

WYDZIAŁ POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

~~15220~~



Biblioteka Politechniki Krakowskiej

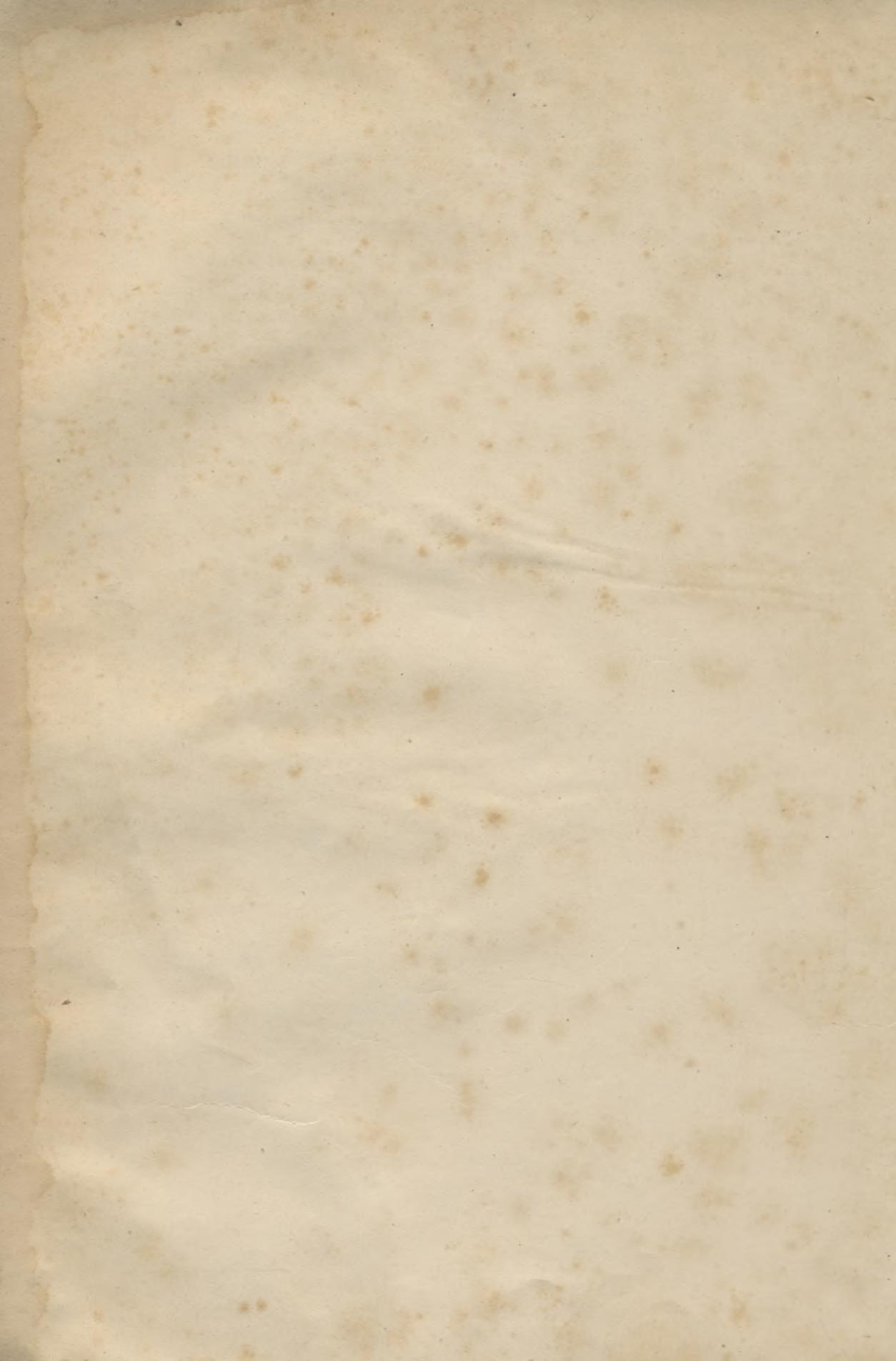


100000298712











HANDBUCH  
DER  
INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

---

**Dritter Band:**  
**Der Wasserbau.**

Erste Abteilung. 2. Hälfte.

Herausgegeben

von

L. Franzius, A. Frühling, J. Schlichting und Ed. Sonne.

---

Dritte vermehrte Auflage.

---

**Leipzig.**  
Verlag von Wilhelm Engelmann.  
1893.

*Neumann*

DER  
WASSERBAU.

III. Band des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften.

---

Erste Abteilung.

2. Hälfte.

Wasserversorgung und Entwässerung der Städte.

In Verein mit

Professor **F. Lincke**

herausgegeben von

Oberbandirektor	Stadtbaurat a. D.	Professor	Geh. Baurat Professor
<b>L. Franzius</b>	<b>A. Frühling</b>	<b>J. Schlichting</b>	<b>Ed. Sonne</b>
in Bremen,	in Dresden,	in Berlin,	in Darmstadt.

---

Dritte vermehrte Auflage.

Mit 574 Textfiguren, Sachregister und 10 lithographierten Tafeln.

---

Leipzig.

Verlag von Wilhelm Engelmann.

1893.



III - 306345

Alle Rechte, insbesondere das Recht der Übersetzung,  
sind vorbehalten.

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW**

III ~~15220~~

Akc. Nr. \_\_\_\_\_

~~111~~ 149

BPV - B-277 / 0017

# Handbuch des Wasserbaus.

## Übersicht des Inhalts der Abteilungen und Kapitel.

### Erste Abteilung.

Dritte Auflage.

#### 1. Hälfte.

#### Voruntersuchungen. Binnengewässer. Stauwerke.

- I. Kreislauf des Wassers, Grundwasser und Quellen.
- II. Binnengewässer.
- III. Stauwerke.  
Anhang. Durchflußweite der Brücken und Durchlässe.

#### 2. Hälfte.

#### Wasserversorgung und Entwässerung der Städte.

- IV. Wasserleitungen.
- V. Die Wasserversorgung der Städte.
- VI. Gewinnung, Reinigung und Aufspeicherung des Wassers.
- VII. Konstruktion der Rohrleitungen. Wasserwerksbetrieb.
- VIII. Die Entwässerung der Städte.

### Zweite Abteilung.

Dritte Auflage.

#### 1. Hälfte.

#### Binnenschifffahrt. Flußregulierung. Landwirtschaftlicher Wasserbau.

- IX. Flößerei und Binnenschifffahrt.
- X. Regulierung und Kanalisierung der Flüsse oberhalb der Flutgrenze des Meeres.
- XI. Deiche.
- XII. Meliorationen.

#### 2. Hälfte.

#### Schleusen. Schiffahrtskanäle.

- XIII. Deichschleusen.
- XIV. Schiffsschleusen.
- XV. Schiffahrtskanäle.

**Dritte Abteilung.****Wasserbau am Meere und in Strommündungen.**

Zweite Auflage.

*(Bei einer dritten Auflage kommen Seekanäle und Schiffsschleusen in Wegfall.)*

- XVI. Das Meer.
- XVII. Seeschifffahrt.
- XVIII. Die Einwirkungen des Meeres auf dessen Ufer. Seenferbau.
- XIX. Stromkorrektur im Flutgebiete. Seekanäle.
- XX. Seehäfen.
- XXI. Die Schiffsschleusen, insbesondere ihre Konstruktion.
- XXII. Hafendämme, Ufermauern, Schiffsbauanstalten.
- XXIII. Schifffahrtszeichen.

# Inhalts - Verzeichnis.

Erste Abteilung. 2. Hälfte.

## IV. Kapitel.

### Wasserleitungen.

Bearbeitet von A. Frühling, Stadtbaurat a. D. in Dresden.

(Hierzu Tafel I und II, sowie 89 Textfiguren.)

	Seite
§ 1. Allgemeines . . . . .	1
<b>A. Leitungen mit natürlichem Gefälle.</b>	
§ 2. Querschnittsformen. Gefälle. Feststellung der Leitungslinie . . . . .	6
§ 3. Anordnung und Ausführung der unbedeckten Leitungen . . . . .	19
§ 4. Anordnung und Ausführung der überdeckten Leitungen . . . . .	25
<b>B. Rohrleitungen.</b>	
§ 5. Allgemeines. Bewegung des Wassers in Rohrleitungen . . . . .	35
§ 6. Düker und Heber . . . . .	47
§ 7. Kosten der Wasserleitungen . . . . .	57
Litteratur . . . . .	58

## V. Kapitel.

### Die Wasserversorgung der Städte.

Bearbeitet von A. Frühling, Stadtbaurat a. D. in Dresden.

#### Erster Abschnitt. Voruntersuchungen.

(Mit 22 Textfiguren.)

§ 1. Einleitung . . . . .	61
§ 2. Erforderliche Wassermenge . . . . .	63
Wassermenge für den häuslichen Gebrauch . . . . .	66
Wasserverbrauch für gewerbliche Zwecke . . . . .	68
"          " öffentliche " . . . . .	69
Litteratur . . . . .	75
§ 3. Anwachsen der Bevölkerung. Größter Monats-, Tages- und Stundenverbrauch. GröÙe der Ausgleichbehälter . . . . .	75
Anwachsen der Bevölkerung . . . . .	75
Größter Monats-, Tages- und Stundenverbrauch . . . . .	77
GröÙe der Ausgleichbehälter . . . . .	80

	Seite
§ 4. Größe und Abflussmengen der Sammelbehälter . . . . .	84
Litteratur . . . . .	94
§ 5. Beschaffenheit des Wassers . . . . .	94
Chemische Beschaffenheit . . . . .	95
Wärmegrad . . . . .	99
Bakteriologische Untersuchung . . . . .	100
§ 6. Wahl des Bezugsortes . . . . .	102
Versorgung mit Flußwasser . . . . .	103
Versorgung aus natürlichen Seen und aus Sammelbecken . . . . .	105
Sammlung des Regenwassers in Cisternen . . . . .	109
Versorgung mit destilliertem Wasser . . . . .	109
Versorgung mit Quellwasser und Grundwasser . . . . .	109
"    "    Dünen- und Drainwasser . . . . .	113
"    "    Tiefgrundwasser aus Stollen und Brunnen . . . . .	113
Litteratur . . . . .	115
§ 7. Erforderliche Druckhöhe . . . . .	115
§ 8. Allgemeine Vorarbeiten . . . . .	117
Litteratur . . . . .	120

### Zweiter Abschnitt. Allgemeine Anordnung der Wasserwerke.

(Hierzu Tafel III und 85 Textfiguren.)

§ 9. Überblick. Verschiedene Arten der Wasserabgabe . . . . .	121
§ 10. Zuleitungen . . . . .	122
§ 11. Anordnung des Rohrnetzes . . . . .	132
§ 12. Druckzonen . . . . .	140
Zuleitung mit natürlichem Gefälle . . . . .	140
"    durch Pumpenbetrieb . . . . .	143
§ 13. Verschiedene Arten und allgemeine Anordnung der Hochbehälter . . . . .	145
Verschiedene Arten der Hochbehälter und ihre Beziehungen zu dem Rohrnetz . . . . .	145
Allgemeine Anordnung der Hochbehälter . . . . .	148
§ 14. Das Pumpwerk . . . . .	154
Örtliche Lage . . . . .	154
Allgemeine Anordnung . . . . .	160
Bestimmung der Hauptabmessungen . . . . .	171
§ 15. Berechnung des Leitungsnetzes . . . . .	174
Litteratur . . . . .	183

### VI. Kapitel.

#### Anlagen zur Gewinnung, Reinigung und Aufspeicherung des Wassers.

Bearbeitet von A. Frühling, Stadtbaurat a. D. in Dresden.

§ 1. Einleitung . . . . .	189
<b>A. Anlagen zur Gewinnung des Wassers.</b>	
(Hierzu Tafel IV und 72 Textfiguren.)	
§ 2. Verschiedene Arten der Wassergewinnung. Ergiebigkeit der Quellenfassungen. Allgemeine Gesichtspunkte für die Gewinnung von Grundwasser. Ergiebigkeit der Grundwasserfassungen	191
Verschiedene Arten der Wassergewinnung . . . . .	191
Ergiebigkeit der Quellenfassungen . . . . .	193
Allgemeine Gesichtspunkte für die Gewinnung von Grundwasser . . . . .	194
Ergiebigkeit der Grundwasserfassungen . . . . .	200
Litteratur . . . . .	211

	Seite
§ 3. Wasserentnahme aus oberirdischen Wasserläufen und Seen . . . . .	212
Entnahme aus oberirdischen Wasserläufen . . . . .	212
"    "    Seen . . . . .	219
§ 4. Fassungen der Quellen mittels Brunnenstuben . . . . .	221
Fassungen für aufsteigende Quellen . . . . .	222
"    "    Quellen an Abhängen . . . . .	223
§ 5. Offene Gräben zur Gewinnung von Grundwasser. Sickerkanäle und Drainleitungen. Sammelröhren. Sammelkanäle. Sammelstollen. Unterirdische Aufspeicherung des Grundwassers	226
Offene Gräben zur Gewinnung von Grundwasser . . . . .	226
Sickerkanäle und Drainleitungen . . . . .	227
Sammelrohre . . . . .	228
Sammelkanäle . . . . .	232
Sammelstollen. Unterirdische Aufspeicherung des Grundwassers . . . . .	237
§ 6. Brunnen. Haus- und Wasserwerksbrunnen. Gemauerte und eiserne Brunnen . . . . .	242
Brunnen für zeitweisen Betrieb (Hausbrunnen) . . . . .	242
"    "    andauernden Betrieb (Wasserwerksbrunnen) . . . . .	245
Gemauerte Brunnen . . . . .	246
Eiserne Brunnen . . . . .	251
Eiserne Schachtbrunnen . . . . .	251
Rohrbrunnen . . . . .	254
Litteratur . . . . .	264

**B. Anlagen zur Reinigung des Wassers.**

(Hierzu Tafel V und 22 Textfiguren.)

§ 7. Allgemeines . . . . .	265
§ 8. Reinigen in kleinem . . . . .	267
§ 9. Reinigen in großem . . . . .	271
Ablagerung . . . . .	271
Sandfilter . . . . .	273
Wirkungsart . . . . .	273
Allgemeine Anordnung . . . . .	275
Einzelheiten . . . . .	276
§ 10. Sonstige Reinigungsarten . . . . .	287
Litteratur . . . . .	289

**C. Anlagen zur Aufspeicherung des Wassers (Behälter).**

(Hierzu Tafel VI und 22 Textfiguren.)

§ 11. Allgemeines . . . . .	290
§ 12. Fassungsraum und Form der Behälter. Wahl der Baustoffe und Ermittlung der günstigsten Abmessungen . . . . .	291
Fassungsraum und Form der Behälter . . . . .	291
Wahl der Baustoffe und Ermittlung der günstigsten Abmessungen . . . . .	291
§ 13. Wasserdichtheit . . . . .	295
§ 14. Behälter aus Mauerwerk oder Beton . . . . .	297
Gradlinig begrenzte Behälter . . . . .	298
Cylindrische Behälter . . . . .	302
§ 15. Eiserne Behälter . . . . .	304
Behälter aus Gußeisen . . . . .	304
"    "    Schmiedeeisen . . . . .	305
"    "    Behälter nach Monier's Bauweise . . . . .	309
§ 16. Kosten der Behälteranlagen . . . . .	310
Litteratur . . . . .	311

## VII. Kapitel.

**Die Konstruktion der Rohrleitungen. Wasserwerksbetrieb.**

Bearbeitet von F. Lincke, Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Hierzu Tafel VII und 38 Textfiguren.)

**A. Die Konstruktion der Rohrleitungen.**

	Seite
§ 1. Festigkeit cylindrischer Rohre . . . . .	313
§ 2. Gußeiserne Wasserleitungsrohre . . . . .	317
§ 3. Prüfung der Rohre . . . . .	320
§ 4. Rohrverbindungen . . . . .	321
§ 5. Schutz gegen Oxydation . . . . .	327
§ 6. Legen der Rohre . . . . .	328
§ 7. Schmiedeiserne Rohre, Stahlrohre und deren Verbindungen . . . . .	331
§ 8. Wasserleitungsrohre aus Holz und anderen Materialien . . . . .	335
§ 9. Unterführungen und Überführungen . . . . .	336
§ 10. Besondere Teile der Leitungen . . . . .	338
§ 11. Privatleitungen . . . . .	343

**B. Wasserwerksbetrieb.**

§ 12. Betrieb der Zuleitung . . . . .	349
§ 13. „ „ Hochbehälter . . . . .	350
§ 14. „ des Pumpwerks . . . . .	351
§ 15. „ „ Röhrennetzes . . . . .	354
§ 16. Besondere Verwendungen des Wassers . . . . .	357
§ 17. Wassermesser . . . . .	358
Litteratur . . . . .	364
§ 18. Beobachtung der Beschaffenheit des Wassers . . . . .	364
§ 19. Kosten der Wasserversorgung . . . . .	366
Litteratur . . . . .	367

## VIII. Kapitel.

**Entwässerung der Städte.**

Bearbeitet von A. Frühling, Stadtbaurat a. D. in Dresden.

(Hierzu Tafel VIII bis X und 224 Textfiguren.)

§ 1. Notwendigkeit und Zweck der Entwässerung der Städte . . . . .	369
§ 2. Voruntersuchungen und Vorarbeiten . . . . .	372
Erforderliche Pläne. Beobachtung der Grund- und Flufswasserstände . . . . .	372
Bestimmung der Menge des abzuführenden Brauchwassers . . . . .	373
Bestimmung der Menge des abzuführenden Regenwassers . . . . .	384
Wasser von Aufsenbezirken . . . . .	385
Grund- und Quellwasser . . . . .	385
Beschaffenheit des Kanalwassers . . . . .	386
§ 3. Allgemeine Anordnung des Kanalnetzes. Sammelgebiete und Verzweigung der Kanäle. Notauslässe. Spülanlagen . . . . .	387
Allgemeine Anordnung des Kanalnetzes . . . . .	387
Sammelgebiete und Verzweigung der Kanäle . . . . .	389
Notauslässe . . . . .	390
Spülanlagen . . . . .	395
§ 4. Gefälle und Tiefenlage der Kanäle. Querschnittsformen. Berechnung der Kanäle . . . . .	397
Gefälle . . . . .	397
Tiefenlage . . . . .	401
Querschnittsformen . . . . .	402
Berechnung . . . . .	403

	Seite
§ 5. Baustoffe zur Herstellung der Kanäle. Erforderliche Wandstärken . . . . .	408
Baustoffe zur Herstellung der Kanäle . . . . .	408
Wandstärken der Kanäle . . . . .	411
§ 6. Ausführung der Kanäle . . . . .	414
Form und Absteifung der Baugruben . . . . .	414
Befestigung des Untergrundes und Herstellung der Kanalsohle . . . . .	418
Herstellung der Kanalwandungen in der Baugrube . . . . .	420
Herstellung der Kanäle aus Rohren und Rohrteilen . . . . .	422
§ 7. Vereinigung zusammentreffender Kanäle. Abzweigung von Notauslässen. Richtungsänderungen.	
Kreuzung mit anderen Leitungen und mit Wasserläufen . . . . .	427
Vereinigung zusammentreffender Kanäle . . . . .	427
Abzweigung von Notauslässen . . . . .	432
Richtungsänderungen . . . . .	434
Kreuzungen der Kanäle mit anderen Leitungen . . . . .	434
Kreuzungen mit Wasserläufen . . . . .	436
§ 8. Anlagen zur Untersuchung und Reinhaltung der Kanäle . . . . .	436
Zugangspunkte . . . . .	436
Vorrichtungen zum Spülen . . . . .	438
Sonstige Vorrichtungen zum Reinigen . . . . .	445
§ 9. Anlagen zur Einführung des Regen- und Hauswassers in die Kanäle . . . . .	447
Straßeneinläufe . . . . .	447
Hauseinläufe . . . . .	453
Abführung des Grundwassers . . . . .	461
§ 10. Lüftung der Kanäle . . . . .	462
Lüftung der Straßkanäle . . . . .	463
Lüftung der Hauskanäle . . . . .	468
§ 11. Hochwasserabschlüsse. Mündungsstellen für Kanalwasser . . . . .	471
Hochwasserabschlüsse . . . . .	471
Mündungsstellen für Kanalwasser . . . . .	475
§ 12. Künstliche Hebung des Kanalwassers . . . . .	477
§ 13. Getrennte Abführung des Haus- und Regenwassers . . . . .	480
Oberirdische Abführung des Regenwassers . . . . .	480
Gesonderte unterirdische Abführung des Regenwassers . . . . .	481
§ 14. Verunreinigung der Flüsse . . . . .	484
§ 15. Reinigung des Kanalwassers . . . . .	489
Reinigung auf chemischem Wege . . . . .	489
Allgemeines . . . . .	489
Klärbehälter . . . . .	492
Reinigung durch mechanische Klärung . . . . .	497
Reinigung mittels Durchlüftung . . . . .	497
Reinigung auf elektrischem Wege . . . . .	498
Reinigung mittels Filterung . . . . .	498
Reinigung mittels Berieselung . . . . .	500
§ 16. Kosten der Entwässerungsanlagen . . . . .	504
Kosten einzelner Kanäle und Entwässerungsgegenstände . . . . .	504
Gesamtkosten von Kanalanlagen . . . . .	506
Jährliche Unterhaltungs- und Betriebskosten . . . . .	507
Aufbringung der Kosten . . . . .	508
Litteratur . . . . .	509
Sachregister . . . . .	514
Atlas (10 Tafeln) nebst Inhaltsverzeichnis.	

