem Gesamtvolumen der Masse, ausgedrückt in Prozenten. Dieses Porenvolumen beträgt für gleichgroße Kugeln bei engstmöglicher Lagerung rund 26% und ist unabhängig vom Kugeldurchmesser. In der Natur kommt solche Gleichheit des Materials nicht vor, das Porenvolumen unterschreitet oder übersteigt in der Regel den obigen Wert. Es kann für Flußalluvionen etwa zu 15—35% angenommen werden.

Werden die Hohlräume zwischen den einzelnen Materialstücken größer, so hört die Kapillarwirkung auf und das Material

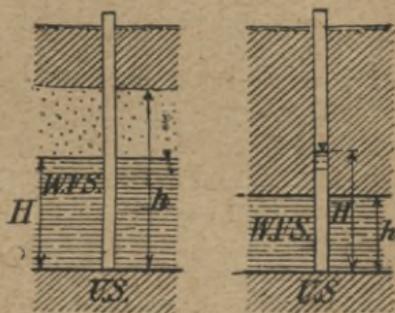


Fig. 3.

Fig. 4.

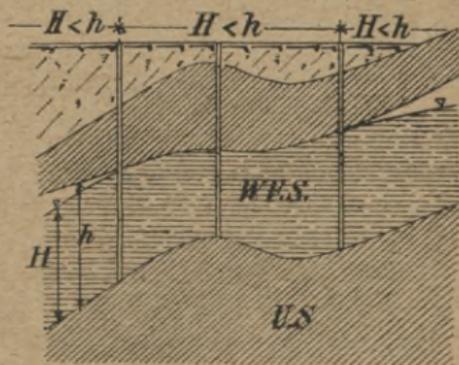


Fig. 5.

vermag außer durch Adhäsion kein Wasser mehr festzuhalten. Die in den Alluvionen befindlichen Materialien folgen nach abnehmender Durchlässigkeit geordnet etwa wie folgt: Gerölle, Schotter, Kies, reiner Sand, Schwemmsand, Mutterboden, lehmiger Kies und Sand, sandiger Lehm, fetter Lehm, Mergel, Letten, Ton. Dabei sind die Art der Lagerung, die Beschaffenheit und Mächtigkeit der Schichten von großem Einfluß auf die Durchlässigkeit. Einzeluntersuchungen sind daher unerläßlich.

Die Ablagerung von grundwasserführenden Kies- und Sandschichten geht im allgemeinen nicht weiter als bis auf das Tertiär zurück. Dabei ist zu unterscheiden, ob die Schichten durch Eis, durch Wasser oder durch den Wind an ihre jetzige Lagerstätte gebracht wurden. Wo das Eis eingewirkt hat, zeichnen sich die Schichten durch besondere Unregelmäßigkeit in Material und Lagerung aus und erschweren dadurch in hohem Grade ihre Durchforschung für Wasserversorgungszwecke: Kiese, Sande und Tone in jeder denkbaren Mischung und Korngröße, vielfach vermengt mit Moorboden und größeren Steinen, wechseln oft von Meter zu Meter in einer Weise miteinander ab, daß es fast unmöglich wird, aus einer Bohrung auf die Untergrundbeschaffenheit auch nur der allernächsten Umgebung Schlüsse zu ziehen. Günstiger liegen die Verhältnisse, wo das Material sich durch Wasser befördert abgelagert hat. Hier pflegt die Lagerung eine regelmäßigere zu sein, wenn auch einzelne oft ganz dünne Ton- und Lehmschichten in hydrologischem Sinn außerordentlich störend auftreten können. Am günstigsten liegen die Verhältnisse in Flußtälern mit starkem Gefälle, wo von alters her infolge der großen Wassergeschwindigkeit feinere Teilchen (Ton usw.) nicht zur Ablagerung kamen und dafür reine Kiese und Sande als Grundwasserträger liegen blieben.

Neben den fluviatilen Ablagerungen kommen auch äolische mit ähnlicher Regelmäßigkeit der Lagerung vor.

In allen Fällen jedoch ist bei der steten Möglichkeit von Störungen im Untergrund die Untersuchung der Grundwasserträger durch Bohrungen eine sehr schwierige und verantwortungsvolle Arbeit, die viel Zeit, Überlegung, Erfahrung und Aufwand erfordert.

3. Grundwasserstände und ihre Messung. Teuft man einen Brunnen ab, so wird sich in ihm das Grundwasser in bestimmter Höhenlage einstellen. Diese Lage ist aber nicht feststehend, sondern sie schwankt dauernd unter dem Einfluß der

klimatischen und meteorischen Vorgänge. Die Schwankungen können hohe Werte erreichen, 20—100 cm und mehr von einem Jahr zum andern, ein Umstand, welcher bei Anlage eines Grundwasserwerks wohl zu beachten ist. Auf den gesundheitlichen Einfluß dieser Schwankungen hat (für München) zuerst Pettenkofer hingewiesen.

Die Messung der Grundwasserstände erfolgt durch Abstiche von den einnivellierten Brunnenoberkanten aus.

4. Grundwassergefälle und -geschwindigkeit. Aus den Spiegelmessungen in mehreren (mindestens drei) benachbarten Brunnen ergibt sich auf einfache Weise das Grundwassergefälle an der betreffenden Stelle. Die Oberfläche des Grundwassers bietet ähnlich wie diejenige der Erde ein abwechslungsvolles Bild von Rücken und Tälern und wird durch Horizontalkurven dargestellt, die aus den einzelnen Spiegelmessungen konstruiert sind. Das Grundwassergefälle kann innerhalb sehr weiter Grenzen schwanken. So beträgt es oberhalb von Straßburg 0,66%, im Lechtal (oberhalb Augsburg) 0,3%, während in der Gegend von Nürnberg Gefälle bis zu 2,4% gemessen wurden. Das Grundwassergefälle wechselt selbstverständlich auch an einer und derselben Stelle entsprechend der im Boden befindlichen Grundwassermenge und insbesondere entsprechend dem etwaigen Einfluß offener Gewässer. So zeigten sich bei Metz an derselben Stelle nacheinander Grundwassergefälle von 0,1, 0,2 und 0,3%. Diesen wechselnden Gefällen entspricht natürlich auch eine wechselnde Grundwassergeschwindigkeit. Sie beträgt in Kiesen und Sanden recht wohl 3—5 m täglich, kann aber von dieser Mittelzahl nach oben und unten innerhalb weiter Grenzen abweichen. Da man die Geschwindigkeit des Grundwassers nicht direkt messen kann, so hat man versucht, sie auf anderem Wege zu bestimmen, z. B. durch die Salzungsmethode von A. Thiem (W. I, S. 486). Das Verfahren ist wenig zuverlässig.

§ 8. Hydrologische Vorarbeiten.

Hydrologische Vorarbeiten nennt man die Untersuchungen, welche sich mit Feststellung der Menge, Qualität und Gewinnungsart des zu verwendenden Trinkwassers beschäftigen (W. I, S. 444 ff.; L. L.; Lit. 37).

Bei der starken und raschen Veränderlichkeit der Ergebnisse muß man stets planmäßig Versuchsreihen, allermindestens von Jahresdauer, anstreben. Versäumte Beobachtungen lassen sich meist nicht mehr nachholen.

Wir behandeln in diesem Paragraphen insbesondere die hydrologischen Vorarbeiten beim Grundwasser. Über Vorarbeiten bei Quellen usw. vgl. § 11 ff.

Beim Grundwasser handelt es sich um Erwerbung möglichst eingehender Kenntnisse über den Untergrund und die Herkunft, Menge, Nachhaltigkeit und Qualität des verborgen fließenden Wassers. Die Tiefenlage der Fassung hängt ab von der Mächtigkeit des Grundwasserträgers und seiner Durchlässigkeit. Die Oberschichten können für Keime undurchlässig sein, dabei aber die im Wasser (Überschwemmung des Geländes) gelösten Stoffe ohne weiteres in den Untergrund absinken lassen. Manchmal wird Grundwasser unter moorigen Schichten entnommen. Ob dies von Nachteil sein kann, entscheidet örtliche Untersuchung (W. I, S. 105). Fassungen in der Nähe von Flüssen oder Seen liefern natürlich filtriertes Oberflächenwasser, vgl. § 6 (Uferfiltration). Seine Menge und Qualität genügt nicht immer auf die Dauer.

a) Die erstmalige Untersuchung eines Geländes geschieht auf Grund vorhergehenden Kartenstudiums. Sie erstreckt sich auf die offenen Gewässer mit Altwässern, Flußterrassen und Alluvionen, vorhandene Brunnen, etwaige Sumpfbiete sowie etwaige sonstige Merkmale für Grundwasser (W. I, S. 453 ff.), ferner auf menschliche Ansiedlungen und Fabriken und schließlich auf die Besitz- und sonstigen rechtlichen Verhältnisse. Diese Untersuchungen gestatten, unter den zur Verfügung stehenden Gebieten („Feldern“) eine engere Auswahl zu treffen.

b) Die Bohrungen. Das zu untersuchende Feld wird mit Beobachtungsrohren besetzt. Die Beobachtungsrohre stehen um so enger, je unregelmäßiger die Untergrundverhältnisse sind. Bodenproben sowie das örtliche Grundwassergefälle werden bestimmt; Pegel an offenen benachbarten Gewässern lehren deren Einfluß auf das Grundwasser kennen (NB! Wehranlagen). Die Beobachtungen führen zu graphischen Spiegelaufzeichnungen, Untergrundprofilen sowie Höhenschichtenplänen der Grundwasserspiegel, der Grundwassermächtigkeiten und der wassertragenden Sohlen. Besondere Aufmerksamkeit ist dem etwaigen Vorkommen

gespannten (artesischen) Grundwassers und von sog. Wasserstockwerken zu widmen.

c) Grundwasser und offene Gewässer. Nur die wenigsten Flußbetten und Seesohlen sind undurchlässig. Grundwässer und offene Gewässer werden sich meist gegenseitig nach Menge, Temperatur und Güte beeinflussen, insbesondere wo der eine Spiegel relativ hoch liegt. Die Beeinflussung kann fehlen, wo der Wasserlauf sehr tief ins Gelände eingeschnitten ist. Ganz eigenartige Verhältnisse treten an gestauten Flußstrecken auf (z. B. bei Kanalisierung eines Flusses). Von besonderer, auch hygienischer Bedeutung ist die Veränderung der Grundwasserspiegel durch Überschwemmung des über ihnen liegenden Geländes.

Die hierher gehörigen Untersuchungen umfassen namentlich Verteilung der Niederschläge, der Fluß- und Grundwasserstände, Beschaffenheit des Untergrunds, Lage der undurchlässigen Sohle, namentlich gegenüber der Flußsohle, deren Durchlässigkeit, Mächtigkeit des Grundwassers und die Spiegellagen von Fluß- und Grundwasser (siehe auch unter d).

d) Chemische und bakteriologische Untersuchungen. Sie sind stets als Beobachtungsreihen auszuführen. Sie dienen in Verbindung mit den Temperaturbeobachtungen (siehe unter e) und der Methode der Leitfähigkeitsbestimmung zunächst an sich der Ermittlung der Grundwasserqualität, sodann aber zum Nachweis von Grundwasserströmen verschiedener Herkunft oder des Einflusses offener Gewässer. In Betracht kommen wesentlich die Bestimmungen des Chlors, Eisens, Mangans, der Nitrate und Nitrite, des Ammoniaks, der Härte (Karbonathärte, Sulfathärte), des Sauerstoffgehalts sowie des Abdampfrückstands und der organischen Substanz. Die Beobachtungen zur Unterscheidung verschiedener Wässer sind öfters und zu solchen Zeiten anzustellen, wo die Wässer voraussichtlich möglichst verschiedene Eigenschaften haben. Läßt sich dies nicht ermöglichen, oder sind die Eigenschaften der zu unterscheidenden Wässer gleich oder nahezu gleich, so kann man das eine Wasser künstlich verändern.

Bezüglich der Frage, ob ein der Fassung benachbarter Flußlauf infizierend wirkt, ist zu erörtern: 1. Wie lange braucht das Wasser, um vom offenen Wasserlauf in die Fassung zu gelangen? 2. Können pathogene Bakterien so lange virulent bleiben, bis sie in die Fassung gelangt sind? 3. Ist Sicherheit vorhanden, daß Keime in der Bodenschicht zurückgehalten werden?

e) Temperaturbeobachtungen sind eine willkommene Kontrolle chemisch-bakteriologischer Beobachtungen. Alle Grundwässer mit rasch wechselnder Temperatur sind verdächtig, ohne wesentliche Filtration von der Erdoberfläche in die Tiefe gesunken zu sein. Gleichmäßigkeit der Temperatur gestattet aber noch nicht die Folgerung, daß man es mit einwandfreiem Wasser zu tun habe. — Temperaturbeobachtungen dienen zur Bestimmung der Herkunft eines Wassers, zur Bestimmung des Mengenanteils, den Fluß- und Grundwasser in einer nahe dem Fluß liegenden Fassungsanlage haben.

f) Grundwassermessungsverfahren. Die Messung der Grundwasserstände geschieht durch in die Beobachtungsrohre eingelassene Senkel. In neuerer Zeit hat man erkannt (W. I, S. 484), daß die Grundwasserstände eines nur am unteren Ende offenen Brunnens sich von denen in einem allenthalben geschlitzten unterscheiden können. Die ersteren liefern nur den Wasserspiegel, welcher der am unteren Ende herrschenden Wasserdru ckhöhe entspricht.

Als Beobachtungsrohre genügen 1¼- bis 2zöllige Gasrohre. Zum Messen verwendet man an einem Kapselbandmaß befestigte Eisenstäbe, die vor jeder Messung mit Kreide bestrichen werden. Eine rohere Vorrichtung ist „Rangs Brunnenmesser“.

Die Bestimmung des örtlichen Grundwassergefäl ls erfolgt auf Grund der Spiegelmessung in drei auf den Ecken eines gleichseitigen Dreiecks von 10—50 m Seitenlänge niedergebrachten Bohrungen.

Die Messung der Grundwassergeschwindigkeiten erfolgt heute nicht mehr direkt (W. I, S. 486).

g) Grundwassermengenbestimmung. Sie läßt sich zunächst allgemein und roh durchführen mit den Größen des Infiltrationsgebiets, der Regenhöhe und des Abflußkoeffizienter.

Ist F der wasserdurchlassende (also reduzierte) Querschnitt eines Grundwasserträgers, J das Grundwassergefälle, so besteht nach Darcy die Fundamentalgleichung:

$$(1) \quad Q = k F J, \quad \text{woraus } v = k J,$$

wo k ein sog. Durchlässigkeitskoeffizient (die Durchflußmenge pro Querschnitts- und Zeiteinheit) ist. Man wird nun den Wert von k an einzelnen Brunnen feststellen und damit auf die Größe Q schließen können.

In neuerer Zeit wandte A. Thiem bei den Vorarbeiten für Prag und Leipzig eine neue Methode der Grundwassermengenbestimmung an, siehe W. I, S. 499 ff.

Im Gegensatz zu Gl. 1 geht Smreker (Lit. 42 und 43) aus von der Grundformel

$$(2) \quad vm = k J,$$

wo

$$m \sim 1,1 \div 1,5$$

sein soll. Beide Grundformeln besitzen ihre Anwendungsgrenzen und -gebiete (W. II, S. 718, sowie Lit. 12).

h) Versuchsbrunnenanlagen. Den bisher geschilderten Methoden haftet selbst bei größter Sorgfalt in der Anwendung wegen der Ungleichartigkeit der Untergrundverhältnisse eine Unsicherheit an, die man durch vorsichtige Anwendung der Resultate auszugleichen sucht. Trotzdem wünschen die Stadtverwaltungen oft, das Vorhandensein des rechnerisch nachgewiesenen Wassers durch einen Dauerpumpversuch (Versuchsbrunnenanlage) bewiesen zu bekommen. Man sollte sich einem solchen Verlangen nur unter zwingenden Gründen widersetzen.

Versuchsbrunnen sind behelfsmäßige Bauten. Die Ausdehnung der Fassung (die sich leicht in die endgültige muß umbauen lassen) hängt ab von der geforderten Wassermenge und den Untergrundverhältnissen. Für den Platz der Anlage gelten dieselben Gesichtspunkte wie für die endgültige Fassung. Einfachste Aufstellungsart und möglichste Betriebssicherheit sind Grundsatz. Während des Betriebes erfolgen dauernd Wassermessungen, Spiegelbeobachtungen (auch in der weiteren Umgebung der Anlage), Temperaturmessungen, chemische Untersuchungen, Wetterbeobachtungen sowie die Auftragung aller Ergebnisse (W. I, S. 505).

Die Dauer der Versuche erstreckt sich von etwa drei Wochen bis zu mehreren Monaten. Häufig werden mehrere Versuchsreihen durchgeführt. Die Bau- und Betriebskosten gehen bei Ortschaften selten unter 7000 Mk. herunter, haben aber 500000 Mk. erreicht.

Durch einen Versuchsbrunnenbetrieb erhält man Aufklärung über: 1. Verhältnis von geförderter Menge zu Absenkung; 2. Einwirkungsgrenze der Fassung; 3. Einfluß offener Gewässer; 4. notwendige Länge der definitiven Fassung (unter sehr sorgfältiger Verwendung der Versuchsergebnisse); 5. Qualität des geförderten Wassers.

§ 9. Formeln für Grundwasserbewegung.

Die Gleichungen dieses Paragraphen setzen voraus:

1. Verhältnismäßig unbegrenzte Breite des Grundwasserbeckens bzw. -stroms.

2. Ebenen, zur undurchlässigen Sohle parallelen Grundwasserspiegel.

3. Eine Durchlässigkeit, die an allen Stellen des untersuchten Querschnitts gleich ist.

Da diese Bedingungen meist nicht oder nur teilweise erfüllt sind, so ist größte Vorsicht geboten.

Soll ein Grundwasserstrom von der Breite L und der Gesamtwassermenge Q durch Brunnen von der Einzelleistung q vollständig ausgenutzt werden, so braucht man hierzu $n = Q:q$ Brunnen in einer gegenseitigen Entfernung $e = B:n = Bq:Q$.

Die folgenden Gleichungen beruhen auf der Formel (1) des § 8. Bezüglich anderer Formeln vgl. Lit. 12, 42 u. 43.

a) Sammelkanal von großer Länge L in ruhendem Grundwasser. Die Beeinflussung des Grundwasserspiegels höre auf in der Entfernung R von der Galerie und die Grundwassertiefe sei dort H . Dann ist:

$$(1) \quad Q = \frac{kL(H^2 - h^2)}{2R},$$

wobei k die Bedeutung wie in § 8g hat. Nimmt L ab, so wächst

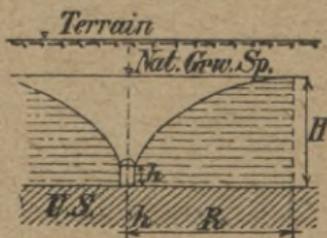


Fig. 6.



Fig. 7.

der Einfluß des an den Stirnseiten der Galerie eintretenden Wassers und man erhält:

$$(2) \quad Q = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln(2R:L)}.$$

b) Sammelgalerie in fließendem Grundwasser, welche auf ihre Länge L die gesamte Zuflußmenge abfängt (Fig. 7); entsprechend ergibt sich die Gleichung:

$$(3) \quad Q = k L H J.$$

c) Einzelbrunnen mit freiem Spiegel in einem Grundwasserbecken (Fig. 8) oder Grundwasserstrom. Hier gilt:

$$(4) \quad y^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln x + C,$$

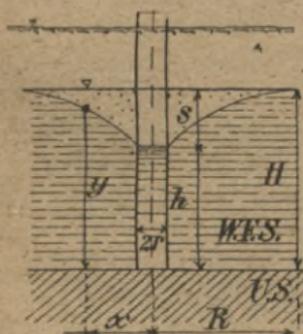


Fig. 8.



Fig. 9.

wobei C näherungsweise als Integrationskonstante angesehen wird. Nach ihrer Auswertung erhält man

$$(5) \quad y^2 = (H - s)^2 + \frac{Q}{\pi k} \cdot \ln \frac{x}{r}.$$

Hieraus folgt:

$$(6) \quad Q = \pi k \cdot \frac{H^2 - (H - s)^2}{\ln \frac{R}{r}}$$

und schließlich

$$(7) \quad s = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \cdot \ln \frac{R}{r}}.$$

d) Einzelbrunnen in artesischem Grundwasser (Fig. 9). Mit den Buchstaben der Figur ist:

$$(8) \quad Q = \frac{2 \pi k \cdot a}{\ln \frac{R}{r}} \cdot s.$$

Die Ergiebigkeit ist also linear proportional der Absenkung und die Gleichung gilt, einerlei, ob es sich um einen Grundwasserstrom oder ein Grundwasserbecken handelt.

Weitere Untersuchungen ergeben:

e) Fehler in der Bestimmung von R sind von vergleichsweise geringem Einfluß.

f) Bewirtschaftet man einen Brunnen mit zwei verschiedenen Absenkungen s_1 und s_2 , denen die Fördermengen Q_1 und Q_2 entsprechen, so wird mit $x = r$ und zweimaligem Anschreiben von Gleichung (4):

$$(9) \quad h_1^2 - h_2^2 = \frac{Q_1 - Q_2}{\pi k} \ln r, \text{ woraus } k = \frac{Q_1 - Q_2}{(h_1^2 - h_2^2) \pi} \ln r.$$

g) Aus Gleichung (8) ergibt sich, daß die Vergrößerung des Brunnendurchmessers nur einen geringen Einfluß auf die Ergiebigkeit hat. Darin ist die Überlegenheit der billigeren Rohrbrunnen über die teuren Kesselbrunnen begründet.

Über abweichende Ansichten vgl. die in W. II, Abschn. VIII. Lit. 15 No. 119 angegebene Literatur.

§ 10. Grundwasserfassungen.

Zu unterscheiden sind horizontale (Sickerrohre, Sicker-galerien, Stollen) und vertikale Fassungen (Brunnen). (W. I, S. 679; L. L.; Lit. 37.)

Fassungen legt man senkrecht zur Strömungsrichtung des Grundwassers (Ausnahmen s. W. I, § 91, 2) an Stellen, wo das Grundwassergefälle groß ist. Die Ursache dieser Erscheinung darf aber nicht geringe Durchlässigkeit des Bodenmaterials sein. Bei kesselartigem Zusammenströmen der Grundwasserkurven kommt die Fassung an die engste Einschnürung der Kurven in der Sohle des Kessels.

Hygienische Rücksichten. Man wählt für die Fassung eine Stelle, wohin unreines Wasser nicht dringen kann. Besondere Sorgfalt ist erforderlich bezüglich benachbarter Ortschaften und gewerblicher Anlagen. Auch in der Nähe

von Flüssen, Abflußgräben und Seen ist große Vorsicht geboten, sonst kann das Grundwasser nachträglich durch Ausbildung größerer Wasseradern in dem zwischen dem offenen Gewässer und der Fassung liegenden Boden an Qualität bis zur Unbrauchbarkeit verlieren. Der Überschwemmung ausgesetztes Gelände kann man nur bei genügender Tiefe des Grundwassers und dem Vorhandensein mächtiger Deckschichten überhaupt verwenden. Am besten sieht man von solchem Gelände ganz ab. — Fassungen sind an solche Stellen zu legen, die reichliche Erweiterung der Anlagen erlauben.

A. Horizontale Fassungen sind am Platz, wo der Grundwasserträger wenig mächtig ist und nicht tief liegt, oder wo er von undurchlässigen Einlagerungen durchsetzt wird, das Grundwasser also vorzugsweise in einzelnen „Adern“ fließt. Auch in klüftigem Gebirge sind sie angebracht, dabei ist es aber wichtig, zu untersuchen, in welcher Weise man Reserven erhalten kann (Anlagen in Brüssel, Wiesbaden). Weiteres in W. I, S. 725.

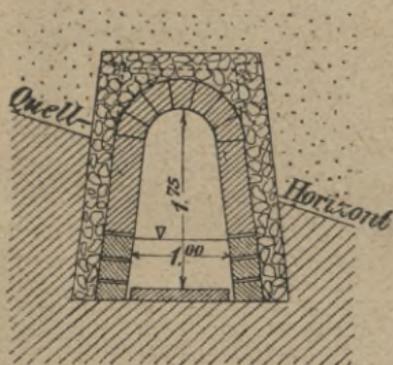


Fig. 10.

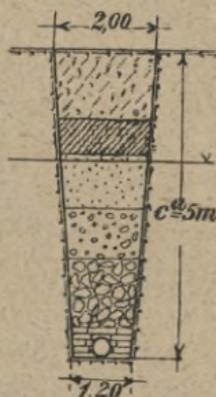


Fig. 11.

1. Offene Gräben sind böswilligen und zufälligen Verunreinigungen leicht ausgesetzt. Es siedelt sich in ihnen eine Flora und Fauna an. Im Gegensatz hierzu sind die Unterhaltungskosten der Drainagen fast Null. In Drainagen ist Eisbildung unmöglich. Der Eintrittswiderstand ist bei offenen Gräben ge-

ringer als bei Brunnen, die Grundwassersenkung geringer, die Gefällverluste kleiner als bei Rohrleitungen.

2. Nicht betretbare - Anlagen. Hier kommen in Betracht:

a) Sickerungen aus Steinbeugungen oder gelochte Rohre mit Kies- und Sandumfüllung.

b) Sammel- oder Drainsrohre, in geraden Linien verlegt, an etwaigen Knicken und sonst alle 50—80 m mit Revisionsschächten versehen.

Das Entweichen des Wassers und das Eindringen von

Oberflächenwasser wird durch Einbringen von Tonlagen verhindert.

Mit diesen Einrichtungen kann ein unterirdischer Absperrdamm aus

Ton oder eine Absperrspundwand verknüpft werden

(vgl. Ga 1903, S. 995;

Engineer 1903 v. 9. X.; Z. g. W. 1910, S. 21).

3. Betretbare Anlagen sind schlupfbar (Sammelkanäle) oder begehbar (Stollen oder Galerien). Letztere sollen ein liches Profil von mindestens 1,7 auf 0,7 m und ein (einseitiges) Bankett haben

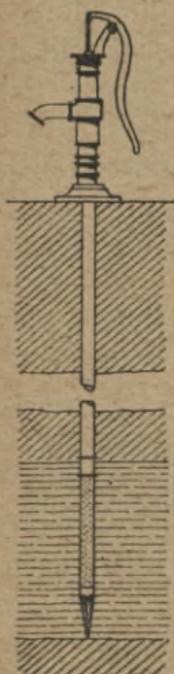


Fig. 12.

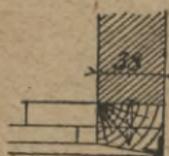


Fig. 13.



Fig. 14.

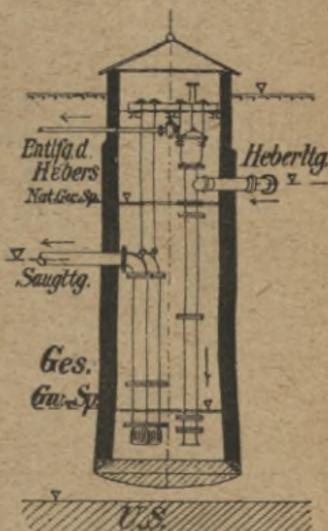
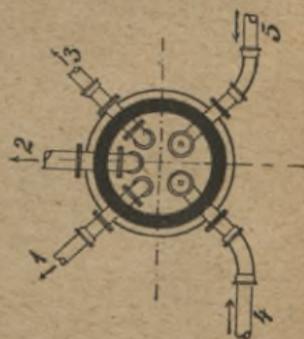


Fig. 15.



1, 2, 3—: Saugltg.
4, 5 —: Heberltg.

Fig. 16.

und müssen oft mit Sandsperrn versehen sein. †Die Kosten sind stets sehr bedeutend. Anlagen in Baden-Baden, München und Wiesbaden.

B. Fassungen durch Brunnen oder Brunnenreihen. Der einfachste Brunnen ist der sog. Abessinier- oder Nortonbrunnen (Fig. 12), ein etwa $\frac{5}{4}$ - bis 2zölliges Gasrohr, das an seinem unteren Ende ein gelochtes mit Draht-(Tressen-)gewebe überzogenes Rohrstück mit angeschmiedeter Spitze trägt. Solche Brunnen werden durch Rammen „eingeschlagen“. Sie dienen für vorübergehende Zwecke, bei Einzelwohnstätten, als Feldbrunnen und ohne Pumpe als Beobachtungsrohre für Grundwasseruntersuchungen. Im letzteren Fall werden sie nicht geschlagen, sondern, gegen Eindringen von Ton in die Gewebe, in ein mit größerem Durchmesser (250 bis 300 mm) abgeteuftes Bohrloch eingesetzt und mit Kies umfüllt.

Am verbreitetsten waren früher die Kessel- oder Schachtbrunnen von ringförmigem Querschnitt, oft mit einem Kranz aus Holz oder Eisen (Fig. 13 und 14), vielfach mit Schlitzfenstern versehen, mit Durchmessern von bis zu 5 m. Die Ausführung geschieht in Backstein, Beton, Eisenbeton, Werkstein, ja sogar in Gußeisenringen. Neuerdings finden Kesselbrunnen vielfache Anwendung auch als Sammelbrunnen (Fig. 15 und 16, mit zwei Heber- und drei Saugleitungen) bei Heberleitungen und als oberster Teil von Tiefbrunnen, welche im übrigen aus metallenen Rohrschüssen (Fig. 17) bestehen.

Die rationellste Ausbeutung der Grundwasserträger wird ermöglicht durch die sogenannten Rohrbrunnen.

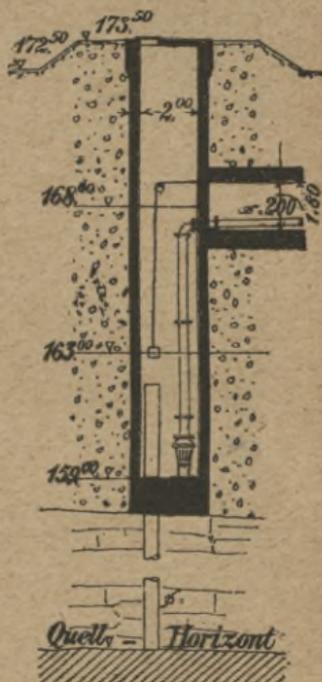


Fig. 17.

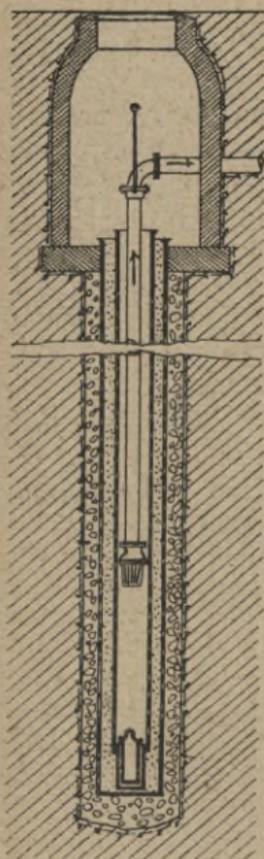


Fig. 18.

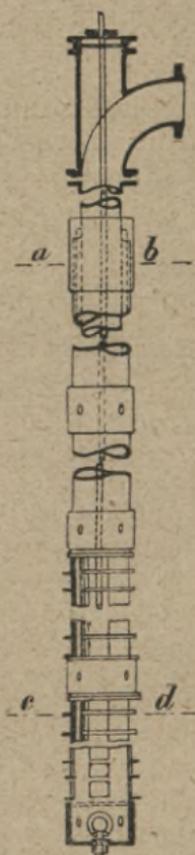


Fig. 19.

*Schnitt
a-b*



Fig. 19a.

*Schnitt
c-d*



Fig. 19b.

Ihr Durchmesser ergibt sich aus der zu entnehmenden Wassermenge, der Absenkung und der Wassertiefe während der Absenkung. Die Brunnen werden, wenn möglich, bis auf die undurchlässige Sohle hinabgeführt.

Man stellt die Brunnen nicht so weit auseinander, daß sich ihre Einwirkungsgebiete rechnermäßig nur eben berühren, sondern baut lieber etwas mehr Brunnen und beansprucht den einzelnen Brunnen dafür weniger; so nähert sich die Brunnenreihe ihrer Wirkung nach der Horizontalfassung.

Die Brunnenentfernungen bewegen sich innerhalb der Grenzen etwa 4 bis 250 m.

Für Rohrbrunnen kommen als äußerste Werte in Betracht:

bei Durchmessern von rund 100 mm etwa 5 bis 12 m,

bei Durchmessern von 500 bis 1000 mm etwa 40 bis 100 m.

Mit der Absenkung der Brunnen und der Saugspannung in den Sammelleitungen geht man nicht gern über 4—5 m hinaus, doch kommen selbst 7 m vor. Bezüglich des Einflusses offener Gewässer auf die zulässigen Absenkungen vgl. W. I, S. 798. Die Konstruktion der Brunnen soll eine solche sein, daß die Widerstände, welche der Brunnenmantel dem Wasser beim Eintritt in den Brunnen entgegengesetzt, nicht über 30—40 cm hinausgehen.

Mit Fig. 18 und 19 geben wir Brunnen von Bopp und Reuther (Fig. 18) und von A. Thiem (Fig. 19, 19a und 19b) wieder. Bei dem ersteren sind zwei Siebe ineinander in die Bohrung abgesenkt und der Zwischenraum mit gewaschenem Kies verschiedener Korngröße ausgefüllt. Der Thiemsche Brunnen besteht aus einzelnen miteinander verschraubten Schüssen, welche, soweit sie im Wasser stehen, mit weiten Schlitzfenstern versehen und mit einem feinem Gewebe überzogen sind. Durch die Mitte geht ein kupfernes Saugrohr und ein weiteres engeres Kupferrohr zur Beobachtung der Wasserstände während des Betriebs. Vor der Benützung werden die Brunnen durch mehrtägiges starkes Abpumpen einzeln entsandet. Verlagern sich die Drahtnetze der Rohrbrunnen, so sind diese zu ziehen, was allerdings nicht immer gelingt.

Die lichte Weite des Gewebes nahm A. Thiem so groß an, daß etwa 60 Gewichtsprozent des Bodenmaterials die Maschen passieren konnten (vgl. Zeitschr. f. Tiefbau 1909, S. 143, oder W. u. A. II, S. 188, aber auch S. 720).

Rohrbrunnen werden entweder einzeln (Fig. 20) oder in Gruppen (Fig. 21) an die Sammelleitung angeschlossen.

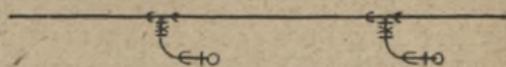


Fig. 20.



Fig. 21.

Die Sammelleitungen wirken als Saug- oder Heberleitungen, wobei man Wassergeschwindigkeiten

von 0,6 bis 0,9 m nimmt. Die Dimensionen sind mit Rücksicht auf spätere Erweiterungen zu wählen, namentlich an der dem Pumpwerk abgewandten Seite. Durchgehende Verwendung von Heberleitungen statt Saugleitungen läßt sich sachlich nicht begründen. Namentlich bei kleineren Anlagen werden die Kosten des Sammelbrunnens verhältnismäßig zu teuer.

Heberleitungen werden gerne angewandt bei großen Anlagen mit mehreren Pumpen und mehreren Sammelleitungen, namentlich von verschiedenen Durchmesser. Heberleitungen mit Sammelbrunnen lassen bequeme Erweiterung der Anlage zu.

Über die Abmessungen von Sammelleitungen vgl. W. I, S. 800, über Sammelbrunnen bei Heberleitungen ebenda S. 803.

Zur Entlüftung der Heberleitungen, die am Endschenkel und an sonstigen Hochpunkten dauernd geschehen muß, verwendet man Luftpumpen oder Ejektoren. Den Saug- und Heberleitungen gibt man nach der Pumpe bzw. nach den Entlüftungsstellen hin eine geringe Steigung (schon 0,2% haben genügt, vgl. auch Ga 1907, S. 1866).

Nach A. Thiems Vorgang im Jahr 1886 werden Grundwasserfassungen mit Rohrbrunnen vielfach für die Grundwasserbewältigung in Baugruben verwendet (vgl. Cbl. 1898, S. 73; Ga 1907, S. 34; Z. g. W. 1909, S. 397).

Im Sammelbrunnen beginnen auch die zu den Pumpen führenden Saugleitungen, in welchen die Geschwindigkeit zwischen 0,6 und 0,9 m schwankt, auch befinden sich dort die zum Abschluß der Leitungen notwendigen Schieber. Dadurch erhalten die Sammelbrunnen bisweilen große Durchmesser von bis zu 5 m und darüber.

C. Grundwasserfassungen mit künstlichem Wasserhaushalt werden immer häufiger. Es handelt sich um nachstehende Fälle.

I. Beeinflussung der Grundwasserstände ohne Einsenkung von Wasser: durch regulierbare Entnahmeverrichtungen oder durch Erzeugung eines Grundwasserstaus mit Verwendung von Entnahmeverrichtungen.

II. Beeinflussung der Grundwasserstände unter Einsenkung von Wasser. In Betracht kommen:

1. Vermehrung der Grundwassermenge. Als neueste Methode nennen wir das „Verfahren zur Aufspeicherung von Wasser in Flußstrecken mit Grundwasserbecken“ von K. Vogt (D. R. P. No. 219603).

2. Verbesserung des Grundwassers. Hier ist zu erwähnen der Vorschlag von Grzimek (Z. G. W. 1910, S. 21).

3. Verbesserung des Wassers und Vermehrung des Grundwassers. Diese für die Wasserversorgung wichtigsten Verfahren haben weitgehende Ausbildung erfahren in der Erzeugung natürlich filtrierten Oberflächen-(Fluß-)wassers, in den Rieselwiesen, den Anreicherungsbecken und den Einsickerungsbrunnen. Namentlich die beiden ersten Verfahren haben dargetan, welchen Klippen man ausweichen muß, um dauernd oder wenigstens auf absehbare Zeit eine genügende Wassermenge von verlangter Güte erwarten zu dürfen.

Alle irgendwie gearteten Filteranlagen, deren Filtermaterial nicht ausgewechselt und gereinigt werden kann, müssen eine fortschreitende Verschlämmung und Abnahme ihrer Wirkung aufweisen. Man kann aber diesen Vorgang durch geringe Beanspruchung der Anlage verlangsamen.

Hierher gehören die meisten Fassungen natürlich filtrierten Oberflächenwassers und die Mehrzahl der Rieselwiesen. Daher Vorsicht!

a) Natürlich filtriertes Oberflächenwasser. Oberflächenwasser kann in den Untergrund nur eintreten, wenn Gefälle vorhanden ist oder, durch Absenken, künstlich erzeugt wird. Die Wirkung derartiger Anlagen wird nicht lange befriedigen, wenn nicht die Wände des offenen Gewässers von Zeit zu Zeit abgespült werden. Bei Flüssen wird dies oft (nicht immer!) durch die höheren Wasserstände bewirkt, während an Seeufern selbst die Wellen nur selten die Verschlickung des Grundes am Ufer verhindern können. Seebecken verhalten sich also im allgemeinen ungünstiger als Flußbetten. Mit zunehmender Entfernung der Fassung vom offenen Gewässer nimmt in der Regel die gewinnbare Wassermenge ab, die Wasserqualität zu.

Muß man nahe an einen Fluß heran, so sucht man diesen Nachteil durch Absaugen aus großer Tiefe zu umgehen.

Die bedenklichsten Störungen solcher Anlagen können bewirkt werden durch Hochwasser, Wasserklemme und Eisgang.

Die Vorarbeiten für Anlagen natürlich filtrierten Oberflächenwassers umfassen die Feststellung folgender Punkte: 1. Durchgangsgeschwindigkeit des Wassers vom offenen Gewässer bis zur Fassung; 2. Zahl und Beschaffenheit der Keime bei verschiedenen Wasserständen; 3. Temperatur des Wassers; 4. chemische Beschaffenheit des Wassers; 5. Ergiebigkeit der Anlage; 6. etwaige Veränderungen des Wassers und Bodens.

Werke mit natürlich filtriertem Oberflächenwasser waren namentlich früher außerordentlich zahlreich (Barmen, Bonn, Dresden, Düsseldorf). Besondere Schwierigkeiten ergaben sich in Magdeburg, Dresden und Wien.

b) Verbesserung von Wasser durch Verrieselung. Hierher gehören die früher viel verwendeten Rieselwiesen. Die Methode erfordert mildes Klima, vorgereinigtes Wasser, engporigen, reinen, aber durchlässigen Boden, intermittierende, nicht zu starke Beaufschlagung der Flächen.

c) Anreicherungsgräben mit Sandschicht auf der Sohle. Sie wurden schon vor vierzig Jahren in Chemnitz ausgeführt, neuerdings im größten Umfang an der Ruhr. Die jetzt an der Ruhr je doppelt angelegten Anreicherungsgräben haben 300—400 m Länge, 2,25 m Tiefe und 20 m Sohlenbreite. Auf der Sohle liegt eine 50 cm starke Sandschicht, welche nach der Verschlammung erneuert werden kann. Die Wasserentnahme erfolgt durch Sammelleitungen. Allerdings ist dort die Wassergeschwindigkeit im Untergrund nicht klein, die getroffene Anordnung leistet aber das dort überhaupt Mögliche. — Bei vorstehenden Anlagen tritt das Oberflächenwasser nach dem Versinken sofort in unmittelbare Verbindung mit dem natürlichen Grundwasser. Nicht der Fall ist dies bei dem

d) Frankfurter System der Grundwassererzeugung. Das Neue dieses Verfahrens von Scheelhaase besteht darin, daß das Wasser dem Untergrund durch eine Sickerung in solcher Höhe über dem Grundwasserstand einverleibt wird, daß es beim Absinken zuerst mäch-

tige wasserfreie Schichten durchlaufen muß. Dabei kommt es in innige Berührung mit der Grundluft, und es wird genügende Beseitigung auch der organischen Stoffe möglich. Ein Teil der Anlage steht dauernd in Reserve und regeneriert sich durch die eindringende atmosphärische Luft.

Bei der Frankfurter Anlage wurde schon 100—300 m von der Versickerungsstelle, eine Strecke, die das durch Filtration vorgereinigte Infiltrat in 190—250 Tagen durchfließt, das Mäinwasser zu einem dem Grundwasser gleichwertigen Versorgungswasser umgestaltet.

Die Grundwasseranreicherungsverfahren sind eines der wichtigsten Mittel, den immer mehr steigenden Wasserverbrauch unsrer Städte zu befriedigen.

§ II. Quellfassungen.

Quellwasser. Gärtner sagt: „Jede Quelle ist ein Individuum für sich, und als solches zu betrachten und zu behandeln.“ Und Heim: „Schön sind die Quellen, aber trügerisch.“ Daher muß die Untersuchung selbst der scheinbar besten Quellen sehr sorgfältig sein. Sie erstreckt sich auf die Liefermenge der Quelle und deren Schwankungen, die geologische Untersuchung des Einzugsgebiets. Besonders wichtig ist die Beobachtung rascher Veränderungen des Quellwassers in chemischer Hinsicht, sowie bezüglich seiner Temperatur und etwaiger Trübungen. Solche Veränderungen weisen auf ungereinigte Zuflüsse hin, jedoch ohne daß das Fehlen solcher Veränderungen auf das Gegenteil schließen ließe. In W. I, S. 455 sind 27 Regeln für das Aufsuchen von Quellen und Grundwässern zusammengestellt. (W. I, S. 679.)

Über die Entstehung der Quellen vgl. W. I, S. 343.

Die Ergiebigkeit der Quellen ist abhängig:

1. vom hydrographischen Einzugsgebiet (F qkm),
2. von der jährlichen Regenhöhe (h mm),
3. von der Durchlässigkeit und dem Porenvolumen der Gesteine, den Einflüssen des Wetters, des Klimas, der Jahreszeiten usw.

Diese Wirkungen berücksichtigt ein Beiwert k , dessen Wert etwa zwischen 0,001 und 0,01 schwankt. Man erhält demnach als mittlere Wasserzuführung einer Quelle in Sekundenlitern:

$$Q = k h F .$$

Für mittlere deutsche Verhältnisse ist mit $k = 0,001$, $F = 1$ und $h = 650$ die Quellenergiebigkeit $Q = 0,65$ l/sec/qkm.

Die Nachhaltigkeit einer Quelle ist wesentlich abhängig von der Mächtigkeit des wasserdurchlassenden Einzugsgebiets. Quellen mit wenig mächtigem oder zerklüftetem Einzugsgebiet „gehen mit dem Regen“. Die Schwankungen in der Ergiebigkeit der Quellen sind zum Teil außerordentlich groß. Im Buntsandstein kann sich das Minimum zum Maximum verhalten wie 1:7, im Jura wie 1:20; sogar 1:60 wurde beobachtet. Dabei fällt das Minimum der Quellergiebigkeit bei uns meist in den späten Sommer, also nahezu mit dem Maximum des Verbrauchs zusammen.

Oftmals ist Vermehrung der natürlichen Quellergiebigkeit erwünscht. Diese kann gelingen:

1. an Schichtgrenzen durch Anlage von Sammelgalerien in der Streichrichtung der Schichtgrenze (Baden-Baden, Fig. 22) (W. I, S. 683);
2. an Hängen, wo durchlässige und undurchlässige Schichten in steiler Lagerung miteinander abwechseln, durch Stollenanlagen mit Verschlüssen (Wiesbaden und Aachen, Fig. 23) (W. I, S. 743);

3. an Talhängen durch Erbohrung artesischer Brunnen durch undurchlässige, wie in Fig. 24 auskeilende Schichten.

Alle derartigen Arbeiten sind mit größter Vorsicht zu betreiben; geradezu gefährlich sind Eingriffe, mittels deren zur Steigerung der Ergiebigkeit die Veränderung der Ausflußöffnung und -höhe einer Quelle versucht wird. Da die aus einem Rohr fließende Wassermenge proportional der $5/2$ ten Potenz des Rohrdurchmessers ist, so erhält man bei Verdoppelung des Durchmessers die 5,7fache Auslaufmenge, was wohl anfänglich befriedigt, aber zu rascher Erschöpfung des Quellenreservoirs führt.

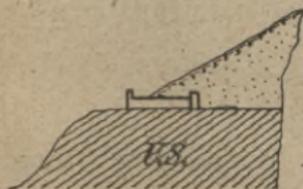


Fig. 22.

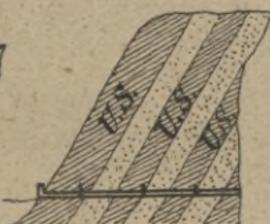


Fig. 23.

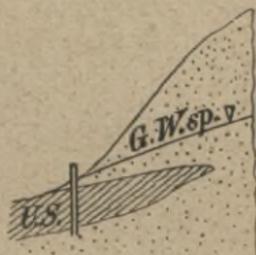


Fig. 24.

Für alle Arten von Quellfassungen gelten die nachstehenden Regeln (W. I, S. 688):

1. Die Abdeckung muß so erfolgen, daß Infiltrationen höchstens nach Durchdringung einer größeren, festgelagerten Erdschicht eindringen können.

2. Die Schwankungen der Lufttemperatur sollen sich in der Quellkammer möglichst wenig bemerkbar machen, dabei soll sie reichlich gelüftet sein.

3. Die Quellkammer soll zugänglich mit Rücksicht auf die in ihr herrschende Feuchtigkeit eingerichtet und einfach zu unterhalten sein.

4. Böswillige oder fahrlässige Verunreinigungen von außen müssen unmöglich sein.

5. Entnahmerohr, meist mit Seiher, Überlauf und

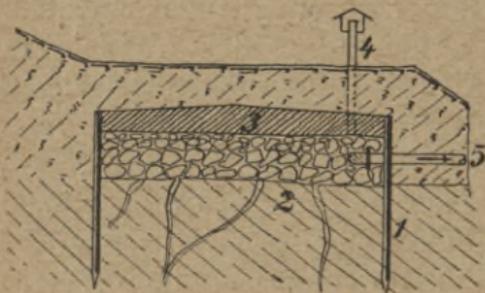


Fig. 25.

Leerlauf, evtl. Anordnung eines Wassermessüberfalls sind vorzusehen. Hängen mehrere Quellen an einem Strang, so müssen sie einzeln ausschaltbar sein. Rückstau von einer Quelle in die andre muß unmöglich sein.

6. Bei sandführendem Wasser ist, wenn möglich, vor dem Einfluß des Wassers in die Quellstube eine Sandsperrung und in der Quellstube ein Ablagerungsraum anzutordnen.

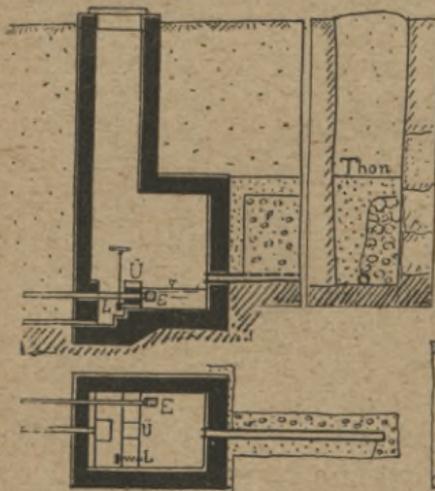


Fig. 26.

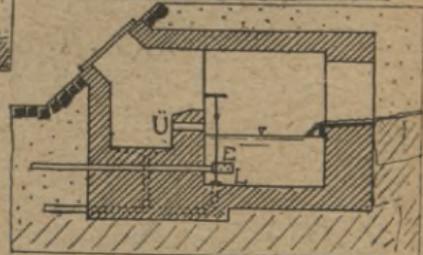
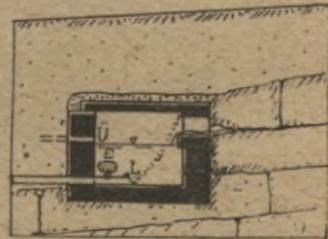


Fig. 27 u. 28.

Fig. 25 zeigt die einfachste Fassungsart für eine in ebenem Gelände entspringende Quelle. Sie besteht aus einer Spundwand (1), einer Ausfüllung des Quellkessels mit groben Steinen (2), einer Überdeckung mit Ton (3), der Lüftung (4) und dem Entnahmerohr (5).

Die Figuren 26—28 zeigen einfache Schichtquellfassungen. Es bedeutet jeweils *E* die Entnahme, *L* den Leerlauf, *Ü* den Überlauf.

Fig. 29 zeigt eine größere, allen Ansprüchen entsprechende Fassung einer Hangquelle mit Sickerschlitz. Es bedeuten *1* eine

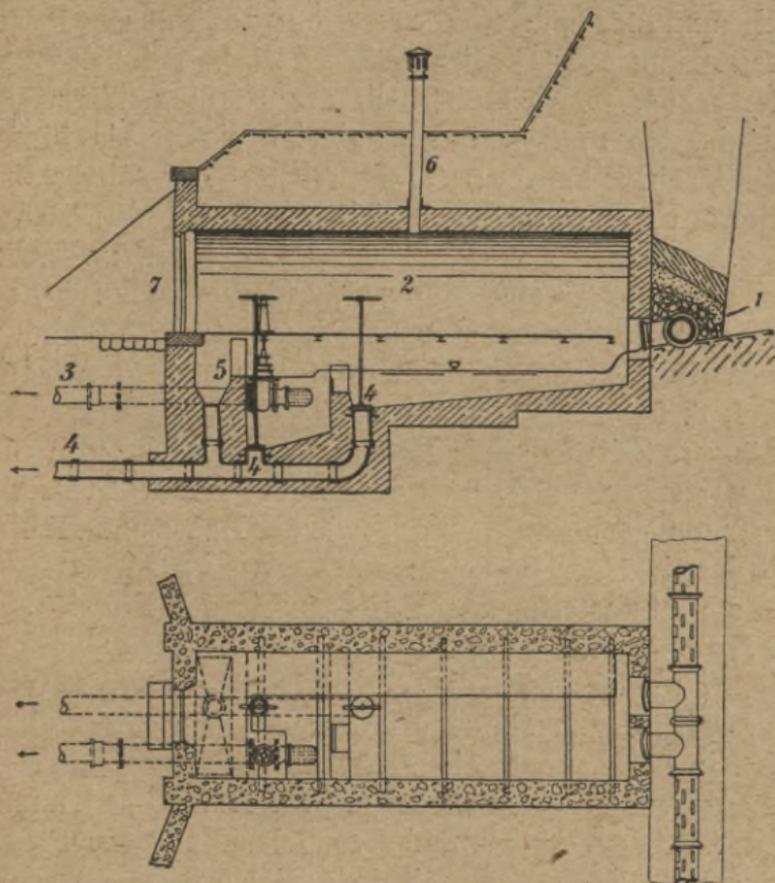


Fig. 29.

Sand- und Lettensperre zur Abhaltung von Sand bzw. Oberflächenwasser, 2 die Quellstube, 3 Entnahmerohr mit Seiher, 4 Leerlauf, 5 Überlaufschwelle, 6 Lüftung, 7 Zugang.

Über die zahlreichen Fassungsformen s. W. I, S. 688ff., insbesondere S. 702—706.

§ 12. Flußwasserfassungen.

Starke Schwankungen in der Wassertemperatur kommen allen Flüssen zu. Am günstigsten verhalten sich Bäche und Flüsse, deren Wasser größtenteils durch Grundwasserströme oder Quellen geliefert wird. Peinlich ist zu untersuchen, wo sich oberhalb der Fassung Wassereinflüsse in den Fluß befinden, wieviel Wasser sie führen (Mengenschwankungen!) und welcher Art dieses ist. Weitere Untersuchungen beziehen sich auf den Gehalt eines Flußwassers an Plankton, an Keimen, an Kalk-, Magnesia-, Stickstoff-, Mangan-, Chlorverbindungen, sowie an Gasen, ferner auf seine Farbe, seinen Geruch und seinen Geschmack. Weiter umfassen die Vorarbeiten (W. I, S. 549):

Längere Zeit dauernde Messungen der Pegelstände und Wassermengen, namentlich der Größt- und Kleinstwerte, der Trübungen, des Eisgangs sowie der Dauer und Häufigkeit der einzelnen Perioden.

Die Flußwasserfassungen haben mit der Entwicklung der Hygiene und der Bakteriologie an Zahl stark abgenommen. Vielleicht wird die Verbesserung der Wasserreinigungsmethoden, verbunden mit dem Zwang der Verhältnisse, in der Zukunft die Flußwasserfassungen unter geeigneten Verhältnissen wieder mehr in Aufnahme kommen lassen, vgl. die Alaun- und Ozonbehandlung des Pregelwassers in Königsberg mit ihrem glänzenden Ergebnis (Ga 1915, Nr. 13; W. II, S. 171).

Flußwasserfassungen sind anzulegen an Stellen, wo das Wasser tief und rasch dahinfließt, fern von Abwasser-einmündungen und Schiffsliegeplätzen. Der Entnahmekopf muß durch mehrfache, gut zugängliche Gitter und Seihe gegen Verlagerung durch Treibzeug und Grundeis,

sowie durch Pfähle gegen Beschädigung durch Fahrzeuge geschützt sein. Seine Tiefenlage ist abhängig von den Schwankungen des Wasserstandes. Es empfiehlt sich, die Leitungen doppelt herzustellen, um gegen Zufälle gesichert zu sein, und dafür zu sorgen, daß man verstopfte Leitungen durch Rückspülung reinigen kann. Das Wasser kann in Absitzbecken oder grobkiesigen Filtern vorgereinigt werden. Diese müssen aber gut zugänglich sein, wenn Übelstände wie in Worms (Ga 1906, S. 331) vermieden werden sollen.

Heute wird Flußwasser, allerdings mit entsprechender Reinigung, benutzt in Altona, Breslau, Magdeburg (Puechfilter, § 37), Paris (Ozonisierung, § 41), Stuttgart (Sandfilter, § 36). In Frankfurt a. M. wird Mainwasser in einem besonderen Versorgungsnetz als Nutzwasser verteilt, für Straßensprengung, Begießung öffentlicher Anlagen und größerer Privatgärten, öffentliche Pissoire und Springbrunnen, sowie für einzelne geeignete gewerbliche Betriebe. Besonders verbreitet sind Flußwasserversorgungen in den Vereinigten Staaten.

§ 13. Zisternenanlagen.

Zisternen dienen zum Auffangen bzw. Aufbewahren atmosphärischen Wassers. Etwaiger fader Geschmack läßt sich durch Einwerfen von Kalk verbessern. Die Voruntersuchungen betreffen Menge und Verteilung der jährlichen Regenfälle und des Wasserverbrauchs. Danach bestimmt sich die Größe der Auffangfläche, des Zisterneninhalts bzw. der zulässigen Abgabemengen. (W. I, S. 536.)

Eine Zisterne besteht aus Auffangfläche, Rückhalteraum für Verunreinigungen und dem eigentlichen Wasserbehälter. Zisternen müssen gegen Licht und Schmutz geschützt, dabei leicht zugänglich und zu reinigen sein. Über die Berechnung des Inhalts und weiteres vgl. W. I, S. 536.

Das Wasser der als Auffangflächen dienenden Hofflächen ist oft sehr unrein, besser ist das Wasser der Dächer, am besten dasjenige freier Teile der Erdoberfläche, vor allem kahler Felsflächen (Festung Gibraltar).

Die Fig. 30 gibt die typische Anordnung einer sogenannten amerikanischen Zisterne. Es bedeuten: 1 den Einlauf des Wassers von der Auffangfläche (Dach, gepflasterter Hof) her; 2 die evtl. mit grobem Kies als Filter gefüllte Vorkammer, welche das Wasser durchlaufen muß; 3 den Einlauf in den Behälter; 4 den Überlauf; 5 den Leerlauf mit Schieber; 6 die Einsteigöffnung; 7 das Lüftungsrohr; 8 die Entnahmeeinrichtung. Mehrere vertikale Drahtnetzzyylinder mit nach der Achse hin abnehmender

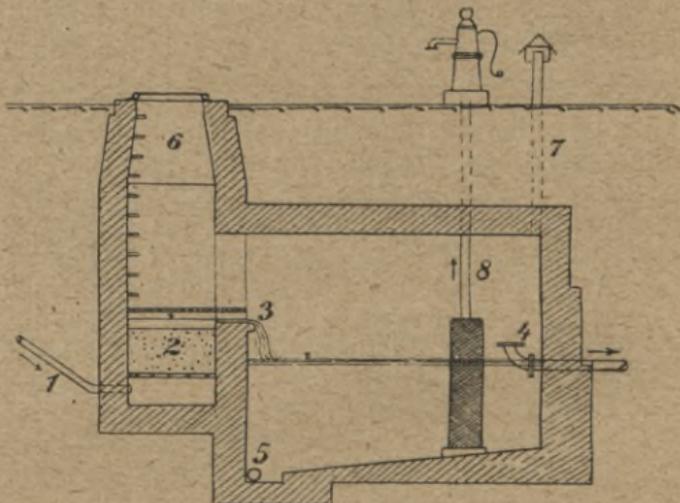


Fig. 30.

Maschenweite sind ineinander gestellt und die Zwischenräume mit Kies und Sand von nach der Achse zu abnehmender Korngröße gefüllt. In der Achse des Zylinders und damit des Filters steht das Saugrohr der Pumpe.

§ 14. Seewasserfassungen.

Größere Seebecken werden oft zur Wasserversorgung benutzt, z. B. in Konstanz, St. Gallen, Zürich, Genf, Chicago usw. Solche Wasserbeschaffung wird mit der Verbesserung unserer Wasserreinigungsmethoden sicherlich noch zunehmen (W. I, S. 537).

Die Voruntersuchungen erstrecken sich auf:

1. den Keimgehalt und das Plankton,
2. die chemischen, im Wasser gelösten Stoffe, besonders Chlor, Ammoniak und organische Stoffe, sowie Härte,
3. die Strömungen des Wassers an der Oberfläche und in verschiedenen Tiefen, die Wellenbildung,
4. die Temperatur des Wassers in verschiedenen Tiefen,
5. die allgemeine örtliche

Untersuchung der Fassungsstelle und ihrer weiteren Umgebung.

Alle diese Untersuchungen sind auf verschiedene Tiefen und die weitere Nachbarschaft der Entnahmestelle auszudehnen, ferner in allen Jahreszeiten anzustellen.

Fig. 31 gibt zwei Temperaturkurven des Bodensees, wie sie anlässlich der Vorarbeiten für die Wasserversorgung von St. Gallen aufgenommen wurden. Danach nehmen die Ausschläge der Temperaturschwankungen mit zunehmender Tiefe ab. Sie betragen z. B. in 50 m Tiefe nur noch $\frac{3}{4}$ Grad. Man wird die Entnahmetiefe so bemessen, daß die Temperaturschwankungen das zulässige Maß nicht überschreiten und die Temperatur selbst nie zu hoch oder zu niedrig wird.

Keimgehalt, gelöste Stoffe und Strömungen stehen in einer gewissen gegenseitigen Abhängigkeit. Die Entnahmestelle muß dort liegen, wohin Strömungen von bewohnten Uferstellen und von Zuflüssen nicht gelangen können; man wird auch Buchten mit starker Flora und stagnierendem Wasser vermeiden, überhaupt von den Ufern abrücken. Die Entnahmeöffnung ordnet man nicht

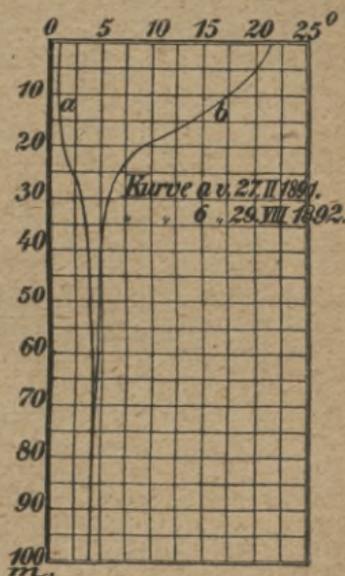


Fig. 31.

unmittelbar über der Seesohle an, weil dort das Wasser weniger rein ist als in einiger Höhe darüber. Zu vermeiden sind Stellen mit starkem Wellenschlag, der sich bis auf 10 m Tiefe bemerkbar machen kann.

So entnimmt St. Gallen sein Wasser bei Rorschach, ca. 550 m vom Ufer entfernt, 34 m unter der Oberfläche und 20 m über dem Grund des Bodensees. — Fig. 32 zeigt die Entnahmeeinrichtung der Stadt Konstanz.