## Berichtigungen.

Auf S. 31 sind bei Fig. 60 oben und unten zu vertauschen.

S. 188, Z. 14 v. oben setze 1887 statt 1886.

S. 350, Z. 9 v. unten muß es heißen „Wasserstandszeiger“.

## IV. Kapitel.

# W a s s e r l e i t u n g e n .

Bearbeitet von

**A. Frühling,**

Stadtbaurat a. D. in Dresden.

(Hierzu Tafel I und II, sowie 89 Textfiguren.)

*Für die erste Auflage wurde dieser Abschnitt von Professor Dr. Ed. Schmidt in Darmstadt bearbeitet.*

**§ 1. Allgemeines.** Anlagen zur Leitung des Wassers kommen namentlich vor:

1. bei städtischen Wasserversorgungen,
2. bei städtischen Entwässerungen und den damit in Verbindung stehenden Rieselfeldanlagen,
3. bei der Entwässerung und der Bewässerung der Ländereien,
4. bei Flößerei-Anlagen,
5. beim Straßens- und Eisenbahnbau zur Ableitung des Tagewassers und Quellwassers,
6. bei Nutzbarmachung der bewegenden Kraft des fließenden Wassers.

Leitungen von Mineralquellen, Soolenleitungen u. s. w. sind zwar nach denselben allgemeinen Gesichtspunkten anzulegen wie die vorhin bezeichneten Leitungen, gehören aber nicht in das Gebiet des eigentlichen Wasserbaues.

Die Leitungen zerfallen in folgende Arten:

1. unbedeckte Leitungen,
2. bedeckte Leitungen mit offenem Wasserspiegel,
3. Rohrleitungen.

Zu den unbedeckten Leitungen gehören vorzugsweise die in Erde ausgeführten offenen Gräben, mit und ohne Befestigung der Böschungen und der Sohle, die mit Holzwänden oder Seitenmauern eingefassten offenen Kanäle, offene Holzgerinne, die Straßentrassen u. s. w.; während bei den bedeckten Leitungen mit offenem Wasserspiegel solche mit durchlässigen und solche mit undurchlässigen Wandungen, sowie die Sickergräben zu unterscheiden sind. Letztere werden bei Besprechung der Meliorationen berücksichtigt werden.

Zur Zuleitung von Wasser sind offene, im Erdboden ausgehobene Gräben in der Regel nur dann geeignet, wenn dieses Wasser zu anderen, als zu Zwecken der unmittelbaren Wasserversorgung bestimmt ist. Sie dürfen vor allem keinen zu kleinen Querschnitt haben; damit der Wasserlauf weder durch Gras, noch durch Ablagerungen, noch

durch zufälligen Einsturz der Böschungen unterbrochen werde. Sie zeigen folgende Nachteile:

- a. durch Verdunstung und in den meisten Fällen auch durch Versickerung geht eine nicht unbedeutende Wassermenge verloren<sup>1)</sup>;
- b. das Wasser ist der Verunreinigung durch Menschen und Tiere ausgesetzt;
- c. das Wasser gefriert im Winter leicht, während es im Sommer erwärmt wird und dadurch seine Frische verliert;
- d. in offenen Wasserläufen entwickelt sich nicht nur pflanzliches, sondern auch tierisches Leben;
- e. infolge der notwendigen Böschungen erhalten solche Leitungen eine gröfsere obere Breite, wodurch der Grunderwerb namentlich bei hohen Bodenpreisen verteuert wird;
- f. in der Regel werden häufigere Räumungen erforderlich, als bei bedeckten Leitungen;
- g. der Abflufs des Wassers wird im Sommer durch die Bildung von Wasserpflanzen, im Winter durch teilweises Ausfrieren und durch Schneewehen gestört.

Bei der Zuführung des Wassers für den Betrieb von Maschinen (Wasserräder, Turbinen, Wassersäulenmaschinen, hydraulischen Widdern), für die Speisung von Sammelteichen und von Schiffahrtskanälen, für die Bewässerung von Ländereien, ferner bei der Anlage von Entwässerungskanälen, der Abführung von Überlaufwasser, des gebrauchten Betriebswassers und in vielen anderen Fällen sind die unter b, c, d. ausgeführten Nachteile ohne wesentliche Bedeutung. Auch die Zuführung großer Wassermengen läfst sich gewöhnlich nur durch offene Leitungen bewerkstelligen, weil die Herstellung bedeckter Leitungen zu bedeutende Kosten verursachen würde. Eine Benutzung des Wassers zu häuslichem Bedarf und zu manchen gewerblichen Zwecken (z. B. zur Brauerei) dagegen ist meistens ausgeschlossen, wenn nicht eine vorherige Reinigung durch Filterung vorgenommen wird. Dagegen hat die Leitung in offenen Gräben manchmal das Gute, durch die längere Berührung des Wassers mit der Luft einzelne Beimengungen desselben (Eisen, Kalk u. s. w.) niederzuschlagen und es auf diese Weise zur Versorgung brauchbarer zu machen.

Sind die Seitenwände der Gräben durch Pflasterung befestigt oder werden sie durch Holzwände oder Mauern gebildet, so fallen die Nachteile unter e. und f. weniger ins Gewicht. Die Kosten der Seiteneinfassungen sind aber gewöhnlich so hoch, dafs dadurch der Vorteil der geringeren Grunderwerbskosten wieder aufgehoben wird. Nichtsdestoweniger zwingt oft beschränkter Raum zu einer solchen Anlage, z. B. bei der Zuleitung des Aufschlagwassers für Fabriken oder Mühlen, die in bewohnten Ortschaften liegen.

Die Anlagen von kastenförmigen, oben offenen Holzgerinnen findet sich häufig bei langen Zuleitungen in bergiger Gegend, wo die Anlage eines offenen Grabens zu viel Schwierigkeiten verursachen würde oder die Geschwindigkeit des fliefsenden Wassers so groß ist, dafs die Seitenwandungen und die Sohle eines in das Erdreich eingeschnittenen Grabens zu sehr angegriffen werden würden. Im Schwarzwald, in Norwegen und Schweden und in anderen holzreichen Gegenden werden derartige Holzgerinne,

<sup>1)</sup> Beim Entwerfen des Hauptspeisegrabens des Kanals von Nivernais wurde 0,25 cbm Wasserverlust bei einer Ergiebigkeit von 1,00 cbm f. d. Sekunde angenommen, bei dem Verdon-Kanal 1,0 cbm Verlust bei 5 cbm Ergiebigkeit.

da sie schnell hergestellt sind, sich dem Gelände nicht anzuschmiegen brauchen und keine hohe Herstellungskosten erfordern, oft zur Zuleitung von Betriebswasser benutzt; sie erfordern aber eine sorgfältige Unterhaltung. Holzgerinne dienen auch unter Umständen dazu, um die gefällten Hölzer von den Bergen in die Thäler nach den Schneidemühlen zu flößen.

Unterirdische Leitungen sind von den genannten Übelständen frei; doch werden sie in der Herstellung gewöhnlich teurer, als offene Gräben. Aus der abzuführenden Wassermenge und dem vorhandenen Gefälle ergibt sich annähernd der erforderliche wasserhaltende Querschnitt und damit die Grundlage zur Entscheidung für die Anlage einer unterirdischen Leitung, welche wieder eine solche sein kann, die nur teilweise oder eine solche, die vollständig gefüllt bzw. einem mehr oder weniger großen Überdruck ausgesetzt ist (Rohrleitung). Unterirdische Leitungen ohne inneren Überdruck gestatten nahezu beliebig große Querschnitte, sind deshalb leichter besteigbar und beanspruchen bei zweckmäßiger Anlage nur einen verhältnismäßig geringen Gefällverlust. Dagegen sind sie namentlich in hügeliger Gegend meistens teurer, als Rohrleitungen, die ihrerseits einen begrenzten Querschnitt haben und mehr Gefälle nötig haben, dafür aber den Vorteil besitzen, daß sie bei vollständiger Füllung des Querschnitts und entsprechender Druckhöhe auch wieder bergauf geleitet werden können und somit das Überschreiten von Thälern u. s. w. ohne Leitungsbrücken gestatten.

Aus diesen Andeutungen geht schon hervor, daß man bei ein und derselben Anlage sich nicht ohne weiteres ausschließlichs für die eine oder andere Art der Leitung wird entscheiden können. Bei einer Anlage z. B., die das Wasser für eine Stadt aus einem weit entfernt gelegenen See herbeischafft, kann es sich empfehlen, daß man die oberste Strecke der Leitung so weit als möglich als offenen Graben herstellt und das Wasser erst später einem gemauerten Kanal übergiebt, der bei Überschreitung von Querthälern durch eiserne Röhren abgelöst wird oder sich bei Durchdringung eines Bergrückens in einen Tunnel verwandelt, während bei der Einführung des Wassers in die Stadt wegen des notwendigen inneren Drucks ausschließlichs eiserne Röhren zur Verwendung kommen. — Bei städtischen Entwässerungen vereinigen sich die Thon- oder Cementrohrleitungen zu gemauerten oder Beton-Kanälen, die das Wasser unmittelbar oder unter Vermittelung eines Pumpwerks der Ausflusstelle oder den Rieselfeldern zuführen. Ist letzteres der Fall, so geschieht die Zuführung durch Druckrohrleitungen, die das Wasser wieder an offene Bewässerungsgräben abgeben. — Auch die Anlagen zur Speisung der Schiffahrtskanäle, sowie diejenigen zur Bewässerung von Ländereien sind oft sehr umfangreicher Art und erfordern häufig öftere Abwechslung von ober- und unterirdischen Leitungen, vergl. Figur 1, Tafel I. — Bei der Entwässerung der Ländereien kommen in der Regel offene Leitungen zur Anwendung.

Über die Art der Wasserzuleitung aus einem Flusse für den Betrieb eines Motors mögen, da dieser Fall häufiger vorkommt und sich zur Besprechung an anderer Stelle keine Gelegenheit findet, folgende Bemerkungen Platz finden:

Die natürlichen Gefälle der Bäche oder Flüsse sind nur selten so stark, daß es möglich ist, den Motor ohne weiteres in oder neben dem Bette aufzustellen (wie bei Schiffsmühlen). In der Regel muß das erforderliche Gefälle erst durch eine Wehranlage gewonnen werden, welche entweder in den



Fluß selbst oder in einen vom Flusse abgezweigten Kanal eingebaut wird. Dieser Kanal, der den Namen Werkkanal, Fabrikkanal oder Mühlgraben führt, kann, wie in Fig. 1, S. 3 dargestellt ist, bei *O* aus dem Flusse abzweigen und bei *P* wieder in denselben einmünden. Bei *MN* liegt das Wehr und bei *R* die Fabrik. Die Strecken *OR* und *RP* des Längenprofils erhalten ein möglichst schwaches Gefälle; die Abzweigung bei *O* erfolgt thunlichst rechtwinklig, um das Eintreiben von Sinkstoffen, Eisschollen u. dergl. zu erschweren.

Die Anlage eines Wehres hat den Vorteil, daß unter allen Umständen und selbst bei veränderlicher Wassermenge im Flusse der Eintritt des Wassers in die Leitung regelmäßig und in nahezu gleicher Höhe erfolgt. Am Anfang *NO* der Leitung empfiehlt sich zur Regelung des Wasserzufflusses die Anbringung einer beweglichen Stauanlage und unmittelbar vor oder neben der Kraftmaschine diejenige einer Schleuse, welche das Überlaufwasser (d. h. den Überschufs der zufließenden Wassermenge über die arbeitende) nach einem Leerkanal (Freiflut, Freigraben u. s. w.) abführt und eine Entleerung des Obergrabens behufs Reinigung desselben von Sinkstoffen und Wasserpflanzen gestattet. Betreffs der Anordnung der Stauanlagen und Schleusen sei auf das III. Kapitel verwiesen.

Um mit einer möglichst kurzen Leitung auszukommen, wählt man eine Flußstrecke mit starkem Gefälle oder man sucht eine Flußkrümmung abzuschneiden. Die Richtungslinie der Leitung ist zwar am besten eine Gerade, doch wird dieselbe vielfach durch örtliche und Eigentumsverhältnisse, durch die Lage der Verkehrswege u. s. w. abweichend beeinflusst. Fließt der Fluß längs eines Bergabhanges, so legt man die Leitung an den Abhang selbst, oder man führt sie mittels eines Stollens durch den Berg. Letzteres hat den Vorteil, daß das Wasser vor Kälte geschützt wird.

Die Geschwindigkeit des Wassers in einer solchen Leitung muß im voraus angenommen werden, wobei die Angaben im § 2 dieses Kapitels benutzt werden können. Es empfiehlt sich, die Geschwindigkeit im Ober- und Untergraben nicht allzu gering (nicht unter 0,50 m) zu wählen, um der Ablagerung von Sinkstoffen, sowie der Bildung von Wasserpflanzen und Grundeis keinen Vorschub zu leisten und um keine zu großen Profile zu bekommen. Aus Geschwindigkeit und Wassermenge läßt sich der Querschnitt der Leitung, bezw. nach § 2 die günstigste Profilform, bestimmen, worauf das Gefälle berechnet werden kann.

Gestatten es aber die Verhältnisse, so nehme man den Wasserspiegel an der Abzweigungsstelle etwas unter dem tiefsten Wasserstande des Flusses an und gebe der ersten Strecke der Zuflufs-, sowie der letzten Strecke der Abflufsleitung ein stärkeres Gefälle, als den übrigen Teilen, weil dadurch der Zu- und Abflufs des Wassers erleichtert wird. Auch empfiehlt es sich, den Abflufsgraben nicht zu kurz zu machen, um sich nicht zu häufigem Rückstau bei wechselnden Wasserständen des Flusses auszusetzen.

Bei Anlage eines Rechens behufs Abhaltung schwimmender Gegenstände von den Kraftmaschinen muß die Summe der Durchflußöffnungen gleich dem  $1\frac{1}{2}$ - bis 2fachen Grabenquerschnitt sein. Der Rechen ist deshalb an einer verbreiterten Stelle anzubringen oder in schräger Richtung zur Kanalaxe anzuordnen. Gelangt viel Laub u. dergl. in das Wasser, so empfiehlt sich die Anlage zweier Rechen, von denen der unterhalb gelegene etwas engere Durchflußöffnungen besitzt, als der obere.

Der Bau eines Wehres mit den dazu gehörigen Nebenanlagen ist schon in einem kleinen Flusse, auf welchem Schifffahrt nicht betrieben wird, mit beträchtlichen Kosten

verknüpft. Muß noch außerdem für eine Schleuse oder eine ähnliche Anlage Sorge getragen werden, so können sich die Kosten leicht so erheblich steigern, daß die Ausnutzung der Wasserkraft überhaupt nicht mehr rentabel ist. In solchen Fällen hat man wohl von der Anlage eines Wehrs im Flusse ganz abgesehen, vielmehr nur eine Bühne zur Bewirkung eines geringen Anstaus angelegt (z. B. bei der Mühlenanlage in Bodenwerder a. d. Weser) und sich auf diejenige eines mit Stauwehr versehenen Werkkanals beschränkt. Dies hat jedoch den Nachteil, daß bei jedem höheren Wasserstande in dem langsam fließenden Wasser des Kanals eine starke Sinkstoffablagerung stattfindet, gegen welche auch das häufigere Öffnen des Freigerinnes nicht wirksam zu schützen vermag. Ferner bewegt sich der durch keine Wehranlage veränderte Stand des Oberwassers in viel stärkeren Schwankungen und bedingt dadurch eine weniger gute Ausnutzung des Motors. Bei dieser Art der Anordnung sollte wenigstens die oben erwähnte Einlaßschleuse niemals fehlen, s. Fig. 2.



Bei Flüssen und Strömen, welche beständig größere Wassermengen abgeben können und demnach zur Gewinnung von Triebkräften am geeignetsten sind, pflegt eine Ausnutzung der Wasserkraft nach Art der Fig. 3 stattzufinden, wodurch sich die Kosten



des Wehrs und der zugehörigen Anlagen auf mehrere Anlagen verteilen. Eine ähnliche Anordnung ist u. a. getroffen in München, wo etwa 3000 Pferdekkräfte aus der Isar, und in Augsburg, wo etwa 7000 Pferdekkräfte aus dem Lech und bezw. der Wertach gewonnen werden. Gleichwohl hat jeder der beiden letztgenannten Flüsse nur eine Wehranlage *MN* erhalten, oberhalb welcher das Betriebswasser bei *O* bzw. *O*, abzweigt. Nachdem es mittels zahlreicher, durch die Stadt verteilter Werkkanäle die Motoren verschiedener bei *RR*, *R*, u. s. w. liegender gewerblichen Anlagen versorgt hat, fließt es den Flüssen an ihrem Vereinigungspunkte wieder zu.<sup>2)</sup> Bei der gezeichneten Anordnung ist allerdings der Nachteil vorhanden, daß der Betrieb des unterhalb gelegenen Werkes von demjenigen des oberhalb gelegenen abhängig ist.

Außer den besprochenen offenen Gräben und Werkkanälen kommen auch Rohrleitungen für den fraglichen Zweck zur Verwendung. Beispielsweise mögen hier von älteren Anlagen nur die Rohrleitungen für die Wassersäulenmaschinen in Clausthal und für diejenigen im Bezirk Berchtesgaden, von neueren die Zuleitung des Betriebswassers für die Turbinen bei Göschenen genannt werden. Hier stand bei Entnahme des Betriebswassers aus der Reufs eine Minimalwassermenge von 1,5 cbm pro Sekunde und ein Gefälle von 93 m zur Verfügung. Die Zuleitung erfolgte durch 0,85 m weite eiserne Röhren.<sup>3)</sup>

<sup>2)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1882, No. 14, S. 123.

<sup>3)</sup> Siehe u. a. Centralbl. d. Bauverw. 1882, No. 14, S. 118.

### A. Leitungen mit natürlichem Gefälle.

§ 2. Querschnittsformen. Gefälle. Feststellung der Leitungslinie. Die Leitungen müssen so angelegt werden, daß die Geschwindigkeit des in ihnen fließenden Wassers nicht im Stande ist, ihre Sohlen oder ihre Wandungen anzugreifen. Über die Wirkung des Wassers in offenen, unbefestigten Gräben liegen Beobachtungen von Franzius<sup>4)</sup> vor, wonach bei einer mittleren Geschwindigkeit von

- 0,5 m feiner Sand und Schlamm,
- 1,0 „ gewöhnlicher Sand (Mauersand) und fester Moorboden,
- 1,5 „ gebundener, thoniger oder sehr grober Sand und feiner Kies,
- 2,0 „ grober Kies und fester Klauboden

in merkliche Bewegung gesetzt werden. Hier ist jedoch zu beachten, daß die Sohlengeschwindigkeit einen erheblich kleineren Wert hat, als die mittlere (gewöhnlich das 0,5—0,7 fache).