Eine Entnahmeeinrichtung größter Abmessung für Chicago

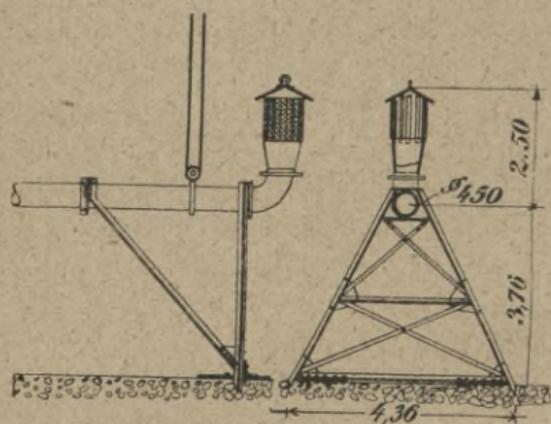


Fig. 32.

steht im Michigansee (Ga 1891 und 1892; Z. 1895). Sie besteht aus einem 13 m hohen ringförmigen Caisson von 36 bzw. 21 m Durchmesser. Das Wasser strömt durch sechs Einlaßschützen in das Innere des Caissons und von da in einem Stollen nach der Stadt. Die zunehmende Verunreinigung des Sees hat die Stadt von

1864—1892 dreimal gezwungen, die Entnahmestelle weiter in den See hinauszurücken. Ga 1909, S. 64 findet sich eine ganz ähnliche Einrichtung für Buffalo.

Um allen Ansprüchen zu genügen, wird man das Wasser, wie bei Talsperren, vor dem Gebrauch filtrieren.

Näheres s. W. I, S. 557.

§ 15. Stauweiheranlagen.

A. Vorarbeiten. Ob an bestimmter Stelle eine Sperre überhaupt gebaut werden darf, ob eine Mauer oder ein geringere Bodenpressungen verursachender Damm angezeigt ist, an welcher Stelle guter Baustein, Ton, Lehm,

Sand und Kies zu finden ist, dies wird meist zunächst unter Zuziehung eines bautechnisch bewanderten Geologen zu entscheiden sein. Die älteren Formationen bis zum Karbon sind für Errichtung von Mauern im allgemeinen günstiger als Buntsandstein, Muschelkalk, Keuper und Jura, denn die letzteren besitzen geringere Festigkeit, größere Porosität und Klüftigkeit. Im besonderen muß in der Baugrube der Lagerung der Schichten, etwaigen Verwerfungen, Verwitterungserscheinungen, Einlagerungen, Klüften, Quellaustritten und der Wasserdurchlässigkeit des Gesteins größte Aufmerksamkeit geschenkt werden. — Auch die Beckensohle ist auf Wasserdichtheit zu untersuchen ((W. I, S. 570).

Die geeignetste Form besitzt ein Tal, das bei geringster Sperrenhöhe den größten Inhalt ermöglicht. Dazu muß seine Breite an der Baustelle klein, oberhalb derselben möglichst groß sein, bei möglichst geringem Talgefälle oberhalb der Sperre.

Das Einzugsgebiet soll möglichst groß, bewaldet, hoch gelegen und bei Trinkwassersperren frei von Ansiedlungen sein; bei diesen muß der Abfluß aus etwaigem Mooregebiet und Sümpfen u. U. anderweitig abgeleitet werden.

Die hydrographischen Vorarbeiten umfassen die Bestimmung des Einzugsgebiets, der Regen-, Verdunstungs- und Abflußverhältnisse nach Menge und zeitlicher Verteilung. Diese Untersuchungen sind mehrere Jahre hindurch fortzuführen. Ihre Kenntnis zusammen mit den Zahlen für den Wasserverbrauch ergibt

Den möglichen bzw. notwendigen Inhalt des Weihers. Die Berechnung ist verschieden, je nachdem es sich nur darum handelt, Hochwasser zurückzuhalten oder eine Wasserversorgung zu bauen oder Wasser für Kraftzwecke

zu gewinnen. Die Kombination mehrerer Zwecke kompliziert die Rechnungen. Der nutzbare Weiherinhalt muß während längerer Trockenperioden den Überschuß der Entnahmemengen über die (abzüglich der Verluste) zufließenden Wassermengen zu decken vermögen. Diese Verluste, bestehend in Versickerung, Verdunstung und dem im Weiher verbleibenden eisernen Bestand, betragen pro Jahr etwa 30% des Gesamtzuflusses einer Sperre, so daß also 70% des Zuflusses nutzbar zu machen sind. Bei den älteren Sperren des Wuppergebiets hat man den Inhalt zu rund 33% des Jahreszuflusses angenommen. Diese Zahl ist für trockene Jahre, namentlich bei Kraftwassersperren, zu klein, man hat denn auch neueren Sperren einen Inhalt von etwa 65% des Jahreszuflusses gegeben. Über die Einzelheiten der Berechnung vgl. W. I, S. 574, 576.

Beschaffenheit des Talsperrenwassers. Talsperrenwasser ist zwar Oberflächenwasser und als solches nur von relativer Reinheit, muß jedoch wesentlich günstiger beurteilt werden, als Wasser aus den meisten Flüssen und manchen kleineren natürlichen Seebecken. Werden alle in Betracht kommenden Vorsichtsmaßregeln erfüllt, so kann man durch nachherige Reinigung ein weiches, kühles und auch in bakteriologischer Beziehung einwandfreies Trinkwasser erhalten (W. I, S. 75).

B. Material und Ausführung. Hölzerne Sperren kommen für Wasserversorgungszwecke nicht in Betracht. Eiserne Sperren sind bei uns bis jetzt nicht ausgeführt, dagegen werden Holz und Eisen als wasserseitige Dichtung von Dämmen in Amerika verwendet. Dämme werden auch bei uns öfter gebaut. In Frankreich hat man durch systematisches Einwalzen und Besprengen während des Schüttens in niederen Schichten ein spezifisches Gewicht

des Dammmaterials von 2000 gewonnen. In den Vereinigten Staaten werden Dämme vielfach eingeschlämmt oder aus Steinen um eine den Kern des Damms bildende Wand aus eisernen Platten geschüttet. Auch teilweise Ausführung in Trockenmauerwerk mit Holz- oder Eisenwänden kommt vor. In die Mitte des Damms legt man häufig einen Kern aus Ton, Mauerwerk oder Beton evtl. mit Metallplatteneinlage. Die Ansichten über diese Ausführungen sind geteilt. Selbst aus stark sandhaltigem Boden sind Dämme ausführbar, wenn für genügende Drainage gesorgt ist. Die Oberfläche der Dämme wird durch Steinpflaster geschützt.

Die Dammböschungen sind in der Regel mit 1:2,5 bis 1:3 geneigt, evtl. mit Bermen versehen. Für die Kronenbreite gibt Crugnola, wenn die Dammhöhe $h > 3$ m ist, die Gleichung $b = 3,0 + 0,3(h - 3)$; vgl. W. I., S. 633.

Bei Sperrenmauern verwendet man meist Bruchsteinmauerwerk in Zyklopenverband. Die Steine sollen von ein bis zwei Mann noch zu handhaben sein. Pro Maurer und Tag rechnet man auf etwa 2—5 cbm Mauerung. In Amerika werden auch Betonblöcke verwendet oder Beton mit eingeschlossenen größeren Steinblöcken. Hohe Eisenbetonmauern sind bei uns noch nicht ausgeführt.

Von größter Wichtigkeit ist die Wahl des Mörtels und seine Zubereitung. Intze verwandte stets Traßmörtel. An den Sperren von Komotau und Brüx wurde von Lueger bzw. dem Verfasser ein Mörtel aus 1 VT. Portlandzement, 1 VT. hydraulischem Kalk, 6 VT. Sand und 1,35 VT. Wasser (D. B. 1908, S. 215) benützt, der sich gut bewährt hat (W. I., S. 644).

Vollkommene Wasserdichtheit eines Mauerwerks ist, insbesondere bei hohem Wasserdruck, nicht zu erreichen. Man bringt deshalb auf der Wasserseite der Mauern be-

sondere Abdichtungen durch Teerpräparate (Inertol, Siderosthen) an, welche man durch ebene Mauern oder vorgesetzte Gewölbe schützt. Außerdem baut man nahe hinter der wasserseitigen Wand ein System eng beisammenstehender vertikaler Drains ein, welche in das Mauerwerk eingedrungenes Wasser abfangen. Gegen das von unten kommende Druckwasser und den hierdurch bewirkten Auftrieb dient in Brux ein zweites, unter der Höhe des Entnahmestollens wagrecht liegendes Drainsystem (W. I, S. 652).

Der Aushub der Baugrube muß an allen Stellen bis auf gesunden, klingenden Fels hinuntergehen. An den Talhängen erhält die Baugrube Stufenform. Etwaige Herdmauern müssen, um wirksam zu sein, sehr bedeutende Stärken erhalten. Die Bau sohle wird vor der Mauerung mit Stahlbürsten abgekratzt und gewaschen, Spalten und Löcher werden mit Zementbrei unter Druck ausgegossen, Quellen gefaßt und meist abgeleitet.

Zugleich mit dem Aushub sind zu erstellen Arbeiter-, Schlaf- und Speiseräume, Bureaus und Wohnungen für die Ingenieure, Mörtelbereitungsanlagen, Druckwasserleitung, Maschinenstationen für Steinbrecher, Sandmühlen, Beleuchtung, Bremsberge, Aufzüge und etwaige Arbeitsbahnen, neue Straßen und Wege; gleichzeitig erfolgt die Eröffnung des Steinbruchs und während des Baus die Ausrodung des Talbodens, das Abpflastern der Seeuferländer, sowie die Umpflanzung und Einschränkung des Beckens (W. I, S. 644; 655).

C. Form der Sperrenmauern. Eine durchaus befriedigende Berechnungsweise der Sperrenmauern besteht zur Zeit noch nicht.

Die naturgemäße Form einer gegen Wasser widerstehenden Mauer ist das rechtwinklige Dreieck. Sollen bei billigster Ausführung Zugspannungen ausgeschlossen sein, so muß die Resultie-

rende aus dem Wasserdruck W und dem Mauergewicht G (s. Fig. 33) durch den luftseitigen Drittpunkt gehen. Dann muß sein:

$$(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} G:W = h:b \\ \text{und} \\ G = W (h:b). \end{array} \right.$$

Ist γ_m bzw. γ_w das spezifische Gewicht des Mauerwerks bzw. des Wassers, so ist pro laufenden Meter Mauer:

$$(2) \quad G = \gamma_m \cdot \frac{bh}{2}, \quad W = \gamma_w \cdot \frac{h^2}{2}$$

$$\text{und } G = \gamma_w \cdot \frac{h^3}{2b}.$$

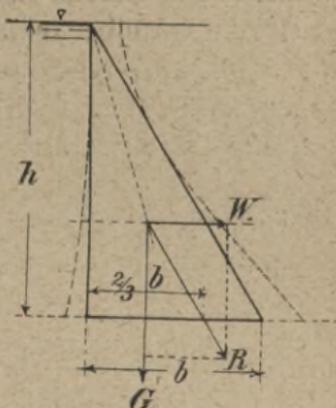


Fig. 33.

Aus den beiden Ausdrücken für G folgt:

$$(3) \quad b = h \sqrt{\gamma_w : \gamma_m}, \quad \text{woraus mit } \gamma_w = 1,0 \quad \text{und} \quad \gamma_m = 2,3 \\ b = 0,65 h$$

sich ergibt. Für einen leeren Weiher fällt die größte Kantenpressung auf die Wasserseite. Sie beträgt dann mit Gleichung (2):

$$(4) \quad K = 2G:b = \gamma_m h,$$

und man erhält als größtmögliche Tiefe einer Sperrmauer mit Dreiecksform

$$(5) \quad h = k : \gamma_m,$$

woraus mit einer behördlich zugelassenen Mauerwerkspressung von $k = 8 \text{ kg/qcm}$ sich $h = 80000 : 2300 = \text{rund } 35 \text{ m}$ ergibt. Höhere Mauern müssen also gegen Vergrößerung der Mauerwerkspressungen in ihren unteren Teilen noch mehr verbreitert werden (Fig. 34). Für Sperren bis zu etwa 50 m Höhe wird bei genauere Berechnung $b:h = 0,80 \div 0,85$ (W. I, S. 597). Der Mauerkrone wird man schon aus Bedienungs- und Verkehrsrücksichten eine gewisse Breite (von etwa 3,5 m an) geben müssen.

Neuere Untersuchungen zeigen, daß die für die Dimensionierung maßgebenden Kräfte nicht die Normalspannungen sind, sondern die längs der luftseitigen Böschung wirkenden Hauptspannungen und die mit ihnen zusammenhängenden Schubspannungen; vgl. W. I, S. 594ff.

Bei Berechnung der Mauern werden gewöhnlich nachstehende Forderungen aufgestellt (vgl. zunächst W. I, S. 585).

1. Die zuzulassenden Normalspannungen stehen in bestimmter Beziehung zu den zulässigen Schubspannungen (W. I. S. 597).

2. Zugspannungen und ganz kleine Druckspannungen dürfen nicht auftreten.

3. Die Mauerkrone soll 1,5 bis 3,5 m über der Überlaufkante hervorragen. Bei der Berechnung wird gewöhnlich der Wasserstand als bis zur Krone reichend angenommen.

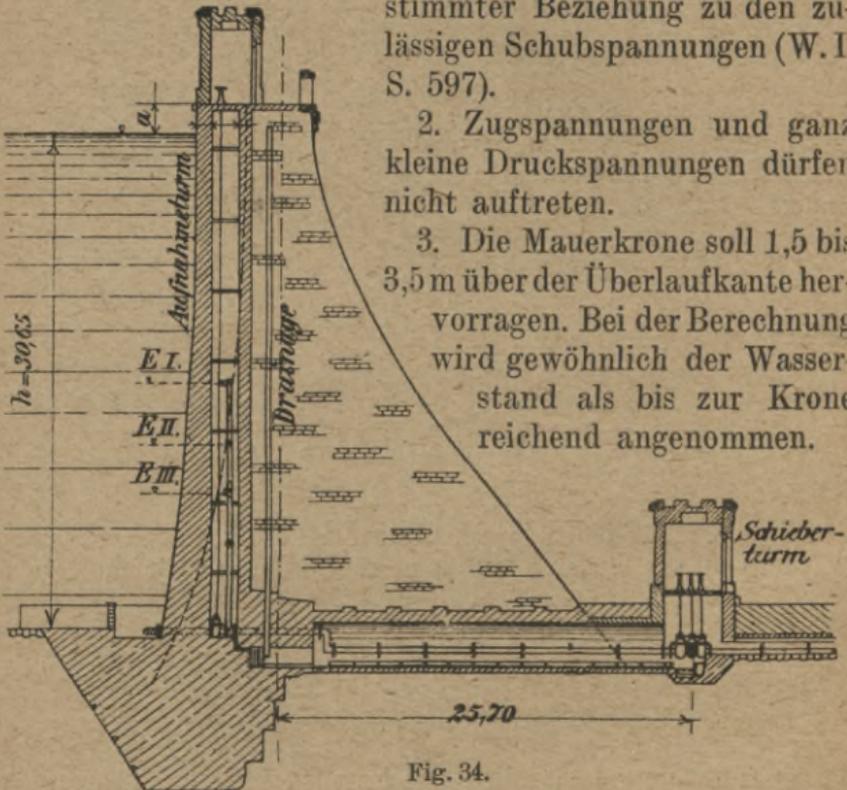


Fig. 34.

4. Die Mauern werden mit einem Halbmesser von 200 bis 400 m bogenförmig gekrümmt und die konvexe Seite gegen das Wasser gestellt, damit vertikale Risse infolge von Temperaturschwankungen verhindert sind. Diese Krümmung wird jedoch in Mitteleuropa bei der Berechnung in der Regel nicht berücksichtigt.

5. Die Mauern müssen so berechnet sein, daß ein Abschieben von einzelnen Mauerteilen infolge des Wasserdrucks nicht möglich ist.

6. Die den Bau sehr verteuernde Berücksichtigung des Wasserunterdrucks auf das Mauerfundament ist bei gehöriger Mauerdrainage überflüssig (W. I, S. 605).

Die beiden folgenden Figuren zeigen charakteristische Mauerprofile, Fig. 34 und 35, die Talsperre von Komotau (Lueger) ohne Berücksichtigung des Wasserunterdrucks oder „Auftriebs“ mit vertikalem Entnahmeturm,

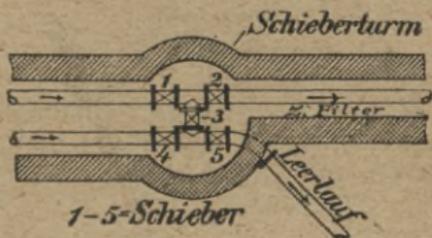


Fig. 35.

Fig. 36 diejenige von Markklissa am Queiß (Intze) mit Berücksichtigung des „Auftriebs“ und mit Erdhinterfüllung.

D. Ausstattung der Sperren (W. I, S. 660).

1. Entnahmevorrichtung. Sie besteht bei Wasserversorgungssperren meist aus einem im Wasser senkrecht stehenden Entnahmeturm (Fig. 34), in dem ein Standrohr mit mehreren Schiebern zur Entnahme (E-I-III, Fig. 34) aus verschiedenen Tiefen steht. Dies kann notwendig werden, wenn man stets klares, kühles Wasser erhalten will.

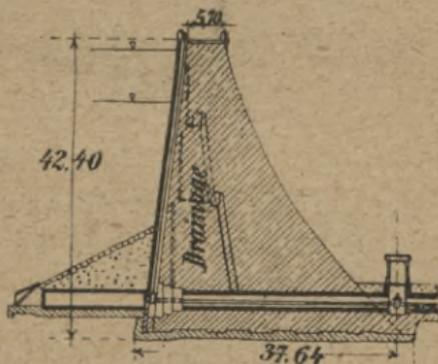


Fig. 36.

2. Leerlaufvorrichtung. Sie soll reichlich groß sein, damit schnelle Entleerung einer Sperre möglich ist. Andererseits hat man auf die Leistungsfähigkeit des Ablaufgerinnes Rücksicht zu nehmen. Leerlauf- und Entnahmevorrichtung legt man am billigsten durch den Fuß der Mauer und dichtet hierdurch einen Mauerwerkspropf (Fig. 36) oder führt sie am besten um die Mauer herum durch die Felsen der Talhänge.

3. Überlauf. Man legt ihn entweder auf die Mauerkrone, so daß das Überlaufwasser an der Luftseite der Mauer herabrinnt, oder das Ufer entlang hinter die Mauer. Auch vertikale Überfalltrichter (Z. 1906, S. 944) kommen vor, ebenso Heber als Überfälle.

Die geraden Überfälle berechnet man am einfachsten nach der Formel:

$$Q = 1,8 b h^{3/2},$$

wo Q die Überlaufmengen in cbm/sek, b die Breite und h die Höhe des Überfallstrahls in Metern bedeuten. Übergroße Vorsicht ist an diesem wichtigsten Bauteil kein Zeichen von Schwäche.

4. Einlauf. Um zu verhindern, daß Sinkstoffe in die Becken gelangen, ordnet man oft am Einlauf kleine Vorbecken mit Stauwerken an (W. u. A. I, S. 475).

5. Weitere Ausstattung. Hierzu gehören selbsttätige Wassermess- und Pegelapparate, Fernsprecher, Alarmvorrichtungen, Grundwasserbeobachtungsbrunnen unterhalb der Sperre; ferner ein meist im Wärtergebäude untergebrachtes Bureau, evtl. mit Laboratorium für Wasseruntersuchungen (W. I, S. 675).

6. Über die Kosten von Talsperrenanlagen vgl. W. I, S. 676.

Literatur zu Kapitel II: 1, 4, 7, 11, 14, 15, 18—22, 27—32, 34, 38, 39, 42, 43, 46, 49, 51.

Kapitel III.

Hebung des Wassers.

§ 16. Die Betriebsanlage.

1. Die Lage eines Pumpwerks wird bestimmt durch: a) den Ort der Fassungs-, Reinigungs- und Hochbehälteranlagen, sowie der zu versorgenden oder anderer Ortschaften; b) die Erweiterungsmöglichkeit der Anlagen; c) die Sicherheit und Bequemlichkeit des Betriebs; d) die Nähe von Straßen- und Eisenbahnen; e) die Nähe eines Flusses, wegen Wasserkraftgewinnung oder wegen seines Hochwassers, nach dessen Höhe sich unter Umständen auch die Höhenlage des Pumpwerks richten muß; schließlich durch f) vergleichende Berechnungen der Bau- und Betriebskosten (W. II, S. 197).

2. Die Bestandteile einer Betriebsanlage sind:

a) Das Maschinenhaus. Es besteht aus einem oder mehreren luftigen, hellen, für Erweiterungen ausreichen-

den, mit weiten Türen versehenen Räumen für die Pumpen und sonstigen (Licht-) Maschinen. Meist wird von Anfang an ein Laufkran eingebaut. Eine Werkstätte sollte nie fehlen, bei größeren Anlagen auch ein Ölkeller nicht. Der Pumpenkeller sei bequem zugänglich, geräumig, gut zu entwässern und zu beleuchten. Hiergegen ist viel gesündigt worden (W. II, S. 200).

b) Das Kesselhaus liege möglichst nahe am Maschinenhaus, damit die Dampfleitungen kurz und die Abkühlungsverluste gering werden. Wichtig sind reichlicher Raum vor den Kesseln, große Türen, um die Kessel ein- und ausführen zu können, bei größeren Anlagen Aufenthalts- und Waschräume für die Arbeiter. In der Nähe von Grundwasserfassungen müssen die Abortanlagen unbedingt dicht sein (Tonnensystem) (W. II, S. 202).

c) Der Kohlenschuppen schließt sich am besten unmittelbar an das Kesselhaus an; wenn möglich, erhält er Geleiseanschluß, wenn nicht, eine Bodenwage. Seine Größe ist evtl. mit Rücksicht auf Streiks und zeitweilige Unzugänglichkeit des Pumpwerks (Überschwemmungen) zu bemessen. Die Kohle geht in Rollwagen auf Schienen über automatische Wagen vor die Kessel, oder diese werden aus Bunkern direkt beschickt (W. II, S. 203).

d) Das Beamtenwohnhaus ermöglicht es, das Personal stets zur Hand zu haben, und ist bei abgelegenen Werken durchaus notwendig. Es enthält evtl. auch ein Bureau, und ein Laboratorium des Betriebsingenieurs.

e) Ein Geräte- und Lagerschuppen nebst einem Rohrlagerplatz sind meist notwendig. Etwas Gartenland wird die Angestellten ans Werk fesseln und zur Erhaltung eines tüchtigen Arbeiterstamms beitragen.

3. Betriebskraft. Verwendet werden Motoren für Dampf, Gas, Öl, Wasser und Elektrizität, sowie neuer-

dings bei kleineren Anlagen oft Windräder. Wesentlich ist rasche Betriebsbereitschaft. Sie erfordert bei Dampf- anlagen 1—1½ Stunden, bei Sauggasanlagen 30—40 Minuten, bei Leuchtgas-, Öl-, Wasserkraft-, Wind- und elektrischen Anlagen 3—10 Minuten. Auch eine gewisse Überlastungsfähigkeit der Anlagen ist notwendig. Bei Gas- motoren beträgt sie dauernd nur 10—12% über die Normalleistung, bei Dieselmotoren für kurze Zeit 20%. Am größten ist sie bei Dampfmaschinen.

Bei der Entscheidung, welche Betriebskraft zu verwenden ist, sind zu berücksichtigen: Ankaufspreis, Betriebs-, Bedienungs-, Abschreibungs-, Unterhaltungs- und Brennstoffkosten, die Sicherheit und Bequemlichkeit des Betriebs, sowie etwa schon vorhandene Maschinen oder verfügbare Energiearten, z. B. das Vorhandensein eines Gas- oder Elektrizitätswerks, vgl. WE. S. 3; W. II, S. 234.

4. Sicherheit und Bequemlichkeit des Betriebs. Sie werden gefördert durch Übersichtlichkeit, Zugänglichkeit, Geräumigkeit und Helligkeit in allen Teilen. Direkte Kupplung von Maschinen und Pumpen bewahrt vor Betriebsstörungen durch Abfallen von Riemen. Übersichtliche Anordnung aller Kontrollapparate, Wasserstands- zeiger, Manometer, Vakuummeter erleichtert den Betrieb; sorgfältige Buchung der Betriebszeiten, Umdrehungs- zahlen, Absenkungen macht ihn übersichtlich und ermöglicht rationelles Vorgehen. Zahlreiche Reserveteile in angebauter Werkstatt, Laufkrane, Reservemaschinen verkürzen unfreiwillige Betriebsunterbrechungen (W. II, S. 218, 290).

5. Selbsttätiger Betrieb. Vielfach läßt man elektrisch angetriebene Pumpen automatisch ein- und ausschalten, entweder zu bestimmter Zeit oder bei bestimmten

Wasserständen im Reservoir. Hierher gehören Anlagen für ganze Orte und Ortsteile, wie die Schevenschen Delphinpumpwerke, und die Hauswasserversorger zahlreicher Firmen. Bei ersteren wird das Wasser durch zwei oder mehr Pumpen der Fassung entnommen und in einen Windkessel gedrückt. Dieser besitzt für jede Pumpe einen besonderen durch den Druck im Windkessel betätigten Schaltapparat. Sinkt der Druck durch Entnahme von Wasser, so laufen nach Bedarf eine evtl. zwei und mehr Pumpen an und werden beim Aufhören der Entnahme ebenso wieder ausgeschaltet (W. II, S. 211).

6. Betriebsdauer. Die Betriebsdauer ist abhängig von der Maschinenleistung, dem Behälterinhalt und den Verbrauchsschwankungen. Von bedeutendem Einfluß sind Brandfälle, Rohrbrüche, Defekte an Hochbehältern und einzelnen Maschinen (W. II, S. 219).

Kleinere Werke sind für 6—8stündige Pumpdauer, größere für 16stündige (inkl. Putzen) einzurichten. Mit der Zeit kann die Betriebsdauer bei großen Werken mit drei Schichten bis zu 24 Stunden zunehmen. Nachtschichten können bisweilen mit vermindertem Personal geleistet werden. Ob man bei größeren Werken mit einer oder zwei Schichten beginnen muß, entscheiden Betriebs-

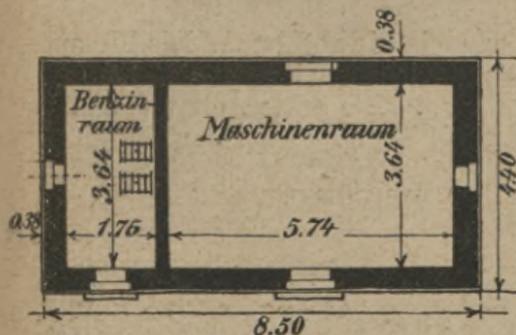


Fig. 37.

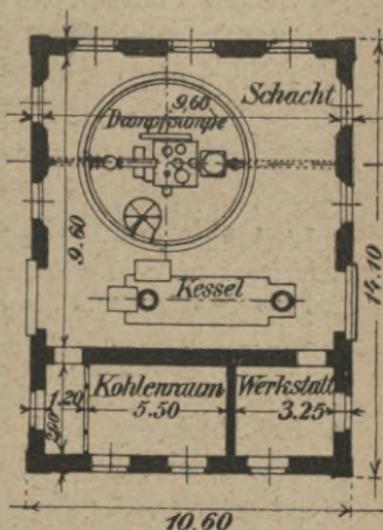


Fig. 38.

kostenberechnungen, die örtlichen Verhältnisse und die Größe des ersten Ausbaus (W. II, S. 218).

Die Figuren geben Beispiele für die Anordnung von Pumpwerken. Fig. 37 zeigt ein kleines durch Benzinmotor angetriebenes Pumpwerk, wie man es für einen Einzelbrunnen anwenden kann. Fig. 38 zeigt das Pumpwerk der Stadt Lahr (Ga 1904, S. 639) mit

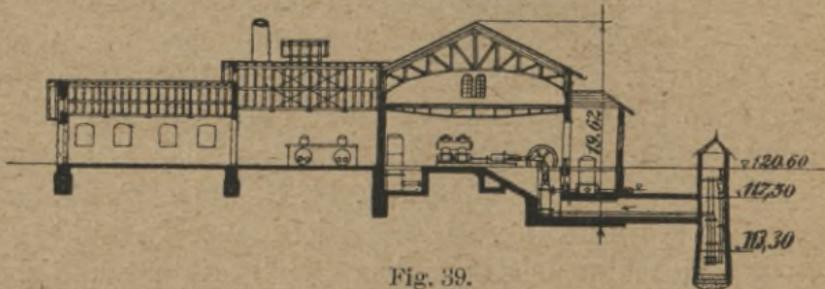


Fig. 39.

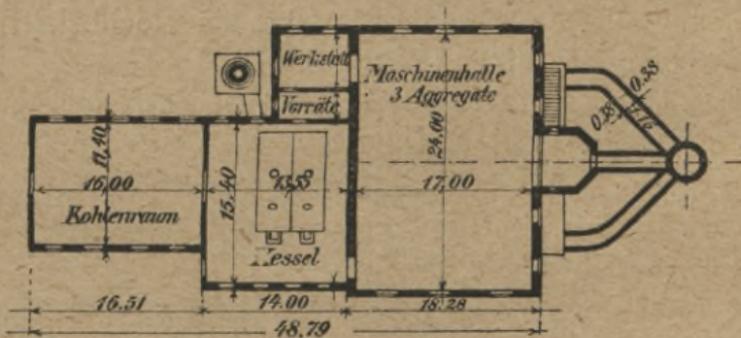


Fig. 40.

Aufstellung von Kessel und Pumpe in einem Raum. Die Pumpe steht wegen des tiefen Wasserstandes in einem Schacht. Werkstatt und Kohlenraum sind angeschlossen. Die dritte Anlage (Fig. 39 und 40) stellt einen Typus dar, wie ihn A. Thiem öfters zur Anwendung brachte. Aus einem Sammelbrunnen saugen in einem Schacht stehende Vorpumpen und drücken das Wasser nach einer in der Abbildung nicht dargestellten Enteisungsanlage, aus deren Reinwasserbehälter es durch die in Flurhöhe stehenden Hauptpumpen angesaugt und nach dem Hochbehälter gedrückt wird. Vor- und Hauptpumpen sind zusammengekuppelt (W. II, S. 200, 208).

§ 17. Maschinen und Pumpen.

Maschinen und Pumpen sollen erstklassiges Erzeugnis, einfach, übersichtlich und auch während des Ganges leicht zugänglich sein. Das Auswechseln einzelner Teile und das Freilegen der Ventile soll bequem und rasch erfolgen können. • Einfache (Zentral-) Schmierung, gleichförmiger Gang auch bei Steigerung der Umdrehungszahl, vorzügliche Regulierfähigkeit z. B. bei Druckrohrbrüchen oder Abreißen der Saugwassersäule sind unbedingtes Erfordernis (W. II, S. 234, 282).

Gute Kolben- und Plungerpumpen arbeiten wohl mit manometrischen Saughöhen von 7,5—8 m, beim Projektieren sollte man jedoch über 5,5—6,0 m nicht hinausgehen. Eventuell sind also die Pumpen in einem Schacht aufzustellen (W. II, S. 286).

Neben den normalen Kolben- und Plungerpumpen gewannen in neuerer Zeit besonders schnellaufende Pumpen und insbesondere neuestens die Hochdruckzentrifugalpumpen wachsende Bedeutung (W. II, S. 310).

Zur Wasserförderung aus größeren Tiefen kommen die Gestängepumpen, z. B. von Weise und Monski in Halle, und die Preßluftpumpen (vgl. Sammlung Göschen, Bd. 290, S. 106), z. B. von Borsig („Mammutpumpen“), in Betracht. Erwähnt sei noch die hydraulische Luftpumpe Patent Scholl zur automatischen Ent- und Belüftung von Saug- und Heberleitungen bzw. Druckwindkesseln (Böckel & Co., Mannheim) (W. II, S. 316).

Saugleitungen. Sie sollen in möglichst schlanker Linie, mindestens mit kleiner Steigung zur Pumpe führen. Die Wassergeschwindigkeit in ihnen soll 0,7—0,9 m im

allgemeinen nicht überschreiten. Unmittelbar vor der Pumpe liegt in der Regel ein Saugwindkessel zur Milderung von Ungleichmäßigkeiten und Stößen der Wasserbewegung und um die mit dem Wasser ankommende Luft aufzunehmen. Sein Volumen muß gleich dem 10- bis 20fachen Hubvolumen der Pumpe sein. Ergibt die Berechnung eine unzulässige Größe des Windkessels, so kommt die Anwendung einer Heberleitung in Frage (W. II, S. 495).

Eine bequeme hydraulische Wasserfördermaschine stellt der hydraulische Widder oder Stoßheber (W. II, S. 318) dar.

Das mit der Druckhöhe H ankommende Triebwasser läuft durch Öffnungen im Sperrventil V_1 . Dabei hebt sich dieses und stößt an die konische Decke, wodurch die Öffnungen von V_1 verschlossen werden. Der so hervorgerufene Wasserstoß bewirkt Heben des Ventils V_2 und Eindringen von Wasser in den Windkessel W und die Druckleitung zum Reservoir R_2 . Der dort vergrößerte Druck verzögert wieder die Wassergeschwindigkeit. Dadurch fallen V_1 und V_2 in ihre ursprüngliche Lage zurück und das Spiel beginnt von neuem.

Die gesamte Widerstandshöhe in der Triebwasserleitung, am Schlagventil und in der Steigleitung muß möglichst klein sein, was durch geeignete Wahl der Leitungslängen, Durchmesser und der Ventilbelastung geschieht. Das betriebsfertige Aufstellen der Widder, die neuerdings schon bei der Wasserversorgung ganzer Ortschaften Verwendung finden (vgl. W. u. A. I, S. 273), sollte der liefernden Firma überlassen bleiben.

Im übrigen gelten folgende Sätze:

1. Man verwende in der Triebwasserleitung Flußeisenrohre mit bester Dichtung, möglichst geradeliegend auf Schwellen, unverrückbar fest gelagert, ohne Öffnung oder Windkessel.

2. Ist der Triebrohrquerschnitt zu groß, so bleibt der Widder wegen zu geringer Wassergeschwindigkeit bei geschlossenem Schlagventil stehen.

3. Das Sperrventil sei dicht schließend, das Schlagventil unbelastet.

4. Die Zahl der Ventilschläge soll bei stets gefüllter Triebwasserleitung so reguliert sein, daß $Q-q$ ein Minimum wird.

Die Fördermenge eines Widders nimmt man bisweilen (vgl. Fig. 41 und W. II, S. 323) an zu:

$$q = \left[0,9 \frac{H}{h+H} - 0,16 \sqrt{\frac{H}{h+H}} \right] \cdot Q.$$

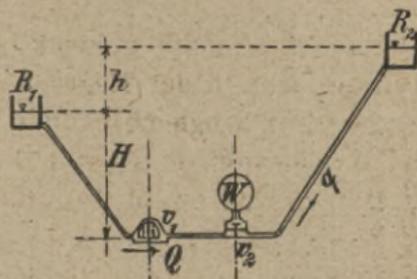


Fig. 41.

§ 18. Arbeitsbedarf und Arbeitskosten.

Es sollen in Metern bedeuten (vgl. Fig. 42) (W. II, S. 227,234):

h_1 die geodätische Saughöhe,
 h_1 die manometrische Saughöhe, abzulesen am Vakuummeter des Saugwindkessels,

h_2 die Differenz zwischen den Spiegelhöhen im Saug- und Druckwindkessel,

h_3 die geodätische Druckhöhe,
 h_4 den Druckhöhenverlust durch Reibung in der Leitung;

dann ist die manometrische Gesamtförderhöhe:

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4.$$

Bei einer Fördermenge von Q cbm in der Sekunde ist demnach der sekundliche Arbeitsaufwand einer Pumpe in gehobenem Wasser gemessen $N' = QH$ Sekundenmetertonnen oder unter Berücksichtigung eines Gesamtwirkungsgrads η :

$$N = \frac{1000 Q H}{\eta \cdot 75} = \frac{40}{3 \eta} \cdot Q H \text{ Pferdekraften (effektiv).}$$

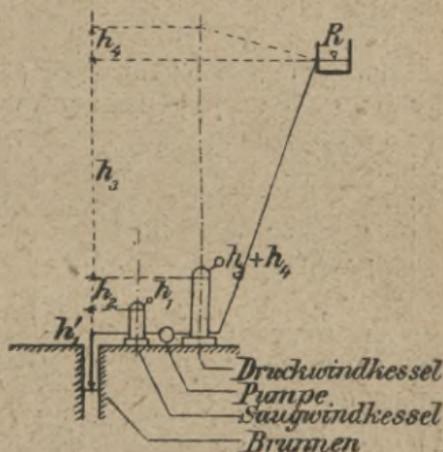


Fig. 42.

Wichtige Wirkungsgrade bei Pumpwerken sind (W. II, S. 232):

| | | |
|-------------------------------|------------------------|-----------------|
| für Kolbenpumpen | $\eta_p = 0,8 - 0,88$ | im Mittel: 0,84 |
| „ Zentrifugalpumpen | $\eta_p = 0,7 - 0,8$ | „ „ 0,75 |
| „ Riemantriebe | $\eta_r = 0,90 - 0,95$ | „ „ 0,92 |
| „ Elektromotoren | $\eta_e = 0,88 - 0,92$ | „ „ 0,90 |
| „ Transformatoren | $\eta_t = 0,95 - 0,97$ | „ „ 0,96 |

Theoretisch braucht man für 1 PS-Stunde = $75 \cdot 3600 = 270\,000$ mkg oder $270\,000:427 = 632$ WE.

Außer den in der Tabelle berechneten Kosten sind noch zu berücksichtigen (vgl. WE., S. 27) (NB! Vorkriegspreise):

Die Verzinsung, Abschreibung, Unterhaltung, die Bedienungskosten (ca. 1200—1500 Mk. pro Maschinist); die Kosten von Putz- und Schmiermaterial (im Mittel etwa 0,04 Mk. pro effektive PS-Stunde); die Kosten für Wasserersatz, Beleuchtung, Heizung, Verwaltung, Steuern usw. (WE., Abschn. I).

§ 19. Wirtschaftlicher Durchmesser von Druckleitungen.

Damit der Durchmesser einer Druckleitung ein wirtschaftlicher sei, müssen die Jahreskosten für Betrieb, Verzinsung, Abschreibung und Unterhaltung der Leitung und des zur Überwindung der Reibungswiderstände (h_4 , siehe Fig. 42) dienenden Teils der Maschinen ein Minimum sein (W. II, S. 510).

Es bedeute:

Q die Pumpenleistung in Kubikmetern pro Sekunde,

D und L in Metern Durchmesser und Länge der Leitung, welchen die Leitungskosten $K = n DL$ proportional sind,

$h = \frac{L}{D^5} \cdot \frac{Q^2}{400}$ nach Dupuit die Reibungswiderstandshöhe in der Leitung, ferner

K_m Verzinsung, Abschreibung und Unterhaltung ($p_m\%$) des zur Überwindung der Reibungswiderstände dienenden Teils der Maschinen (p_m i. M.: $4,5 + 7,0 + 0,5 = 12,0\%$),

K_r dasselbe für die Rohrleitung (p_r i. M.: $4,5 + 2,0 + 0,5 = 7,0\%$),

K_b die reinen jährlichen Betriebskosten (Personal, Brennmaterial, Putz- und Schmiermittel),

m den Maschinenpreis pro 1 Sekundenmetertonne geleisteter Arbeit,

k die Kosten von 1 Metertonne geleisteter Arbeit,

t die tägliche Betriebsdauer in Stunden,

so erhält man:

den Maschinenpreis für die sekundliche Arbeit $Q \cdot H$ in Metertonnen

$$m Q H = m \cdot \frac{L}{D^5} \cdot \frac{Q^3}{400},$$

§ 20. Über Garantievversuche.

Die Vornahme von Garantievversuchen erfolgt am besten, nachdem die Maschinen und Pumpen einige Monate im Betrieb gewesen sind; sie erstreckt sich auf:

1. tadellosen Gang der Anlage auch bei zeitweiliger Überlastung, volle Regulierfähigkeit;

2. Güte des Materials und der Ausführung;

3. sachgemäße Anordnung der einzelnen Teile und bequeme Zugänglichkeit derselben;

4. die garantierte Leistung in Metertonnen pro Kilogramm Kohle, ausgedrückt lediglich in Fördermenge und manometrischer Förderhöhe ohne Abzug der Leistung etwaiger Hilfspumpen;

5. die garantierte Verdampfung der Kesselanlage.

Die zur Verbrennung kommende Kohle wird im Kesselhaus gewogen. Ihr Heizwert wird aus Proben ermittelt, die gleichmäßig während der ganzen Versuchsdauer entnommen werden. Der Dampfverbrauch der Maschinen wird gemessen durch Abwiegen des Kesselspeisewassers in geeichten Gefäßen. Hiervon wird nur dasjenige Kondenswasser abgezogen, welches vom Kessel bis zum Dampfeintrittsventil abgeschieden ist, soweit es nicht zum Kessel zurückgeführt wird. Durch diese Maßnahme gilt die Voraussetzung der Zuführung trockenen Dampfes als erfüllt. Solange der Maschinenfabrikant keinen Einspruch erhebt, gelten die Kessel für die Maschinenversuche als dicht und ihr Betrieb als einwandfrei.

Als Meßgefäße für die Pumpenleistung dienen am einfachsten Hochbehälter oder Reinwasserbehälter. Diese und die Leitungen werden vorher auf Dichtigkeit geprüft, die Behälter außerdem geeicht.

Die Versuche zerfallen in der Regel in einen Vorversuch von etwa 5 und einen bzw. zwei Hauptversuche von etwa 10 Stunden Dauer. Die Ablesung der Wasserspiegel, Manometer, Vakuummeter und der Tourenzähler hat mindestens alle 20 Minuten zu erfolgen. Die Meßapparate sind vor Beginn evtl. auch während der Versuche zu prüfen, Fehler der Apparate sind durch möglichst frühzeitige Besprechung festzustellen und zu berücksichtigen.

Beim Vorversuch wird der volumetrische Wirkungsgrad der Pumpen (W. II, S. 229, 232) bestimmt durch Messung des Hubs, des Plunger- oder Kolbendurchmessers, sowie der Umdrehungszahlen und der geförderten Wassermengen.

Aus den in kurzen Zwischenräumen erfolgenden Messungen der Größen h_1, h_2, h_3, h_4 , vgl. § 27, sowie der sekundlichen Fördermenge Q und des Dampf- bzw. Kohlenverbrauchs u in Kilogramm

erhält man schließlich für jeden einzelnen Zeitabschnitt die Leistung der Anlage auf 1 kg Dampf bzw. Kohlen

$$N = \frac{Q(h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}{u}$$

in Metertonnen.

Etwaige für günstigen Dampfverbrauch ausgesetzte Prämien sollten nur ausbezahlt werden, wenn die Anlage in allen zu Anfang des Paragraphen erwähnten Punkten den Anforderungen entspricht (W. II, S. 257).

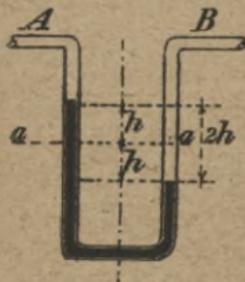


Fig. 43.

Anmerkung. Ein Behelfsmanometer, wie man es häufig braucht, stellt man sich aus einer U-förmig gebogenen Glasröhre her (s. Fig. 43). In dieser Röhre möge sich eine Quecksilberfüllung unter beiderseitigem Atmosphärendruck nach der Horizontalen *a—a* einstellen. Schließt man die Röhre bei *A* an einen Raum mit Unterdruck oder bei *B* an einen Raum mit Überdruck an, so mögen sich die beiden Menisken um $2h$ mm voneinander entfernen. Dann ergibt sich hieraus bei einem spezifischen Gewicht des Quecksilbers von 13,5956

eine Saug- bzw. Druckspannung in dem angeschlossenen Raum von

$$H = \frac{2h \cdot 13,5956}{1000} = 0,027h$$

Meter Wassersäule. 1 m Wassersäule ist gleich 0,07355 m Quecksilbersäule. Bei kleinen Über- bzw. Unterdrücken kann man die Röhre auch mit (gefärbtem) Wasser füllen.

Literatur zu Kapitel III: 3, 4, 7, 17—19, 30, 41, 43—50.

Kapitel IV.

Aufbewahrung des Wassers.

§ 21. Allgemeines.

Die Vorrichtungen zur Aufspeicherung des Wassers haben den Zweck, zwischen Zuführung und Entnahme zu vermitteln und eine gewisse Wassermenge für Betriebsunfälle oder ungewöhnlich großen Verbrauch aufzube-

wahren. Über die Lage der Behälter zum Versorgungsgebiet vgl. Kapitel V. Oft sind mehrere Behälter vorzusehen.

Die einfachste Form eines Behälters sind die Windkessel, sie werden für kleine Anlagen öfters verwendet. — Standrohre sind vertikale Rohre mit relativ kleinem Wasserinhalt, welche allzu große Druckschwankungen verhindern sollen. Sie werden häufig in Nordamerika, auch mit großen Durchmessern in Eisen oder Eisenbeton, erbaut. — In manchen Fällen kann man Leitungen zu Stollen erweitern und diese als Stollenbehälter benützen.

Im übrigen sind zu unterscheiden: Wasserbehälter ohne und mit Stützen. Erstere liegen im Boden und heißen Hochbehälter schlechtweg, letztere stehen auf steinernen oder eisernen Unterbauten und heißen Wassertürme. Sie finden Anwendung, wo natürliche Erhebungen in der Nähe des Versorgungsgebiets fehlen (vgl. W. II, S. 335).

§ 22. Inhalt der Behälter.

a) Hochbehälter. Im Durchschnitt ergibt sich für deutsche Städte von 30—75000 Einwohnern ein Hochbehälterinhalt von 50—80, i. M. von 70 l pro Kopf der Bevölkerung, das sind ca. 45% des maximalen Tagesbedarfs. Meist macht man hierzu bei kleineren und mittleren Verhältnissen noch einen Zuschlag für Feuerlöschzwecke, den man aus der mutmaßlichen Dauer eines Brandes und der Zahl der nötigen Strahlrohre nebst ihrer Liefermenge berechnen kann. Man kommt dann auf einen Höchstinhalt etwa gleich dem mittleren Tagesbedarf. Stets ist der Behälterinhalt lieber reichlich als zu knapp zu bemessen. Bei kleinen Verhältnissen und abgelegenen Pumpwerken, z. B. von Gruppenversorgungen, gibt man den Be-

hältern einen Inhalt gleich dem 2—4-, ja 5fachen Tagesbedarf (W. II, S. 344).

b) Wassertürme. Wegen der hohen Baukosten ist hier eine sparsamere Inhaltsberechnung notwendig. Man kann ausgehen von dem anderwärts unter ähnlichen Verhältnissen ermittelten Verbrauch bzw. Zufluß jeder Tagesstunde, welchen man je in Prozenten der Tagessumme ausdrückt. Die Rechnung geschieht, wie es das folgende Beispiel für zehnstündigen Pumpbetrieb zeigt:

| Zeit | | Angenommener Verbrauch % | Zufluß durch die Pumpen % | Behälterinhalt | |
|-------------|-----|--------------------------------|---------------------------------|----------------|-------------|
| von | bis | | | Abgang % | Zugang % |
| 12 | 1 | 2 | 0 | 2 | 0 |
| 1 | 2 | 1 | 0 | 1 | 0 |
| 2 | 3 | 0,5 | 0 | 0,5 | 0 |
| 3 | 4 | 0,5 | 0 | 0,5 | 0 |
| 4 | 5 | 0,5 | 0 | 0,5 | 0 |
| 5 | 6 | 2 | 0 | 2 | 0 |
| 6 | 7 | 3 | 10 | 0 | 7 |
| 7 | 8 | 3 | 10 | 0 | 7 |
| 8 | 9 | 4 | 10 | 0 | 6 |
| 9 | 10 | 4 | 10 | 0 | 6 |
| 10 | 11 | 6 | 10 | 0 | 4 |
| 11 | 12 | 8 | 10 | 0 | 2 |
| 12 | 1 | 10,5 | 10 | 0,5 | 0 |
| 1 | 2 | 9 | 10 | 0 | 1 |
| 2 | 3 | 8 | 10 | 0 | 2 |
| 3 | 4 | 4 | 10 | 0 | 6 |
| 4 | 5 | 3 | 0 | 3 | 0 |
| 5 | 6 | 3 | 0 | 3 | 0 |
| 6 | 7 | 7 | 0 | 7 | 0 |
| 7 | 8 | 7,5 | 0 | 7,5 | 0 |
| 8 | 9 | 4,5 | 0 | 4,5 | 0 |
| 9 | 10 | 4 | 0 | 4 | 0 |
| 10 | 11 | 3 | 0 | 3 | 0 |
| 11 | 12 | 2 | 0 | 2 | 0 |
| 24 Stunden: | | 100% | 100% | 41% | 41% |

Diese 41% sind die Ausgleichsmenge (fluktuierende Tagesmenge), welche der Behälter fassen muß. Sie nimmt ab mit wachsender Zeit des Zuflusses (Betriebsdauer). Für eine Stadt von 20000 Einwohnern mit 100 l maximalem Tagesverbrauch wäre also der notwendige nutzbare Behälterinhalt nach obigem Beispiel:

| | |
|---|----------|
| Zunächst $(0,41 \cdot 20000 \cdot 100):1000 =$ | 820 cbm, |
| hierzu zur Sicherheit und für Feuersgefahr rund | 180 „ |

also gesamtener nutzbarer Inhalt: 1000 cbm.

Vgl. W. II, S. 339.

§ 23. Anordnung und Ausstattung der Behälter.

Die größte Wassertiefe eines Behälters nimmt man gewöhnlich zwischen 3,0 und 4,5 m an und berechnet danach bei gegebenem Inhalt die erforderliche Grundfläche. Das günstigste Verhältnis der beiden Seiten rechteckiger Behälter von n Kammern ist (vgl. Fig. 44 und W. II, S. 352):

$$x = \frac{n+1}{2n} \cdot y.$$

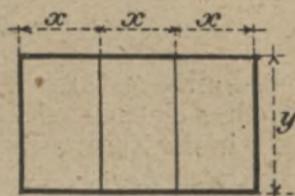


Fig. 44.

Neuerdings setzt man gerne Leitwände (evtl. aus Eisenbeton) in die Behälter, um das Wasser zum Durchströmen des ganzen Behälters zu zwingen, weil so die Entstehung von Bakterienherden in den Behälterecken verhindert wird.

Die folgenden Grundrißskizzen geben typische Fälle der Rohrführung. Es bedeuten:

- Z die Zuflußleitung,
- F die Fallrohrleitung nach dem Versorgungsgebiet,
- 1 die Einlaufleitung,
- 2 den Einlaufschieber,
- 3 das Standrohr in der Einlaufleitung,
- 4 die Auslaufleitung,
- 5 den Auslaufschieber,
- 6 die Verbindung zwischen Ein- und Auslaufleitung (Umlaufleitung),
- 7 den Überlauf,
- 8 den Leerlauf mit Leerlaufschieber,

Fig. 45 zeigt nun einen zweikammerigen Hochbehälter vor dem Versorgungsgebiet mit getrenntem Zu- und Ablauf, Fig. 46 einen zweikammerigen Hochbehälter hinter dem Versorgungs-

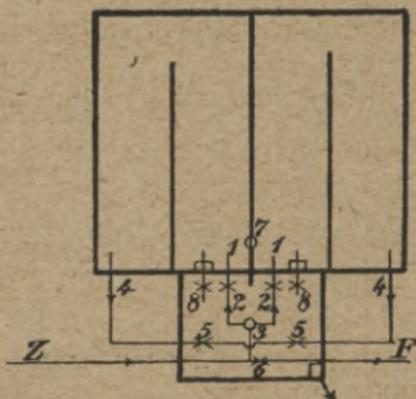


Fig. 45.

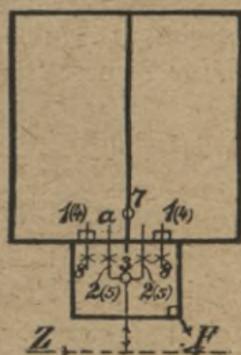


Fig. 46.

gebiet mit gemeinsamer Zu- und Ableitung. Denkt man sich den Behälter einkammerig, die Zu- und Abflußleitung getrennt und bei a in der Zuleitung eine Rückschlagklappe, so kann man auch hier durch Anordnung einer Leitwand statt der Trennungswand Durchfluß durch den Behälter erzeugen. Fügt man aber zu der gemeinsamen Zu- und Abflußleitung noch die Leitung $Z-F$, so kann man eine derartige Behälteranordnung auch vor dem Versorgungsgebiet anwenden.

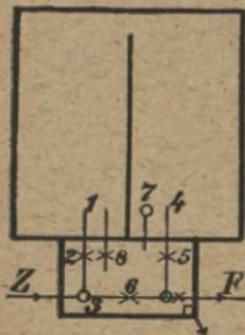


Fig. 47.

Fig. 47 zeigt schließlich einen einkammerigen Hochbehälter vor dem Versorgungsgebiet.

Die Ausstattung der Behälter besteht aus folgenden Teilen (Fig. 45—47 und 48 und W. II, S. 368):

a) Die Einlaufleitung (1), meist mit Schieber (2) versehen, mündet so hoch über der Behältersohle, daß kein Schlamm aufgewirbelt werden kann, 15 cm genügen hierzu. Vorteilhaft ist vor dem Einlaßschieber ein Standrohr (3) mit Oberkante in Höhe des Überlaufs.

b) Die Auslaufleitung (4) mit Schieber (5) nebst einer Verbindungsleitung (6) zwischen Ein- und Auslaufleitung, damit der Behälter ausgeschaltet werden kann.

c) Der Überlauf (7) verhindert zu hohe Füllung der Behälter. Er soll nicht zu eng sein und kann bei mehrkammerigen Behältern für je zwei Kammern gemeinsam in der Zwischenwand angeordnet werden, s. Fig. 45, 46, 48.

d) Der Leerlauf (8) beginnt mit einem Schieber im tiefsten Punkt des Behälters evtl. in kleinem Sumpf, s. Fig. 45—48. Die Leerläufe jeder Kammer kann man in der Vorkammer frei

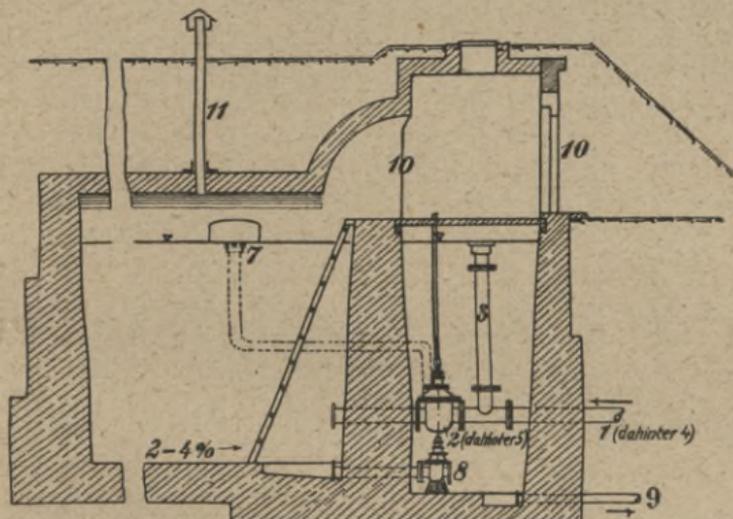


Fig. 48.

ausmünden lassen. Diese wird dann durch eine besondere Leitung (9) entwässert.

e) Der Zugang (10) muß gut verschließbar, dabei bequem, sicher und nicht zu eng sein. Die Lüftung (11) muß reichlich sein, doch so, daß Verunreinigungen des Behälterinnern nicht möglich sind. Oft braucht man noch Wasserstandszeiger bzw. Fernmelder.

f) Bisweilen werden (dauernd zu kontrollierende) Schwimmer-einrichtungen verwendet, welche einen Behälter, wenn gefüllt, selbsttätig abstellen. Sie finden sich hauptsächlich bei Gruppenversorgungen und bei Stadtröhrenetzen mit mehreren Zonen, wo nach der Füllung des untersten Behälters das Wasser selbsttätig dem oder den höher liegenden Behältern zugeführt werden soll.

§ 24. Bauausführung der steinernen Behälter.

a) Material. Natürliche Steine werden meist als unregelmäßiges Mauerwerk verarbeitet. Backsteine kommen ebenfalls in Frage, man sucht dann ohne neue Formsteine auszukommen. Nach dem Mauern sind die Fugen tief auszukratzen und sorgfältig auszufugen; die Dichtung erfolgt durch Glattstrich. Heute wird meist Beton und Eisenbeton verwendet, der Beton insbesondere bei den Sohlen, evtl. auch bei den Wänden, der Eisenbeton vorzugsweise bei den Zwischenmauern und Decken.

b) Behältersohle. Sie soll, wenn möglich, unter dem ganzen Bauwerk als eine Platte durchgeführt werden. Der Boden unter

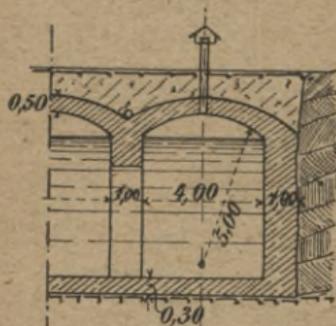


Fig. 49.

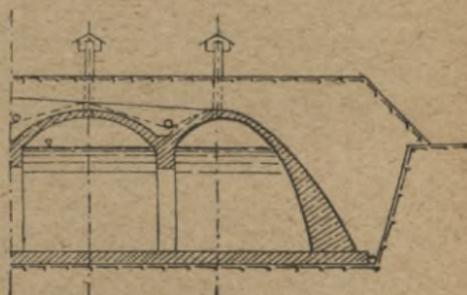


Fig. 50.

ihr muß vollkommen fest und widerstandsfähig sein und darf deshalb beim Aushub der Baugrube nicht gelockert werden. Verfehlungen gegen diese Vorschrift rächen sich schwer. Die Oberfläche der Behältersohle erhält Gefälle nach dem Leerlauf hin.

c) Behälterwände und Decken. Ihre Abmessungen richten sich nach dem Erd- und Wasserdruck und der vertikalen Belastung.



Fig. 51.

Können die Wände direkt gegen festen Fels angemauert werden, so kommt man mit 80—100 cm Wandstärke aus; vgl. Fig. 49, einen Hochbehälter von Lahr i. B. Die Zwischenmauern mehrkammeriger Behälter müssen einseitigem Wasserdruck widerstehen können, ebenso die Außenmauern, insbesondere wenn sie beim Bau einer Erweiterung freigelegt werden. Allen Berechnungen sind stets ungünstigste Annahmen zugrunde zu legen.

Den Schub gewölbter Decken müssen die Seitenwände aufnehmen können (Fig. 50). Die bequemeren Plandecken sind na-

mentlich durch die Eisenbetonbauweise verbreitet worden (Fig. 51), preußische Kappen wurden früher mehr verwendet.

Alle Decken werden durch Beton bzw. Zement abgeglichen und auf der Oberseite durch einen Teerpräparatüberzug abgedichtet. Um die Fundamente und in etwaige Kehlen der Abdeckung legt man Drainröhren.

d) Die Dichtung der Behälter besteht in der Regel aus einem Zementglattstrich 1:1 von 1,5—2,5 cm Stärke, der vorsichtig aufgerieben wird. Gegen den auf Zement zerstörend wirkenden Einfluß des Sauerstoffs und der freien Kohlensäure im Wasser haben sich Dr. Roths Inertol und Siderosthen bewährt (vgl. D. B. 1908, H. 24 und Ga 1909, S. 822). Am besten entsäuert man das Wasser, vgl. § 38, Nr. 6.

e) Die Überschüttung der Hochbehälter muß so erfolgen, daß keine unerwünschten Spannungen in der Decke entstehen, indem man bei Gewölben zuerst die Zwickel ausfüllt und dann wagerechte Schichten aufschüttet. Die Überschüttungshöhe beträgt zwischen 1 und 2,5 m, im letzteren Fall kann man sie anpflanzen. Beim Schütten darf die Dichtung der Decke nicht beschädigt werden, vgl. W. II, S. 378.

§ 25. Wassertürme.

Die Wassertürme (W. II, S. 411) bestehen aus einem Unterbau von Stein, Beton, Eisenbeton oder Eisen und dem eigentlichen Behälter. Dieser wird bei Trinkwasseranlagen in der Regel mit einer vor Wärme und Kälte schützenden Außenwand umgeben. Die Behälter werden aus Schmiedeeisen fast nur mit kreisförmigen oder aus Eisenbeton in verschiedenen Querschnittsformen ausgeführt. Große Durchmesser erhöhen die Kosten des Unterbaus, der Bedachung und des Grunderwerbs, vermindern aber die Schwankungen im Wasserstand. Für erste Annahmen wähle man die Wasserhöhe $h = r = 0,683 \sqrt[3]{J}$, wo r der Halbmesser, J der verlangte Inhalt ist. Die Sohle wird bei eisernen Behältern ausgeführt als Halbkugel, als Kugelabschnitt, und beim System Intze als Kombination von Kugelabschnitten

und Kegeln bzw. Kegelstümpfen. Bei der Eisenbetonbauweise werden die Behältersohlen kegelförmig oder eben mit Unterzügen oder nach System Intze gebaut.

Der Unterbau der Wassertürme muß so bemessen sein, daß die zulässige Bodenpressung (2—2,5 kg/qcm, in größeren Tiefen mehr) nicht überschritten wird. Oft stellt man eine einheitliche Fundamentplatte her. Die Mauerwerkspressungen bewegen sich zwischen 6 und 14 kg/qcm. In Fabriken findet man vielfach Kaminbehälter, d. h. ringförmige Behälter von 10—250 cbm Inhalt, welche bis zu 30 m über dem Boden an Schornsteinen angebracht sind (s. Fig. 52). Deren Stabilität wird dadurch nicht ungünstig beeinflußt.



Fig. 52.

Im Innern der Turmunterbauten finden Platz: die Treppenanlage, ferner Maschinen-, Filter- und Enteisungsanlagen, Wohnungen für Beamte, sowie andere Diensträume, ferner Brausebäder, Bedürfnisanstalten usw.

Das Aussehen der Wassertürme läßt sich auch bei billigem Bauen wesentlich besser gestalten als heute noch oft geschieht. Es kommt hier vor allem auf die Gesamtgestaltung an.