Nach anderen Beobachtungen<sup>5)</sup> darf die Geschwindigkeit

für leichten Sandboden . . . . .	0,76 m (2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> Fufs engl.)
„ mittleren „ . . . . .	0,84 „ (2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> „ „ )
„ Lehm Boden . . . . .	0,91 „ (3 „ „ )
„ Kies und festen Boden . . . . .	1,22 „ (4 „ „ )

nicht überschreiten; doch sind diese Werte nach den diesseits bei Sandboden gemachten Erfahrungen etwas zu hoch gegriffen. Überhaupt ist es nicht gut möglich, allgemeine gültige und bestimmte Werte für verschiedene Bodensorten zu ermitteln, weil die Zusammensetzung derselben nur selten ganz gleichmäßig ist. Dagegen läßt sich die Geschwindigkeit messen, welche das Wasser erreichen darf, damit Materialien von bestimmter Korngröße sich zu bewegen anfangen. Das Ergebnis derartiger von Dubuat angelegter Versuche, welche von Hagen<sup>6)</sup> bestätigt und später von Vauthier erweitert sind, war folgendes:

Material.	Geschwindigkeiten, wobei das Material aufhörte, mit fort- gerissen zu werden.	Durchmesser der einzelnen Körner.
Brauner Töpferthon . . . . .	0,081 m	0,0002 m
Feiner Sand der Seine . . . . .	0,108 „	0,0005 „
Feiner Kies . . . . .	0,217 „	0,0015 „
Grober Kies . . . . .	0,650 „	0,020 „
Geschiebe, abgerundet . . . . .	0,750 „	0,040 „
Desgl. . . . .	1,000 „	0,040—0,050 m
Kieselsteine . . . . .	2,000 „	0,20 m
Steinblöcke . . . . .	5,000 „	1,00 „

Die aus dem genannten Material gebildeten Grabensohlen und Böschungen bedürfen aber einer erheblich größeren Geschwindigkeit, ehe sie vom Wasser angegriffen werden. Dies liegt daran, daß die einzelnen Körner fest ineinander gelagert und dem-

<sup>4)</sup> Handbuch der Baukunde, Abteil. III, Wasserbau, S. 162.

<sup>5)</sup> Iron 1879, Januar, S. 67 u. 68.

<sup>6)</sup> Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 3. Aufl., 2. Teil, I. Bd. S. 158 u. 358; eine Abhandlung von Durand-Claye über denselben Gegenstand befindet sich Ann. des ponts et chaussées 1885, II, S. 1165; ferner von M. Möller in der Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 482.

nach dem Stofse des Wassers nur teilweise ausgesetzt sind; so ist z. B. der in den Franzius'schen Beobachtungen erwähnte Klauboden sehr thonhaltig, erträgt aber gleichwohl eine verhältnismässig grofse Geschwindigkeit.<sup>7)</sup> Immerhin empfiehlt es sich, für die in das Alluvium und Diluvium eingeschnittenen Gräben ohne künstliche Befestigung eine mittlere Geschwindigkeit von 1,0 m nur ausnahmsweise zu überschreiten und bei gröfseren Anlagen sorgfältige Bodenuntersuchungen vorzunehmen. Unter Umständen ist auch die Herstellung von Probegräben von Vorteil, sofern eine entsprechende Wassermenge zur Verfügung steht.

Bezüglich der Berechnung der Leitungsgräben liegt die Aufgabe gewöhnlich so, dafs eine bestimmte Wassermenge von einem Punkte nach dem andern geführt werden soll, sodafs das Gesamtgefälle gegeben ist. Wird dann die den vorhandenen Bodenarten entsprechende gröfste Geschwindigkeit in die Wassermenge dividiert, so ergibt sich die Querschnittsfläche des kleinsten zulässigen Profils. Der hierdurch gewonnene Anhalt läfst sich zur Ausmittlung eines auch den übrigen Anforderungen entsprechenden Profils  $F$  benutzen und die Einsetzung des sich dann ergebenden Wertes von

$$R = \frac{\text{Wasserquerschnitt}}{\text{benetzter Umfang}} = \frac{F}{p}$$

in eine der in Kap. II abgeleiteten Formeln zeigt, ob eine wesentliche Änderung von  $F$  erforderlich wird, bezw. ob die Geschwindigkeit  $v$  kleiner anzunehmen ist.

Gröfse und Form des Querschnitts der Gräben. Die Umstände, welche neben der abzuführenden Wassermenge und dem vorhandenen Gefälle, bezw. der zulässigen Geschwindigkeit die Gröfse und Form des Grabenquerschnitts beeinflussen, sind:

- a. der Böschungswinkel der Bodenart, aus welcher Sohle und Seitenwände des Grabens hergestellt werden,
- b. die Kosten des Grund und Bodens,
- c. die mehr oder weniger schwierige Unterhaltung und Räumung,
- d. die Lage der Grabenlinie,
- e. klimatische Verhältnisse.

Da bald dem einen, bald dem andern Umstande ein gröfseres oder geringeres Gewicht eingeräumt werden mufs, so läfst sich auch ein für alle Fälle giltiger vorteilhaftester Grabenquerschnitt, d. h. ein solcher, welcher bei gröfster Leistung die geringsten Anlage- und Unterhaltungskosten erfordert, nicht ermitteln. Vielmehr ist dieses nur möglich, wenn einzelnen Punkten der Vorrang eingeräumt wird.

Das Hauptgewicht werde zunächst darauf gelegt, dafs der Widerstand des Bettes, unter sonst gleichen Umständen, so klein als möglich wird. Dies ist bei einem halbkreisförmigen Profil der Fall, weil ein solches bei größtem Flächeninhalt den geringsten benetzten Umfang besitzt. Die Anwendung der Halbkreisform ist jedoch nur bei Vorhandensein von Felsen oder bei künstlicher Befestigung des Grabens durch Mauerwerk u. s. w. möglich. Für Gräben, die im Erdboden ausgehoben werden und nicht in der angegebenen Weise befestigt werden sollen, ist ein vollständiger Halbkreis nicht brauchbar, weil sich die Wandungen desselben nur bei einer bestimmten Böschung halten können; hier wird vielmehr das symmetrische Paralleltrapez am meisten zur Anwendung

<sup>7)</sup> Siehe u. a. über die Geschwindigkeit, welche Spülströme besitzen müssen, um schlickhaltige und sandige Ablagerungen zu beseitigen, Kap. XX der zweiten Auflage dieses Handbuchs; sowie Zeitschr. für Bauw. 1877, S. 75 und 1882, S. 25. Angaben über die in Flüssen bei verschiedenen Geschwindigkeiten abgelagerten Sinkstoffe finden sich in Kap. II des Handbuchs.

gebracht, weil dieses zugleich am einfachsten herstellbar ist. Deshalb möge in nachstehendem diejenige Form eines solchen Trapezes ermittelt werden, bei welcher der Bettwiderstand der kleinste ist.

Sei (Fig. 4) der Böschungswinkel des Bodens, in welchem der Graben ausgehoben ist,  $= \varphi$ , die Wassertiefe  $= t$  und die Wasserspiegelbreite  $= b$ , so ist

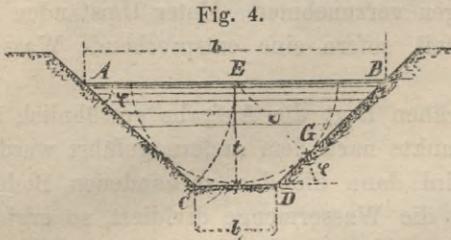


Fig. 4.

$$F = \left( \frac{AB + CD}{2} \right) t = (b - t \cotang \varphi) t$$

$$b = \frac{F}{t} + t \cotang \varphi, \dots \dots \dots 1.$$

ferner ist

$$p = CD + \frac{2t}{\sin \varphi}; \quad CD = b - 2t \cotang \varphi$$

$$p = b + 2t \left( \frac{1}{\sin \varphi} - \cotang \varphi \right) \dots \dots \dots 2.$$

$$p = \frac{F}{t} + t \cotang \varphi + 2t \left( \frac{1}{\sin \varphi} - \cotang \varphi \right).$$

Damit  $p$  ein Minimum werde, muß

$$0 = -\frac{F}{t^2} + \cotang \varphi + 2 \left( \frac{1}{\sin \varphi} - \cotang \varphi \right) \dots \dots \dots 3.$$

und

$$t = \sqrt{\frac{F \sin \varphi}{2 - \cos \varphi}} \dots \dots \dots 4.$$

Aus 1. ergibt sich

$$\frac{F}{t^2} = \frac{b}{t} - \cotang \varphi.$$

Führt man diesen Ausdruck von  $\frac{F}{t^2}$  in Gl. 3 ein, so folgt:

$$\frac{b}{t} - \cotang \varphi = \cotang \varphi + 2 \left( \frac{1}{\sin \varphi} - \cotang \varphi \right)$$

$$\frac{b}{t} = \frac{2}{\sin \varphi} \dots \dots \dots 5.$$

Ein Profil, bei welchem das Verhältnis  $\frac{b}{t}$  dieser Bedingung entspricht, hat also den geringsten Bewegungswiderstand. Wie aus der vorstehenden Entwicklung hervorgeht, besitzt es zugleich bei einem gegebenen Böschungswinkel den kleinsten Querschnitt, ist also auch das billigste Trapezprofil.

Die gefundene Beziehung  $\frac{b}{t} = \frac{2}{\sin \varphi}$  oder  $\frac{b}{2} = \frac{t}{\sin \varphi}$  läßt sich in einfacher Weise geometrisch darstellen. Es ist nämlich  $\frac{t}{\sin \varphi}$  der Ausdruck für die Länge der Böschung, sodafs also diese der halben Breite des Wasserspiegels gleich ist.

Aus 5. folgt:  $t = \frac{b}{2} \sin \varphi$  und da  $EG = \frac{b}{2} \sin \varphi$ , so ist  $EG = t$ , d. h. das Profil ist einem Kreise umschrieben, dessen Mittelpunkt im Wasserspiegel liegt. Hieraus ergibt sich zugleich ein einfaches Verfahren für die Aufzeichnung, sobald  $t$  bekannt ist.

Setzt man  $b = \frac{2t}{\sin \varphi}$  in Gl. 2 ein, so wird  $p = 2t \frac{2 - \cos \varphi}{\sin \varphi}$ , und da nach Gl. 4

$$F = t^2 \cdot \frac{2 - \cos \varphi}{\sin \varphi}, \text{ so folgt}$$

$$R = \frac{F}{p} = \frac{t}{2}, \dots \dots \dots 6.$$

d. h. die mittlere hydraulische Tiefe des günstigsten Trapezquerschnitts ist gleich dem halben Abstände des Wasserspiegels von der Sohle und unabhängig von dem Böschungswinkel.

Da  $b_1 = b - 2 \cotang \varphi$ , so läßt sich leicht die Sohlenbreite statt der Breite des Wasserspiegels in die Rechnung einführen.

Der Winkel  $\varphi$ , unter dem die Böschung der Gräben angelegt werden muß, ist erfahrungsmäßig zu wählen für

I.	II.	III.	IV.
steinigen Boden, harten Mergelboden und festes trockenes Moor	festen Klauboden, dichte lehm- oder thonhaltige Erde und gewöhnlicher Moorboden	gewöhnliche Erde (sandiger Lehm- oder lehmiger Sandboden)	lockere Erde und Sand, weiches Moor (Grünmoor)
$\varphi = 63\frac{1}{2} - 45$	$45 - 38\frac{2}{3}$	$33\frac{2}{3}$	$29\frac{2}{3} - 22$ Grad
$\cotang \varphi = \frac{1}{2} - 1$	$1 - 1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{4} - 2\frac{1}{2}$

und aus Gl. 5 ergibt sich für

$\varphi = 90$	$63\frac{1}{2}$	45	$38\frac{2}{3}$	$33\frac{2}{3}$	$29\frac{2}{3}$	22 Grad,
$b = 2$	2,2	2,8	3,2	3,6	4,05	5,3 t,

was einer Sohlenbreite entspricht von

$b_1 = 2$	1,2	0,8	0,7	0,6	0,55	0,35 t.
-----------	-----	-----	-----	-----	------	---------

Ein rechteckiger Querschnitt von der für die Bewegung des Wassers günstigsten Form muß demnach doppelt so breit, als tief sein; ein Graben mit anderthalbfach geböschten Seitenwänden erhält bei 1 m Tiefe eine Sohlenbreite von 0,6 m u. s. w.

Die obige Berechnung geht von der Forderung aus, daß der benetzte Umfang des Trapezquerschnitts möglichst klein werde. Ist man an keinen bestimmten Böschungswinkel gebunden, so läßt sich derselbe so wählen, daß die hydraulische Tiefe  $R = \frac{F}{p}$  möglichst groß wird. Zu diesem Zwecke gehe man von Gl. 4 aus, wonach

$$F = t^2 \frac{2 \cos \varphi}{\sin \varphi}$$

den Inhalt eines unter  $\varphi$  geböschten Trapezes vom kleinsten benetzten Umfange  $p$  bezeichnet.  $\frac{F}{p}$  muß dann bei demjenigen Böschungswinkel am größten werden, bei welchem  $F$  am größten ist. Demnach

$$\frac{dF}{d\varphi} = \frac{t^2 \sin^2 \varphi - (2 - \cos \varphi) \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} = 0,$$

$$2 \cos \varphi = \sin^2 \varphi + \cos^2 \varphi = 1; \quad \cos \varphi = \frac{1}{2}; \quad \varphi = 60^\circ.$$

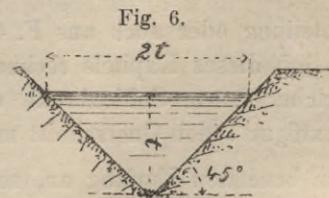
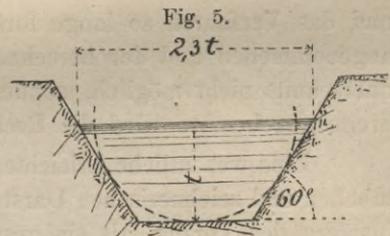
Da der Mittelpunkt des eingeschriebenen Kreises bei kleinstem  $p$  im Wasserspiegel liegt, so bildet das Profil die Gestalt eines halben regelmäßigen Sechsecks (Fig. 5), dessen Fläche =  $1,73 t^2$  und dessen benetzter Umfang =  $3,45 t$  ist.

Soll die obere Breite ein Kleinstes werden, so ist nach Gl. 1 zu setzen:

$$0 = -\frac{F}{t^2} + \cotang \varphi; \quad F = t^2 \cotang \varphi = \frac{t}{2} \cdot t \cotang \varphi,$$

d. h. der Querschnitt bildet ein Dreieck, welches für die Wasserabführung am günstigsten wird, wenn  $\varphi = 45^\circ$  ist, also die untere Spitze des Dreiecks einen rechten Winkel bildet (Fig. 6). Die Fläche ist =  $t^2$  und der benetzte Umfang  $2,82 t$ .

In der Wirklichkeit läßt sich den hier entwickelten Bedingungen des günstigsten Querschnitts nicht immer Genüge leisten, namentlich wird es manchmal nötig, eine geringere Tiefe anzuwenden, weil sonst die Sohlenbreite zu beschränkt sein würde. Letztere sollte auch bei den kleinsten Gräben nicht unter 0,5 m betragen, um die Reinigung zu ermöglichen. Durch diese



Abweichung von der Rechnung wird der Bewegungswiderstand zwar vergrößert, doch ist das Anwachsen desselben nicht von Bedeutung, so lange die Tiefe noch etwa gleich der Sohlenbreite gemacht werden kann. An und für sich haben Querschnitte von größerer Tiefe den Vorzug, daß die Gefahr des Ausfrierens und die Bildung des Pflanzenwuchses geringer ist und die Erwerbskosten des Grund und Bodens niedriger werden; dagegen besteht der Nachteil eines größeren Wasserverlustes durch Versickerung in Auftragsstrecken, deren Dichtung zugleich teurer wird; auch wird manchmal die Geschwindigkeit für die betreffende Bodenart zu groß. Unter Umständen kann deshalb die von Redtenbacher für Werkkanäle empfohlene empirische Formel als Anhalt dienen, wonach  $\frac{b_1}{t} = 2,7 \text{ m} + 0,9 F$ , wenn  $b_1$  die Sohlenbreite bezeichnet. Dieselbe giebt für kleine Wassermengen zu große Sohlenbreiten und eignet sich mehr für große Leitungen von 3 qm Wasserquerschnitt und darüber. — Zuppinger<sup>8)</sup> verlangt bei 1 bis 10 cbm pro Sekunde 0,6 bis 1,2 m Wassertiefe und  $b_1 = 4 - 12 t$ . Bei den auf T. I, F. 1 bis 3 mitgetheilten Beispielen kommen im Verdon-Kanal die Querschnitte einzelner Strecken der günstigsten Form ziemlich nahe; bei dem Werkkanal zwischen Chalons a. d. Marne und Condé dagegen ist die Sohlenbreite verhältnismäßig groß, wahrscheinlich aus Rücksicht auf die zahlreichen Auftragsstrecken.

Einer Bestimmung der Grabenquerschnitte nach den in Kap. II entwickelten Geschwindigkeitsformeln auf dem Wege der Rechnung läßt sich eine große Umständlichkeit nicht absprechen, weil man ohne verschiedene Proberechnungen nicht zum Ziele kommt. Gewöhnlich ist die Wassermenge  $Q$ , das Gefälle  $J$  und der Böschungswinkel  $\varphi$  der Bodenart gegeben und es wird die Größe des Profils gesucht. Da aber in der Geschwindigkeitsformel  $v = c \sqrt{RJ}$  der Wert von  $R$  selbst wieder von der zu ermittelnden Querschnittsform abhängig ist, so bleibt nur die vorläufige Annahme von  $R$  übrig, um daraus  $v$  annähernd zu berechnen. Dann ergibt sich  $F = \frac{Q}{v}$  und nach 4. und 6.:

$$t = \sqrt{\frac{F \sin \varphi}{2 - \cos \varphi}} = 2R.$$
 Mit diesem Werte von  $R$  wird dann die Rechnung wiederholt und das Verfahren so lange fortgesetzt, bis genügende Übereinstimmung zwischen den angenommenen und den berechneten Werten vorhanden ist. Ist der vorteilhafteste Trapezquerschnitt nicht möglich, sondern ein anderes Verhältnis zwischen Tiefe und Sohlenbreite gegeben, so wird die Rechnung noch umständlicher.

Eine wesentliche Erleichterung dieser Arbeit gewährt die Zuhilfenahme von Zahlentabellen und zeichnerischen Darstellungen. Letzteren gebührt — bei guter Ausführung — insofern der Vorzug, als sie anschaulicher sind und keine Lücken aufweisen. In Textfigur 7 findet sich eine solche Darstellung, welche die Ablesung von  $F$  und  $p$  aus  $t$ ,  $b_1$  und  $\varphi$  gestattet. Aus  $\frac{F}{p} = R$  läßt sich dann  $c$  aus Tafel IV der ersten Hälfte dieser Abteilung oder auch aus F. 4, T. I ermitteln, je nachdem man nach Formel 11 oder 10 in § 5 dieses Kapitels rechnet. Für einen Graben mit  $1\frac{3}{4}$ facher Seitenböschung z. B., welcher 0,9 m Sohlenbreite und 0,95 m Tiefe erhalten darf, giebt die Linie  $ab$  der Textfigur 7 den Querschnitt mit 2,43 qm und die Summe der Linien  $cg + em = 4,72$  m den benetzten Umfang an, sodafs  $R = \frac{2,43}{4,72} = 0,515$  und  $\sqrt{R} = 0,718$  ist. Bei einem Gefälle von 0,001 und  $n = 0,026$  wird dann nach jener Tafel IV  $c = 32,5$ , somit  $v = 32,5 \cdot 0,718 \sqrt{0,001} = 0,737$  m und  $Q = 0,737 \cdot 2,43 = 1,79$  cbm i. d. Sekunde.

<sup>8)</sup> Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 108.