Als Material für die Umhüllung der Behälter verwendet man Eisenbeton (Rabitz), Eisengerippe mit Ausmauerung, Holz, Beton, Back- und Werkstein. Wo die Umhüllung fehlt, sollte wenigstens ein zur Revision nötiger Umgang am Fuß des eigentlichen Behälters angeordnet werden (Fig. 53). Über und unter demselben liegen Revisionsböden. Überhaupt muß der Behälter an allen Punkten, insbesondere am Auflagerring und um die senkrechten Wände herum, gut zugänglich sein (Fig. 54). Die



Fig. 53.

Treppe führt man hier bisweilen in einem besonderen Halbtürmchen als Wendeltreppe in die Höhe (Fig. 55).

Für Lüftung und Heizung ist Sorge zu tragen.

Gegen Staub deckt man bisweilen den eigentlichen Behälter mit Tüchern oder Brettern mit Dachpappauflage ab.

Die Anordnung der Rohre entspricht grundsätzlich derjenigen bei gewöhnlichen Hochbehältern. Empfehlenswert ist eine Vorrichtung, daß der Einlauf stets gerade auf Wasserstandshöhe erfolgt, vgl. W. II, S. 393. Die stehenden Rohre müssen Ausdehnungsvorrichtungen besitzen. Der Leerlauf darf nicht direkt in einen städtischen Abwasserkanal führen.

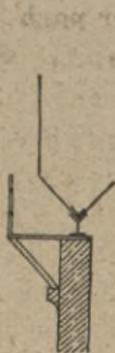


Fig. 54.

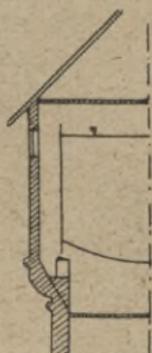


Fig. 55.

§ 26. Formen der Turmbehälter.

Während die Ausbildung der senkrechten Behälterwände leicht ist, macht sie bei den Böden, dem Anschluß von Boden und Wand und der Auflagerung Schwierigkeiten. So wird bei der in Fig. 56 skizzierten einfachen Behälterform die entstehende Horizontalkraft H Verbiegungen und damit Undichtwerden bewirken, außerdem ist hier die Auflagerung unzugänglich. Das Umbördeln der Bleche und Biegen der Winkel ist schwierig. Gegen die Verbiegungen verwandte man deshalb bei größeren Ausführungen einen beson-

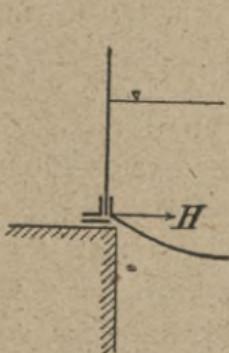


Fig. 56.

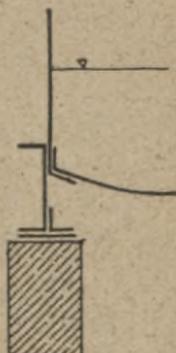


Fig. 57.

deren Druckring (vgl. Fig. 57), der sich aber bei wechselnder Füllung bewegte

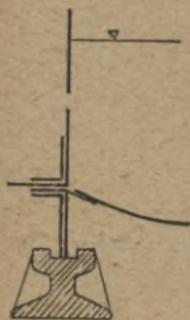


Fig. 58.

(vgl. Fig. 57), der sich aber bei wechselnder Füllung bewegte und dadurch unerwünschte Beanspruchungen des Mauerwerks hervorrief. Dagegen konstruierte A. Thiem den eisernen Auflagering (Fig. 58). Bei den sogenannten Intzebehältern (vgl. die Fig. 59—62) stoßen Kegel- oder Kugelflächen unter gleichem (Tangenten-) Winkel gegen die Senkrechte $A-A$ über dem Auflagering zusammen, die wagerechten Horizontalkräfte H_1 und H_2 werden einander gleich, heben sich also auf und das Auflager erfährt nur unerhebliche horizontale Beanspruchungen, es finden also keine Verschiebungen auf dem Auflager statt. Ein wichtiger Vorteil der Konstruktion in bezug auf die Kosten des Unterbaus ist, daß dessen Durchmesser wesentlich kleiner wird als derjenige des eigentlichen Behälters (W. II, S. 430).

Die Intzeform der Wassertürme ist außerordentlich verbreitet. Nachteile der Form sind in der schwierigen Herstellung, Dichtung

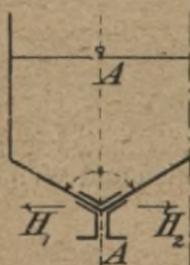


Fig. 59.

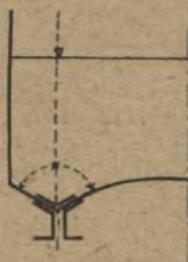


Fig. 60.

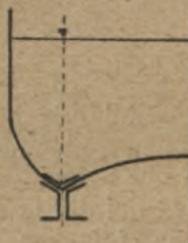


Fig. 61.

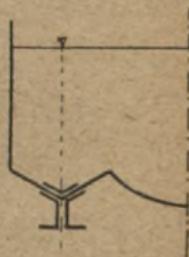


Fig. 62.

und Revision des Rings und dem Auftreten von Druckspannungen im Boden sowie dem Verlust an nutzbarem Raum im untersten Teil zu finden. Diese Nachteile sucht eine von Barkhausen gegebene Anordnung (D. R. P. No. 107890) zu vermeiden. Bei ihr hängt der halbkugelförmige Boden an der sonst wenig beanspruchten Zylinderwand, und diese steht auf den Auflagern auf einer Reihe von Stützen (Fig. 63). Die Zylinderwand wirkt demnach als Träger. Druckspannungen werden vermieden, wenn $h \geq 2/3 R$ ist, d. h. es muß J_1 mindestens gleich J_2 sein. Daraus ergibt sich

$R = 0,62 \cdot \sqrt{J_1 + J_2}$. Die Materialbeanspruchungen sind günstig, die Blechstärken übersteigen kaum 10 mm.

Die neueste Konstruktion ist der Klönnesche Kugelbehälter (D. R. P., Fig. 64), bestehend aus einer Vollkugel, die auf einem umgekehrten Kegelstumpf aufsitzt. Die Konstruktion vereinigt so Vorteile der Konstruktionen von Intze und Barkhausen.

Auf die statische Berechnung der Behälter einzugehen, verbietet der verfügbare Raum. Für weiteres vgl. W. II, S. 411, 430 und die dort angegebenen Veröffentlichungen.

Neben den Ergebnissen der Rechnung müssen Forderungen der Erfahrung, der technischen Ausführbarkeit, der Erhaltung (Rost) und der Zugänglichkeit in vollem Umfang berücksichtigt werden.



Fig. 63.

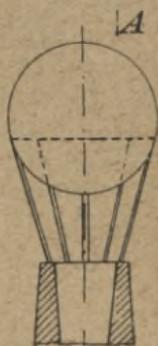


Fig. 64.

Literatur zu Kapitel IV: 1, 2, 4, 6—8, 13, 18, 19, 31, 43, 47, 49.

Kapitel V.

Leitung und Verteilung des Wassers.

§ 27. Anlagen zur Leitung des Wassers.

1. Als Leitungsmittel kommen in Betracht:

a) Gerinne in Mauerwerk, Beton, Eisenbeton, Eisen oder Holz.

b) Stollen. Werden sie im Fels ausgesprengt, so erhalten sie meist, bei durchlässigem Gestein immer, gemauerte oder betonierte Wandungen und Sohlen. Bei nachgebendem Gebirge muß druckfeste Ausmauerung erfolgen. Bei genügender Länge und Weite dienen Stollen gleichzeitig als Behälter.

c) Zement- und Steinzeugrohre finden Verwendung bei Leitungen, die nicht unter nennenswertem Druck stehen. Die Steinzeugrohre sind ihrer größeren Widerstandsfähigkeit wegen insbesondere bei Quellfassungen und Sickerungen vorzuziehen, da die Zementrohre durch den Sauerstoff, die freie Kohlensäure und durch vom Wasser mitgeführten Sand Schaden nehmen.

d) Hölzerne Leitungsrohre werden für Wasserkraftanlagen in Amerika verwendet.

e) Eiserne Rohre werden mit Muffen oder Flanschen in Gußeisen und Schmiedeeisen verwendet, geschweißt, genietet oder nach dem Mannesmannverfahren hergestellt. Für Hausleitungen und Hausleitungen kommen noch sogenannte galvanisierte d. i. verzinkte schmiedeeiserne Rohre in Betracht. Bleirohre sind wegen der möglichen Bleivergiftungen seltener geworden.

Die meist verwendeten gußeisernen Rohre werden in Durchmessern von 25—1200 mm nach bestimmten Normen hergestellt. Tabellen hierüber finden sich in den Ingenieurkalendern. Sie sind normal auf 20 Atmosphären Druck geprüft und gestatten Betriebsdrücke bis 10 Atm. Wegen etwaiger Wasserstöße läßt man jedoch rechnungsmäßig nicht mehr als 8 Atm. zu. Bei höheren Drücken muß die Wandstärke vergrößert werden. Die Baulängen der geraden Rohre betragen 3 und 4 m. Neben den geraden Stücken sind vorhanden „normale Formstücke“ für eine Reihe von Abzweigungen, von Flansch- auf Muffenrohre usw. Andere Formen müssen besonders angefertigt und bezahlt werden.

2. Prüfung der Rohre. Die Rohre müssen vollkommen gerade und kreisrund sein und dürfen nur geringe (maximal 10%) Abweichungen von der vorgeschriebenen Wandstärke zeigen. Dasselbe gilt für die Maße der Muffen- und Schwanzenden. Stücke mit Gußfehlern sind zurückzuweisen. Die Rohre werden in heißem Zustand mit einem Rostschutzmittel, meist Asphaltteer, dicht und gleichmäßig überzogen. Das zulässige Mehr- und Mindergewicht gegenüber der Norm (meist maximal 3%) ist besonders zu vereinbaren. Unmittelbar vor der Verwendung wird vielfach jedes einzelne Rohr nochmals in einer Wasserdruckpresse geprüft, zusammenhängende fertig verlegte Leitungsstücke sind stets zu prüfen.

Prüfung des einzelnen Rohrs:

1. Einsetzen des Rohrs in die Presse.
2. Wasserfüllung, bis alle Luft aus dem Rohr entwichen.
3. Pressung auf 20 evtl. mehr Atmosphären, mehrere Minuten lang.
4. Absuchen nach Schweißstellen, Bezeichnung derselben.
5. Wenn Rohr dicht, Reduktion des Drucks auf 4—5 Atm.
6. Abhämmern der Rohre zum Nachweis von Sprüngen.
7. Bezeichnung der guten und schlechten Rohre, Entfernung der letzteren vom Lagerplatz innerhalb 24 Stunden.

Prüfung zusammenhängender Strecken (vor dem Eindecken):

1. Abschließen der Leitung an beiden Enden. Peinlich genaues Absprießen, besonders an Krümmungen.
2. Vollständiges Füllen der Leitung, bis das Wasser am oberen Ende ruhig, ohne Stöße abläuft; dann ist alle Luft aus der Leitung entwichen.
3. Abpressen vom oberen Ende der Leitung aus mit dem vorgeschriebenen Druck, welcher dem größten Betriebsdruck entsprechen muß, genügend lange Zeit.
4. Nachsehen und Abtasten aller Dichtungen. Der Druck darf in 10—15 Minuten höchstens um 1—2 Atm. zurückgehen, muß aber dann konstant bleiben.

Diese Arbeiten sind mit großer Strenge durchzuführen.

3. Vergleich von Guß- und Schmiedeeisenrohren.

a) Gußeiserne Rohre. Als Vorteile sind zu nennen: große Widerstandsfähigkeit gegen die Einflüsse des Bodens; handliche Baulängen besonders für gekrümmte Straßen; leichtes Ausbessern, Ansetzen neuer Abzweige und Anbohren unter Druck. Die Nachteile sind: geringe Zugfestigkeit und damit größere Bruchgefahr, wegen der kurzen Baulängen mehr Verbindungsstellen. In beweglichem Boden (Bergbau) sind sie höchstens bei Anwendung beweglicher Muffenverbindungen verwendbar.

b) Schmiedeeisenrohre. Ihre Vorteile sind: große Zähigkeit und Zugfestigkeit, daher größte Sicherheit gegen Brüche, namentlich in beweglichem Boden und bei starken Wasserstößen; Baulängen bis ca. 45 m; Durchmesser bis 3000 mm; geringeres Gewicht, daher auch geringere Transportkosten, besonders bei abgelegenen Baustellen. Als Nachteile sind zu bezeichnen: Änderungen an bestehenden Leitungen und Herstellung der Formstücke sind schwieriger auszuführen als bei Gußeisen.

Über die Haltbarkeit der Schmiedeeisenrohre im Boden liegen langjährige Erfahrungen nicht vor, doch sind die namentlich früher vielfach gehegten Befürchtungen wohl übertrieben, besonders wenn der fest haftende Hammerschlag der Bleche nicht entfernt, sondern durch Teerung noch geschützt wird.

Bei jutierten Rohren, z. B. den Mannesmannrohren, müssen Mängel des Juteüberzugs während des Verlegens genau ausgebessert werden. Die Erhaltung der Jutierung macht beim Transport und Verlegen viele Mühe.

Feinde aller Eisenrohre sind die freien Säuren des Wassers und die sog. vagabundierenden Erdströme.

Tabelle zur Berechnung von Kreisprofilen und normalen Eiprofilen.

| D mm | | Kreisprofile | | | | | | | | | | Normale Eiprofile | | | | |
|---------|----------|--------------|----------|----------|------|----------|----------|----------|----------|-----------|----------|-------------------|----|----|---|---|
| | | m = 0,25 | | m = 0,35 | | D | | m = 0,25 | | m = 0,35 | | H : B | | em | μ | γ |
| | | λ | α | λ | α | mm | λ | α | λ | α | 11 | 12 | 13 | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | | | | |
| 40 | 0,007944 | 77578 | 0,013131 | 128232 | 400 | 0,002079 | 0,2030 | 0,002878 | 0,2811 | 60 : 40 | 0,008181 | 0,1052 | | | | |
| 50 | 0,006791 | 21731 | 0,011083 | 35402 | 425 | 0,002025 | 0,1460 | 0,002789 | 0,2011 | 75 : 50 | 0,007328 | 0,0309 | | | | |
| 60 | 0,005898 | 7713 | 0,009651 | 12411 | 450 | 0,001975 | 0,1070 | 0,002708 | 0,1468 | 90 : 60 | 0,006722 | 0,0114 | | | | |
| 70 | 0,005412 | 3220 | 0,008619 | 5128 | 475 | 0,001931 | 0,0799 | 0,002635 | 0,1090 | 105 : 70 | 0,006298 | 0,0049 | | | | |
| 80 | 0,004967 | 1516 | 0,007830 | 2390 | 500 | 0,001890 | 0,0605 | 0,002568 | 0,0822 | 120 : 80 | 0,005958 | 0,0023 | | | | |
| 90 | 0,004611 | 781 | 0,007205 | 1220 | 550 | 0,001818 | 0,0381 | 0,002450 | 0,0487 | 135 : 90 | 0,005647 | 0,0013 | | | | |
| 100 | 0,004320 | 432,00 | 0,006696 | 670,00 | 600 | 0,001756 | 0,0226 | 0,002350 | 0,0302 | 150 : 100 | 0,005412 | 0,00071 | | | | |
| 125 | 0,003762 | 123,27 | 0,005759 | 188,71 | 650 | 0,001702 | 0,0147 | 0,002283 | 0,0195 | 180 : 120 | 0,005038 | 0,00027 | | | | |
| 150 | 0,003404 | 44,83 | 0,005111 | 67,31 | 700 | 0,001655 | 0,0098 | 0,002187 | 0,0130 | 210 : 140 | 0,004773 | 0,000117 | | | | |
| 175 | 0,003124 | 19,03 | 0,004633 | 28,23 | 800 | 0,001576 | 0,0048 | 0,002061 | 0,0063 | 240 : 160 | 0,004566 | 0,000057 | | | | |
| 200 | 0,002809 | 9,091 | 0,004267 | 13,334 | 900 | 0,001512 | 0,0026 | 0,001958 | 0,0033 | 270 : 180 | 0,004384 | 0,000031 | | | | |
| 225 | 0,002736 | 4,745 | 0,003974 | 6,891 | 1000 | 0,001459 | 0,0014 | 0,001874 | 0,0019 | 300 : 200 | 0,004238 | 0,000017 | | | | |
| 250 | 0,002594 | 2,656 | 0,003735 | 3,825 | 1100 | 0,001414 | 0,00088 | 0,001803 | 0,0011 | | | | | | | |
| 275 | 0,002473 | 1,572 | 0,003534 | 2,247 | 1200 | 0,001375 | 0,00055 | 0,001742 | 0,00070 | | | | | | | |
| 300 | 0,002373 | 0,976 | 0,003385 | 1,385 | 1300 | 0,001342 | 0,00036 | 0,001689 | 0,00045 | | | | | | | |
| 325 | 0,002288 | 0,631 | 0,003222 | 0,889 | 1400 | 0,001310 | 0,00024 | 0,001643 | 0,00031 | | | | | | | |
| 350 | 0,002208 | 0,420 | 0,003091 | 0,589 | 1500 | 0,001286 | 0,000169 | 0,001601 | 0,000211 | | | | | | | |
| 375 | 0,002140 | 0,289 | 0,002978 | 0,402 | 1600 | 0,001259 | 0,000120 | 0,001558 | 0,000149 | | | | | | | |

§ 28. Berechnung der Leitungen.

Es sollen bedeuten (W. I, S. 167):

Q in cbm/Sek. die in einer Leitung fließende Wassermenge,

U in Metern den benetzten Umfang des Profils,

F in Quadratmetern den wasserbenetzten Querschnitt des Profils,

$P = F:U$ in Metern den sog. mittleren Profilradius,

$v = Q:F$ in Metern die mittlere Geschwindigkeit im Profil,

J das Wasserspiegelgefälle pro Längeneinheit infolge der Reibung des Wassers an den Gerinnewandungen,

k einen Beiwert, welcher den Rauheitsgrad des Profils berücksichtigt;

so gelten sowohl für offene Gerinne als für geschlossene Leitungen die beiden Fundamentalgleichungen:

$$(1) \quad v = k \sqrt{\frac{F}{U} J} = k \sqrt{PJ} \quad \text{oder} \quad J = \frac{v^2}{k^2 P}$$

und

$$(2) \quad \begin{cases} Q = vF = kF \sqrt{PJ} = k \sqrt{\frac{F^3}{U} J} & \text{oder} \\ J = \frac{Q^2}{k^2 F^2 P}, \end{cases}$$

worin nach Kutter und Ganguillet

$$(3) \quad k = \frac{100 \sqrt{P}}{m + \sqrt{P}}.$$

Für das gefüllte Kreisprofil vom Halbmesser R erhält man mit $F = R^2 \pi$

$$U = 2 R \pi \quad \text{und} \quad P = \frac{R}{2}$$

$$(4) \quad Q = 2,221 k \sqrt{R^5 J},$$

$$(5) \quad v = 0,707 k \sqrt{R J},$$

$$(6) \quad J = \frac{64}{k^2 \pi^2} \cdot \frac{Q^2}{D^5} = \lambda \cdot \frac{Q^2}{D^5}.$$

Der Wert von v gilt auch für das halbgefüllte Kreisprofil gleichen Durchmessers. Für das „normale Eiprofil“ erhält man mit $R = B/2$ (Fig. 65):

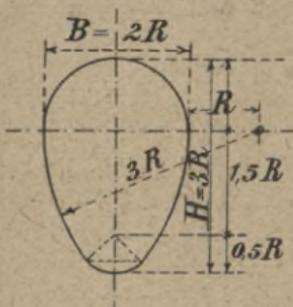


Fig. 65.

a) bei ganzer Füllung

$$(7) \quad v = 0,761 k \sqrt{R J},$$

$$(8) \quad Q = 3,496 k \sqrt{R^5 J};$$

b) bei Kämpferfüllung

$$(9) \quad v = 0,795 k \sqrt{R J},$$

$$(10) \quad Q = 2,400 k \sqrt{R^5 J}.$$

Aus Gleichung (8) folgt mit $R = H:3$

$$(11) \quad J = \frac{19,882}{k^2} \cdot \frac{Q^2}{H^5} = \pi \cdot \frac{Q^2}{H^5}.$$

Der Beiwert m in Gleichung (3) kann bei eisernen Wasserleitungsrohren zu 0,25 angenommen werden. Bei Zement- und gemauerten Kanälen dürfte sich die Wahl von $m = 0,30 \div 0,35$ empfehlen. Eingehende Tabellen und graphische Tafeln zur Rechnung mittels der „kleinen“ Kutterschen Formel (3) finden sich in H. R., 4. Aufl. Die folgende kurze Tabelle führt ebenfalls zum Ziel.

Der Druckhöhenverlust h auf einer Strecke L ergibt sich allgemein zu

$$(12) \quad h = J L.$$

Damit erhält man aus Gleichung (6) und (11) die Werte:

$$(13) \quad h = \lambda \frac{Q^2}{D^5} L, \quad h = \mu \frac{Q^2}{H^5} L$$

oder mit $x = \lambda : D^5$ bzw. $y = \mu : H^5$

$$(14) \quad h = x Q^2 L, \quad h = y Q^2 L.$$

Alle Gleichungen sind selbstverständlich auf Metermaß bezogen. In der folgenden Tabelle sind zur Erleichterung der Rechnung für das Kreisprofil die Werte λ und x für $m = 0,25$ und $m = 0,35$, für das normale Eiprofil die Werte μ und y für $m = 0,35$ angegeben.

Beispiel 1. Wie groß ist der Druckverlust in einer kreisförmigen Leitung von $L = 1200$ m Länge bei $D = 500$ mm und

$Q = 120$ l pro Sekunde Durchflußmenge, wenn $m = 0,25$ angenommen wird? Man erhält

$$h = 0,0605 \cdot 0,12^2 \cdot 1200 = 1,04 \text{ m.}$$

Beispiel 2. Wie groß ist Q für $J = 0,01$ bei $D = 250$ und $m = 0,25$? Man erhält

$$Q = \sqrt{\frac{h}{xL}} = \sqrt{\frac{0,01}{2,656}} = 0,061 \text{ cbm/Sek. oder 61 sl.}$$

Gibt eine Leitung an verschiedenen Stellen Wasser ab, so erhält man den Druckverlust auf den einzelnen Strecken $l_1, l_2, l_3 \dots$ durch wiederholte

Anwendung der Gleichungen (6) und (12). Ist $l_1 = l_2 = \dots = l$, ebenso $q_1 = q_2 = \dots = q$ und die Anzahl der Strecken sehr groß, soll ferner am

Ende der Leitung noch die Menge q_x abgegeben werden, so erhält man mit den Bezeichnungen der Fig. 66 den Gesamtdruckverlust:

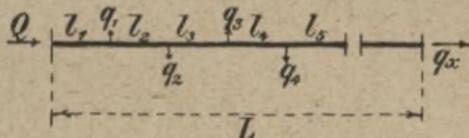


Fig. 66.

$$15) \quad H = \frac{\lambda L}{D^5} \cdot \left[\frac{Q^2}{3} + Q q_x + q_x^2 \right],$$

welcher Ausdruck mit $q_x = 0$ übergeht in

$$16) \quad H = \frac{\lambda Q^2 L}{3 D^5}.$$

Diese Gleichungen können bei der Berechnung städtischer Rohrnetze verwendet werden. Wie man sieht, ist h in Gleichung (13) dreimal so groß als H in Gleichung (16).

§ 29. Die Drucklinie.

In offenen Gerinnen sind die Wasserspiegel frei und ohne weiteres meßbar. In geschlossenen, unter Druck befindlichen Leitungen sind die Spiegel verhindert, die dem jeweils herrschenden Druck entsprechende Lage einzunehmen. Man erkennt diese Lage, wenn man sich auf der geschlossenen Rohrleitung vertikale Röhrrchen (sog. Piezometerröhrrchen) aufgesetzt denkt, in welchen der Wasserspiegel sich dem an der betreffenden Stelle

wirkenden hydraulischen Druck entsprechend frei einstellen kann. (Durch die aufgesetzten Röhren wird an den Gleichgewichtsverhältnissen offenbar nichts geändert.)

Man nennt die Verbindungslinie der einzelnen Piezometerwasserstände die Drucklinie einer Leitung für bestimmte Werte von Q , D , J , v und spricht vom Druckliniengefälle. Dieses ist (vgl. Fig. 67) definiert durch die Gleichung:

$$J = \frac{dy}{dz} = 1 : \frac{dz}{dy}.$$

Statt Druckliniengefälle auf die Längeneinheit sagt man auch spezifischer Druckhöhenverlust.

Statt der Verbindungslinie freier Spiegel, wie sie in den oben offenen Piezometer-Röhren erschienen, kann man auch eine Drucklinie konstruieren,

welche bei oben geschlossenen Röhren¹⁾ parallel zu der ersteren höher verläuft und zwar um die der Atmosphären- p_0 entsprechende Wasserdruckhöhe

$$h_0 = \frac{p_0}{\gamma} = \frac{10333}{1000} = 10,333 \text{ m,}$$

wenn γ das spezifische Gewicht des Wassers ist (vgl. Fig. 68).

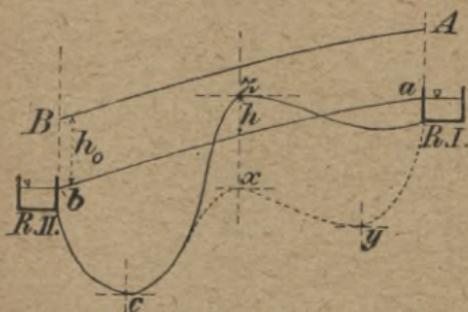


Fig. 68.

$A B$ stehen unter einem Druck kleiner als der Atmosphärendruck ($p < p_0$ aber $p > 0$; Saug- oder Heberleitung); Leitungstücke

Aus der Verzeichnung der beiden parallelen Drucklinien (Fig. 68) gewinnt man ein Urteil über die Längensprofile, welche Leitungen erhalten können.

Ist p der an bestimmter Stelle einer Leitung herrschende Druck, so kann man sagen: Leitungstücke zwischen den beiden Drucklinien $a b$ und

¹⁾ Wie bei einem Barometer.

unterhalb von $a-b$ stehen unter einem Druck größer als der Atmosphärendruck ($p > p_0$), und für eine, in der Linie $a-b$ verlaufende Leitung zwischen den Reservoirs I und II ist der Druck gleich dem Atmosphärendruck ($p = p_0$, Leitung mit freiem Spiegel).

In der oberhalb von $a-b$ verlaufenden Leitung $azcb$ (Fig. 68) wird theoretisch unter Zuhilfenahme einer Entlüftung bei z so lange Wasser fließen können, als noch $h < 10,33$ m ist. Praktisch wird jedoch unter Einschluß der Druckverluste durch Reibung niemals $h = 8,0-8,5$ m überschritten, beim Entwurf geht man nicht gerne über $5,5-6$ m hinaus.

Eine unter der Atmosphärendrucklinie verlaufende Leitung $ayxcb$ (Fig. 68) darf dagegen theoretisch jedes beliebige Längenprofil haben, praktisch müssen jedoch alle Hochpunkte x mit Entlüftungsvorrichtungen und alle Tiefpunkte y, c mit Entleerungsvorrichtungen versehen sein.

Bei Druckleitungen zwischen einer Pumpe und einem Hochbehälter (Fig. 69) bestimmt sich der Druckverlust h auf der ganzen Leitung lediglich aus dem spezifischen Druckverlust J , vgl. Gleichung (6) des § 37, und der Leitungslänge L , vgl. Gleichung (12) desselben Paragraphen.

Würde unter Beibehaltung der Wassermenge Q und des Durchmessers D in die Lage $5-3-2-1$ kommen, so bliebe die Strecke $2-1$ der Drucklinie erhalten, $0-2$ würde teilweise in die Tangentenlage $4-3$ parallel verschoben und auf der Strecke $3-2$ wäre die Leitung nicht vollkommen mit Wasser gefüllt, es entstünde die Drucklinie $4-3-2-1$.

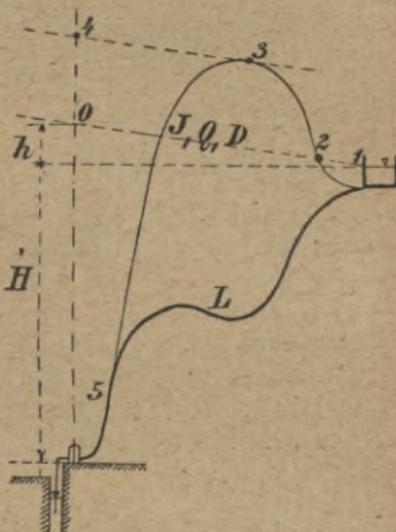


Fig. 69.

§ 30. Bau und Unterhaltung der Rohrleitungen.

1. Verlegen von Leitungen. Forderungen sind:

a) Die Leitungen sind von tieferen nach höheren Punkten zu verlegen.

b) Die Überdeckung der Rohre schwankt zwischen 1,25 und 2,5 m, sie sollte 1,5 m nicht unterschreiten, bei Vorkommen von Grundwasser muß man die Rohre evtl. flacher verlegen, vgl. hierzu Punkt 3 dieses Paragraphen.

c) Die Rohrgrabensohle soll möglichst eben sein.

d) Die Rohre dürfen nicht auf etwa vorhandene Mauern oder auf Steine (Felsen) direkt aufgelegt werden, sondern es ist für einige Bewegungsmöglichkeit zu sorgen.

e) Bei schlechtem Boden befestigt man die Grabensohle durch eingeschlammten Sand oder Kies, evtl. durch Beton oder durch Pfähle mit Sattelhölzern.

f) Die Rohre sind sorgfältig zu unter- und umfüllen und mit steinfreiem Boden bis 25 cm über dem Rohrscheitel zu bedecken, dann erst beginnt man mit dem Einstampfen, wobei man ebensoviel Leute im Graben als außerhalb desselben anzustellen hat.

g) Wenn möglich, ist der Boden beim Einfüllen durch Wasser einzuschlämmen. Die Grabenaussteifung darf nur allmählich entfernt werden.

2. Dichten der Leitungen. Es muß sehr sorgfältig geschehen, da hiervon in erster Linie die Vermeidung von Wasserverlusten abhängig ist.

a) Gußeiserne Muffenrohre. Nach dem Ineinanderstecken der Rohre wird bis in die Hälfte der Muffenlänge eine Lage geteerten Hanfstricks eingestemmt. Darauf wird die Muffe in einem Guß mit Blei ausgefüllt, dieses nach dem Erkalten mit dem Stemmeisen bis zur Unnachgiebigkeit angetrieben und zuletzt seine Oberfläche abgeglichen. Bei nasser Baugrube ist große Vorsicht erforderlich. Besonders bei Saug- und Heberleitungen wird die Dichtung vielfach durch Gummiringe aus bestem Gummi bewirkt. Die Ringe werden auf das Schwanzende des einen Rohrs aufgezogen und dieses in die Muffe des anderen Rohres eingeschoben. Diese Methode empfiehlt sich besonders für provisorische Anlagen (Versuchsbrunnen). — Bewährt hat sich auch, besonders in nassen Gräben, Bühnes Bleiwolle.

b) Gußeiserne Flanschrohre. Zwischen die Flanschen werden Flachringe aus Blei (ca. 6 mm stark) oder aus Gummi eingelegt.

c) Schmiedeeiserne Rohre. Die Dichtung unterscheidet sich nicht wesentlich von derjenigen der gußeisernen Rohre.