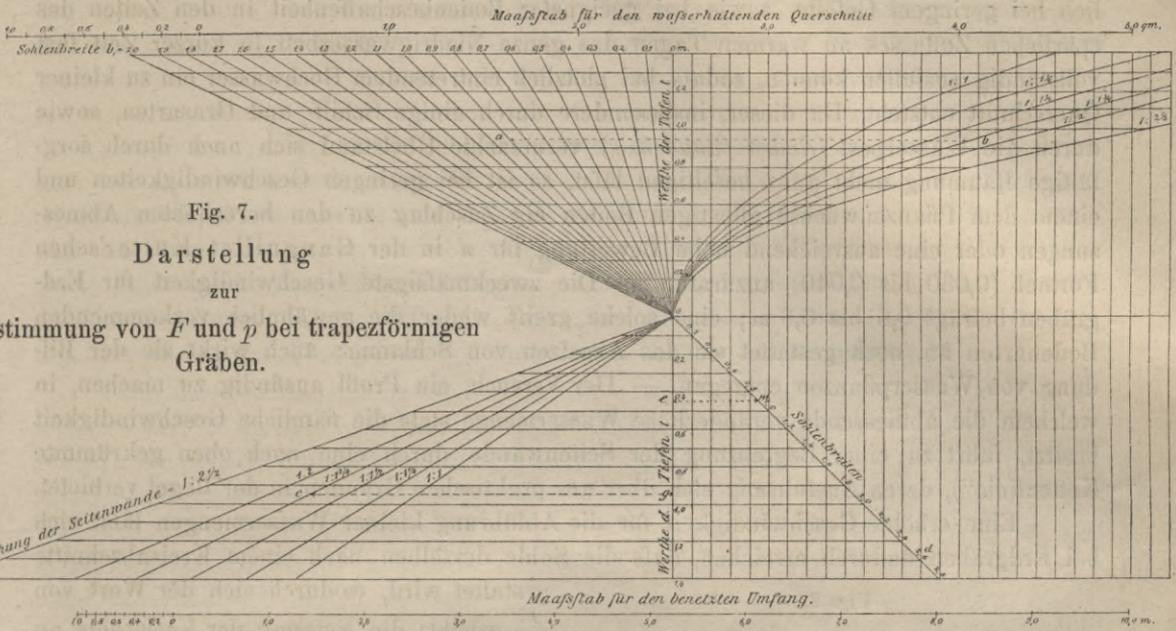


Fig. 7.

Darstellung

zur

Bestimmung von  $F$  und  $p$  bei trapezförmigen Gräben.

Von den unten genannten Darstellungen und Tabellen sind insbesondere diejenigen von Frank<sup>9)</sup> hervorzuheben, durch dessen Verfahren die Rechnung auf ein sehr geringes Maß eingeschränkt wird. Zugleich bieten die graphischen Tafeln desselben die Möglichkeit, die Ergebnisse verschiedener Geschwindigkeitsformeln miteinander vergleichen zu können. Beispielsweise ergibt sich für eine Wassermenge von 2 cbm i. d. Sekunde, ein Gefälle von 0,0008 (0,8<sup>0</sup>/<sub>100</sub>) und unter der Bedingung, daß die Tiefe gleich der 0,9fachen Sohlenbreite sei, aus I. und VIII. der Frank'schen Tabellen ohne wesentliche Rechnung (bei 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> facher Böschung der Seitenwandungen) nach

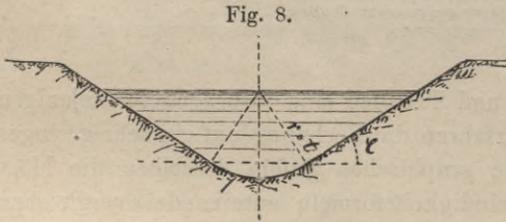
	Sohlenbreite	Geschwindigkeit	Tiefe
Hagen . . . . .	1,08 m	0,82 m	0,97 m
Ganguillet u. Kutter bei $n = 0,020$ . . . . .	1,02 "	0,9 "	0,92 "
" " " $n = 0,025$ . . . . .	1,13 "	0,75 "	1,02 "
Darcy-Bazin (Wände in Erde) . . . . .	1,15 "	0,72 "	1,04 "

Selbstverständlich ist der Querschnittsberechnung die größte abzuführende Wassermenge zu Grunde zu legen, und die so berechnete Geschwindigkeit darf die am Eingange dieses Kapitels angegebenen Werte für die betreffende Bodenart nicht überschreiten. Auch empfiehlt sich eine Rücksichtnahme auf die Bildung von Wasserpflanzen, die nament-

<sup>9)</sup> Albert Frank. Die Berechnung der Kanäle und Rohrleitungen nach einem neuen einheitlichen System mittels logarithmo-graphischer Tabellen, 1886. — Lhota. Graphische Berechnung der Profildimensionen wasserführender Gräben nach Darcy-Bazin. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, Heft II. — Kutter. Tabellen über die Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen, 1885. — H. Bremer. 182 Tafeln zur graphischen Berechnung der Wassermengen und zur Bestimmung der Profilabmessungen der Wasserläufe nach den Formeln von Ganguillet und Kutter, 1889 (graphische Darstellung der vorgenannten Tabellen); die Tafeln geben Wassermengen und Geschwindigkeiten für 3 Rauigkeitsgrade unter Annahme 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> facher Böschungen für Tiefen von 0,1—2 m und  $T = 0,0001—0,003$  (0,1—3<sup>0</sup>/<sub>100</sub>) unmittelbar an. — E. Krueger im Centrabl. d. Bauverw. 1889, S. 285. Darstellung zum Abgreifen von  $v$  nach Formel 11 (§ 5) für  $N = 0,030$ ,  $R = 0—1,0$  und  $J = 0,0001—0,002$ , sowie der Werte von  $F$  und  $p$  für trapezförmige Gräben nach Art der Textfigur 7.

lich bei geringem Gefälle, sowie bei geeigneter Bodenbeschaffenheit in den Zeiten des spärlichen Zuflusses an warmen Tagen das ganze Niedrigwasserbett in kurzer Zeit fast vollständig ausfüllen können, sodafs bei plötzlich eintretendem Hochwasser ein zu kleiner Querschnitt entsteht. Da dieser, insbesondere durch einige Schilf- und Grasarten, sowie durch die Wasserpest (*elodea canadensis*) verursachte Übelstand sich auch durch sorgfältige Räumung nicht ganz beseitigen läfst, so ist bei geringen Geschwindigkeiten und einem dem Pflanzenwuchse günstigen Boden ein Zuschlag zu den berechneten Abmessungen oder eine ausreichend hohe Bewertung für  $n$  in der Ganguillet-Kutter'schen Formel (0,030 bis 0,040) anzuraten.<sup>10)</sup> Die zweckmäfsigste Geschwindigkeit für Erdgräben beträgt 0,6 bis 0,8 m; eine solche greift weder die gewöhnlich vorkommenden Bodenarten an, noch gestattet sie das Absetzen von Schlamm; auch wirkt sie der Bildung von Wasserpflanzen entgegen. — Der Versuch, ein Profil ausfindig zu machen, in welchem die abfließende veränderliche Wassermenge stets die nämliche Geschwindigkeit besitzt, führt zu einer Begrenzung der Seitenwände durch eine nach oben gekrümmte Kettenlinie<sup>11)</sup>, deren Ausführung sich aber aus praktischen Gründen in der Regel verbietet.

Eine erhöhte Geschwindigkeit für die Abführung kleiner Wassermengen läfst sich bei Erdgräben dadurch erreichen, dafs die Sohle derselben nach einem Kreisabschnitte



gestaltet wird, wodurch sich der Wert von  $\frac{F'}{p}$  erhöht; die Neigung der Kreissohle an der höchsten Stelle muß dann  $\geq \varphi$  sein. Die Berechnung dieses Profils<sup>12)</sup> ergibt, dafs dasselbe am günstigsten wird, wenn der Kreismittelpunkt der Sohle im Wasserspiegel liegt (Fig. 8). Für diesen Fall

wird die mittlere hydraulische Tiefe gleich  $\frac{r}{2}$ , ist also gleichfalls unabhängig von dem Böschungswinkel. Die kreisförmige Gestalt der Sohle entspricht übrigens dem Bestreben der meisten Bodenarten, unter Wasser einen kleineren Böschungswinkel anzunehmen als oberhalb desselben; dagegen ist die Wiederherstellung der ursprünglichen Form beim Ausräumen etwas umständlicher, als beim Trapezquerschnitt.

Gröfse und Form des Querschnitts der Leitungen mit befestigten Wandungen und Decken. Die engen Grenzen, innerhalb deren man sich bei der Ausführung der vorhin besprochenen offenen Leitungen hinsichtlich der Geschwindigkeit des Wassers und der Form der Profile bewegen muß, erweitern sich wesentlich, sobald man eine künstliche Befestigung der Sohle oder der Seitenwandungen oder beider zugleich anwendet. Die Böschungen können steiler werden oder auch, bei der Einfassung durch Mauern bezw. Bohlenwände, ganz fortfallen, wodurch die Ausgaben für den Bodenwerb niedriger werden. Der die Bewegung hemmende Pflanzenwuchs verschwindet und ein etwa vorhandenes stärkeres Gefälle läfst sich besser ausnutzen. Die Kosten einer künstlichen Befestigung gegenüber dem gewöhnlichen Erdaushub sind jedoch meistens so hoch, dafs man sie nur in Strecken mit gröfserer Geschwindigkeit, bei

<sup>10)</sup> Bei den offenen Gräben mit starkem Gefälle (3—3,75‰) in den mit Wasserbetrieb versehenen Bergwerksdistrikten in Kalifornien ist der Koeffizient  $c$  in der Formel  $v = c\sqrt{RJ}$  zu 16—25 beobachtet. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 45.

<sup>11)</sup> Lueger. Die Wasserversorgung der Städte. Darmstadt 1890, S. 54 und Rühlmann. Hydromechanik, 2. Aufl., S. 436.

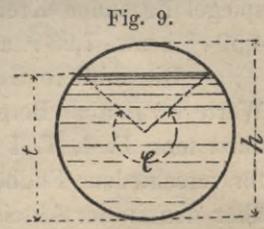
<sup>12)</sup> Frank a. a. O. S. 7.

schlecht stehendem oder durchlässigem Boden und in solchen Fällen anzuwenden pflegt, in denen gleichzeitig eine Überdeckung der Leitung erforderlich wird. Dies ist namentlich der Fall bei der Zuführung von Wasser, welches zu Versorgungszwecken dienen soll, oder da, wo es darauf ankommt, das Terrain über der Leitung anderweitig, z. B. für Verkehrszwecke, nutzbar zu machen. Ältere Anlagen dieser Art, die durch massive oder hölzerne Seitenwände begrenzt und bei geringer Breite mit Platten, bei größerer mit Bohlen bezw. Hölzern abgedeckt sind, finden sich noch in manchen Städten vor, u. a. auch zur Leitung des Aufschlagwassers für Mühlen. Entschliesst man sich aber einmal zur Anlage überdeckter Leitungen, so empfiehlt es sich, sie zugleich so tief unter die Erde zu legen oder sie mit einer Erdschicht von solcher Stärke zu versehen, daß die Einwirkung des Frostes auf das fortgeleitete Wasser ausgeschlossen ist.

Die Querschnitte der bedeckten Leitungen sind nicht allein nach den in § 1 erwähnten und in Kap. II, sowie in § 5 dieses Kapitels entwickelten Formeln und Regeln, sondern auch nach praktischen Gesichtspunkten zu bestimmen. Dahin gehört eine nicht zu schwierige Ausführbarkeit, ausreichende Festigkeit gegen die Wirkungen des äußeren Erd- und des inneren Wasserdrucks und die Möglichkeit, eine zeitweise Räumung und Instandsetzung vornehmen zu können. Geschieht die Räumung mittels Handarbeit (also nicht ausschließlich durch zeitweise Spülung oder auf mechanischem Wege), so ist eine Höhe von 1,2—1,4 m und eine Weite von 0,8—0,9 m erforderlich. Bei Einschränkung dieser Abmessungen bis auf 0,90 bezw. 0,60 m ist zwar ein Bekriechen noch möglich, doch muß dann für naheliegende Ruhepunkte (Einsteigeschächte) Sorge getragen werden, die ein Aufrechtstehen gestatten; die zwischen den Schächten liegenden Leitungstrecken sind zugleich möglichst gerade zu legen.

Kreisförmige und eiförmige Querschnitte. Wie bei den offenen Gräben, so ist auch bei den bedeckten Leitungen denjenigen Querschnitten der Vorzug zu geben, bei denen der hydraulische Halbmesser  $R = \frac{F}{p}$  möglichst groß ist. Wechselt die Wassermenge wenig, so ist der Kreis diejenige Form, welche dieser Bedingung am vollkommensten entspricht, während bei schwankendem Abfluß die Eifform den Vorzug verdient, weil dieses in der stärker gekrümmten Sohle die kleinere Wassermenge besser zusammenhält. Beide Querschnittsformen werden deshalb rein oder in Verbindung mit geradlinigen Begrenzungen sehr oft zur Anwendung gebracht, namentlich bei städtischen Entwässerungsanlagen, sodaß es gerechtfertigt erscheint, die wichtigsten Eigenschaften desselben an dieser Stelle kurz zu besprechen.

Bezeichnet  $\varphi$  den Füllwinkel eines teilweise gefüllten Kreises (Fig. 9) vom Durchmesser  $h$ , so ist



$$\text{der Wasserquerschnitt } F = \left( \frac{\varphi}{180} \pi - \sin \varphi \right) \frac{h^2}{8} = (0,01745 \varphi - \sin \varphi) \frac{h^2}{8},$$

$$\text{die größte Wassertiefe } t \text{ (Füllhöhe)} = \left( 1 - \cos \frac{\varphi}{2} \right) \frac{h}{2},$$

$$\text{der benetzte Umfang } p = \frac{\varphi}{180} \pi \cdot \frac{h}{2} = 0,00872 \varphi h.$$

Die Eifform kommt gewöhnlich in der Darstellung der Fig. 10, S. 14 zur Anwendung, sodaß die Höhe gleich der anderthalbfachen Breite und der Halbmesser der Sohle gleich dem sechsten Teile der Gesamthöhe ist. Der unterhalb der Linie  $ab$  liegende Teil eines solchen Eiprofils berechnet sich am einfachsten dadurch, daß man das Stück  $abcd$  von der unterhalb des Kämpfers belegenen Fläche abzieht.



Kreises dieselbe Gröfse, wie bei ganzer Füllung, weil  $\sqrt{R}$  in beiden Fällen gleich groß ist, und zwar verhält sich dieselbe zur grössten Geschwindigkeit, wie 100:116, ist also rund 14% kleiner.

Die zweite ausgezogene und mit „ $Q$  des Kreises“ bezeichnete Kurve der F. 5, T. I ist in ähnlicher Weise ermittelt, wie die  $v$ -Kurve und begrenzt die als Ordinaten auf den zugehörigen Füllhöhen aufgetragenen Werte von  $F \cdot c\sqrt{R}$ , giebt also ein Bild der bei verschiedenen Füllhöhen des Kreises abfließenden Wassermengen  $Q$ . Die grösste Ordinate liegt hier bei 0,91 des Durchmessers und die dann abfließende Wassermenge ist um rund 8% gröfser, als bei ganzer Füllung.

Die gestrichelten  $v$ - und  $Q$ -Linien der Figur beziehen sich auf zwei Eiformen, von denen das Wasser der einen bei voller Füllung die nämliche Geschwindigkeit besitzt, wie dasjenige des Kreises, während die andere bei gleichfalls voller Füllung eine Wassermenge abführt, welche der des gefüllten Kreises gleichkommt. Aus dem Vergleiche der beiden  $v$ -Linien geht hervor, dafs die Geschwindigkeit in den oberen Teilen der Eiform kleiner, in den unteren gröfser ist, als beim Kreise.  $v_{\max}$  beim Eiquerschnitt liegt in der Nähe von  $v_{\max}$  beim Kreise (Füllhöhe 0,85  $H$  gegen 0,83  $h$ , wenn  $H$  die Höhe der Eiform bezeichnet). Legt man eine Wagerechte durch die Geschwindigkeitsordinate bei ganzer Füllung, so schneidet dieselbe die gestrichelte  $v$ -Kurve bei 0,56  $H$  gegen 0,5  $h$  beim Kreise. Die Eiform ist dann 52,6% gefüllt und die Geschwindigkeit bei dieser und bei der ganzen Füllung verhält sich wie 100:112 oder wie 0,94:100. Die abgeführte Wassermenge des Eiquerschnitts ist am grössten bei einer Füllhöhe 0,94  $H$  und beträgt dann 6% mehr, als bei ganzer Füllung. Die durch die Wassermengen-Ordinate des gefüllten Querschnitts gelegte Wagerechte schneidet die gestrichelte  $Q$ -Kurve bei 0,86  $H$  (gegen 0,81  $h$  beim Kreise).

Stellt man die genannten Zahlen übersichtlich zusammen, so ist

	Kreis	Eiform
a. Ganzer Flächeninhalt $F$ . . . . .	$h^2 \frac{\pi}{4}$ oder $r^2 \pi$	0,51 $H^2$ oder 4,59 $r^2$
b. Flächeninhalt bis zum Kämpfer . . . . .	—	0,336 $H^2$ „ 3,02 $r^2$
c. Ganzer Umfang . . . . .	$h \pi$ oder $2 r \pi$	2,64 $H$ „ 7,93 $r$
d. Umfang bis zum Kämpfer . . . . .	—	1,596 $H$ „ 4,79 $r$
e. Eintritt der grössten Geschwindigkeit bei einer Füllhöhe von . . . . .	0,83 $h$	0,85 $H$
f. Bildung von gleicher Geschwindigkeit bei voller Füllung und der Füllhöhe bei voller Füllung und dem Wasserquerschnitt . . . . .	0,5 $h$ 0,5 $F$	0,56 $H$ 0,53 $F$
g. Abführung der grössten Wassermenge bei einer Füllhöhe von . . . . .	0,91 $h$	0,94 $H$
h. Abführung gleicher Wassermengen bei voller Füllung und der Füllhöhe	0,81 $h$	0,86 $H$
i. Verhältnis zwischen der Wassermenge bei voller Füllung und der grössten Wassermenge . . . . .	1:1,08	1:1,06
k. Verhältnis zwischen der Geschwindigkeit bei ganzer Füllung und der grössten Geschwindigkeit . . . . .	1:1,16	1:1,12

In einem Kreis- oder Eiprofil, welches für eine bestimmte Wassermenge  $Q$  bei voller Füllung berechnet ist, gelangt  $Q$  also schon zum Abfluss, wenn das Profil bis zu 0,81 bzw. 0,86 seiner Höhe gefüllt ist. Auch eine Vergrößerung des Zuflusses um 8 bzw. 6% bewirkt noch keine volle Füllung, sondern ein Ansteigen bis auf 0,91 bzw. 0,94 der Höhe. Ein weiteres, wenn auch geringes Anwachsen des Zuflusses hat dagegen nicht allein eine vollständige Füllung, sondern auch die Entstehung eines Überdrucks zur Erzeugung des notwendigen größeren Gefälles zur Folge.<sup>14)</sup> — Im übrigen sind in F. 5, T. I noch die den verschiedenen Füllhöhen entsprechenden Querschnittsflächen eingetragen; der Zwischenraum zwischen den sich ergebenden  $F$ -Kurven des Kreises und des Eiprofils ist der Übersichtlichkeit wegen schraffiert. Durch diese Eintragung ist die Möglichkeit gegeben, für jede Füllhöhe sowohl die Geschwindigkeit und die abgeführte Wassermenge, als die zugehörigen benetzten Querschnitte abzugreifen<sup>15)</sup> und dadurch für die Berechnung teilweise gefüllter Kreis- und Eiprofile die nötige Unterlage zu gewinnen.

Fig. 11.  
London, Lüttich.

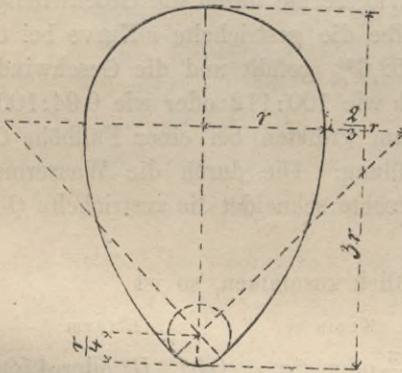
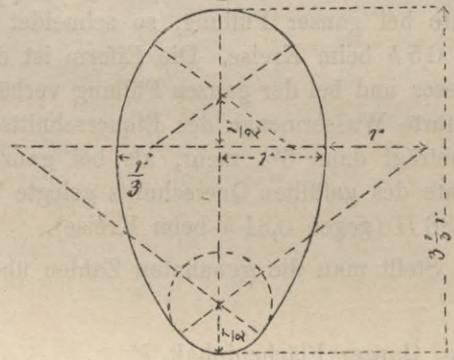


Fig. 12.  
London, Rheinische Städte.



Neben der am meisten angewendeten Form des Eiprofils der Fig. 10 kommen auch andere Ausbildungen vor, die ein größeres oder kleineres Verhältnis zwischen  $H$  und  $r$  neben spitzerer oder stumpferer Sohle zeigen. So ist das Profil Fig. 11 vielfach in London durch den Ingenieur Phillips und später auch in anderen englischen Städten, sowie in Lüttich ausgeführt; es besitzt den namentlich bei geringem Gefälle zu schätzenden Vorteil, dass infolge des kleineren Sohlenhalbmessers die Wassermenge noch besser zusammengehalten wird, als bei Fig. 10. Sein Flächeninhalt beträgt  $4,46 r^2$ , sein Umfang  $7,84 r$ ; da diese Werte nicht erheblich von denen der Fig. 10 abweichen, so gelten die aus den oben ermittelten Werten sich ergebenden Schlusfolgerungen im wesentlichen auch für Fig. 11.<sup>16)</sup> Das überhöhte Eiprofil der Fig. 12 ist gleichfalls in London und eine ähnliche Form in Mainz, Köln und Wiesbaden angewendet, um das

<sup>14)</sup> Über die infolge dessen eintretende Erscheinung beim Ausfluss siehe Lueger im Journ. für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1884, S. 115 (Wasserleitung für Baden-Baden).

<sup>15)</sup> Eine ähnliche Untersuchung findet sich in den Technischen Blättern 1881, S. 173 von G. Schmidt (Koeffizient  $c$  nach Darcy wechselnd); ferner bei Lueger. Die Wasserversorgung der Städte 1890, welcher die größte Wasserführung beim Kreis- und Eiprofil rechnerisch bestimmt ( $c$  konstant); endlich bei Knauff. Ges. Ing. 1887, S. 61 ( $c$  anscheinend konstant).

<sup>16)</sup> Genauere Berechnungen dieses Profils finden sich in Latham. Sanitary Engineering. 2. Auflage. London 1878.

Begehen zu erleichtern; die in Fig. 13 und Fig. 14 dargestellten gedrückten Eiformen, welche sich für gute Gefälle bei geringeren Ausführungshöhen eignen, haben in London bezw. München und Warschau Verwendung gefunden.

Die Berechnung der Querschnitte bedeckter Leitungen erfolgt in gleicher Weise, wie diejenige der offenen Gräben, jedoch unter Einsetzung der entsprechenden Rauigkeitswerte in den

Ausdruck für  $c$ . Über die Größe dieser Werte und das für die Berechnung einzuschlagende Verfahren wird im § 5 dieses Kapitels bezw. in Kap. VIII die Rede sein.

Die zulässige Geschwindigkeit des Wassers bei bedeckten Leitungen hängt wieder von dem Material ab, aus welchem sie hergestellt sind und von der Sorgfalt, mit der die Ausführung vorgenommen wurde. Bei der Verwendung größerer Werksteine oder hartgebrannter Klinker und bei guter Arbeit kann man unbedenklich bis zu 2,5 m und selbst noch höher gehen. Bei dem Entwurfe für die Versorgung von London durch eine Wasserleitung von Cumberland ist für einzelne der allerdings nicht als bedeckt, aber doch als ausgemauert gedachten Strecken (Fig. 33 a bis c) eine Geschwindigkeit bis 3,4 m angenommen und in den Umläufen der Schleusen, in Grundablässen u. s. w. ist die Geschwindigkeit manchmal noch beträchtlicher, ohne dafs dadurch eine nachteilige Wirkung auf das Mauerwerk herbeigeführt würde. Derartige große Geschwindigkeiten sind jedoch nur unter der Voraussetzung zulässig, dafs das Wasser kein Gerölle oder keinen Sand und dergl. mit sich führt, weil sonst eine zu starke Abnutzung der Kanalsohle entstehen würde. Kann dies durch Einfügung von Sand- und Kiesfängen nicht vermieden werden oder ist das Gefälle überhaupt zu stark, so vereinigt man dasselbe lieber in einzelnen, besonders dauerhaft hergestellten Strecken oder man bricht es durch eingelegte Absätze (Kaskaden). Für die zwischen diesen Strecken liegenden Leitungen läfst sich dann oft eine wirtschaftlich vorteilhafteste Querschnittsform durch Annahme verschiedener Geschwindigkeiten und Baustoffe ermitteln.

**Gefälle.** Bei der Aufstellung von Entwürfen für bedeckte oder offene Leitungen ist es wünschenswert, zu wissen, welche Gefälle bei ausgeführten Anlagen angewendet sind und sich bewährt haben; es mögen deshalb nachstehend einige derartige Angaben folgen.

Das Gefälle der die Stadt Rom versorgenden, aus dem Altertum stammenden Leitungen schwankt zwischen 0,00025 (*Aqua Marcia*) und 0,003 (*Aqua Claudia*); dasjenige der gleichfalls aus dem Altertum stammenden Leitung der Stadt Metz ist 0,001. — Bei der Hochquellenleitung für Wien ist das Gefälle zwischen dem Kaiserbrunnen und dem Behälter am Rosenhügel 275,44 m auf 88318 m, also durchschnittlich 0,00322 (1:310). Das Gefälle der einzelnen Leitungsstrecken schwankt zwischen 0,00322 und 0,00045 (1:2200), je nach den örtlichen Verhältnissen. An geeigneten Stellen sind abschüssige Strecken mit einem Gefälle von 0,2 (1:5) und 0,005 (1:200) eingeschaltet, welche besonders sorgfältig ausgeführt wurden. Die Geschwindigkeit beträgt durchschnittlich 1,08 m i. d. Sekunde und das Wasser der Kaiserquelle ist in rund 24 Stunden in Wien bezw. im Behälter am Rosenhügel.<sup>17)</sup> Die größte Wassermenge, für welche die Leitung berechnet wurde, beträgt 1,3 cbm i. d. Sekunde, während der stärkste Zuflufs 1,96 cbm und der geringste 0,214 cbm betragen hat.<sup>18)</sup> — Bei der älteren Croydon-Wasserleitung für New-York konnte

Fig. 13.

London.

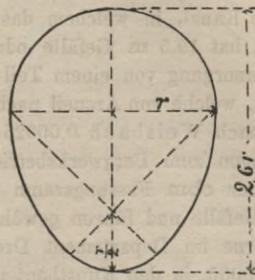
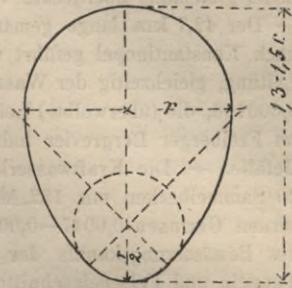


Fig. 14.

München, Warschau.



<sup>17)</sup> Mihatsch. Der Bau der Wiener Kaiser Franz Josefs-Hochquellen-Wasserleitung. Wien 1881.

<sup>18)</sup> Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 77.

nur ein Gefälle von 0,000217, bei der im Anfang des 17. Jahrhunderts angelegten und einen Teil von London versorgenden offenen New-River-Wasserleitung nur ein solches von 0,0000474 erzielt werden. Die neue, gleichfalls überdeckte Wasserleitung für New-York hat ein durchschnittliches Gefälle von 0,00013. — Der 42,7 km lange gemauerte Kanal, in welchem das Wasser des Derkos-Sees am Schwarzen Meer nach Konstantinopel geführt wird, hat 19,5 m Gefälle oder 0,000457. — Der Kanal de l'Oureq (offene Leitung, gleichzeitig der Wasserversorgung von einem Teil von Paris und Schiffahrtzwecken dienend) hat 0,000106, die (überwölbte) Leitung, welche von Arcueil nach Paris fährt, 0,000416. — Die Aufschlaggräben im Freiburger Bergrevier haben nach Weisbach 0,00025 bis 0,0005, die Abzugsgräben 0,001 bis 0,002 Gefälle. — Die Kraftwasserleitungen zum Bergwerksbetriebe in Kalifornien, welche ihren Bedarf aus 20 Sammelbecken mit 182 Millionen cbm Fassungsraum entnehmen, haben meistens 0,002, in den hölzernen Gerinnen 0,0047—0,0066 Gefälle und führen gewöhnlich 1—2 cbm i. d. Sekunde. — Das Gefälle des Bewässerungskanals der Bourne im Departement Drôme beträgt in offenen Strecken 0,00025, in Tunneln und Felseneinschnitten 0,0005, in den Kunstbauten 0,001; das Durchschnittsgefälle auf 30,5 km Länge beträgt 0,000277. — Das gewöhnlich vorkommende Gefälle von Speisegräben für Schiffahrtskanäle wird zu 0,1 und 0,5 m f. d. km angegeben; Grenzwerte sind, soweit bekannt, 0,07 und 0,88 m. Der Speisegraben zwischen der Yonne und dem Kanal von Nivernais hat in dem größten Teile seiner Erstreckung teils 0,0004, teils 0,0003 Gefälle; in der Nähe der Leitungsbrücken und in Einschnitten, woselbst eine Verkleidung mit Mauerwerk zur Anwendung kam, ist das Gefälle jedoch verstärkt. — Der 5 km lange Leitungsgraben von dem Wiekauer Sammelteich für die Königsberger Wasserleitung hat 0,00014 Gefälle; mit Rücksicht auf den Kostenpunkt hatte sich dies als das günstigste herausgestellt.

Die richtige Wahl der Linie erfordert sorgfältige Vorarbeiten, da die Baukosten der Leitungen oft sehr beträchtlich sind. Der Hauptspeisegraben des Kanals von Nivernais hat beispielsweise eine Länge von 28 km und ist mit einem Aufwande von 1 120 000 M. erbaut. Die Leitung zur Wasserversorgung von Marseille kostete 36 Millionen Mark u. s. w. Die im X. Kapitel gemachten Bemerkungen hinsichtlich der allgemeinen und besonderen Feststellung der Baulinien der Kanäle gelten deshalb im wesentlichen auch hier, wenn auch die Schiffahrtskanäle als solche hinsichtlich der Ermittlung der Lage der Scheitelstrecken, der Haltungen, der Schleusen u. s. w. eine abweichende Behandlung erforderlich machen. Im ganzen und großen ist die Reihenfolge der einzelnen Vorarbeiten die nämliche, wie bei den Eisenbahnen und darf in dieser Beziehung auf das I. Kapitel des ersten Bandes dieses Handbuches verwiesen werden. Der Wechsel in den Formen und Abmessungen der Querschnitte, welcher namentlich bei größeren Anlagen eintritt, und die hiermit verbundene Änderung der Gefällverhältnisse, die Berücksichtigung der Bodenarten, des Grundwasserstandes, der Kreuzung mit anderen Wasserläufen u. s. w. macht jedoch die Ermittlung einer geeigneten Leitlinie gewöhnlich viel schwieriger als bei Eisenbahnbauten, während andererseits die in der Regel geringen Abmessungen des Bauwerks, die Zulässigkeit kleinerer Halbmesser u. s. w. das Entwerfen erleichtern. In hügeligem Gelände gelangt man entweder zu einer großen Länge der Leitlinie oder zu tiefen Einschnitten, bezw. Tunnelanlagen und einer häufigen Überschreitung von Thälern. Letztere wurde in früheren Zeiten fast ohne Ausnahme<sup>19)</sup> und wird auch noch heute vielfach mittels Leitungsbrücken vorgenommen, welche sich aber bei dem jetzigen Stande der Technik meistens billiger durch Düker ersetzen lassen. Die Besprechung der Leitungsbrücken gehört dem Brückenbau an, welcher den Gegenstand des zweiten Bandes dieses Handbuchs bildet; die Düker sind in § 6 dieses Kapitels erörtert.

<sup>19)</sup> Eine Ausnahme bildet z. B. die Kreuzung des Thales bei Alatri durch die Druckwasserleitung des Betilienus Varus, wo Röhren aus Blei zur Verwendung gekommen sind, in denen sich das Wasser unter Druck bewegte. Siehe Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 121; 1882, S. 410, 436; 1886, No. 21 und Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 337, auch § 6 dieses Kapitels.

Es sei hier bemerkt, daß in der 2. Auflage dieses Bandes für die Kreuzung eines Thales durch eine unter natürlichem Druck stehende Rohrleitung der in Frankreich übliche Ausdruck „Syphon“ einstweilen und bis zur Einbürgerung eines angemessenen deutschen Ausdrucks benutzt worden ist. Seitdem ist das Wort „Düker“, welches bis dahin mehr für die Kreuzung einer Leitung mit einer Verkehrsstraße oder einem Flusse gebraucht wurde, auch für Bauwerke der erwähnten Art üblich geworden, sodaß es angemessen erscheint, dasselbe hier im nämlichen Sinne anzuwenden.

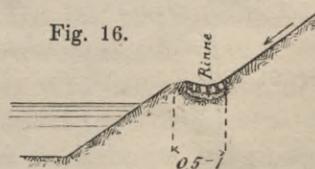
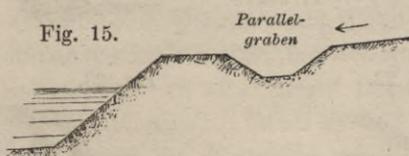
Besondere Sorgfalt beanspruchen die Vorarbeiten, wenn die Bodenverhältnisse die Wahl zwischen verschiedenen Ausgangs- und Endpunkten frei lassen. In diesem Falle entstehen sog. Konkurrenzlinien und es handelt sich darum, ihre Vorteile und Nachteile gegeneinander abzuwägen.

Hierher gehörige Beispiele findet man u. a. in Picard. Alimentation du canal de la Marne au Rhin et du canal de l'Est. Paris 1880. Zweiter Teil, Kap. IV, dritter Teil, Kap. II und vierter Teil, Kap. IV.

An geeigneten Punkten ist auf Vorrichtungen zum Entleeren einzelner Strecken und zur Entlastung derselben bei zu starkem Wasserzufluß Bedacht zu nehmen. Der Abschluß der zur Ausbesserung bestimmten und deshalb zu entleerenden Strecken von den übrigen Teilen der Leitung erfolgt durch Erddämme oder durch Dammbalken, welche in die dazu hergestellten Falze der Seitenmauern eingelassen werden.

Bezüglich der gekrümmten Strecken der Wasserleitungen ist zu bemerken, daß scharfe Kurven (mit Halbmessern von 50 m und weniger) zwar ausführbar sind und ausnahmsweise vorkommen, aber thunlichst vermieden werden sollten. Bei den neuen Speisegräben des französischen Ostkanals und des Rhein-Marne-Kanals liegen die Halbmesser der Krümmungen in der Regel zwischen 100 und 750 m; 250 m ist ein mit Vorliebe verwendetes Maß. Um die Gefällverluste unschädlich zu machen, wurde daselbst bei Halbmessern unter 200 m eine Verbreiterung der Querschnitte derart angeordnet, daß der Zuwachs gleich  $\frac{20}{r}$  ist, wenn  $r$  den Krümmungshalbmesser bezeichnet.

**§ 3. Anordnung und Ausführung der unbedeckten Leitungen.** Handelt es sich um die Anlage eines Grabens oder eines offenen Kanals in ebener Gegend, so ist diese unter den gewöhnlich vorkommenden Verhältnissen mit geringen Schwierigkeiten verbunden. Es müssen nur die in § 2 gegebenen Regeln hinsichtlich der zulässigen Geschwindigkeit und der Anordnung der Böschungen beobachtet werden. Zur Ersparung der Kosten des Erdtransports pflegt man den ausgehobenen Boden, soweit er nicht zur Schüttung in den Aufträgen nötig ist, zur Bildung eines Dammes an einer Seite des Grabens zu benutzen. Hierdurch wird ein Fußweg gebildet und die Räumung des



Grabens erleichtert, indem der ausgeräumte Schlamm vorläufig auf der inneren Böschung des Dammes niedergelegt werden kann. Ist das Gelände gegen den Graben zu geneigt, so empfiehlt sich die Anlage eines Parallelgrabens zur Abführung des seitlich zufließenden Wassers (Fig. 15); ferner in tiefen Einschnitten die Einrichtung von 0,5 bis 1 m breiten Absätzen (Banketten) in 2 bis 3 m senkrechtem Abstand, auf denen das von den Böschungen abfließende Regen- und sonstige Wasser gesammelt und weitergeführt wird (Fig. 16). Wenn dies Wasser sich wegen der mitgeführten Sinkstoffe und

Schmutzteile nicht zur Aufnahme in den Graben eignet, so wird es über diesen mittels einer offenen Rinne hinweg oder mittels eines Dükers unter ihm durchgeführt, wobei die offene Rinne der Zugänglichkeit wegen den Vorzug verdient. Eine Grasnarbe auf den Böschungen trägt wesentlich zu deren Erhaltung bei; ihre Bildung sollte deshalb von vornherein durch Berasung oder Besamung unterstützt werden. Die Böschungen sind bis zu 0,5 m Höhe über Mittelwasser zu führen, um Raum für plötzliche starke Zuflüsse zu haben, dadurch Überläufe zu ersparen und um nötigenfalls eine Anstauung (z. B. bei Frostwetter) vornehmen zu können. Gleichwohl lassen sich Überläufe nicht ganz vermeiden; je nach den örtlichen Verhältnissen empfiehlt sich ihre Anlage in 1 bis 5 km Entfernung in Form abgepflasterter Rücken, welche das Überlaufwasser einem anderen Wasserlaufe unmittelbar oder unter Verwendung der Parallelgräben zuführen und zweckmäßig mit einer Schützvorrichtung zur Entleerung der zwischenliegenden Grabenstrecken, bezw. zur Unterstützung der Überfälle verbunden werden.

Fig. 17 a—c. Querprofile des Werkkanals zwischen Chalons a. d. Marne und Condé.

(Lageplan und Längenschnitt F. 1 u. 2, T. I.) M. 0,002.

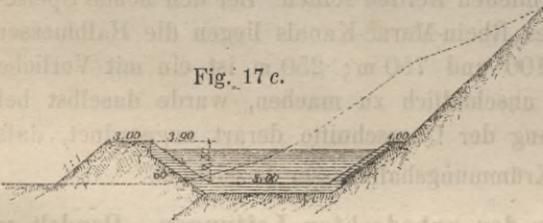
Fig. 17 a.



Fig. 17 b.



Fig. 17 c.



Die meistens vorkommenden Bodenarten fallen unter Abteilung III der auf S. 9 mitgeteilten Zusammenstellung und erhalten demnach eine Böschung von 1:1 1/2 (Fig. 17 a). Sehr feiner Sand, lockerer gelber Lehm und schlammiger Boden zerfließen unter Wasser und bedürfen einer Bekleidung durch anderen Boden (sandigen Lehm, groben Sand oder Kies, Fig. 18) oder einer Befestigung der Böschungen durch Schilf, kurz gehaltene Weiden, Faschinen (Fig. 19), Packwerk (Fig. 20) oder Kopfrasen (Fig. 21). In Fig. 22 ist eine Befestigung

Fig. 18.



Fig. 19.



Fig. 20.



Fig. 21.



Fig. 22.



Fig. 23.



der Böschungen durch Flechtzäune, in Fig. 23 durch eine leichte Bohlwand mit Kieshinterfüllung, in Fig. 24 durch eine Trockenmauer dargestellt. Eine ähnliche Befestigung wird erforderlich, wenn das Gefälle so stark gewählt werden muß, daß die entstehende Geschwindigkeit den natürlichen Boden angreifen würde. In diesem Falle wird meistens

ein bis zur Wasserlinie reichendes Pflaster angewendet, welches entweder wie in Fig. 25 bis 27 auch die Sohle mit bedeckt, oder sich wie in Fig. 28 auf die Böschungen beschränkt, während die Sohle eine Decklage aus grobem Kies erhält. Eine ähnliche Decklage ist auch in Fig. 29 dargestellt, wo das Ufer durch eine Streichwand

Fig. 24.