Für hohe Drücke und sonstige besondere Fälle stehen eine große Anzahl von Spezialkonstruktionen für die Verbindung von Rohren zur Verfügung.

d) Steinzeugrohre. Wie bei den eisernen Muffenrohren wird eine Lage Teerstricke eingebracht und der Rest der Muffe bei untergeordneten Ausführungen (ohne Wasserdruck) mit Letten oder Ton, evtl. im Verhältnis 2:1 mit Teer gemischt, bei besserer Arbeit mit heißem, flüssigem Asphaltkitt, der auch nach dem Erstarren einige Elastizität behält, aufgefüllt. Bei der Lettenfüllung kommt über den Letten noch ein Wulst aus Zementmörtel. Die früher üblichere Zementausfüllung besitzt zu wenig Elastizität, verursacht daher leicht Rohrbrüche.

e) Zementrohre. Die Rohre werden zusammengestoßen und die Dichtung durch einen Zementwulst oder ein Teerpräparat bewirkt.

3. Wärmeschutz der Leitungen. Durch das Gefrieren des Wassers in Leitungen können diese gesprengt werden. Sicherstes Gegenmittel ist Entleerung oder dauerndes Auslaufenlassen einer kleinen Wassermenge. Offenliegende Leitungen werden mit Strohseilen oder mit in Kieselgur getränkten Jutebändern umwunden, oder man verwendet Isoliermull mit Kieselgur, die in einer oder mehreren Schichten um das Rohr gelegt wird. Über die Schutzmittel kommt vielfach eine Hülle aus Tuch, Blech oder Holz.

Im Erdreich sind am ehesten gefährdet die Endstrecken mit geringer Wasserbewegung. Bei flachliegenden Strecken verwendet man am besten Asche oder Schlacke als Umhüllung. Bewährt hat sich auch folgende Anordnung: Auf das Rohr kommt eine Lage Stroh, Späne oder Lohe, darüber faustgroße Stücke ungelöschten Kalks und darauf schließlich wieder ein schlechter Wärmeleiter. Bei Einhaltung der normalen Rohrdeckung von 1,5 m wird man kaum jemals zu besonderen Wärmeschutzmitteln greifen müssen, am ehesten bei Hauptzuleitungen oder bei in kalten Räumen offen verlegten Leitungen. — Auftauen durch den elektrischen Strom führt rasch zum Ziel (W. II, S. 493).

In heißen Klimaten schützt tiefe Lage die Leitungen vor zu starker Erwärmung des Wassers.

4. Die Kosten der Rohrleitungen setzen sich zusammen aus: dem Einkaufspreis ab Werk, den Transportkosten bis zur Baustelle, den Prüfungskosten, den Verlegungskosten einschließ-

lich des Verbrauchs an Strick, Blei, Brennmaterial, Ton und des Bruchverlusts, den Kosten der Erdarbeit einschließlich der Verschalung, den Wiederherstellungskosten der Bodenoberfläche und dem Bruttogewinn des Unternehmens.

Man kann für rohe Schätzungen etwa folgende Preise pro laufenden Meter (ohne Schieber usw.) fertigt verlegter Leitung annehmen (Vorkriegspreise):

$$D = 40 \quad 60 \quad 80 \quad 90 \quad 100 \quad 125 \quad 150 \quad 175 \quad 200 \text{ mm}$$

$$K = 4,5 \quad 5,5 \quad 6,0 \quad 6,5 \quad 7,0 \quad 8,0 \quad 10,0 \quad 11,0 \quad 12,5 \text{ Mk.}$$

$$D = 225 \quad 250 \quad 275 \quad 300 \quad 325 \quad 350 \quad 375 \quad 400 \quad 450 \quad 500 \text{ mm}$$

$$K = 15,0 \quad 17,0 \quad 18,5 \quad 20,0 \quad 22,5 \quad 24,0 \quad 26,0 \quad 29,0 \quad 35,0 \quad 43,0 \text{ Mk.}$$

Diese Zahlen gelten einschließlich 3 qm Absteifung à 0,40 Mk. auf den laufenden Meter Leitung, aber für mittleren Boden ohne Felsausbruch und ohne Wiederherstellung von Weg- oder Straßenoberflächen. Für letztere Arbeit sind zu rechnen für einen laufenden Meter Leitung bis $D = 150$ mm 0,7, bis $D = 225$ mm 0,8, bis $D = 300$ mm 0,9, bis $D = 350$ mm 1,0, bis $D = 450$ mm 1,1 qm Fläche. Einen Quadratmeter wiederherzustellen kostet bei geschottertem Feldweg 0,3—0,5 Mk., bei Pflasterstraßen 0,5—1,50 Mk. und mehr. (Vorkriegspreise.)

5. Kosten mehrerer Leitungen statt einer. Man kann die Kosten einer Rohrleitung pro laufenden Meter setzen $K = m D$, für die Wassermenge Q ist

$$D = \sqrt[5]{\frac{\lambda Q^2}{J}}$$

Verlegt man statt einer Leitung n Leitungen mit je dem n -ten Teil der Fördermenge der einen, so ist entsprechend

$$D_n = \sqrt[5]{\frac{\lambda}{J} \cdot \left(\frac{Q}{n}\right)^2} = D \cdot \sqrt[5]{\left(\frac{1}{n}\right)^2},$$

die Kosten sind

$$K_n = n m D_n = n m \sqrt[5]{\left(\frac{1}{n}\right)^2} \cdot D,$$

woraus für

$$n = 2, \quad D_n = 0,75 D, \quad K_n = 1,5 m D,$$

$$n = 3, \quad D_n = 0,64 D, \quad K_n = 1,9 m D.$$

Will man aus irgendeinem Grunde einmal statt einer zwei Leitungen verlegen, so sind sie gegen die Folgen von gegen-

seitiger Unterspülung bei Rohrbrüchen reichlich weit auseinander zu legen.

6. Reinigung der Rohre. Die Rohre werden verunreinigt durch Sand, Schlammteilchen und durch Ausscheidungen von Kalk, Eisen und Mangan, welche zum Teil auch das Wasser trüben und verfärben können. Hiergegen spült man die Rohre und reinigt sie mit der Bürste. Kalk und Eisenablagerungen haften jedoch als feste Inkrustationen in den Rohren. Sie können, wenn nicht rechtzeitig eingegriffen wird, namentlich bei kleineren Durchmessern den Querschnitt aufs äußerste beschränken. Ihre Entfernung geschieht durch mit Messern und Schneiden versehene Apparate, welche man mittels Wasserdrucks durch die Leitungen hindurchtreibt.

Der Teergeschmack, den das Wasser aus neuen Leitungen einige Wochen lang aufweist, ist unbedenklich, der Teer hat im Gegenteil eine gewisse desinfizierende Wirkung gegenüber etwa in den Rohrleitungen lagernden Bakterien.

Über die zerstörende Wirkung der freien Kohlensäure und des Sauerstoffs vgl. W. I, S. 23, und Ga 1909, S. 822, über den Einfluß elektrolytischer Vorgänge im Boden, der sog. vagabundierenden Ströme, vgl. z. B. Ga 1895, S. 757.

§ 31. Ausstattung der Leitungen.

1. Schieber dienen zum zeitweiligen Absperren der Leitungen, sie werden für bis zu 75 Atmosphären Betriebsdruck (150 Atm. Probedruck) und von 40—1200 mm Durchgangsweite hergestellt. Zur Entlastung des den Verschuß bildenden Keils erhalten sie bei höheren Drücken Umlaufleitungen. Der Schieberhorizontalschnitt ist oval oder kreisrund. Öffnen und Schließen muß stoßfrei erfolgen und geschieht durch Spindelgetriebe, evtl. mit Vorgelege, in neuester Zeit bei ganz großen Ausführungen auch mittels Preßkolbens und Druckwassers oder Motoren. Für die Abmessungen der Schieber vgl. die Ingenieurkalender und die Firmen-Kataloge.

In Ortsrohrnetzen ist es am bequemsten, wenn jedes Straßenstück für sich abgesperrt werden kann. In langen Leitungen ohne Abzweige baut man etwa alle 500 m Schieber ein.

2. Hydranten geben bei zwei Strahlrohren 5—15 sl Wasser. Sie liegen meist unter der Straßenoberfläche, werden aber, wo der Verkehr dadurch nicht gestört wird, oft gerne als Überflur-

hydranten ausgeführt. Im ersteren Fall erfolgt der Anschluß von Schläuchen mittels Standrohrs, im letzteren Fall direkt. In den Ortsstraßen stellt man die Hydranten in Entfernungen von 50 bis 100 m oder besser von 50—70 m, möglichst außerhalb des Wagenverkehrs auf. Auch in den Scheitelpunkten von Leitungen finden sie sich zum Zweck zeitweiliger Entlüftung an Stelle von laufenden Brunnen oder von Entlüftungsventilen.

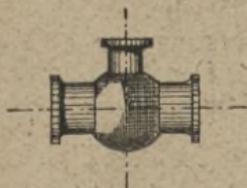


Fig. 70.

3. Wassermesser erlauben die Kontrolle des Wasserverbrauchs und etwaiger Verluste. Sie finden Aufstellung in den Häusern, sowie als Bezirkswassermesser in den Straßen. Näheres siehe Lit. 30, S. 385, ferner Ga 1898, S. 260 und 382, Ga 1899, S. 746 (Venturimesser), Z. 1889, S. 273 (Wasserverlustanzeiger).

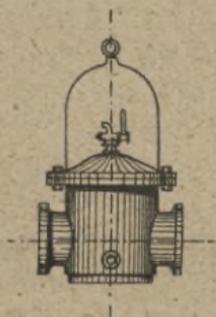


Fig. 71.

4. Teilkugeln und Teilkästen (Fig. 70 und 71), letztere meist in Schächten, verwendet man viel an Kreuzungsstellen von Leitungen, meist zusammen mit Schiebern. Oft versieht man sie mit Luftauslaßventilen und die Teilkästen mit Entleerung. Sie dienen dann zugleich als Schlammkästen besonders an den Tiefpunkten der Leitungen.

5. Entlüftungskästen mit Entlüftungsventilen (Fig. 71) werden meist in Schächten an den Hochpunkten der Leitungen angeordnet. Man verwendet automatische und von Hand zu bedienende Lüftungsventile. Letztere sind sicherer im Betrieb.



Fig. 72.

6. Streifkästen (Fig. 72) dienen zum Reinigen der Leitungen, insbesondere an deren Tiefpunkten.

7. Entlastungsventile werden gegen Überschreitung eines bestimmten höchsten Betriebsdrucks angewandt.

8. Rückschlagklappen können in lange ansteigenden Leitungen auf der Strecke, ferner hinter Druckwindkesseln und vor Hochbehältern Verwendung finden.

9. Druckregler (Fig. 73) sollen den Druck in einer Leitung auf bestimmter Höhe halten, durch Regulieren des freien Wasserspiegels in einem kleinen Behälter. Der Zulauf erfolgt in einem vertikalen Rohr und wird durch einen Schwimmerverschluß so reguliert, daß der Wasserspiegel eine bestimmte Höhe nicht überschreiten kann. Der Wasserabfluß geschieht auf der Sohle des Behälters durch einen Seiher. Überlauf und Leerlauf vervollständigen die Einrichtung.

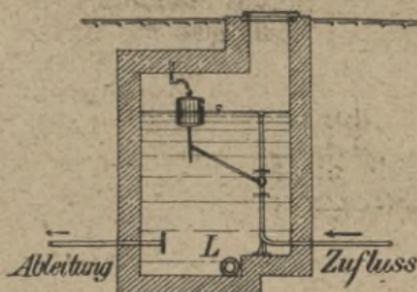


Fig. 73.

§ 32. Überführungen und Unterführungen.

1. Rohrbrücken und Aquädukte. Leitungen müssen bisweilen über Einschnitte, Eisenbahnen, Flüsse, Täler weggeleitet werden. Druck- und Saugleitungen verlegt man auf Rohrbrücken, wobei auf Wärmeschutz und Ausdehnungsmöglichkeit der Leitung zu achten ist. Für die Entlüftung gibt man den Leitungen eine leichte Steigung in der Fließrichtung. Bei Überführung von Straßen und insbesondere Eisenbahnen ist evtl. durch um die Leitung gelegte Überrohre dafür zu sorgen, daß im Falle eines Rohrbruchs das Wasser gefahrlos ablaufen kann. Werden Leitungen unter natürlichem Druck im offenen Kanal über Aquädukte geleitet, so sind bei der Berechnung auch die besonderen Druckhöhenverluste, am Einlauf in die Rohre usw., zu berücksichtigen.

Bei Überschreitung tiefer Täler führt man die Leitungen zunächst so weit an den Hängen herunter, daß der Leitungsdruck eine gewisse Größe (z. B. 8 Atm.) nicht übersteigt, und überschreitet die übrigbleibende Talsohle durch eine Rohrbrücke. Die Leitung erhält so die Form eines Siphons oder Dükers. Zum Füllen der Düker führt man eine kleine Leitung nach ihrem tiefsten Punkt.

2. Flußunterführungen. Bei kleinen Bächen verwendet man normale Rohre und verlegt sie in einem Betonklotz oder einem von Beton umgebenen Holzkasten, oder man benützt

unter der Flußsohle freiliegende Rohre mit kugelförmigen Enden. Bei größeren Ausführungen kann man den Strang in ganzer Länge schwimmend an Ort und Stelle bringen und durch Einlassen von Luft versenken, oder man läßt die einzelnen, möglichst langen Rohre auf dem Grund des Flusses durch Taucher verbinden. Sehr oft kann man die ganze Leitung auf einem Gerüst über dem Fluß fertig montiert an Spindeln aufhängen und an ihnen in die ausgebaggerte Baugrube vorsichtig hinablassen. Die Oberkante der Rohre muß in allen Fällen tiefer liegen als die Flußsohle.

§ 33. Zuleitungen und Ortsrohrnetze.

1. Hauptzuleitungen sind die Leitungen zwischen Fassung, Pumpwerk und Ortschaft. Ihre Wasserführung ist wesentlich abhängig vom Vorhandensein und der Lage eines Hochbehälters (W. II, S. 521).

Nach § 3 S. 16 ist $m q$ bzw. $n m q$: 24 Liter der größte Tages- bzw. Stundenverbrauch pro Kopf der Bevölkerung. Dies gibt bei z Einwohnern:

$$T = m q z \text{ bzw. } S = n m q z : 24$$

als größten Gesamttages- bzw. Gesamtstundenverbrauch.

Von der Fassungsstelle aus gesehen, kann eine Aufspeicherung erfolgen: vor, in, hinter, vor und hinter, in und hinter dem Versorgungsgebiet. Über die nötige Wasserführung der Hauptleitungen vgl. W. II, S. 541.

Die mit a bezeichneten, vom Hochbehälter nach dem Ort laufenden Leitungen bezeichnet man als Fallrohrleitungen. Ihr Druckliniengefälle J berechnet sich aus ihrer Länge und der zulässigen Höhendifferenz $h = H - B$, wo B den sog. bürgerlichen Versorgungsdruck (siehe No. 2), H die Höhenlage des Behälters über dem Ort bedeutet. Aus dem Druckliniengefälle und der Wasserführung ergibt sich der Durchmesser der Fallrohrleitung. Der Betriebsdruck soll jedoch bei normalen Wandstärken 8 Atm. nicht übersteigen. (Fig. 74.)

Der Durchmesser der Druckleitungen zwischen Pumpe und Reservoir bestimmt sich aus § 19.

2. Bürgerlicher Versorgungsdruck. So nennt man die über dem Straßenniveau erforderliche Wasserdruckhöhe. Sie soll an allen Punkten eines Ortsrohrnetzes 6—8 m höher als die höchstgelegenen Zapfstellen liegen, sie beträgt also bei uns je nach der Haushöhe 20—30 m. Für Feuerlöschzwecke ist dabei die Mitwirkung von Spritzen nicht zu entbehren. Dies ist wirtschaftlicher als dauerndes Hoch-

halten des Wasserdrucks und einfacher als seine vorübergehende Erhöhung in Brandfällen. Aus finanziellen Gründen muß es bei unbedeutenden Ansiedlungen oft genügen,

wenn das Wasser wenigstens aus Straßenbrunnen oder im Erdgeschoß der Häuser entnommen werden kann (W. II, S. 527, 566).

3. Versorgungszonen. Bei Orten mit starken Höhendifferenzen würden unter Anwendung eines einzigen Leitungsnetzes in den tieferen Lagen zu hohe Wasserdrücke auftreten können. Man teilt deshalb in solchen Fällen das zu versorgende Gebiet in Höhenabständen von 60—80 m in einzelne vertikale Zonen mit passenden Druckverhältnissen ein. Bisweilen wird neben einem Hochbehälter ein Pumpwerk aufgestellt, um den höher gelegenen Hochbehälter einer (nachträglich) hinzugekommenen „Hochzone“ zu speisen (W. II, S. 568).

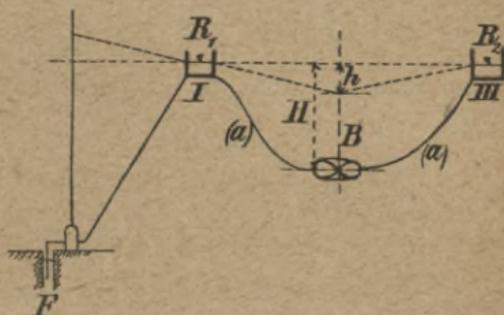


Fig. 74.

4. Ortsrohrnetze. Jede Straße eines Orts soll mit einer Leitung versehen sein. Die Berechnung der Netze muß den Bedingungen wirtschaftlicher Größenabmessungen entsprechen. Man wird jedoch nur die größeren Leitungen berechnen, da man wegen der Hydranten Ortsleitungen mit Durchmessern unter 80 mm kaum verlegt, bei zwei Hydranten auf einer Teilstrecke nicht unter 100 bis 125 mm heruntergeht. Ortsrohrnetze werden so angeordnet, daß soweit möglich das Wasser stets von zwei Seiten an einen bestimmten Punkt gelangen kann, daß also keine eigentlichen Endpunkte vorhanden sind. Dies erhält die Qualität und Temperatur des Wassers besser als es bei stumpfen Endsträngen (W. II, S. 584) möglich ist.

Die Stammleitungen eines Ortsnetzes werden in einer Art Fächersystem, aber unter Verbindung der Endpunkte über die Punkte größten Verbrauchs und höchster Geländeerhebung weggelegt (W. II, S. 602).

Die Berechnung von Rohrnetzen nach den genannten Gesichtspunkten ist verwickelt. Auch kann den Ergebnissen der Rechnung mit Rücksicht auf die handelsüblichen Lichtweiten nicht scharf entsprochen werden. Man kann deshalb — als Annäherung — folgenden Weg einschlagen:

1. Man bestimmt die Stammleitungen des Netzes, hernach die Stränge zweiter, dritter und höherer Ordnung.

2. Man berechnet für jeden Strang die von ihm auf Grund der zu versorgenden Gebietsgröße oder Hydrantenzahl zu führende Wassermenge, sowie die Minimalsohlldruckhöhen der einzelnen Netzkpunkte aus ihrer Meereshöhe und dem vorgeschriebenen Versorgungsdruck.

3. Man berechnet das Netz — abzüglich der Stränge mit dem Kleinstdurchmesser (80 bzw. 100 mm) — und zwar für mehrere mittlere Wassergeschwindigkeiten, z. B. für $v = 1,0, 0,85$ und $0,70$ m. Dann bestimmt man die Ge-

samtjahreskosten der einzelnen Varianten. Sie setzen sich zusammen aus den Beträgen für Verzinsung, Abschreibung, Unterhaltung und Betrieb, evtl. auch Tilgung und dem Aufwand für die Hebung des Wassers. Sodann wählt man denjenigen Fall zur Ausführung, der die geringsten Jahreskosten ergibt: vgl. das Beispiel W. II, S. 615, das die Einfachheit des vorstehend geschilderten Verfahrens beweist.

Literatur zu Kapitel V: 1, 4, 6, 7, 12, 19, 30, 31, 41, 43, 46, 48—51.

Kapitel VI.

Reinigung des Wassers.

§ 34. Allgemeine Übersicht.

Die meisten Oberflächenwässer, aber auch viele Grund- und Quellwässer weisen Verunreinigungen auf, welche vor dem Gebrauch der Wässer entfernt werden müssen (W. II, S. 1).

Man unterscheidet Verunreinigungen: 1. durch Sinkstoffe, 2. durch Schweb- und Schwimmstoffe, 3. durch makro- und mikroskopische Lebewesen, 4. durch gelöste Stoffe.

Wahl der Reinigungsart. Wir geben im folgenden kurz die verschiedenen in Betracht kommenden Verfahren. Welche Methode oder welche Kombination am besten angewandt wird, hängt im einzelnen Fall von den örtlichen Verhältnissen, Betriebsrücksichten, Kosten, Ansprüchen und Anschauungen ab (W. II, S. 1).

1. Entfärbung des Wassers. Bei Färbung durch Huminstoffe: Zusatz von schwefelsaurer Tonerde, Versetzung mit eisenhaltigem Wasser; Manganpermutitfilter, Ozonisierung.

2. Geruchbeseitigung. Zunächst benützt man (z. B. gegen Schwefelwasserstoff) die Lüftung des Wassers. Auch die Ozonisierung wirkt desodorisierend. Muffiger, modriger Geruch wird durch Alaun, auch durch geschlossene Manganpermutitfilter beseitigt. Fischgeruch wird entfernt durch Eisen- oder Kupfersulfat.

3. Geschmacksverbesserung. Sie erfolgt durch: Umwandlung von Oberflächenwasser in Grundwasser, Kühlung des Wassers in tiefen Becken oder Schächten, Rieseln über Gradierwerke, sowie chemische Zusätze.

4. Beseitigung von (tönigen) Trübungen durch: Absitzbecken, evtl. mit Zusätzen von schwefelsaurer Tonerde, Kaliumpermanganat, Eisensulfat, und Nachbehandlung in Filtern. Leichtere Trübungen beseitigen die Schnellfilter.

5. Beseitigung der organischen Substanzen einschließlich der Huminstoffe. Verwendung finden mehrfache Lüftung und Filtration, Zusätze von schwefelsaurer Tonerde, Kaliumpermanganat, Chlorkalk und die Ozonisierung.

6. Beseitigung des Planktons. Am einfachsten wirken Schnellfilter, unsicher ist die Wirkung von Kupfersulfat, wenigstens in großen Becken (Talsperren).

7. Beseitigung der Bakterien. Hierfür dienen:
— a) Ozonisierung, evtl. mit Vorfiltration oder chemischer Vorbehandlung; b) Langsamfilter, evtl. mit Vorbehandlung, z. B. durch schwefelsaure Tonerde, Kaliumpermanganat, Ferrochlor, Chlorperoxyd; c) Chlorkalkbehandlung; d) Behandlung mit ultravioletten Strahlen, meist mit Vorreinigung; e) Kochen und Destillieren.

8. Enthärtung des Wassers. Zur Zeit werden angewandt: das Permutitverfahren, das Kalksoda- und das Reisertsche Kalkbaryt-Verfahren. Dazu kommen Be-

strahlung des Kesselspeisewassers mit Tageslicht und Enthärtung durch Beseitigung der Kohlensäure; Abkochen wird im großen nicht angewandt.

9. Beseitigung von freiem Sauerstoff und Kohlensäure. Zur Entfernung freier Säuren dienen die Marmorrieselung, die Wehnersche Vakuumrieselung und das Heyersehe Verfahren. Bei der Lüftung im Enteisungsprozeß findet neben der Ausscheidung von Kohlensäure und Sauerstoff auch eine solche von Schwefelwasserstoff statt. Schließlich kommt auch Verwendung von Ätzkalk in Betracht.

10. Enteisung. Man benutzt Lüftung und Rieselung mit nachheriger Filtration, Braunsteinfilter. Mineralsaure Eisenverbindungen werden entfernt durch Eisenchlorid, Kalkwasser und Ozon. Huminstoffe mit Eisen bekämpft man mit schwefelsaurer Tonerde, Rieselung und Filtration, durch Mischung mit hartem Wasser, Kalkwasser, Ozon (W. II, S. 83).

11. Manganbeseitigung. Manganbikarbonate werden beseitigt wie Eisen. Gegen Mangansulfate verwendet man: Manganpermutite, Kalkmilch, schwefelsaure Tonerde mit Rieselung und Filtration.

12. Kühlung des Wassers (W. II, S. 189). Man verwendet Gradierwerke oder tiefe Schächte, in denen das Wasser die Grundwassertemperatur annimmt.

Für rein technische Betriebe genügt es meist ein Reinwasser zu erhalten, welches klar, farblos, durchsichtig, eisenfrei, weich und von geringem Chlorgehalt ist. Ob noch andere Anforderungen an das Wasser zu stellen sind, hängt von dem Gebrauchszwecke ab, niemals aber wird bei technisch zu verwendendem Wasser die möglichst weitgehende Keimarmut die überwiegende Bedeutung haben wie bei Trinkwässern.

In der Praxis müssen und dürfen die strengsten Anforderungen an die größten Werke gestellt werden, bei kleineren und kleinsten Anlagen wird man sich oft mit einem vergleichsweisen Minimum begnügen müssen.

Notwendige Anzahl der Reinigungselemente. Während einer bestimmten Periode (Sommer, Winter, Jahr) von T Tagen müssen zur Reinigung der erforderlichen Wassermengen dauernd n Elemente in Betrieb sein. Dies gibt $n T$ „Elementenbetriebstage“. Gesucht ist die Zahl der tatsächlich notwendigen Elemente unter Berücksichtigung der nötigen Anzahl von Reserveelementen.

Die bis zur Reinigung mögliche Betriebsdauer eines Elements sei t_b Tage, die Reinigung erfordere t_r Tage, dann umfaßt eine Arbeitsperiode eines Elements $t_b + t_r$ Tage, und ein Element hat in der Zeit $T \frac{T}{t_b + t_r}$ Arbeitsperioden, während deren es $t_x = \frac{T t_b}{t_b + t_r}$ Tage arbeitet. Man braucht aber, wie oben gesagt, für die Zeit $T n T$ Elementenbetriebstage. Hieraus ergibt sich die Gesamtzahl x der notwendigen Elemente zu:

$$x = \frac{n T}{t_x} = \frac{n (t_b + t_r)}{t_b}$$

Beispiel. Mit $n = 8$, $t_b = 24$, $t_r = 4$ ergibt sich $x = 8 \cdot 28 : 24 = \infty 10$ Elemente, d. h. man braucht in diesem Fall zwei Reserveelemente.

§ 35. Absitzbecken.

Sie finden Verwendung bei verunreinigten Wässern mit schweren Suspensionen, die zu Boden fallen, wenn das Wasser in einem Becken steht oder in langsamem Strom durchgeleitet wird. Meist kommt das zweite, billigere Verfahren in Betracht. Die Reinigung wird beschleunigt durch Zusatz koagulierender Mittel, wie Alaun. Die Wassergeschwindigkeit darf in der Regel nur etwa 1—2 mm pro Sekunde betragen, so daß jeder Quadratmeter Durchflußquerschnitt 1—2 sl Wasser liefert. Die allgemeine Anord-

nung der Becken kann derjenigen der Filter- bzw. Hochbehälterbecken nachgebildet werden, sie können offen oder überdeckt sein, die Wassertiefe beträgt 3 bis 4 m. Absitzbecken finden bzw. fanden sich in Hamburg, Altona, Frankfurt a. M. (Nutzwasserwerk mit Mainwasser), London. — Näheres s. W. II, S. 8.

§ 36. Langsame Sandfiltration.

Gegenüber übertriebenen Anschauungen über die Erfolge der Sandfiltration sei darauf hingewiesen, daß Fränkel und Piefke ihnen schon 1890 „eine vollständige Sicherheit für ausreichende Säuberung des Trinkwassers von schädlichen infektiösen Stoffen“ absprachen. Wenn man also an neueren Methoden aussetzt, daß sie nicht mit Sicherheit keimtötend wirken, so sei man sich bewußt, daß dies auch von der Sandfiltration gilt (W. II, S. 17).

1. Wirkungsweise der Langsamfilter. Betrachtet man die Filtersandkörnchen, deren übliche Durchmesser bis auf 1—0,3 mm heruntergehen, als Kugeln von gleichem Durchmesser, so vermögen rechnungsgemäß nur solche Körper zwischen den Kugeln zu passieren, deren Durchmesser kleiner als $\frac{1}{5}$ des Sanddurchmessers, also kleiner als 0,2—0,06 mm ist. Durch den Filtersand allein wäre es also unmöglich, Bakterien mit 0,001 mm Länge und feinste Tonteilchen mit 0,0001 mm Durchmesser zurückzuhalten. Ihre Beseitigung geschieht vielmehr durch die sogenannte Filterschmutzschicht (Ga 1909, S. 406), die sich während des Betriebs über und in den obersten Teilen der Filter aus den vom Wasser mitgeführten Verunreinigungen aus tierischen, pflanzlichen und anorganischen Resten bildet. Diese verengen namentlich die obersten Sandzwischenräume außerordentlich und fangen infolge der Adhäsionswirkung ihrer gallertigen Substanz neu an-

kommende Verunreinigungen des Wassers ab. Die Reinigung des Wassers geht also in den obersten Sandschichten vor sich und kolloidale Wirkungen spielen hierbei eine wichtige Rolle. Dazu kommen chemische und bakterielle

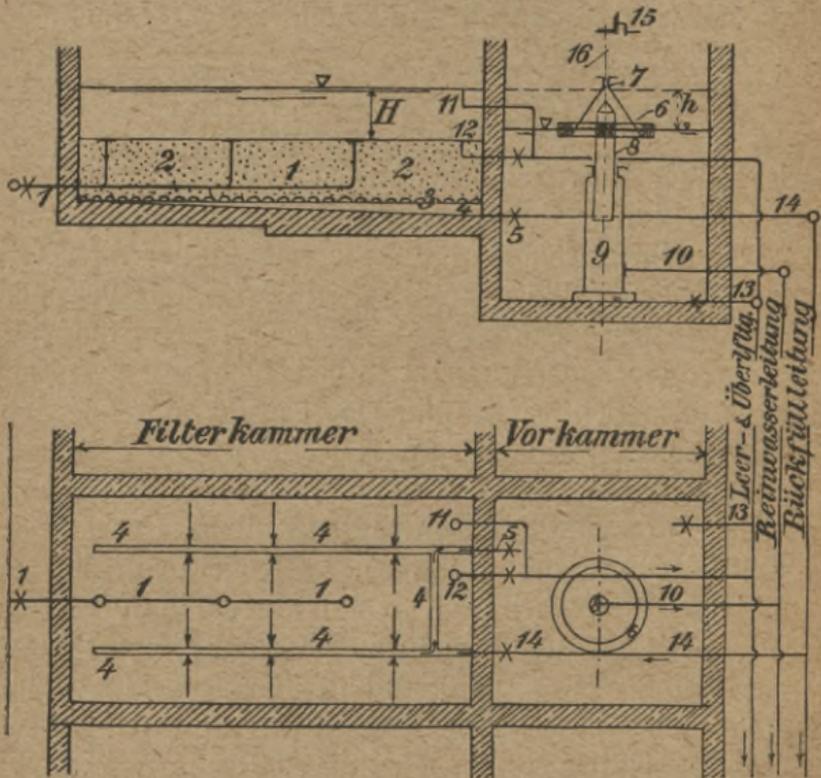


Fig. 75 u. 76.

Wirkungen; man kann daher ein Sandfilter als eine Anlage bezeichnen, in welcher der Reinigungseffekt durch mechanisch-physikalische, chemische und biologische Vorgänge bewirkt wird.

Je stärker die Filterschmutzschicht im Betrieb wird, desto größeren Widerstand setzt sie dem Wasserdurchtritt entgegen. Bei einer bestimmten Größe dieses Widerstandes

muß das Filter außer Betrieb gesetzt werden, weil die Gefahr wächst, daß die Schicht plötzlich durchbrochen wird und Schmutzstoffe und Bakterien in Menge durch das ganze Filter hindurchgespült werden. Zur Reinigung wird das Filter abgelassen; die Filterschmutzschicht wird durch Abschälen der obersten Sandschicht in einer Dicke von etwa 1,5 cm entfernt. Bei Wiederinbetriebsetzung des Filters tritt seine reinigende Wirkung erst ein, wenn eine neue Schmutzschicht gebildet ist; deshalb läßt man das erste Filtrat etwa 1 Tag lang, bei ganz neuen Filtern bis zu 14 Tagen und mehr ungenützt ablaufen. Die Bildung der Schicht wird beschleunigt durch Zusatz koagulierender Mittel (z. B. Alaun) zum Rohwasser, während man durch Zusatz von Kupfervitriol dem schädlichen (verfilzenden) Einfluß von Algen in Filtern zu begegnen gesucht hat.

2. Allgemeine Anordnung eines Filters. In der schematischen Darstellung Fig. 75 u. 76 bedeutet:

- h* den Filterüberdruck,
- * einen Schieber,
- 1 den Rohwasserzulauf, der, wenn nötig, an mehreren Punkten erfolgt,
- 2 die Sand- und Kiesschichten des Filters,
- 3 die Drainage des Filters auf dem Kammerboden, bestehend aus halben Tonröhren, Ziegelsteinen usw.,
- 4 die Ablaufrinnen für das Filtrat,
- 5 den Auslauf des Filtrats in die Vorkammer,
- 6 eine Schwimmereinrichtung zur Regulierung der Filterleistung; sie trägt an der Schraubenmutter 7 das oben mit Schlitzen versehene, unten in der Flasche 9 laufende Teleskoprohr 8,
- 10 die Reinwasserableitung,
- 11 den Überlauf für das Rohwasser,
- 12 die Leitung zum Ablassen des über dem Sand stehenden Wassers,
- 13 die Entleerungsleitung für die Vorkammer,
- 14 die Rückfülleitung für die Filter,
- 15 die Reguliervorrichtung für die Eintauchtiefe der am Teleskoprohr 8 angebrachten Schlitze.

Statt derartiger automatischer Regulierungen für die Filterleistung wurden besonders früher von Hand verstellbare Regulierringe bzw. Regulierringe verwendet.

Über die weitere Erläuterung von Fig. 75 u. 76 vgl. Abs. 4, d und e.

3. Leistung eines Sandfilters. Sie wird ausgedrückt durch die Anzahl der Tageskubikmeter Wasser, welche 1 qm Sandoberfläche (bei bestimmtem Filterüberdruck) zu reinigen vermag. Die Filterleistung beträgt unter normalen Verhältnissen 1,5—2,5 cbm/qm/Tag. Will man sie während einer ganzen Filterbetriebsperiode gleich erhalten, so muß man den Filterüberdruck h (Fig. 75) gegen Ende der Periode steigern. Er erreicht dann 1—1,4 m. Bei Talsperrenwasser und Wasser aus großen Seen werden Filterleistungen von 3,5—5,0 cbm erreicht. Unter schwierigen Verhältnissen kommen besondere Vorfiltrationsmethoden (s. § 37) in Betracht.

Bei stark durch Tonteilchen getrübtetem Rohwasser (Nil) versagen gewöhnliche Sandfilter ohne geeignete Vorbehandlung des Wassers vollständig.

Die Dauer einer Filterbetriebsperiode läuft von wenigen Tagen bis zu etwa 2 Jahren.

Als ungefähres Maß für die Reinigungskraft eines Filters sieht man die Herabsetzung der Bakterienzahl an und verlangt einem alten Herkommen gemäß, daß das Filtrat weniger als 100 Keime auf 1 ccm enthalten müsse, welche Zahl bei ordnungsgemäßigem Betrieb der Filter und nicht zu sehr verschmutztem Rohwasser gewöhnlich nicht unerheblich unterschritten wird. Bedenklicher als eine Überschreitung dieser Zahl und glücklicherweise zum Teil rascher wahrnehmbar sind plötzliche Schwankungen des Filterdrucks, der Filtrattemperatur und des allgemeinen Gesundheitszustandes im Versorgungsgebiet. In Frankreich hat man den bekannten Darmbazillus (*B. coli*) mit

Erfolg als Indikator für Filterwirkung verwendet, d. h. dort wird die Zurückhaltung künstlich dem Rohwasser zugesetzter Bakterienkolonien durch ein Filter als Kriterium für dessen befriedigende Wirkungsweise verwendet.

4. Einzelheiten der Sandfilter (W. II, S. 23).

a) Filterkammern. Sie werden ähnlich wie die Hochbehälterkammern angeordnet, mit schwacher Sohlenneigung. Bei Berechnung der Wandstärken ist der Sand- und Wasserdruck zu berücksichtigen. Der Zugang bedeckter Kammern soll bequem, aber dicht gegen Wärme, Kälte und Staub sein. Zum Transport des Sandes können Rampen eingebaut werden. Für reichliche Lüftung und zeitweilige Beleuchtung ist Sorge zu tragen.

b) Überdeckung. Sie verteuert den Bau erheblich, schützt aber vor Staub, Algenbildung und namentlich vor dem Gefrieren des Wassers und dessen Folgen. Die Überdeckung wird meist in Form von überschütteten Gewölben oder Plandecken ausgeführt. Billiger ist einfache Überdachung; sie und offene Filter kommen am meisten in milden Klimaten (England) vor, sind viel billiger, zumal statt der Umfassungsmauern zweifüßige, wasserdichte Böschungen angewandt werden können. Jedoch erwärmt sich das Wasser im Sommer um bis zu 2—4° C. In unserem Klima empfiehlt es sich, für größere Werke einen Teil ihrer Filter offen, einen (kleineren) Teil überdeckt anzulegen.

c) Sand- und Kiesschichten. Zu den eigentlich filternden Schichten wird feiner reiner (gewaschener), möglichst quarzreicher Sand verwendet. Dieser Sand, von etwa 0,3 bis 1 mm Korn, liegt etwa 60 cm stark auf mehreren Stüttschichten. Man erhält beispielsweise folgende Anordnung:

| | | | |
|---|----------------|----------|--|
| Wasserhöhe über dem Sand | 100 cm | | |
| Feiner Filtersand 60 cm | } 65 cm Sand | } 135 cm | |
| Größerer Sand, gegen Durchfallen des feinen Sandes 5 cm | | | |
| Bohnenkies 10 cm | } 20 cm Kies | | |
| Nußkies 10 cm | | | |
| Eigroßer Kies 15 cm | } 50 cm Steine | | |
| Faustgroßer Kies 15 cm | | | |
| Grobe Steine 15—20—25 cm | | | |

Zusammen einschl. des Wassers 230—240 cm

Einfacher können die Filteraufbauten für Talsperrenwasser sein, so hat die Anlage von Einsiedel (Chemnitz) 1,5 m Wasser, 1,0 m Sand, 0,35 m feinen und groben Kies, 0,15 m grobe Kiesel (W. u. A. I, S. 480).

Das Abschälen des verunreinigten Sandes kann erfolgen, bis noch etwa 30 cm Sand im Filter liegen. Statt auf Stützsichten werden (Cbl. 1909, S. 285) die Sandschichten von Oesten auch auf gelochten Böden aufgebracht und der gleichmäßige Wasserabfluß dadurch gewährleistet, daß der ganze Filterkörper im Wasser steht. (Weitere Literatur: Ga 1899, S. 330; 1900, S. 589 und 613.)

d) Wasserführung (Fig. 75 und 76). Die Wasseraufleitung muß so erfolgen, daß eine Verletzung der Sandoberfläche unmöglich ist. Dies geschieht z. B. durch Unterlegen von Steinplatten unter den Rohwasserauslauf (1 in Fig. 75). Die Wasserhöhe H über dem Sand beträgt zwischen 1 und 1,4 m, gegen Überschreitung dieses Maximums wirkt der Überlauf 11. Soll ein Filter entleert werden, so öffnet man zuerst den Schieber von 12 und entleert dann erst langsam durch 5 und 13. Soll das Filter wieder gefüllt werden, so geschieht dies rückwärts aus dem Reinwasserbehälter durch Leitung 14. Das filtrierte Wasser fließt durch 4 und 5 in die Vorkammer und durch die Schlitze des Ablaufrohrs 8 in die Reinwasserleitung.

5. Regelung des Filterdrucks. Sie geschieht entweder von Hand durch Arbeiter, durch die Bedienung von Schiebern oder automatisch, wie Fig. 75 zeigt. Das Teleskoprohr 8 ist mit dem Schwimmer 6 durch die Schraubenmutter 7 so verbunden, daß die Schlitze an 8 stets gleich tief ins Wasser der Vorkammer eintauchen, also eine konstante Wassermenge entnehmen. Will man diese Menge verändern, so verschiebt man durch die Reguliervorrichtung 15 die Schraubenspindel 16 und damit das Teleskoprohr 8 gegen den Schwimmer 6. — Über die Regulierung am Oestenschen Filter s. Cbl. 1909, S. 285.

6. Reinwasserbehälter. Er dient zum Ausgleich zwischen dem schwankenden Verbrauch und der gleichmäßigen Filterleistung und zum Rückwärtsfüllen leerer Filterkammern.

Sein Wasserspiegel muß daher einmal über der Sandoberfläche, ein andermal unter dem Spiegel in der Vorkammer stehen. Dem wird am einfachsten genügt durch Zerlegen des Behälters in mehrere Kammern von genügender Grundfläche.

7. Zubehör. Filteranlagen bedürfen besonderer Meßvorrichtungen (Eichkammern) für die Leistung der einzelnen Filter, ferner Einrichtungen zum Waschen, Sortieren und Lagern von Sand und Kies. Neuerdings werden in den Vereinigten Staaten Verfahren zur Sandreinigung im Filterbecken selbst angewandt.

§ 37. Besondere, namentlich Schnellfilter.

1. Schnellfilter (W. II, S. 63). Der wachsende Wasserverbrauch zwingt mehr und mehr zur Verwendung von Oberflächenwässern, denn die teuren Langsamfilter erhalten bei stark verschmutzten Rohwässern zu kurze Betriebsperioden und zu große Ausdehnung. So verwendet man — vor allem in Amerika — immer häufiger die Schnellfilter.

Man versteht hierunter meist niedrige Filter aus grobem Sand von 0,5—1 und mehr mm Korn. Meist setzt man noch dem Rohwasser koagulierende Chemikalien zu. Die Mengenleistung der Schnellfilter ist, zum Teil auf Kosten der qualitativen, 20—40 und mehr mal so groß als diejenige der Feinfilter. Sie brauchen deshalb einen höheren Wasserüberdruck: „Überdruckfilter“. Schnellfilter finden Verwendung: zur Beseitigung der Trübungen, Algen und makroskopischen Lebewesen aus Nutz- und Fabrikationswasser; zur Vorreinigung trüben Wassers vor der Verwendung normaler Sandfilter; zur Vorreinigung von Wasser, das nach dem Ozonverfahren (s. § 41) weiter behandelt werden soll, bei der Enteisung, vgl. § 39.

Die Verschmutzung erfolgt bei Schnellfiltern mehr oder weniger durch die ganze Filtermasse hindurch. Infolge der starken Belastung müssen die Filter sehr häufig gereinigt werden, daher soll die Reinigung unter möglichst geringem Zeit-, Arbeits- und Wasseraufwand erfolgen, womöglich ohne Herausnahme des Filtermaterials. Wichtig ist die

Wahl ganz gleichmäßigen Kornes und ebensolcher Filtergeschwindigkeit, besonders wegen der sonst möglichen Durchbrüche einzelner Kanäle im Filtermaterial. (Vgl. W. II; Lit. 52).

Die Schnellfilter werden in Holz, Eisen, Beton, Eisenbeton und in polygonaler oder zylindrischer, offener und geschlossener Form ausgeführt. Die Reinigung erfolgt durch Spülung unter Umrühren des Sandes mit einem eisernen Rechen oder schließlich durch kräftige Spülung allein. Die Bedienung ist meist bequem und einfach.

Die Schnellfilter sind heute sehr beliebt, sie haben aber nicht nur Vorteile, vgl. W. II, S. 63. Neuerdings beschränkt man ihre quantitative Leistung vielfach etwas zugunsten der qualitativen.

2. Doppelfiltration, System Götze (Bremen) (W. II, S. 55). Hierbei wird ein frisches normales Sandfilter mittels Heberleitung vor ein bereits eingearbeitetes geschaltet. Das frische Filter dient als Vorreiniger. Die Einrichtung empfiehlt sich bei sehr stark verunreinigten (Fluß-) Wässern mit großer Keimzahl. Es handelt sich also hier um mehrstufige gleichartige Reinigung eines mit feinsten Verunreinigungen belasteten Rohwassers. Die Doppelfiltration verbilligt dann den Betrieb (Ga 1903, S. 965).

3. Vor- und Feinfilter, System Peter (W. II, S. 66). Diese erstmals in Zürich, jetzt auch an der Wientalwasserleitung mit Benutzung eines Reisertschen Patents ausgeführte Anlage besteht in Zürich aus Vorfiltern mit 40—70, im Maximum 120 dcbm/qm Leistung, an welche sich normale Sandfilter mit der neunfachen Oberfläche der Vorfilter anschließen. Der Feinfilterbetrieb kann 3—4mal solange dauern als früher, die Betriebskostensparnis beträgt etwa 50%. Das Züricher System hat abweichend von der Doppelfiltration (Götze) den Zweck, die größeren Verunreinigungen (Plankton) im Vorfilter zurückzuhalten und das Feinfilter von ihnen zu entlasten. In Zürich halten übrigens schon die Vorfilter etwa 80% der mechanischen Verunreinigungen und 50% der Bakterien zurück.

Die Reinigung des Vorfilters (3 cm Sand über Kies von 2 mm Korn) erfolgt alle 1—2 Tage durch Aufleitung einer vergrößerten

Wassermenge und Durchpressen von Druckluft durch das Filter (mindestens 5—10 sl pro Quadratmeter bei 1 m Wassersäulendruck). Der Vorgang dauert 20—30 Minuten. Die Druckluft liefert ein Gebläse. Höchstens 1—2mal im Jahr werden die Vorfilter ausgepackt (Ga 1889, S. 1126 und 1901, S. 681).

4. Filter nach System Puech-Chabal (spr. Püäch) (W. II, S. 76). Diese etwas weitläufige Konstruktion besteht aus einer treppenartigen Anlage von Grob- und Vorfiltern vor den eigentlichen Sandfiltern, mit zwischengeschalteten Kaskaden zur Lüftung und Belichtung des Wassers. Die Anlagen dienen zur Behandlung stark verunreinigten Flußwassers und sind bei uns in Magdeburg und Breslau mit Erfolg im Betrieb. Im Ausland stehen zahlreiche Anlagen.

Die Magdeburger Filter waren ursprünglich für 40000 cbm bemessen und bestehen hierfür aus folgenden durch Kaskaden getrennten Filtergruppen:

| | | | | | |
|------|-----------|-----------|----------|-------------|-------------------|
| I. | Korngröße | 20—30 mm; | Leistung | 185 dcbm/pm | } zus. 2100 qm |
| II. | „ | 15—20 „ | „ | 120 „ | |
| III. | „ | 10—15 „ | „ | 60 „ | |
| IV. | „ | 5—10 „ | „ | 30 „ | |

Dann folgen 4000 qm Schnellsandfilter und schließlich 18000 qm normale Feinfilter. Die Keimzahl nimmt in den Puechfiltern Magdeburgs nicht ab, sondern zu, sie sollen auch lediglich Farbe und Trübungen entfernen: zur Vorreinigung dienen; die Spülung geschieht nach System Peter, Pat. Reisert.

5. Filtertücher (W. II, S. 34) wurden schon mehrfach zur Vorreinigung verwendet, wohl erstmals in Remscheid. Die jährliche Betriebskostensparnis belief sich auf 5000 Mk. (Ga 1903, S. 995).

6. Zu den bekanntesten heutigen Schnellfilter-Systemen gehören die nach Patent Reisert, und die Systeme Wurl, Bollmann, Dehne, Gartzweiler, Halvor Breda; vgl. S. 80 u. 84.

7. Filtersteine (W. II, S. 37). Ein Gemisch aus Porzellanerde, Infusorienerde, Ton oder Sand mit kohlen saurem Kalk, Kleie, Roggenmehl wird zu zylinder- oder plattenförmigen Hohlsteinen gepreßt und gebrannt. Beim Erhitzen verbrennen die organischen Teile, Kalk und Asche werden durch verdünnte Säure angetrieben, so daß man je nach der Feinheit des verwendeten Materials Steine von mehr oder weniger großen filtrierenden Hohlräumen erhält (Ga 1903, S. 221; Ga 1905, S. 1112).

Die Ergebnisse mit solchen Steinen dürften auf die Dauer wenig befriedigen. Sind einmal die Poren verlagert, so lassen sich die ins Innere der Steine gelangten Verunreinigungen kaum entfernen bzw. unschädlich machen. Die Steine werden deshalb neuerdings in Sand gebettet.

Die auf ähnlichen Gedanken beruhenden Hausfilter können nur bei sachgemäßer Behandlung, vorsichtiger Beanspruchung und nicht zu langer Betriebsdauer namentlich in bakterieller Beziehung befriedigende Resultate ergeben.

8. Filter aus andern Stoffen. Andre Stoffe, wie Filz, Schwamm, Kohle, Bimsstein, sind im großen ganzen für praktische Filtrationszwecke, namentlich in der Hand von Laien, als hygienisch minderwertig zu betrachten.

§ 38. Wasserreinigung auf chemischem Wege.

Es gibt eine große Anzahl von Chemikalien, welche die im Wasser gelösten Stoffe in unlösliche Verbindungen überführen und infolge der dabei eintretenden Flockenbildung auch die übrigen Verunreinigungen des Wassers festhalten und ausfällen. Diese chemische Wasserreinigung wird in der Regel durch eine Nachbehandlung, z. B. Schnellfiltration, ergänzt.

Während sich die chemische Wasserreinigung in der Industrie längst einen anerkannten Platz errungen hat, wird sie auf dem Gebiet der Trinkwasserbereitung noch von mancher Seite bekämpft. Allein man ist schon heute nicht mehr immer in der Lage, die Wasserbezugsstelle nach Belieben wählen zu können, sondern wird mit der Zeit an immer mehr Orten gezwungen, dasjenige Wasser zum Trinken zu verwenden, welches man eben bekommen kann. Da läßt es sich immer weniger vermeiden, zu chemischen Reinigungsverfahren zu greifen, und es wird Aufgabe der Hygiene, vorurteilsloser vorzugehen, als es früher bisweilen geschah. Für die Praxis handelt es sich vorzugsweise darum, die Zusätze nach ihrer Einwirkung aus dem Wasser zu ent-

fernen oder wenigstens nachzuweisen, daß sie auch bei dauerndem regelmäßigen Genuß des Wassers keinerlei schädliche oder unangenehme Wirkung ausüben.

Bei wechselnder Rohwasserqualität bereitet heute noch die rasche und sichere Bestimmung der richtigen Zusatzmenge, die sogenannte Dosierung, bisweilen Schwierigkeiten.

1. **Verwendung schwefelsaurer Tonerde** (W. II, S. 122). Bei genügend harten Wässern fällt Tonerdehydrat in Flockenform aus, umhüllt die feinsten Verunreinigungen und reißt sie mit zu Boden. Die Zusatzmenge geschieht im Verhältnis 1:25000 bis 1:50000 (Hamburg, Bremen, Plauen i. V.). Zahlreich sind die Kombinationen dieses Verfahrens mit Schnellfiltern, z. B. den Jewellfiltern (offen und geschlossen ausgeführt). Ihre Leistung bewegt sich bei 2,5—3 m Druckverlust zwischen 80 und 125 cbm pro m und Tag. Die maschinelle Reinigung mit Rührwerk und Spülwasser erfolgt alle 12—24 Stunden. In bakteriologischer Beziehung haben diese Filter bisher nicht in allen Fällen gleich günstige Resultate ergeben. Fig. 77 zeigt die Wirkungsweise des Jewellfilters im normalen Betrieb (→) und bei der Reinigung (—→) (W. II, S. 127).

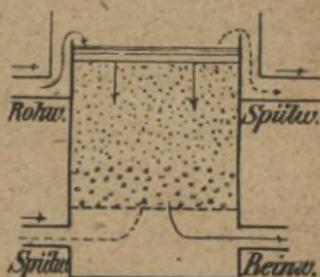


Fig. 77.

2. **Verwendung von Kaliumpermanganat** (W. II, S. 167). Es spaltet bei Anwesenheit organischer Stoffe freien Sauerstoff ab, das Manganoxyd wirkt ähnlich wie das Tonerdehydrat: es bildet Flocken, welche namentlich Tonteilchen mit zu Boden reißen. Es genügt als Zusatz 1 kg Permanganat auf 1000 cbm Wasser. Die Ausscheidung beginnt nach etwa drei Stunden wirksam zu werden.

3. **Wasserreinigung mittels Chlorverbindungen zur Desinfektion** (W. II, S. 151). Die Wirkung des meist verwendeten Chlorkalks beruht auf der Anwesenheit des Hypochloritons, das unter Abspaltung freien Sauerstoffs in das Chlorion übergeht. Diesem in statu nascendi befindlichen „aktiven“ Chlor wird die keimtötende Wirkung zugeschrieben. Die Zusatzmenge beträgt 1:1000000 bis 1:2000000. Der dem Reinwasser anhaftende

fade, laugenhafte Geschmack wird durch Natriumthiosulfat („Antichlor“) beseitigt. Im großen und mit Erfolg wird das Verfahren angewandt bei einzelnen Ruhrwasserwerken.

Neuerdings werden mit mehr Erfolg Elektrolytlauge, entstanden aus der Einwirkung des elektrischen Stromes auf eine Kochsalzlösung, sowie Chlorgas zum selben Zwecke verwendet.

Beide Verfahren sind sehr billig und eignen sich besonders für nachträglichen Einbau; sie sind nach dem heutigen Stande der Technik zu verwenden: zu Zeiten von Wasserklemme kombiniert mit Filtration und wenn das Wasser Zeit zur Wiederabgabe des Chlors hat. Zu weiches Wasser müßte vorher gehärtet werden (Marmorrieselung).

4. Wasserreinigung durch Eisen- und Kupferverbindungen (W. II, S. 164). Bei der Verwendung von Kupfervitriol muß auf gute Mischung des Mittels mit dem Rohwasser gesehen werden, in amerikanischen Talsperren hat es sich nicht bewährt.

5. Die Enthärtung des Wassers ist wegen der Kesselsteinbildung und der Korrosionswirkungen auf den Kesselwandungen von der größten Bedeutung für die Industrie. Am meisten werden verwendet: Ätznatron (NaOH), Ätzkalk (CaO), d. h. ungelöschter Kalk im Gegensatz zum gelöschten Kalk (CaOH_2), Soda (CO_3Na_2). Nach dem Zusatz der Reagenzien muß eine Klärung des Wassers von dem gebildeten Schlamm stattfinden. Bei dem Permutitverfahren (vgl. unter c) ist dies nicht erforderlich.

a) Das Kalksodaverfahren. Nach der Pfeiferschen Regel muß betragen: der Kalkzusatz = 10mal die Zahl der vorübergehenden Härte plus 1,4mal der Milligramm Magnesia im Liter; der Sodazusatz = 18,9mal der Zahl der bleibenden Härte (W. II, S. 135).

b) Das Reisersche Kalkbarytverfahren. Die Karbonate werden hier mit Ätzkalk ausgefüllt, zur Beseitigung der freien Schwefelsäure sowie der Sulfate des Kalks (Gips) und der Magnesia dient kohlenaurer Baryt, ohne daß schwefelsaures Natron in Lösung geht und sich wie beim Kalksodaverfahren in den Kesseln eine immer konzentriertere Lösung bildet. (Über die Erfolge s. Deutsche Färberzeitung 1907.)

Die Enthärtung angewärmten Wassers (50—60°) ist eine vollkommene bzw. raschere. — Die Apparate bestehen aus einem Behälter für das evtl. vorgewärmte Rohwasser, Behältern für die Zusätze Derveauxscher Kalksättiger nebst Reguliervorrich-

tungen für deren Dosierung, einem Misch- und Reaktionsraum und einer Klärvorrichtung (Behälter und Filter) (W. II, S. 138).

c) Das Permutitverfahren (W. II, S. 143). Permutit wird gewonnen durch Zusammenschmelzen von Feldspat, Kaolin, Ton, Sand und Soda und Auslaugung des Produkts mit heißem Wasser. Es besitzt die Eigenschaft der künstlichen Zeolithe (basische Aluminatsilikate, genannt „Permutite“), z. B. des Natriumpermutits, die im Wasser enthaltenen Härtebildner Kalk und Magnesia durch Natron zu ersetzen. Das Natriumpermutit ist ein körniger, feinschuppiger, perlmutterglänzender, gelblicher, sehr poröser Stoff. Durch dieses der Permutitfiltergesellschaft m. b. H. in Berlin geschützte Material wird das zu enthärtende Wasser filtriert, wobei an Stelle der drei Härtebildner doppelkohlensaurer Kalk, doppelkohlensaure Magnesia und schwefelsaurer Kalk, doppelkohlensaures Natrium bzw. Glaubersalz in Lösung gehen. Ist das Permutit durch längere Aufnahme von Kalk und Magnesia erschöpft, so wird es durch eine Chlornatriumlösung regeneriert.

Die Enthärtung des Wassers durch Permutit ist eine vollkommene. Jedoch müssen mechanisch verunreinigte Wässer vorgeeignet werden, auch müssen sie neutral reagieren. Auch bei permutiertem Wasser müssen die Dampfkessel alle paar Wochen abgelassen und öfters teilweise entleert werden. Trotzdem sind die Erfolge des eleganten Verfahrens als glänzende zu bezeichnen, da man bei den andern Verfahren in der Enthärtung auf nicht weiter als 2,5—4° deutscher Härte kommt.

6. Entsäuerung des Wassers (W. II, S. 160). Zur Beseitigung der freien Kohlensäure und des freien Sauerstoffs, welche geeignet sind, Zement und eiserne Leitungsröhren anzugreifen, dienen:

a) Das Frankfurter Verfahren von Scheelhaase, wobei Marmorfilter angewandt werden. Hierbei (Ga 1909, S. 822 und D. B. 1908, S. 153) passiert das Wasser mit 12—30 cm Druckverlust von unten nach oben fließend zunächst 45 cm Kies, darauf je 8 cm Marmorkies von Walnuß-, Bohnen- und Erbsengröße, danach noch 60 cm Marmorgrus. Die Leistung der Anlagen ist 40 debm/qm. In einem Jahr verschwinden 40 cm Marmorgrus und 10 cm Marmorkies, das sind pro Kubikmeter Wasser 0,06 kg Marmor. Die Härte des Wassers steigt von 1,5 auf 5°, die Betriebskosten betragen 0,2 Pf. pro 1 cbm Wasser.

Bei einer Versuchsanlage in Frankfurt verminderte ein 4 (bzw. 1) m hoher Koksriesler die freie Kohlensäure von 30 auf 4 (bzw. 15) lmg, erhöhte aber den Sauerstoffgehalt von 5 auf 10 lmg.

b) Dieselben Zwecke wie das Frankfurter Verfahren verfolgt das chemische Verfahren von Heyer, das zuerst in Dessau angewandt wurde, und die Wehnersche Vakuumrieselung (Ges. 1908, S. 747), „Sürther Verfahren“. Bei dieser durchläuft das Wasser fein verteilt einen luftarm gemachten „Entsäuerungskessel“. Die ausgeschiedenen Gase werden abgesaugt. In Freiberg i. Sa. werden nach diesem Verfahren 18 lmg freie Kohlensäure vollständig, 12 mg Sauerstoff bis auf 2,25 lmg entfernt.

§ 39. Enteisung des Wassers.

I. Allgemeines.

Das Eisen tritt im Wasser meist als doppelkohlensaures Eisenoxydul (primäres Ferrokarbonat) auf. Es kann auch an Humussäuren, Phosphorsäure, seltener an Mineralsäuren, z. B. Schwefelsäure, gebunden sein. Eine wesentliche Rolle spielen hierbei die organischen Stoffe des Bodens. Die Ausscheidung des Eisens beruht auf der Oxydation des primären Karbonats zu Ferrihydroxyd und einer Trennung desselben vom Wasser durch Gelbbildung. Bei doppelkohlensaurem Eisenoxydul genügt zur Oxydation die Belüftung, bei mineral-sauren Eisenverbindungen kommen Zusätze wie Eisenchlorid und Kalkhydrat in Betracht. Befördernd auf den Enteisungsvorgang wirken insbesondere die kohlensauren Kalk- und Magnesiaverbindungen (Härtebildner), verzögernd insbesondere Kohlensäure und größere Mengen organischer Substanz.

Wie weit die Enteisung getrieben werden muß, damit nicht nachträglich Ausflockung stattfindet, hängt von der Natur eines Wassers ab, ist also jeweils besonders zu untersuchen. Die gewöhnlich als unbedenklich angegebene Zahl von 0,2 Litermilligramm Eisen ist also nicht allgemein genügend.

Die Enteisungsverfahren bestehen aus drei Teilen:

- a) einem möglichst innigen Belüften des Wassers zur Hervorrufung der Flockenbildung,
- b) Schaffung einer Kontaktwirkung (Katalyse),
- c) dem Abfangen der gebildeten Flocken in Klärkammern und Filtern (Kontaktwirkung).

Wenn ein Wasser vor der Behandlung schon mit der Luft in Berührung kam, wie bei offenen Leitungen (Zeitschr. f. Architektur und Ingenieurwesen 1900, S. 162) oder bei Verwendung von Preßluftpumpen, kann die Belüftung in der Enteisenungsanlage unter Umständen entfallen.

Es gibt offene und geschlossene Enteisenungsanlagen.

Bei den offenen Enteisenungsanlagen unterscheiden wir: 1. die Oestensche Regenvorrichtung mit Filter, 2. den Piefkeschen (Koks-Ziegel-Holzhornden-) Riesler mit Grob- oder Feinfilter. Geschlossene Anlagen mit künstlich zugeführter Luft und Schnellfilterkörpern werden unter andrem ausgeführt nach den Systemen Reisert, Bollmann, Breda, Helm, Bühring, Dehne, Jewell, „Vorán“, Grove.