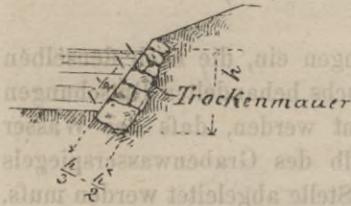


Fig. 25. Wiekau bei Königsberg.

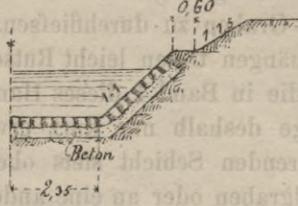


Fig. 26.

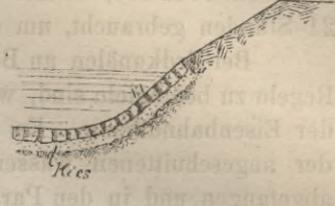


Fig. 27.

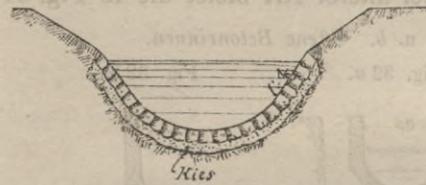


Fig. 28.

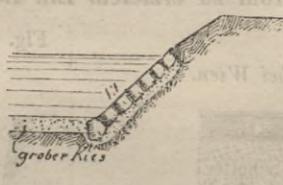
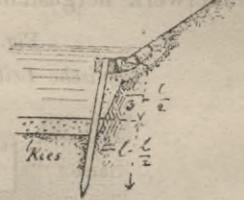
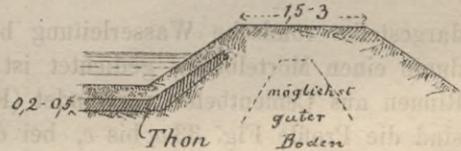


Fig. 29.



(Wand aus senkrecht stehenden Bohlen) mit Kieshinterfüllung gesichert ist. Das Pflaster erhält, ebenso wie die in Fig. 24 dargestellte Trockenmauer, eine Neigung von 1:1 bis 1:1/2; ist die Geschwindigkeit sehr groß, so empfiehlt sich eine Unterbettung aus Beton (Fig. 25).

Fig. 30.



Häufig ist es weniger die mangelnde Festigkeit, als die Durchlässigkeit des die Sohle und die Seitenwandungen bildenden Bodens, welche zu Bedenken Veranlassung giebt. Der reine oder der nur mit wenig Lehm versetzte Sandboden, der sich oft in weiter Ausdehnung findet, und andere durchlässige Bodenschichten machen für diejenigen Strecken der Leitung, deren Wasserspiegel über dem Grundwasser liegt, besondere Maßregeln zur Dichtung erforderlich. Da dieser Fall auch bei Schiffahrtskanälen häufiger vorkommt und deshalb in Kap. X näher besprochen wird, so möge darauf verwiesen und nur bemerkt werden, daß sich bei den in ihren Abmessungen gewöhnlich viel kleineren Gräben eine Dichtung mit Thon leichter und mit mehr Erfolg erzielen läßt, als bei Schiffahrtskanälen, weil bei der geringeren Wassertiefe der Druck des Wassers entsprechend geringer zu sein pflegt. Der Thonschlag wird entweder auf die Sohle und Böschungen (Fig. 17 c) oder, damit er vor dem Einlassen des Wassers nicht austrocknet, 0,20—0,30 m unter der Oberfläche und außerdem als Kern im Innern des Damms angebracht (Fig. 30). Mindestens sollte man möglichst thonhaltigen Boden im Innern des Damms verwenden und die Stärke desselben nicht zu gering annehmen, da die Erfahrung lehrt, daß nur durch Anwendung sehr großer Sorgfalt Wasserdichtigkeit in Auftragstrecken zu erzielen ist (Fig. 17 b). Ist reiner Thon zu teuer, so kann Lehmkonkret (Kies, Schotter oder Steinschlag mit Thonumhüllung) oder auch Mörtelbeton an seine Stelle treten; letzterer bedarf jedoch zum Schutze gegen Frost in der Nähe des Wasserspiegels mindestens einer 50 cm starken Bodenbedeckung und ist erst nach gehörigem Setzen des Auftragsbodens herzustellen. Darauf, daß durch das Einlassen von trübem Wasser im

Laufe der Zeit Wasserdichtigkeit erzielt werde, ist nicht mit Sicherheit zu rechnen. Die Speisegräben mehrerer französischen Kanäle sind trotz des seit vielen Jahren geschehenen Einlassens von trübem Wasser nicht dicht geworden; so verliert nach Hagen<sup>20)</sup> der Speisegraben St. Privé am Briare-Kanal zuweilen fast drei Viertel seines Inhalts durch Versickerung. Der Graben hat allerdings fast 3 Meilen Länge und nur ein Gefälle von 1:12400, sodafs bei der geringen Geschwindigkeit von 0,26 m das Wasser 21 Stunden gebraucht, um den Graben zu durchfließen.

Bei Erdkanälen an Berghängen treten leicht Rutschungen ein, die nach denselben Regeln zu behandeln sind, wie die in Band I dieses Handbuchs behandelten Rutschungen der Eisenbahndämme. Es möge deshalb nur kurz erwähnt werden, dafs das Wasser der angeschnittenen wasserführenden Schicht stets oberhalb des Grabenwasserspiegels abgefangen und in den Parallelgraben oder an eine andere Stelle abgeleitet werden muß.

Unter Umständen ist es am einfachsten, die Dichtigkeit durch ein vollständig in Mauerwerk hergestelltes Profil zu erzielen. Ein Beispiel älterer Art bietet die in Fig. 31

Fig. 31.  
Römische Leitung bei Wien.

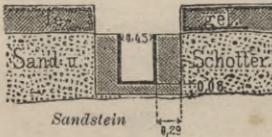


Fig. 32 a u. b. Offene Betonrinnen.

Fig. 32 a.

Fig. 32 b.



dargestellte römische Wasserleitung bei Wien, welche in den Schotter eingebaut und durch einen Mörtelbezug gedichtet ist; neuerdings werden zu diesem Zwecke vielfach Rinnen aus Cementbeton verwendet (Fig. 32 a u. b). Bemerkenswert wegen ihrer Form sind die Profile Fig. 33 a bis c, bei denen die Dichtung durch Klinker- bzw. Bruchsteinmauerwerk geschieht, welches auf einer Betonschicht aufliegt.<sup>21)</sup> Auch die Anwendung freistehender Mauern (Fig. 34 b) bei starker Neigung des Geländes quer zur Grabenlinie ist hier zu erwähnen.

Fig. 33 a—c. Leitung von Cumberland nach London (Entwurf). M. 0,004. J. F. Bateman

Fig. 33 a.

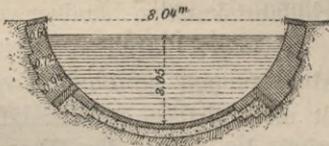


Fig. 33 b.

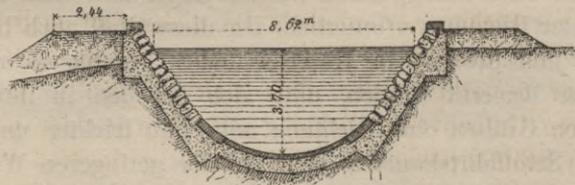
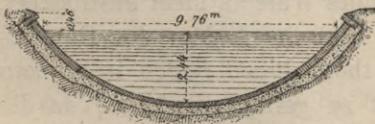


Fig. 33 c.



Wird die Leitung in Felsen eingeschnitten, so ist bei sehr festem Gestein und geringer Tiefe des Einschnittes die Anwendung senkrechter Seitenwände zulässig. Durch den Einfluß der Witterung, insbesondere durch den Frost, pflegt bald eine Lockerung der Oberfläche einzutreten; namentlich neigen Kalksteinfelsen und einzelne Thonsandsteine zur Verwitterung, sodafs man an verschiedenen französischen Kanalstrecken, welche in

<sup>20)</sup> Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst, 3. Aufl. 2. Teil, 4. Bd. Vergl. auch Kap. X, S. 75 der zweiten Abteilung (2. Aufl.).

<sup>21)</sup> Humber, Water-supply of cities and towns. London 1876. S. 169.

Felsen eingeschnitten sind, nachträglich die Böschung viel flacher hat herstellen müssen. Es empfiehlt sich deshalb, auch festem Gestein von vornherein eine Neigung von  $\frac{1}{8}$  bis  $\frac{1}{4}$  zu geben, s. Fig. 34 a u. b. Vorkommende Sprünge und Spalten sind mit hydraulischem oder Cementmörtel auszufüllen; unter Umständen wird auch eine mehr oder weniger vollständige Ausmauerung des Profils erforderlich (Fig. 34 c u. d).

Fig. 34 a—d. Querschnitte des Verdon-Kanals.  
(Längenprofil T. I, F. 3.) M. 0,005.

Fig. 34 a. An Abhängen.

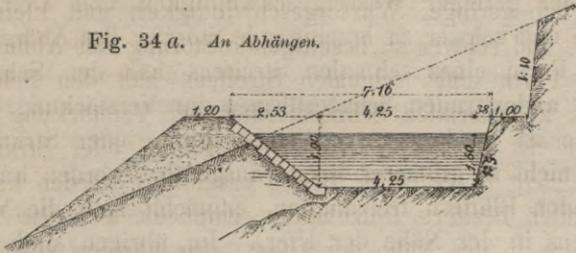
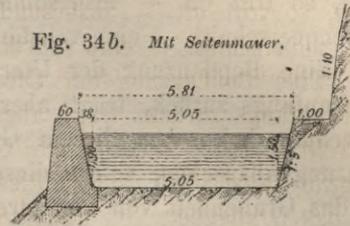


Fig. 34 b. Mit Seitenmauer.



In bergigen und zugleich holzreichen Gegenden finden sich häufig Kanäle aus Holz, die an und für sich zwar nicht dauerhaft sind, aber wegen ihrer geringen Anlagekosten trotz der teureren Unterhaltung doch billiger zu stehen kommen, als gemauerte oder in anderer Weise hergestellte Leitungen. Fig. 36 zeigt den Querschnitt einer solchen Leitung, welche auch den Vorteil hat, daß die Geschwindigkeit des Wassers eine erhebliche sein kann. Zwar wird auch das Holz durch schnellströmendes Wasser angegriffen, aber so langsam, daß die hierdurch bewirkte Schwächung der die Rinne bildenden Bohlen gegenüber der sonstigen Vergänglichkeit des Holzes nicht in Betracht kommt. Eine solche Rinne bei Sapsborg in Norwegen, über welche sich in der unten angegebenen Quelle<sup>22)</sup> nähere Mitteilungen finden, hat 0,86 m lichte Weite und ein Gefälle von 0,0125. Das mit etwa 2,5 m Geschwindigkeit fließende Wasser schafft jährlich 516000 zu Bohlen zerschnittene Stämme nach dem Ausschiffungsorte bei Sanne-sund.<sup>23)</sup> — Ähnliche Gerinne aus Holz werden auch vielfach zur Ableitung des Schöpfwassers aus Baugruben u. s. w. angewendet.

Fig. 34 c.

Tunnel in thonigen Boden.

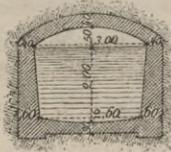


Fig. 34 d.

Am Anfang der Verdon-Schluchten.

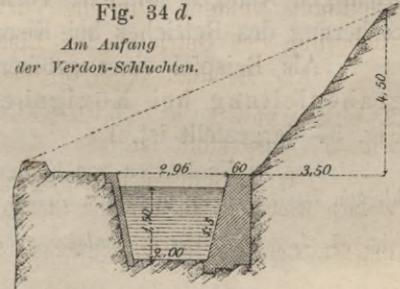


Fig. 35.

Verbindungsleitung zwischen den  
Sammelbehältern der Manchester  
Wasserleitung.

M. 0,00133.

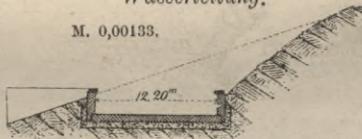
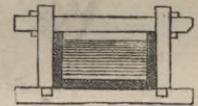


Fig. 36.

Hölzernes Gerinne.



Ist das Wasser immer oder zeitweise stark sinkstoffhaltig, so empfiehlt sich die Anwendung von beckenförmigen Erweiterungen mit vertiefter Sohle an möglichst oberhalb gelegenen Stellen, in denen die Sinkstoffe sich niederschlagen können. Behufs Entfernung derselben ist entweder eine Umleitung anzubringen oder das Becken durch eine Scheidewand in zwei absperrbare Hälften zu teilen, von denen die eine ausgeräumt

<sup>22)</sup> Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 417.

<sup>23)</sup> Vergl. auch: Über Bauten zum Flößen des Holzes in schwed. Bächen. Centralbl. d. Bauverw. 1882, No. 18.

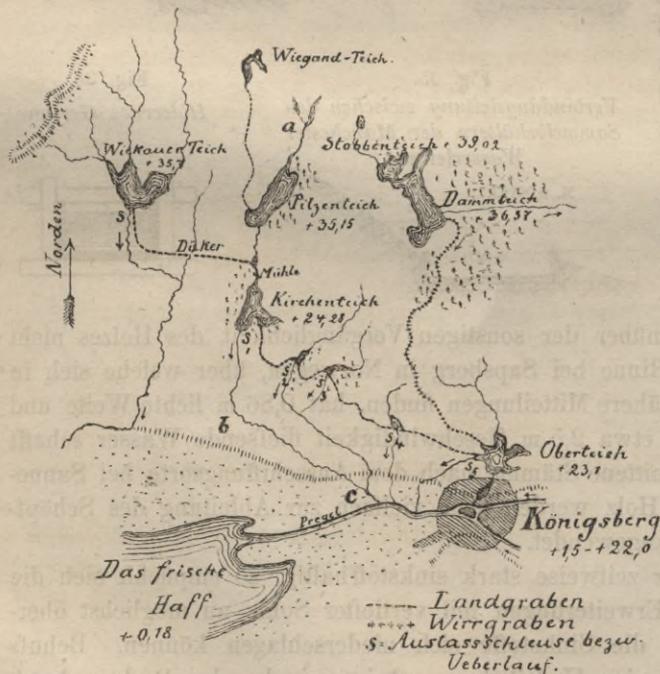
wird, während das Wasser die andere durchfließt. Etwaige Überfälle erhalten ihren Platz oberhalb des Schlammfanges, damit keine unnötige Ablagerung stattfindet; Gitter zur Abhaltung schwimmender Gegenstände (Laub, Kraut, Heu u. dergl.) liegen am besten zwischen Überfall und Schlammfang. — Von ähnlichen Einrichtungen bei städtischen Entwässerungsanlagen wird in Kap. VIII die Rede sein.

Findet im Winter der senkrecht zur Grabenrichtung treibende Schnee keine Eisddecke vor, auf welcher er sich ablagern kann, und unter welcher das Wasser weiter fließt, so tritt oft — insbesondere bei geringer Wassergeschwindigkeit und kleinem Grabenquerschnitt — eine vollständige und schwer zu beseitigende Störung des Abflusses ein. Eine Bepflanzung der Ufer in Form eines schmalen Streifens hält den Schnee zwar anfangs zurück, trägt aber bei andauernden Schneestürmen zur Verstärkung der Verwehung bei. Aus diesem Grunde ist es besser, von einer Baum- oder Strauchpflanzung abzusehen, sofern dieselbe nicht in größerer Breite ausgeführt werden kann. Um das Grabenbett von hineintreibenden Blättern freizuhalten, empfiehlt sich die Verwendung von Nadelhölzern (wenigstens in der Nähe der Ufer). Im übrigen sind bei wichtigen Anlagen ähnliche Vorkehrungen gegen Schneewehen zu treffen, wie sie zur Sicherung des Betriebes bei Eisenbahnen erforderlich werden.

Als Beispiel einer größeren Grabenanlage möge hier die Land- und Wirrgrabenleitung bei Königsberg i. Pr. mitgeteilt werden, deren örtliche Lage in Fig. 37 dargestellt ist.<sup>24)</sup>

Das im Nordwesten von Königsberg in einer Entfernung von 12 km liegende Thal *abc* eines kleinen Baches ist an mehreren Stellen durch Querdämme geschlossen; hierdurch ist die Bildung mehrerer

Fig. 37. Land- u. Wirrgrabenleitung bei Königsberg. M. 1:300 000.



Die eingeschriebenen Höhenzahlen beziehen sich auf Normal-Null.

Teiche bewirkt, welche bei vollständiger Füllung zusammen etwa 2 Mill. cbm Wasser fassen. Das Wasser dieser Teiche fließt der Stadt Königsberg durch den Landgraben zu, der, vom deutschen Orden im 14. Jahrhundert angelegt, unter sorgsamer Benutzung der Höhenverhältnisse des Terrains mit dem geringen Gefälle von durchschnittlich 0,0001 und mit einer Sohlenbreite von 2—4 m ausgeführt ist. Sein Sammelgebiet beträgt bis Königsberg annähernd 6000 ha; der Boden, in welchen der Graben eingeschnitten ist, besteht durchweg aus sandigem Lehm. Auf seinem Wege nach Königsberg überschreitet der Graben nach seinem Austritt aus dem Wargen'schen Kirchenteich die Thäler dreier kleinen, dem Pregel zufließenden Bäche. Diese Überschreitung ist dadurch bewerkstelligt, daß unterhalb der Einmündungsstelle des Landgrabens ein Damm das Thal abschließt und dadurch den Bach bis zur Höhe des Landgrabenspiegels aufstaut, sodafs sein Wasser in dem gebildeten Behälter sich sammeln und

<sup>24)</sup> Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, I. Bd., 1, 3. Aufl., S. 202; desgl. Becker, Die Wasserversorgung der Königl. Haupt- und Residenzstadt Königsberg, Berlin 1890 (Erweiterter Sonderabdruck aus der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. Bd. XXXV).

mittels des Landgrabens nach Königsberg abfließen kann. Freiarchen bei *s* in teilweiser Verbindung mit Überläufen verhindern ein zu starkes Anschwellen der Teiche. Auch der Oberteich bei Königsberg, in welchen der Landgraben mit dem Wirrgraben schliesslich mündet und welcher ebenfalls durch Abschließung eines Thales mittels eines Dammes von 10 m grösster Höhe entstanden ist, hat eine nach dem Pregel führende Freiarche. In den letzten Jahren ist durch Aufstau eines noch weiter nordwestlich belegenden Wasserlaufs der Wiekauer Sammelteich mit  $1\frac{3}{4}$  Millionen cbm Inhalt geschaffen und mittels eines 5 km langen Erdgrabens an die Landgrabenleitung angeschlossen.

Der Wirrgraben leitet das Wasser zweier nördlich von Königsberg belegenen Teiche, des Damm- und des Stobbenteiches, welche, wie die übrigen, durch Abdammung von Thälern gebildet sind und zusammen etwa 3 Millionen cbm fassen, mittels eines Gefälles von durchschnittlich 0,0011 dem Oberteich zu, nachdem er unterwegs noch das Wasser eines nur in den Winter- und Frühlingsmonaten benutzbaren Teiches (des Brandteiches) aufgenommen hat. Freiarchen sind bei den Teichen des Wirrgrabens nicht angelegt, weil der Fassungsraum der Teiche im Verhältnis zu der Grösse des Sammelgebietes (etwa 2000 ha) ziemlich beträchtlich ist. Nichtsdestoweniger hat der Mangel einer solchen Abflusvorrichtung bei starkem Wasserzufluss wiederholt zu Verlegenheiten Veranlassung gegeben.

Weil der Wasserstand beider Leitungen durch Öffnen und Schliessen der Schützen an den Ausflusstellen der Teiche beliebig gesenkt werden kann und dadurch in trockenen Zeiten ein vollständiges Leerlaufen möglich gemacht wird, so sind Dammbalkenverschlüsse nicht vorhanden. Die Räumung muss namentlich bei dem Landgraben mit grosser Sorgfalt und in kurzen Zwischenräumen erfolgen, weil in den warmen Monaten eine lebhaftige Bildung von Wasserpflanzen (insbesondere der Wasserpest) stattfindet. Im Winter wird ein möglichst hoher Wasserstand gehalten, um das Ausfrieren zu erschweren; in vereinzelt Fällen haben Betriebsstörungen durch Schneewehen stattgefunden.

Das Wasser der Sammelteiche diente früher vorzugsweise dem Mühlenbetrieb; neuerdings wird es nach vorausgegangener Filterung fast ausschliesslich zur Wasserversorgung von Königsberg verbraucht. — Die Anlage ist eine von denen, welche der deutsche Orden früher unter Aufwendung bedeutender Mittel und Kräfte ausgeführt und von welchen ausser der Land- und Wirrgrabenleitung noch einige andere erhalten sind (z. B. die Zuleitung für Stadt und Schloß Marienburg). —

Als weiteres Beispiel ist in F. 1 u. 2, T. I Lageplan und Längenschnitt des Werkkanals zwischen Chalons a. d. Marne und Condé dargestellt, welcher das Triebwasser für ein Turbinenpumpwerk zur Versorgung eines Speisegrabens liefert; die Sohlenbreite des Kanals, welchem nur das geringe Gefälle von 0,0001 gegeben werden konnte, beträgt durchweg 8 m (s. die Profile Fig. 17 a bis c). — F. 3, T. I zeigt einen Teil des Längenschnitts des Verdon-Kanals, welcher eine Gesamtlänge von 82 km besitzt, worunter 19 km an Stollen, Leitungsbrücken u. s. w. Er nimmt seinen Ursprung bei einem in den Verdon-Fluss eingebauten Wehre von 56 m Länge und 18 m Höhe und endet in der Gegend der Stadt Aix (Provence), wo er sich in verschiedene Nebenkanäle von zusammen 150 km Länge verzweigt, an die sich wieder 500 km Bewässerungskanäle anschliessen. Das aus dem Verdon-Fluss entnommene Wasser beträgt 6 cbm i. d. Sekunde, welche zur Bewässerung einer Fläche von 18 000 ha, zur Beschaffung von 1900 Pferdekraften für die Industrie und für die Wasserversorgung der Stadt Aix benutzt werden.

Die Beschreibung anderer beachtenswerter Anlagen und eingehende Besprechungen offener Leitungen findet man u. a. in Gérardin. *Théorie des moteurs hydrauliques, applications et travaux exécutés pour l'alimentation du canal de l'Aisne à la Marne.* Paris 1872, S. 107 u. 238; in Picard. *Alimentation du canal de la Marne au Rhin et du canal de l'Est.* Paris 1880 und in Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1873, S. 161 (Hefs. Der Cavour-Kanal).

**§ 4. Anordnung und Ausführung der überdeckten Leitungen.** Es lassen sich unterscheiden:

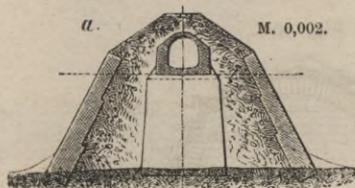
a. Mit Platten bedeckte Leitungen. Dieselben haben meistens senkrechte Seitenmauern, die entweder eine aus Platten gebildete oder als Gewölbe hergestellte Sohle, mitunter auch nur eine Sohlenpflasterung zwischen sich einschliessen und mit Platten abgedeckt sind. Die Herstellungsart ist bequem und in Gegenden, wo Platten billig zu haben sind, sehr gebräuchlich; derartige Kanäle werden vielfach zu Durchlässen, zur Abführung des Tagewassers beim Strassen- und Eisenbahnbau, zu Sielanlagen u. dergl. gebraucht; in den meisten schlesischen und manchen sächsischen Städten wurden früher auch die Entwässerungskanäle in dieser Art hergestellt, siehe Fig. 38 a bis d, S. 26.



einen ungefähren Anhalt für dieselbe bietet auch die Formel  $\frac{p r}{K}$ , in welcher  $p$  die Belastung über dem inneren Scheitel,  $r$  den mittleren Halbmesser im Scheitel und  $K$  die zulässige Beanspruchung bezeichnet (für Ziegel und Beton 7 bis 15, für gute natürliche Steine bis 30 kg für 1 qcm).<sup>25)</sup> Die Widerlager haben den Schub des Gewölbes aufzunehmen, welcher durch den Gegendruck der Erde oder des Grundwassers teilweise aufgehoben, durch den inneren Wasserdruck aber verstärkt wird. Sie sind dem Verlauf der Stützlinie entsprechend anzulegen und erhalten deshalb, wenn diese nach außen

Fig. 40 a u. b.

Alte Leitung vom Croton-Flusse nach New-York.



b. M. 0,01.

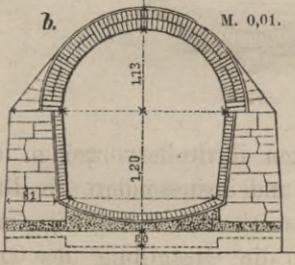


Fig. 42.

Gürtelleitung bei Paris.

M. 0,0067.

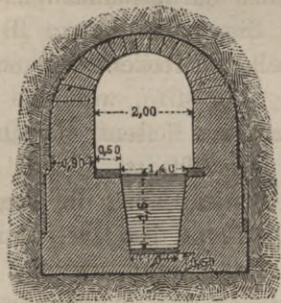


Fig. 41 a—c. Leitungsprofile in Breslau.

Fig. 41 a.

M. 0,01.

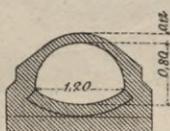


Fig. 41 b.

M. 0,01.

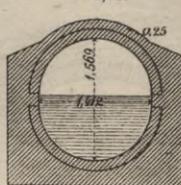


Fig. 41 c.

M. 0,0067 (1:150).

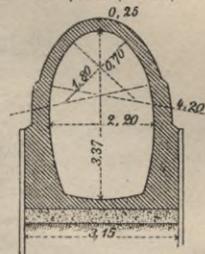


Fig. 43 a u. b. Leitung für das Wasserwerk von Lille.

M. 0,008.

Fig. 43 a.

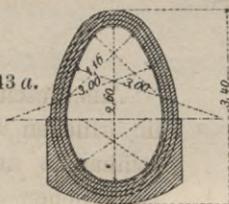


Fig. 43 b.

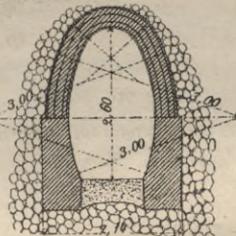


Fig. 44 a u. b.

Leitung für das Wasserwerk von Glasgow.

M. 0,008.

Fig. 44 a.

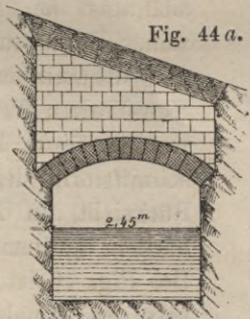
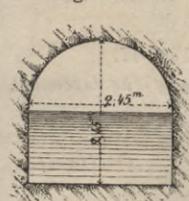


Fig. 44 b.



gerichtet ist, entweder ebenfalls eine nach außen gerichtete Neigung (Fig. 40b, 41a, 54, 61, 62, 64), oder sie sind, bei rechteckiger Form, so stark herzustellen, daß die Stützlinie noch weit genug im Innern des Querschnitts liegt (Fig. 41b, 42, 49, 51, 53)

<sup>25)</sup> Näheres über die Berechnung von Gewölbbestärken findet sich u. a. in den Abhandlungen von Tolkmitt in der Zeitschr. f. Bauw. 1883 und 1885, S. 265; ferner in dem Artikel: Über Gewölbbestärken für Betonkanäle auf Grund von Versuchen der Firma Dyckerhoff & Widmann, von Engesser in der Wochenschr. d. österr. Ing.-u. Arch.-Ver. 1889, S. 301.

oder es ist der Horizontalschub durch Verstärkungspfeiler, unter Umständen auch durch Verankerung aufzuheben, s. Fig. 50, 52. Bei wachsender Schüttungshöhe erhält das Deckengewölbe eine stärkere Krümmung und die Form des Widerlagers nähert sich der Senkrechten (Fig. 41 b u. c), bis bei noch stärkerem Erd- oder Grundwasserdruck die Querschnittsform derjenigen eines Tunnels entspricht (Fig. 34 c, 43 b, 45 a). Bei sehr widerstandsfähiger Beschaffenheit der Baugrubenwände ist es auch möglich, dieselben unmittelbar als Widerlager für das Deckengewölbe zu benutzen (Fig. 44 a), oder auf die Herstellung eines solchen Gewölbes ganz zu verzichten (Fig. 44 b).

Fig. 45 a u. b. Querschnitte der neuen New-Yorker Wasserleitung. M. 0,0067.

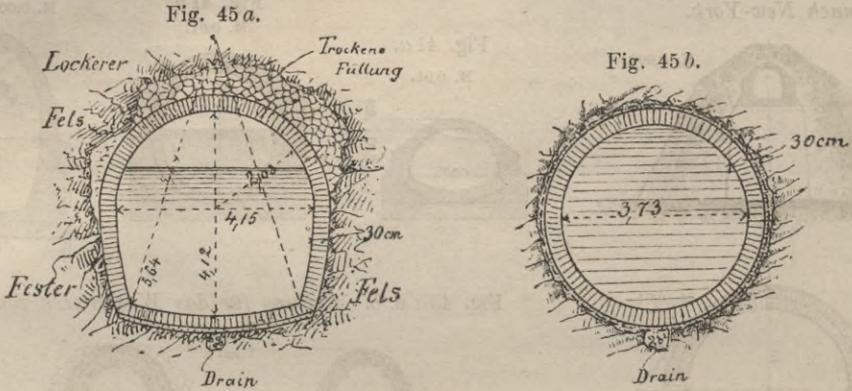


Fig. 46.

Leitung für die Wasserversorgung von Aberdeen. M. 0,009.

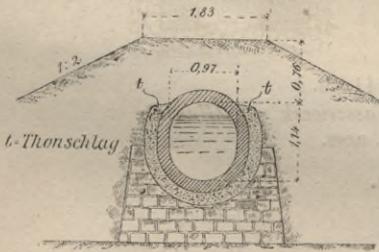
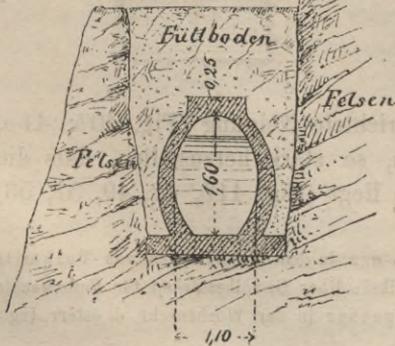


Fig. 47.

Wasserleitung für Grenoble. M. 0,01.



Aus diesen Bemerkungen dürfte hervorgehen, daß die örtlichen Verhältnisse und insbesondere die Rücksichtnahme auf eine ausreichende Festigkeit einen wesentlichen Einfluß auf die Gestaltung des Querschnitts ausüben. Die Kreisform, welche bei voller Füllung die geringsten Bewegungswiderstände bietet, bildet zwar für kleinere Leitungen die Regel, läßt sich aber bei großen Kanälen nur ausnahmsweise in reiner Form durchführen. Sie findet sich z. B. in den druckfesten unterirdischen Strecken der neuen New-Yorker Wasserleitung (Fig. 45 b), während bei weniger fester Beschaffenheit des Felsens die Querschnittsform der Fig. 45 a gewählt ist. Neben der Rücksicht auf die Festigkeit wirkt auch die Begehrbarkeit bestimmend auf die Form des Querschnitts. Bei Fig. 46 ist eine Ellipse ausgeführt, um das Innere des Kanals höher gestalten und dadurch besser untersuchen zu können, da bei einem Kreise die sich ergebende Höhe hierzu nicht mehr ausgereicht haben würde. Fig. 47 u. 48 stellen die Querschnitte zweier in den letzten Jahren ausgeführten Wasserleitungen für Grenoble und Dieppe dar; auch hier ist lediglich die Rücksicht auf die Möglichkeit einer Begehung maßgebend für die Höhe der Leitungen gewesen; zur Beschaffung der erforderlichen Wassermenge hätte ein

kleinerer Querschnitt ausgereicht. Zur Erleichterung der Untersuchung sind in Fig. 42, sowie in Fig. 49 bis 51 besondere Fußwege angelegt, auf denen man zur Zeit der Niedrigwasserstände trockenen Fußes verkehren kann. In Fig. 48 und Fig. 43 a ist die

Fig. 48.

Wasserleitung für Dieppe.

M. 0,0133 (1:75).

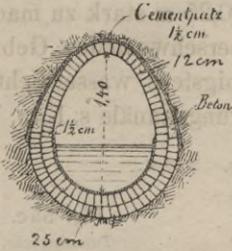


Fig. 49.

Pariser Entwässerungskanal.

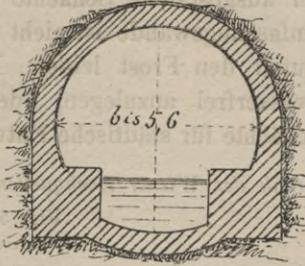
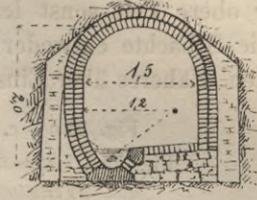


Fig. 50.

Entwässerungskanal in Wiesbaden.

M. 0,01.



Spitze der Eiform nach oben gerichtet, um bei mässiiger Tiefe einen ausreichenden Querschnitt für die ziemlich gleichbleibende Wassermenge zu gewinnen; bei Fig. 51 kam es darauf an, große Querschnittsflächen in gegebener Höhe unterzubringen. Diese Bedingung führte zu mehreren nebeneinanderliegenden Profilen von tunnelförmiger Gestalt.

In Fig. 52 bis 54, sowie in Fig. 41 a ist wegen der geringen vorhandenen Höhe ein gedrücktes Profil gewählt. Bei der Mehrzahl der obigen Leitungsquerschnitte ist die Sohle gekrümmt, um die Widerstände bei der Bewegung des Wassers herabzumindern, oder um eine größere Tiefe zu erzielen. Bei ausreichendem Gefälle und genügender Profilhöhe findet sich mit Rücksicht auf die leichtere Herstellung und die geringeren Kosten häufig eine ebene Form der Sohle, wie bei Fig. 43 b, 44 a und b, 38 b und d, 56 a und b.

Fig. 51. Querprofil des regulierten Wien-Flusses (Entwurf).

M. 0,0025.

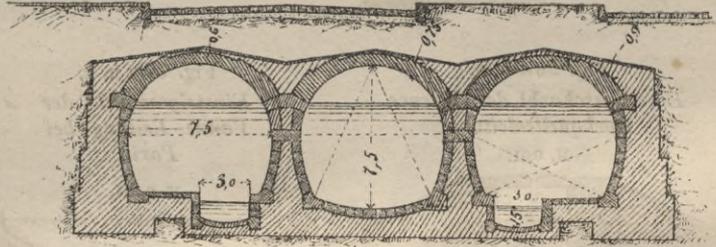


Fig. 52. Bremen. M. 0,01.

Fig. 53. Berlin. M. 0,01.

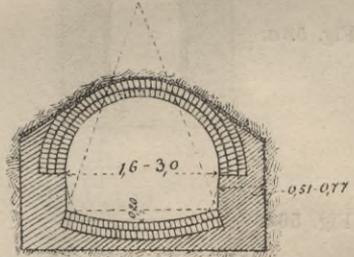
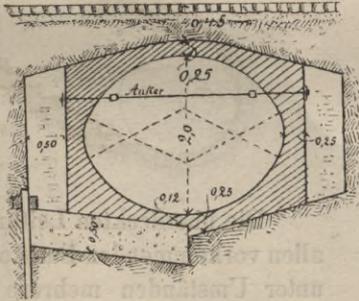
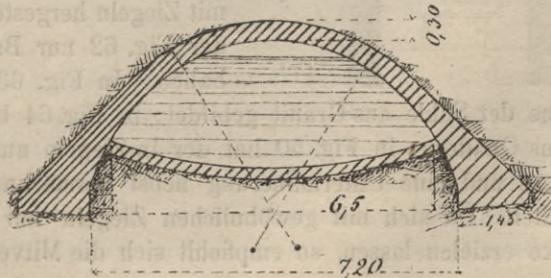


Fig. 54. Leitungskanal für den Pleisegraben, Chemnitz. M. 0,0067.



Die Einsteigeschächte, mittels deren man in die Leitungen gelangt, dienen zugleich Lüftungszwecken und pflegen bei wirklich

begehbaren Kanälen in 150 bis 300 m, bei bekriechbaren in 80 bis 150 m Abstand angebracht zu werden. Für die Bedienungsmannschaften genügt ein Querschnitt von 0,60 bis 1,0 m im Quadrat (Fig. 56 a u. b); das Herabsteigen geschieht mit Hilfe einer befestigten Leiter oder mittels eingemauerter Steigeisen; die Abdeckung mittels einer durch einen Schlüssel abhebbaren Platte. Um das Einsteigen etwas bequemer zu machen, werden an einzelnen Stellen besser ausgestattete Schächte angebracht, s. Fig. 57 a u. b, 58 a bis c. Das Mauerwerk der Umfassungswände ist nicht unter 0,25 m stark zu machen, da der obere Teil sonst leicht durch den Frost leidet. In überschwemmten Gebieten sind die Schächte entweder hochwasserfrei anzulegen, oder wenigstens wasserdicht abzudecken. Näheres über Einsteigeschächte für städtische Entwässerungskanäle s. Kap. VIII.

Fig. 55 a—c. Querprofile der Wiener Hochquellenleitung. M. 0,01.

Fig. 55 a. Normalprofil.

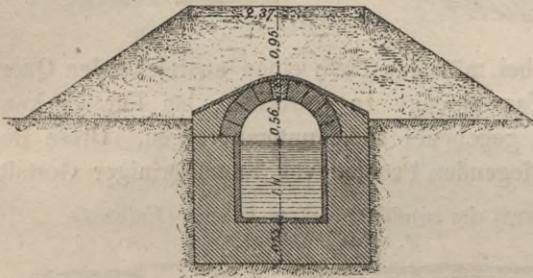


Fig. 55 b. In festem Fels.

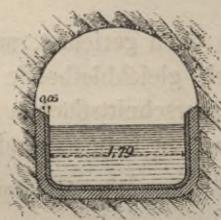


Fig. 55 c. Tunnelstrecke.

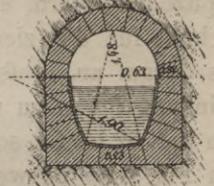


Fig. 56 a u. b.

Einsteigeschacht der Wiener Hochquellenleitung.

M. 0,01.

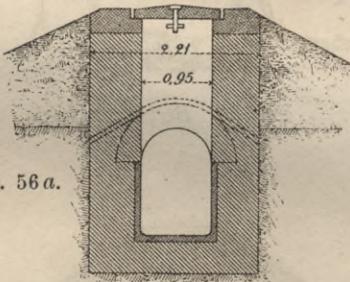


Fig. 56 a.

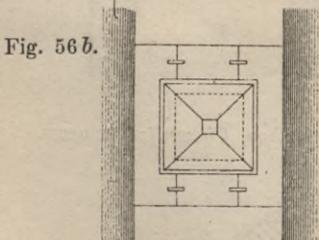


Fig. 56 b.

Fig. 57 a u. b. Einsteigeschacht der Vanne-Leitung bei Paris.

M. 0,008.

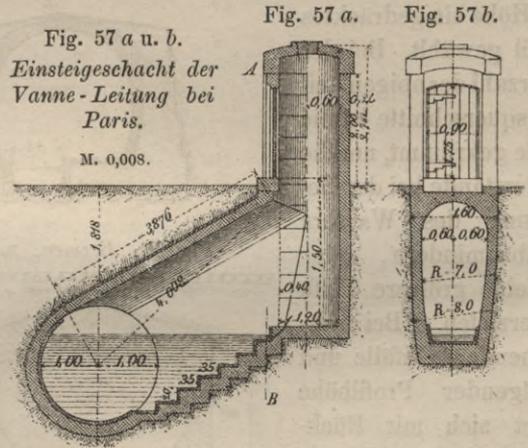


Fig. 57 a.