Für geschlossene Anlagen mit anorganischem Fällmaterial spricht vor allem der geringe Raumbedarf der Apparate, die Möglichkeit, das Kontakt- und Filtermaterial im Apparat reinigen zu können, die Einschaltung der Apparate in Druckleitungen; also der Wegfall doppelter Pumpenanlagen. Dagegen muß man zur Verhütung von Rohrbeschädigungen das enteisenete Wasser entlüften. Die offenen Anlagen scheinen viel größere Überlastungen zu gestatten als geschlossene. Da auch die Kostenfrage die Entschließung nicht eindeutig beeinflußt, so kommt man zu dem Ergebnis: Geschlossene Anlagen mit anorganischem Füllmaterial verdienen für kleinere und mittlere Anlagen bei konstanter Belastung in der Regel den Vorzug, offenen Anlagen wird man vor allem bei schwankender Belastung und großen oder sehr großen Leistungen sowie erwünschter geringer Druckhöhe meist den Vorzug geben.

II. Offene Enteisungsanlagen.

Die offenen Enteisungsanlagen lüften das Wasser mittels Brausen, gelochter Bleche, Düsen, Kaskaden und Rieseln über 2—3 m hohen Koks, Ziegel oder Holzhornden. Neuerdings wird vielfach ein ca. 1 m hoher freier Fallraum für das Wasser zwischen der Verteilungseinrichtung und dem Riesler eingefügt. Am stärksten wirkt das Rieseln. Gerieseltes Wasser wird auf Grob- oder Feinfiltern gereinigt, nur gelüftetes braucht feineres Filterkorn. Ein „Feinfilter“ nach Piefke leistet 10—25, ein Grobfilter etwa 25—40 cbm pro Quadratmeter und Tag.

a) Verfahren von Piefke. Hierbei wird das Wasser durch ein System gelochter (Wellblech-)Rinnen möglichst gleichmäßig über einen aus eigroßen Koksstücken oder aus Backsteinen oder Holzhornden bestehenden Riesler von 2—4 m Höhe verteilt. Dieses Material liegt auf einem gelochten Boden (Eisenbeton), durch welchen hindurchfließend das Wasser sich unterhalb des Rieslers sammeln kann, um von da einem Filter und dem Reinwasserbehälter zuzufließen. Zwischen Riesler und Filter wird man bei starker Eisenausscheidung einen Vorklärraum einschalten.

Der Durchfluß des Wassers dauert im Riesler 20—60 Sekunden, Rieseln wirkt daher energischer als Brausen, insbesondere auch wegen des Auftretens von Kontaktwirkungen an der ockerüberzogenen Rieslerfüllung.

Die Riesler besitzen eine Leistung von 3—5-, bei vorhergehendem Regenfall von 15—20-cbm/qm-Stunde. Sie werden periodisch gereinigt durch Spülung, indem man einen verstärkten Wasserstrom durch sie hindurchleitet. Die hierzu sowie für die Filterspülung verbrauchte Wassermenge beläuft sich auf etwa 1—3% der Gesamtwassermenge.

Trotzdem verlagern sich auch die Riesler mit der Zeit und müssen von Grund aus gereinigt werden, dabei sind Backsteine, Holzhornden und Reisig leichter aus dem Riesler zu entfernen als Koks.

Man stellt die Rieslertürme aus Mauerwerk oder bei kleineren Ausführungen aus Drahtnetz her. Für sehr reichliche Lüftung ist — evtl. durch Schlitze in den Mauern — Sorge zu tragen.

Statt der normalen von Piefke ursprünglich angegebenen Feinfilter mit 10—25 dcbm/qm-Leistung hat Thiem bei leicht zu enteisenendem Wasser die obenerwähnten Grobfilter von 4—10 mm Korn und 25—40 dcbm/qm Leistung verwendet, welche sich durch Spülung (Aufreißen einer Klappe an der Filter-

sohle) bequem reinigen lassen. Bei den Grobfiltern bildet sich keine Filterschmutzschicht, sondern es findet eine vollständige Erfüllung des Filters mit dem Eisenschlamm statt. Heute werden

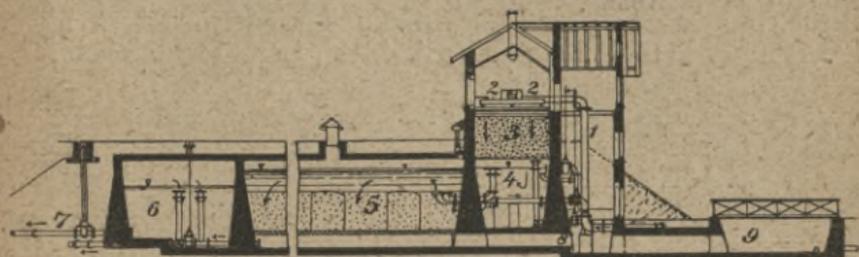


Fig. 78.

auch die gewöhnlichen Schnellfilter bei Enteisenungsanlagen vielfach angewandt. Hinter dem Filter liegt stets ein Reinwasserbehälter, welcher während kurzer Filterbetriebspausen, z. B. wäh-

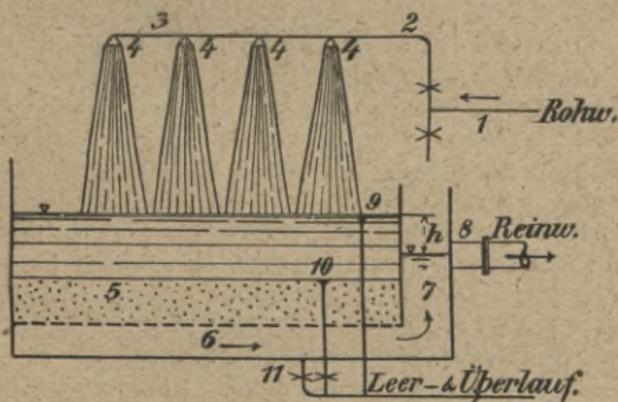


Fig. 79.

rend der bei größeren Anlagen ca. 30 Minuten dauernden Filterspülpausen, den Pumpen das Wasser zu liefern hat.

Die Fig. 78 zeigt schematisch eine offene Enteisenungsanlage, ähnlich wie sie Thiem mehrmals erbaut hat. Dabei bedeuten 1 die Rohwasserzuführung, 2 die Wasserverteilung, 3 den Koksriesler, 4 den Vorklärraum, 5 die Filter, 6 den Reinwasserbehälter, 7 die Reinwasserableitung, 8 die Spülklappe für die Filter, 9 ein Rückhaltebecken für das Filterspülwasser (W. II, S. 89).

b) Verfahren von Oesten (Fig. 79). Das Rohwasser fällt durch Brausen fein verteilt aus 2—3 m Höhe auf ein etwa 30 cm tiefes Filter von einerlei Korn herab, worin die Eisenflocken zurückgehalten werden. Die Anlage kann auch in eine Fallrohrleitung unterhalb eines Hochbehälters eingeschaltet werden (Z. 1906, S. 1114 und Ga 1906, S. 481). Das Filter wird durch Rückspülung gereinigt. Diese Methode setzt jedoch ein Wasser voraus, dessen Eisen leicht und rasch ausfällt, was in der Regel bei höherem Eisengehalt zutrifft. Über den Oestenschen Filterboden vgl. § 36, 4, c und W. II, S. 31. In der Fig. 79 bedeutet 1—2—3 die Rohwasserzuleitung, 4 die Brausen, 5 das Filter, 6—7—8 den Weg des Reinwassers, 9 den Überlauf, 10 und 11 Leerläufe (W. II, S. 92).

III. Geschlossene Enteisungsanlagen.

Bei dem System der Firma Halvor Breda in Charlottenburg besteht das Kontaktmaterial aus einer gebrannten und gekörnten tonartigen Masse, die sehr porös und scharfkantig ist. Interessante Versuche sind mit diesem System in Vegesack angestellt worden (andere Firmen s. § 39).

Der Apparat von Halvor Breda ist ein hoher eiserner Kessel, in welchem das durch einen Kompressor belüftete Wasser zuerst über gebrannten und gekörnten Porzellan- oder Lavakoks als Kontaktmaterial geleitet und dann, nachdem die Luft entwichen, über ein feinkörniges Kiesfilter geschickt wird. Die Anlagen wurden bis jetzt in Größen für 1 bis ungefähr 300 cbm stündlich gebaut, bei Leitungsdrücken von 1—9 Atmosphären. Die zuzusetzende Luftmenge betrug 5—50% der Wassermenge. Die Waschung des anorganischen Materials geschieht durch Rückspülung. Der Reibungswiderstand im Apparat kann von 0,1 auf 0,8—1,0 Atmosphären steigen, bis eine Reinigung notwendig wird, der Spülwasserverbrauch hierfür wird zu etwas über 1% der Gesamtwassermenge angegeben.

Das Helmsche Verfahren benutzt als Kontaktmaterial Braun- und Raseneisenstein. Das System Battige und Schöneich besteht aus zwei Zylindern, von denen der eine als Enteisungs-, der andre als Filterraum dient.

Die Enteisung des Wassers aus Einzelbrunnen haben besonders Deseniß und Jacobi in Hamburg gepflegt (W. II, S. 101).

IV. Weitere Methoden zur Enteisenung des Wassers.

Enteisenung und Entmanganung durch Permutit. Behandelt man ein Permutit mit Manganchlorürlösung, so entsteht ein Manganpermutit, auf welchem man durch eine Lösung von Kaliumpermanganat ein sehr sauerstoffreiches Oxydationsprodukt des Mangans niederschlagen kann. Dieses Produkt wird zur Enteisenung und Entmanganung von Wasser benutzt und ist durch Zusatz von Kaliumpermanganat ebenso regenerierbar wie Natriumpermutit bei Enthärtung. Gleichzeitig übt das Verfahren eine desinfizierende Wirkung aus.

Es ist gelungen, aus Einzelbrunnen mehrere Tage lang eisenfreies Wasser zu erhalten, wenn man eine gewisse Menge sauerstoffreichen Wassers zugeß.

In Posen wird ein durch Huminstoffe gebräuntes Tiefen Grundwasser durch Mischung mit anderm eisenhaltigen Grundwasser entbräunt und wirkt seinerseits enteisenend und entmanganisierend auf dieses ein. Harte Wässer befördern die Enteisenung bei stark huminsaures Eisen enthaltenden Wässern.

§ 40. Entmanganung des Wassers.

Es ist schon längere Zeit bekannt, daß Enteisenungsanlagen mit guter Lüftung und Filtration in nicht zu großen Mengen vorhandenes Mangan aus dem Wasser zu entfernen vermögen. Proskauer wies nach, daß dies insbesondere bei den leichter gebundenen kohlen-sauren Manganverbindungen und bei Verwendung mindestens 1 m hoher Filter aus feinem, gleichmäßigem, scharfem Korn der Fall ist. Die Frage der Entmanganung von Trinkwasser gewann ihre heutige Bedeutung anläßlich der Breslauer Trinkwasserkatastrophe.

a) Als Mangankarbonat kann das Mangan durch Lüftung und Filtration (oder mittels kohlen-sauren Kalks) entfernt werden. Hierüber hat Thiesing in Stettin Versuche gemacht. Am besten sind Koksriesler von 3 m Höhe; durch

sie werden die Filter mehr geschont als bei Anwendung von Brausen. Die Filter werden durch Aufharken wieder betriebsfähig gemacht. Die Anlagen ertragen starke Schwankungen im Mangangehalt des Wassers (W. II, S. 116).

b) Als Mangansulfat setzt das Mangan seiner Abscheidung größeren Widerstand entgegen. Durch die Manganpermutite (s. § 39 IV) sind jedoch die Schwierigkeiten behoben. Die Wirkung ist eine vollkommene, hygienische, einfache und betriebssichere (W. II, S. 117).

§ 41. Wasserreinigung durch Ozon.

Ozon, die Modifikation O_3 des Sauerstoffes (O_2), vermag Bakterien außerordentlich rasch und sicher abzutöten. Im großen wird Ozon erzeugt, indem man hochgespannten elektrischen Strom zwischen zwei durch einen Luftraum getrennten Polen hindurchgehen läßt, ohne daß Funken und Kurzschlüsse auftreten können (stille Entladung). Die Anlagen werden stationär und (für Expeditions- und militärische Zwecke) trag- und fahrbar gebaut. Die neuere Entwicklung knüpft sich an die Namen Siemens & Halske (Anlage in Paderborn), Abraham und Marmier (Lille), Tyndall-de-Friese (St-Maur) und Otto (Nizza).

Bei uns kommen in erster Linie die Apparate der Ozongesellschaft m. b. H. in Berlin in Betracht, welche auch die wichtigsten ausländischen Patente für deutsches Gebiet erworben hat. Die bei uns meistverwendeten Apparate sind sog. Röhrenozonisatoren System Siemens & Halske für etwa 8000 Volt Betriebsspannung und 1 PS Energieverbrauch. Man verbraucht für 1 g O_3 insgesamt etwa 30 Wattstunden. Die ozonisierte Luft wird in Sterilisationstürmen (W. II, S. 173) von 6—7 m Höhe mit dem Rohwasser in möglichst innige Berührung gebracht und

dadurch entkeimt. Das ozonisierte Wasser wird dann gelüftet und ist damit gebrauchsfertig. Man verwendet in der Regel eine Konzentration von (1—)2—4(—6) g Ozon auf 1 cbm Luft.

Das Rohrwasser muß frei von Eisen und Trübungen, also evtl. vorbehandelt sein, da das Ozon an die in den Verunreinigungsflocken nistenden Bakterien nicht herankann und die gleichzeitige Enteisung durch Ozon die Kosten des Verfahrens erhöhen würde. Der Erfolg der Verfahren ist gewährleistet, wenn das Ozon etwas im Überschuß zugesetzt wurde, was der Geruch des frisch gereinigten Wassers und einfache Reaktionen erkennen lassen.

Besonders günstig waren die unter den schwierigsten Bedingungen in Königsberg mit der Ozonisierung erzielten Ergebnisse (W. II, S. 171). Wenn auch die Kosten des Verfahrens manchmal noch etwas hoch sind, so besitzt es doch seiner sicher keimtötenden Wirkung, der Beseitigung schlechten Geruchs und Geschmacks und des infolge automatischer Sicherheitsschaltungen zuverlässigen Betriebes wegen weite Verbreitung.

§ 42. Weitere Entkeimungsverfahren.

Wasserreinigung durch Bestrahlung. Die Verwendung ultravioletter Strahlen ist heute noch nicht weit über das Versuchsstadium hinaus gediehen. Die bakteriologische Wirkung wird günstig beurteilt, setzt aber besonders geeignete Apparate, und — wenigstens zurzeit noch — ganz oder nahezu farbloses, nicht kolloidal verunreinigtes klares Wasser voraus. Dazu sind die Kosten des Verfahrens noch wesentlich höher als diejenigen der Ozonisierung, und die Apparate (Lampen) noch nicht sehr dauerhaft (W. II, S. 182).

Zur Entkeimung des Wassers finden außerdem folgende Stoffe Verwendung: Kalkmilch, Säuren, Kupfersalze, Chlor und Chlorkalk, Wasserstoffsuperoxyd (in Dosen von 1—2%), Weinsäure, Zitronensäure. Für infizierte Leitungen verwendet man nach Flügge 2%ige Phenolschwefelsäure, auch Kalkmilch und Dampf, letzteren besonders zur Keimbefreiung von Brunnen, aus denen man Proben für bakteriologische Untersuchungen entnehmen will.

Für militärische und andre Zwecke hat das Abkochen und Destillieren des Wassers besondere Bedeutung gewonnen. Durch Abkochen in besonderen fahrbaren Apparaten wird das Wasser keimfrei gemacht und damit der ersten militärhygienischen Forderung Genüge geleistet. Die Apparate bestehen aus einem Kessel zum Erhitzen des Wassers, einer Kühlvorrichtung und einem Filter zum Reinigen und Wiederbelüften des Wassers. Teurer und deshalb nur dann angezeigt, wenn auch Salze aus dem Wasser entfernt werden sollen, ist die Destillation des Wassers. Beiderlei Anlagen werden stationär, fahr- und tragbar gebaut (W. II, S. 193).

Literatur zu Kapitel VI: 1, 5, 8, 11, 16, 18, 19, 25, 26, 30, 35, 38, 43, 47, 49—52.

Stichwortverzeichnis.

- Abessinierbrunnen** 41.
Abkochen des Wassers 130.
Abkühlen des Wassers 107.
Abschreibungen 8.
Absatzbecken 108.
Albuminoidammoniak 21.
Ammoniakverbindungen 21. 106.
Anreicherungsgräben 46.
Antichlor 120.
Aquädukte 101.
Arbeitsbedarf 71 ff.
Aufbewahrung des Wassers 76.
Ausbaugröße 7.
Bakterien 22. 106. 128.
Barkhausenbehälter 86.
Baukosten 16.
Berechnung der Leitungen 90 ff.
Beschaffenheit natürlicher Wasser 17 ff. 33.
Beschaffung des Wassers 6. 25 ff.
Bestrahlung des Wassers 129.
Betriebsanlage 64 ff.
Betriebsdauer 67.
Betriebskosten 72.
Betriebskraft 65 f. 71.
Bevölkerungsbewegung 9. 25.
Bleigehalt des Wassers 21. 107.
Bleirohre 88.
Brandreserve in Behältern 77.
Brunnenanlagen 40.
- Chemische Wasserreinigung** 118 ff. 130.
Chlamydothrix 20.
Chlorgehalt des Wassers 21.
Chrenothis 20.
Dämme 56. 59.
Darcy-Thiemsches Gesetz 34 f.
Desinfektion von Wasser 119. 128. 129.
Destillieren des Wassers 130.
Doppelfilter System Götze 116.
Druckhöhenverlust 94.
Drucklinie 93.
Druckregler 100. 101.
Düker 101.
Durchlässigkeit des Bodens 23.
Eijkmannsche Methode 23.
Eisengehalt des Wassers 20. 107. 122 ff. 129.
Elektrolytlänge 120.
Elemente, Anzahl der 108.
Enteisung des Wassers 122 f.
 — durch Permutit 122 f.
 — geschlossene Anlagen 123. 126.
 — nach Oesten 123. 126.
 — nach Piefke 124.
 — offene Anlagen 123. 124.
Entkeimung von Wasser 119. 128. 129.
Entlüftungskasten 100.
- Entmanganung des Wassers** 127.
Entsäuerung des Wassers 121.
 — nach Heyer 122.
 — nach Scheelhaase 121.
 — nach Wehner 122.
Fäkalverunreinigungen 23.
Farbe des Wassers 17. 105.
Filter, besondere 115 ff. 118.
 — System Puech-Chabal 117.
Filterschmutzschicht 109.
Filtersteine 117.
Filtertücher 117.
Filtration aus schwefelsaurer Tonerde 119.
 — mit Chlorverbindungen 119.
 — mit Eisen- u. Kupferverbindungen 120.
 — mit Kaliumpermananganat 119.
 — System Jewell 119.
Flanschrohre 96.
Fluktuierende Tagesmenge 79.
Flußunterführungen 101.
Flußwasser 26.
 — und Grundwasser 33.
Flußwasserfassungen 52.
Förderhöhe 71.
- Garantieprämien** 76.
Garantieversuche 75.
Gasgehalt des Wassers 18. 107.

- Geruch des Wassers 17.
106.
- Geschmack des Wassers
17. 106.
- Glührückstand 22.
- Glühverlust 22.
- Grabenfassungen 39.
- Größe der Anlagen 7.
- Grundwasser 21 ff.
— u. Flußwasser 33.
- Grundwasserbewegung
36 ff.
- Grundwassererzeugung
44.
- Grundwasserfassungen
38. 44.
- Grundwassermengen 34.
- Grundwassermessungen
34.
- Grzimek 45.
- Gußeisenrohre 89. 96.
- Härte** des Wassers 19.
106 f. 120 f.
- Hauptzuleitungen 102.
- Hausbehälter 9.
- Hausfilter 118.
- Heberleitungen 44.
- Hebung des Wassers
64 ff.
- Heizwerte 72. 75.
- Hochbehälter 77. 79.
— Ausführung 82.
— Grundriß 79.
— Inhalt 77 f.
— Leitwände 79.
- Höchststundenver-
brauch 15.
- Höchsttagesverbrauch
15.
- Hochzonen 103.
- Huminstoffe 22. 106.
- Hydranten 99.
- Hydrologische Vorarbei-
ten 31.
- Inertol** 60.
- Inkrustationen 19. 99.
- Intzebehälter 86.
- Jewellfilter** 119.
- Kalkbarytverfahren** 106.
120. [120.
- Kalksodaverfahren** 106.
- Karbonathärte 19.
- Kesselbrunnen 41.
- Kesselstein 19.
- Kieselsäure 22.
- Klönnebehälter 87.
- Koksriesler 124.
- Kraftbedarf 71 f.
- Kreisprofile 91.
- Kühlung des Wassers
107.
- Langsamfilter** 109 ff.
- Leitfähigkeit des Was-
sers 22. 33.
- Leitung des Wassers
87 ff.
- Leistungsprüfung 88.
- Leitungsrohre 87.
- Mammutpumpen** 69.
- Mangengehalt des Was-
sers 20. 107. 127 ff.
- Manometer 76.
- Marmorrieselung 121.
- Maschinen 69 ff.
- Maschinenhaus 64 ff.
- Maximalverbrauch 15.
- Metertonne 76.
- Muffenrohre 96.
- Natürlich** filtriertes
Oberflächenwasser 27.
41 ff.
- Oberflächenwasser**, na-
türlich filtriertes 27. 45.
- Organische Substanz 22.
106.
- Ortsrohrnetze 104.
- Oestense Enteisenung
123. 125.
- Ozonisierung des Was-
sers 128.
- Pathogene Keime** 22 f.
- Permanganatverbrauch
22.
- Permutitverfahren 121.
127.
- Piefkescher Enteisener
124.
- Preßluftpumpen 69.
- Prüfung der Rohre 87 f.
- Puech-Chabal 117.
- Pumpen 69 f.
- Quellergiebigkeit** 48.
- Quellfassungen 47. 49 ff.
- Quellwasser 27. 47 ff.
- Rangs** Brunnenmesser
34.
- Reaktion des Wassers 18.
- Reibungswiderstände 73.
- Reinigung des Wassers
105 ff.
- Rentabilität der Wasser-
werke 16.
- Reserven 9.
- Rohrbrücken 101.
- Rohrbrunnen 41.
- Rohrleitungen, Ausstat-
tung 99.
— Bau 95.
— Dichtung 96.
— Kosten 97 ff.
— Reinigung 99.
— Wärmeschutz 97.
- Rückschlagklappen 100.
- Salpetersäure** 22.
- Salpetrige Säure 21.
- Salzungsmethode von
A. Thiem 31.
- Sammelbrunnen 41.
- Sammelleitungen 43.
- Sandfilter 109 ff.
— Anordnung 111.
— Einzelheiten 113.
— Leistung 112 f.
- Sauerstoff im Wasser 18.
121.
- Saughöhe 69.
- Saugleitungen 44. 69.
- Schachtbrunnen 41.
- Schieber 99.
- Schlammkasten 100.
- Schmiedeeisenrohre 89.
96.
- Schnellfilter 115.
- Schwefelsäure 22.
- Schwefelwasserstoff 18.
- Seewasserfassungen 54.
- Selbsttätiger Betrieb 66.
- Sickeranlagen 40.
- Siderosthen 60.
- Smrekersches Gesetz 35.
- Sperrmauern 56 ff.
- Stadtröhrenetze 104.
- Standrohre 77.
- Stauweiheranlagen 56 f.

Steinzeugrohre 97.
Stollenbehälter 77.
Streifkasten 100.

Talsperrenanlagen 56 ff.
Talsperrenwasser 27. 58.
Teilkasten 100.
Temperatur des Wassers
17. 34. 107.
Tonige Trübungen 106.
108. 129.
Trinkwasser, Anforderun-
gen an 24.
Trübungen des Wassers
106. 108. 129.

Überschwemmungsge-
biete 39.
Ultraviolette Strahlen
129.

Vagabundierende Strö-
me 99.
Vakuumrieselung 122.
Verrieselung von Wasser
46.
Versorgungsdruck 103.
Versorgungszonen 103.
Versuchsbrunnen 35.
Vorarbeiten, hydrologi-
sche 25.
Vor- u. Feinfilter, System
Peter 116.
Wärmeschutz der Lei-
tungen 97.
Wasserbeschaffenheit
17 ff.
Wassermesser 100.
Wasserpreis 16.
Wasserproben, Entnah-
me der 24.

Wassertürme 78. 83.
— Formen 85.
Wasseruntersuchungen
24. [102.
Wasserverbrauch 11. 25.
Wasserzins 16.
Widder, hydraulischer
70.
Windkessel 70.
Wirkungsgrade 71 f.
Wirtschaftlicher Durch-
messer von Druckrohr-
leitungen 73.
Wohndichte 10.
Zementrohre 97.
Zentrifugalpumpen 69.
Zeolithe 121.
Zinsezins 8.
Zisternenanlagen 53.
Zisternenwasser 27.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

S. 61

SIEMENS WASSERMESSER



SIEMENS & HALSKE A.G.
WERNERWERK

WASSERMESSERFABRIK SIEMENSSTADT BEI BERLIN

TRITON



Gesellschaft für Wasserreinigung
und Wasserversorgung m. b. H.

BERLIN W. 35

AM KARLSBAD 10

Fernruf Lützow 2028, 8286, 6602

ESSEN a.R.

HANDELSHOF

Fernruf 8446

LEIPZIG

THOMASKIRCH-

HOF 20. Fernr. 19699

KATTOWITZ o.-S.

AUGUST SCHNEIDERSTR. 12

Fernruf 461

FRANKFURT a.M.

SCHILLERPLATZ 5-7

Fernruf Hansa 9730

Bohrungen · Brunnenbau
Wasserwerke · Kanalisation
Filteranlagen · Kläranlagen
Chlorgas-Verfahren D.R.P.

Beratung · Projektierung · Ausführung

33 $\frac{1}{3}$ % Gewichtsparnis
gegen Gußblei und
trotzdem bedeu-
tend höhere
Betriebs-
sicher-
heit

**Bühne's Bleiwolle für
Muffendichtungen**

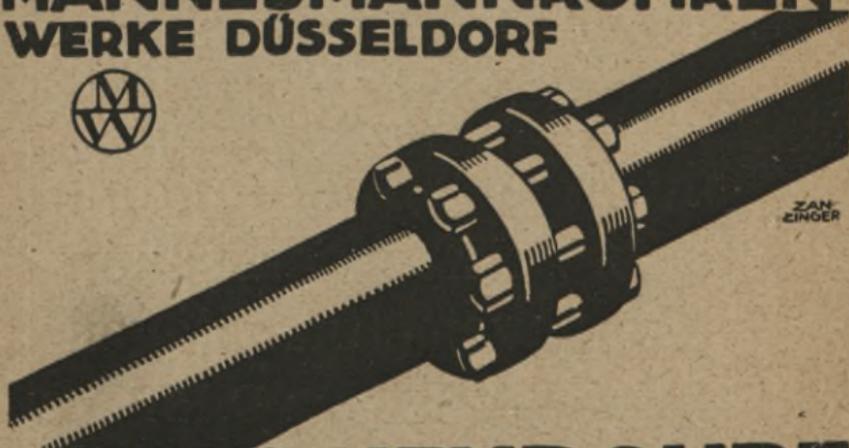
Kein
Gießofen,
kein Einformen
der Muffen, kein Aus-
pumpen der Gräben nötig!

Pa. Referenzen von Behörden u. Unternehmern

Aug. Bühne & Co.

Metallzerkleinerungswerke Freiburg in Baden

**MANNESMANNRÖHREN-
WERKE DÜSSELDORF**

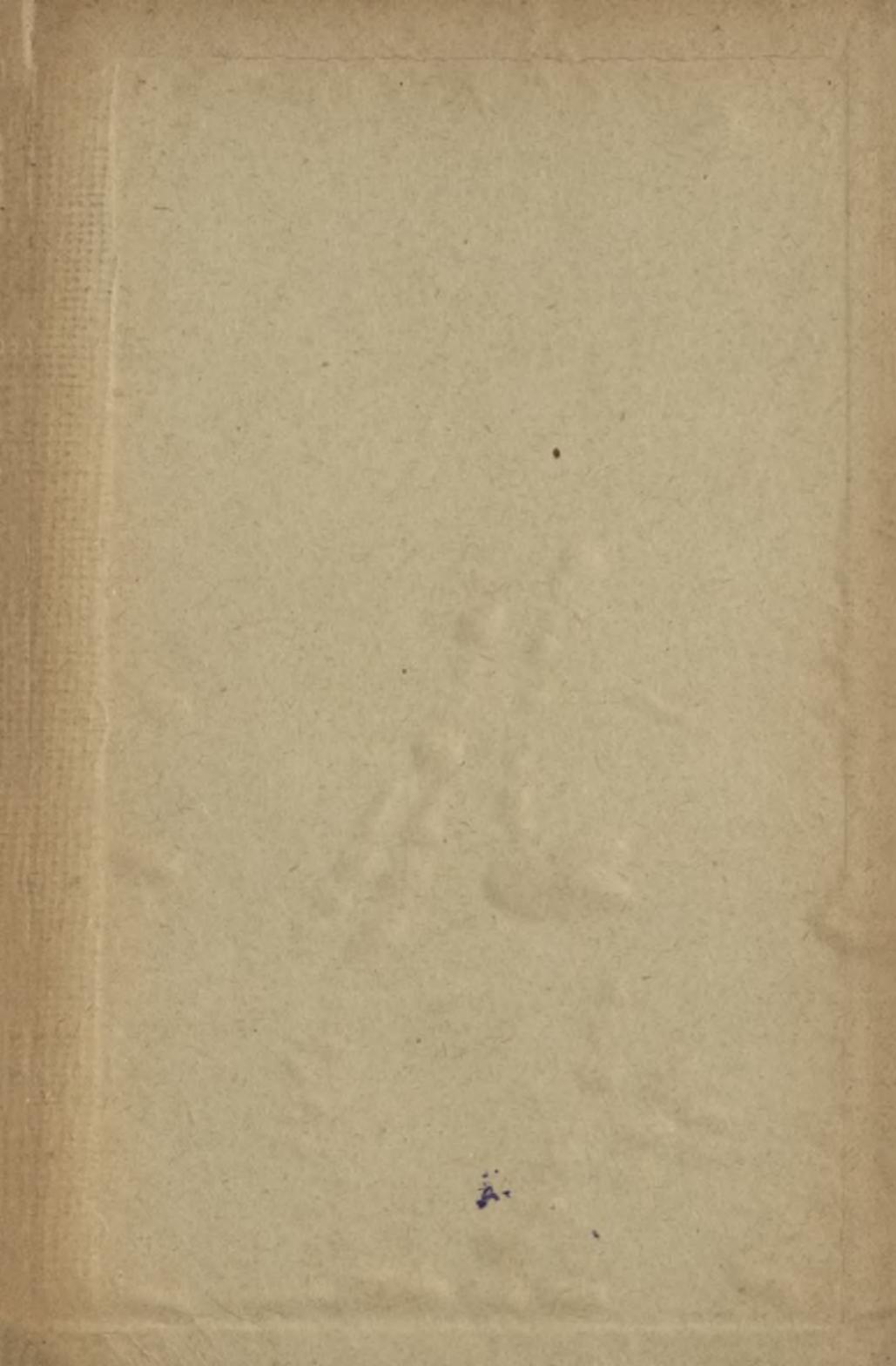


ZAN-
ZINGER

FLANSCHENROHRE

2,00

S-96



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



I-301351



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297982