Fig. 57 b.

Die überdeckten Leitungen lassen sich aus fast allen vorkommenden Baustoffen herstellen, von denen unter Umständen mehrere gleichzeitig Verwendung finden. Fig. 59 bis 61 zeigen Kanäle, die lediglich mit Ziegeln hergestellt sind, während bei dem Kanal der Fig. 62 nur Bruchsteine Verwendung gefunden haben. In Fig. 63 ist die möglichst schmal hergestellte Rinne der Sohle aus Granit gebildet; in Fig. 64 besteht der ganze untere Teil der Leitung aus Quadern; in Fig. 50 hat der in Ziegeln ausgeführte Kanal eine Sohlenrinne aus Quadern und eine Untermuerung nebst Verstärkungspfeylern aus Bruchsteinmauerwerk erhalten. Da sich mit gewöhnlichen Ziegeln nur Abstufungen von 12 cm in der Mauerstärke erzielen lassen, so empfiehlt sich die Mitverwendung von Dreiviertelziegeln.

Fig. 58 a—e.  
Einsteigeschacht der Quellwasserleitung für  
Frankfurt a. M.  
M. 0,05.

Fig. 59.  
London.

Fig. 60.  
London, Berlin, Hamburg.

Fig. 58 a. Ansicht.

Fig. 58 d. Schnitt EF.

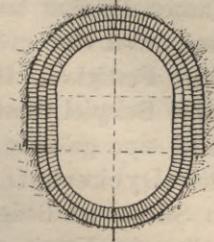
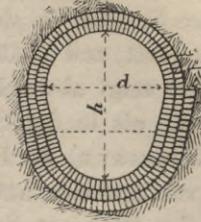


Fig. 58 b. Schnitt AB.

Fig. 58 c. Schnitt CD.

Fig. 61.  
Warschau.

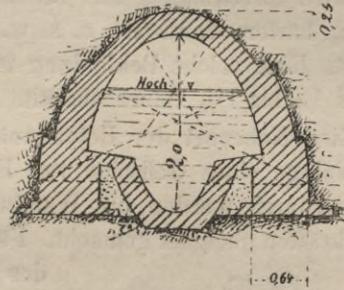
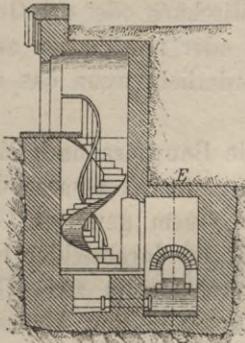
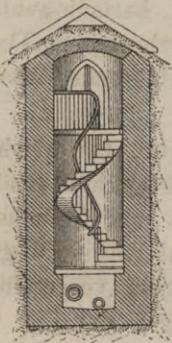


Fig. 58 e. Grundrisse.

Fig. 62.  
Weimar.

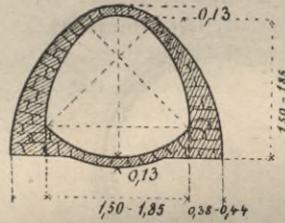
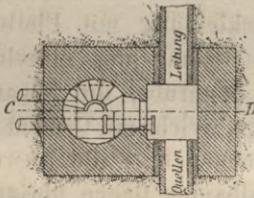
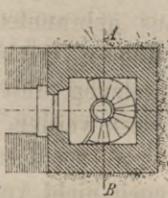
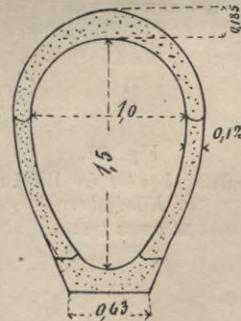
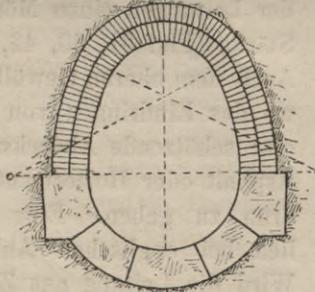
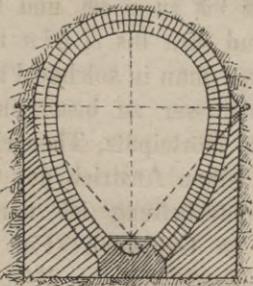


Fig. 63.

Fig. 64.  
London.

Fig. 65. M. 0,02.



In Fig. 48 ist der Übergang von dem 25 cm starken zu dem 12 cm starken Mauerwerk durch Beton hergestellt; besser lassen sich die Kanalwände den Anforderungen der Festigkeit anpassen, wenn man ausschließlich Beton verwendet (Fig. 47 u. 54). Da die zur Bereitung desselben erforderlichen Baustoffe (meistens 1 Cement, 2 Sand, 3 bis 4 Kies oder Steinschlag, während für große Wandstärken der Zusatz an Sand und Kies bis auf je 6 bis 8 Teile erhöht werden kann) sich fast überall beschaffen

lassen, so ist die Verwendung von Beton weit verbreitet. Die Herstellung erfolgt bei großen Kanälen in der Baugrube, bei kleineren außerhalb derselben, und zwar entweder in ganzen Profilen bis 1,2 m Höhe, oder in einzelnen Stücken. Letzteres verdient den Vorzug, weil eine größere Sorgfalt in der Herstellung aufgewendet und dadurch eine größere Festigkeit, Dichtigkeit und Glätte erzielt werden kann. Das in Fig. 65 dargestellte Beispiel dieser Art zeigt abweichend von den sonst üblichen Abmessungen im Scheitel eine größere Stärke als in den Seitenwandungen, weil nach Ansicht der Fabrikanten (Dyckerhoff & Widmann) die Erdlast über der Leitung infolge der Vorgänge beim Setzen des Bodens vorzugsweise auf dem Scheitel ruht und durch die Verstärkung desselben im Verein mit der stärkeren Sohle eine vergrößerte Tragfähigkeit des Profils erzielt wird. Die Sohle von Betonkanälen, welche viele Sinkstoffe oder Sand abzuführen haben, wird zweckmäßig aus besonders guter Mischung oder aus Granit, hartgebrannten Klinkern, hartem Sandstein u. s. w. hergestellt oder mit Platten aus gebranntem Thon bekleidet. Eine solche Bekleidung ist auch erforderlich, wenn das abzuführende Wasser mehr als  $\frac{1}{2}$  bis 1% Säure enthält.

Eine Nebenart der Betonkanäle bildet die Bauweise nach Monier, bei welcher durch Einlage eines Geflechts von Eisenstäben in die Betonmasse die Festigkeit erhöht wird; hierdurch werden die Wandungen bis zu einem gewissen Grade zur Aufnahme von Zugkräften geeignet gemacht. Für den in Fig. 66 dargestellten Kanal wurden wegen

des großen Durchmessers zwei Geflechte vorgesehen, während die Kanäle in den Abmessungen der Fig. 67 nur ein Geflecht erhalten haben, welches in der Baugrube hergestellt wurde. Die Hauswasserrinne in Fig. 66 erhält eine Auskleidung mit Platten aus gebranntem Thon; die Herstellung der einzelnen Röhren erfolgt außerhalb der Baugrube, die Zusammensetzung durch Verbindungsringe, welche mit Cement vergossen werden.<sup>26)</sup> Längere Erfahrungen über die Anwendung dieser Bauweise bei Kanalbauten liegen übrigens noch nicht vor.

Ist das Material der Kanalwände nicht schon an und für sich undurchlässig genug, so erhält das Innere der Leitungen einen Mörtelputz bis zu 2 cm und mehr Stärke (Fig. 31, 39, 42, 48 und 55 a bis c, 57 a u. b). Auch dem oberen Gewölbe pflegt man in solchen Fällen, wo das Eindringen von Grundwasser zu besorgen ist, eine schützende Abdeckung aus Mörtelputz, Thonschlag, Asphalt oder Holzcement oder einen Anstrich aus Goudron zu geben. Eine Thonunterbettung ist namentlich bei englischen Anlagen in Gebrauch (Fig. 46). Wird die Leitung aus Ziegeln hergestellt, so läßt sich durch Verwendung guter und wenig durchlässiger (nahezu gesinterter) Steine an den benetzten Stellen, sowie durch sorgfältiges Ausfugen die Anwendung des Putzes sehr einschränken oder ganz vermeiden; ebenso bei Verwendung von Granit- und Dolomitquadern, sowie

Fig. 66.

Sammelkanal in Königsberg  
(Entwurf).

M. 0,0133 (1:75).

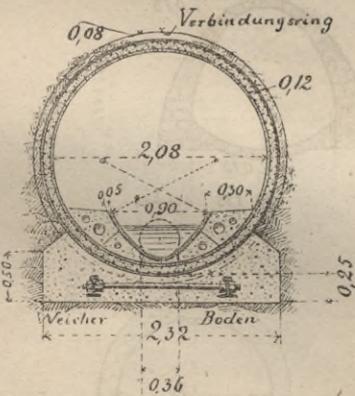
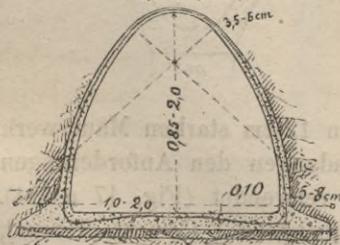


Fig. 67.

Leitungskanäle in Wickau  
b. Königsberg.

M. 0,0133 (1:75).



<sup>26)</sup> Versuche mit einem 2 m weiten Monier-Rohr in Königsberg. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 49.

anderer undurchlässiger Werkstücke. Kanäle aus Sandstein sind dagegen nur ausnahmsweise genügend wasserdicht; ebenso die in der Baugrube hergestellten Betonkanäle. Bei letzteren genügt es allerdings in vielen Fällen, die noch feuchte Oberfläche glatt zu reiben; eine wirkliche Wasserdichtigkeit wird aber nur durch Aufbringen einer etwa 1 cm starken Putzschicht aus 1 Cement und 2—2 $\frac{1}{2}$  Teilen scharfen Sandes mit etwas Kalkmilch erzielt.<sup>27)</sup> Kanäle aus Bruchsteinmauerwerk bedürfen nicht allein der Dichtigkeit, sondern meistens auch der Glätte wegen eines Überzugs; ein solcher wird auch bei der Mehrzahl der Tunnelstrecken nötig und kann nur bei sehr dichter Beschaffenheit des Gesteins fortfallen (Fig. 44 a u. b). In einzelnen unterirdischen Strecken der Erweiterungsanlagen der Wasserwerke für Glasgow, wo der durchschnittene Felsen der Verwitterung ausgesetzt ist, hat eine Bekleidung der Tunnelwände mit Beton stattgefunden, dessen glattgeriebene Oberfläche gleichzeitig zur Vermehrung der Dichtigkeit beiträgt. Die Tunnelstrecken der Wiener Leitung zeigen nur in ihrem oberen Teile das Gestein des durchbrochenen Gebirges; der untere Teil ist bis über den Wasserspiegel

Fig. 68.

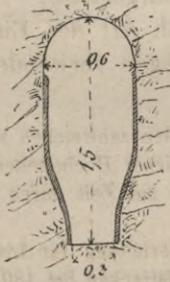
Leitung des Macrinus,  
Neapel.

Fig. 69 a u. b. Aqua Marcia, Rom.

Fig. 69 a.

Überdeckte Strecke.

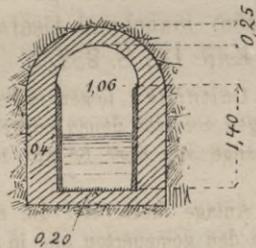


Fig. 69 b.

Unbedeckte Strecke.



hinaus mit einer Ziegelschicht ausgemauert und mit einem 5 cm starken Cementputz versehen, s. Fig. 55 b. Dieser Putz, welcher sich auch auf den nicht getunnelten Strecken und insbesondere bei den Leitungsbrücken findet, hat sich bei den letzteren als wenig dicht erwiesen, sodafs eine nachträgliche Abdichtung mit einer Mischung aus Asphalt, Goudron und Kautschuk vorgenommen werden mußte. Als Entstehungsursache der Putzrisse werden die Wärmeänderungen angesehen, denen die Leitungsbrücken ausgesetzt sind.<sup>28)</sup> Bei den altrömischen Wasserleitungen findet sich stets eine Putzschicht von sehr guter Ausführung (Fig. 68 u. 69); die von den Griechen hergestellte Anlage auf Samos<sup>29)</sup> (Wasserleitung des Eupalinos) hat in der Sohle der Tunnelstrecke eine Auskleidung mit rechteckigen Rinnen aus gebranntem Thon von 0,61 m Länge, 0,21 m Breite und 0,17 m Tiefe erhalten. — Unter Umständen ist es erwünscht, dafs einzelne Teile der Leitungswandungen eine gewisse Durchlässigkeit besitzen, um Wasser von aufsen aufnehmen zu können. Derartige Leitungen gehören den Anlagen zur Sammlung des Wassers an und werden in Kap. VI zur Besprechung gelangen. Es sei deshalb hier nur bemerkt, dafs versuchsweise Betonröhren verwendet sind, deren untere Hälfte in gewöhnlicher Weise, deren oberer Teil absichtlich durchlässig hergestellt ist, und zwar durch Mischung von 1 Teil Cement auf 11—12 Teile Schotter.<sup>30)</sup> Thonröhren mit

<sup>27)</sup> E. Dyckerhoff. Über Betonbauten. Deutsche Bauz. 1888, S. 242 u. folg.

<sup>28)</sup> Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891, No. 26; Gesundh. Ing. 1891, S. 681.

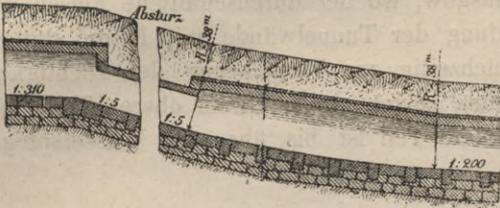
<sup>29)</sup> Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 678.

<sup>30)</sup> Dinglers polyt. Journal 1887, Bd. 263, S. 160.

teilweise durchlochten Wandungen haben in größerem Umfange in Breslau zur Sammlung und Fortleitung des Grundwassers Verwendung gefunden.

Zum Schutze vor Frost oder Sonnenwärme verlegt man je nach den klimatischen Verhältnissen die Leitung so tief, daß noch eine schützende Erdschicht von 1,0 bis 1,5 m Höhe vorhanden ist. Läfst sich dies nicht erreichen, so muß eine entsprechende Überschlüttung hergestellt werden. Ein Gleiches gilt, wenn die Leitung im Auftrage gelegen ist. Über die Änderung der Wärme des Wassers in unterirdischen Leitungen s. Kap. V.

Fig. 70.  
Absturzstrecke der Wiener Hochquellenleitung.



dieser Leitung an Stellen mit zu starkem Gefälle ist in Fig. 70 dargestellt.

Die Ausführung der unterirdischen Strecken geschieht nach Art der Eisenbahntunnel, und es werden, wie bei diesen, manchmal eiserne Rüstungen verwendet, vergl. Band I dieses Handbuchs, 2. Aufl., Kap. IX, S. 232.<sup>31)</sup>

Beispiele größerer bedeckter Leitungen liegen namentlich in den zahlreichen städtischen Wasserversorgungs- und Entwässerungsanlagen vor, von denen zunächst die Wiener Hochquellenleitung<sup>32)</sup> hervorgehoben werden möge, welche eine Länge von über 88 km besitzt und zur Zeit durch eine neue Stollenanlage erweitert wird.

In England ist die hervorragendste Anlage dieser Art die neue Wasserleitung für Liverpool<sup>33)</sup>, deren Länge 110 km beträgt und welche in den gemauerten und in den Tunnelstrecken für 180 000 cbm, in den aus Eisenröhren bestehenden Abschnitten vorläufig für 60 000 cbm täglich eingerichtet ist. Sie entnimmt das Wasser aus den Quellen des Flusses Vyrnwy in Nordwales, welche vermittels einer Thalsperre um etwa 25 m aufgestaut werden und dadurch ein Becken von 470 ha Fläche und 45 Mill. cbm Inhalt bilden. Ihr schließt sich die Versorgungsanlage für Glasgow an, welche das Wasser des Loch Katrine in einer Menge von 140 000 cbm täglich aus 41 km Entfernung herbeischafft und demnächst eine Erweiterung durch eine zweite Leitung und Anschluß anderer Seen erfahren wird.

Die seit 1874 vollendete Leitung aus der Vanne zur Versorgung der Stadt Paris ist 173 km lang, wovon 21,5 km aus Dükerleitungen, 16,6 km aus Leitungsbrücken und 41,9 km aus Tunneln bestehen. Sie führt 110 000 cbm täglich und ihre Kosten haben 41 Mill. M. betragen. Die Gesamtausgaben für die 5 Leitungen, welche zusammen 410 000 cbm Fluß- und Quellwasser täglich mit natürlichem Gefälle zuleiten können, werden zu 400 Mill. M. angegeben.<sup>34)</sup> Da die Menge des Quellwassers jedoch nicht ausreicht, so ist eine neue, 135 km lange Leitung aus der Gegend westlich von Paris in Ausführung begriffen, welche das Wasser von den Quellen der Vigne zuführt und 26,4 Mill. M. kostet.<sup>35)</sup>

Die neue 53,32 km lange Wasserleitung für New-York, deren Querschnitte oben mitgeteilt wurden, führt das Wasser von den durch Thalsperren aufgestauten Quellen des Croton-Flusses in einer Menge von 900 000 cbm täglich nach der Stadt; die Kosten sollen sich auf 200 Mill. M. belaufen. — Die Wasserleitung zur Versorgung von Baltimore<sup>36)</sup> hat 111 km Länge und ist für 630 000 cbm täglich hergerichtet.

<sup>31)</sup> Siehe auch Zeitschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1881, S. 158.

<sup>32)</sup> Mihatsch. Der Bau der Wiener Hochquellen-Wasserleitung. Wien 1881.

<sup>33)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 71 und Deutsche Bauz. 1889, S. 185; verschiedene Aufsätze in The Engineer, 1886 u. 87, Engineering News, Dezember 1888.

<sup>34)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 140.

<sup>35)</sup> Le Génie civil 1888, S. 372 und 1891, S. 122.

<sup>36)</sup> Scientific American 1877, I. S. 288.

An Leitungen zur Versorgung des alten Rom mit Wasser waren zehn von zusammen 404 km Länge vorhanden (wovon 351,6 km unterirdisch und 47,36 km Bogenstellungen). Sie besaßen zusammen 7,587 qm Wasserquerschnitt und führten rund 700 000 cbm täglich nach Rom, in 247 Sammelbehälter. Ein Teil der Leitungen ist wieder hergestellt und dient noch heute zur Versorgung des jetzigen Rom, insbesondere die *Aqua Marcia*, deren Querschnitt oben mitgeteilt wurde.<sup>37)</sup> — Auch die aus der Römerzeit stammenden Leitungen für Metz, Bologna und Spalato dienen heute noch, nach erfolgter Wiederherstellung, zur Versorgung der genannten Städte; ebenso wird ein Teil von Konstantinopel noch jetzt durch die von den alten Byzantinern hergestellten Leitungen mit Wasser versehen. — Das alte Karthago wurde durch eine 100 km lange Leitung versorgt, von der einzelne Teile im Jahre 1860 für die Stadt Tunis in Gebrauch genommen sind. — Einige andere Beispiele finden sich am Schlusse des § 4 in Kap. V.

Offene Leitungen sind namentlich für Bewässerungszwecke gleichfalls schon im Altertum in großer Ausdehnung angelegt und braucht hier nur auf Egypten und Indien hingewiesen zu werden. Weniger bekannt dürfte es sein, daß ähnliche Anlagen auch in Mittelasien (Samarkand) in bedeutendem Umfange vorhanden waren; es befinden sich z. B. dort Reste von Kanälen von mehr als 100 m Breite und großer Tiefe.<sup>38)</sup> Von neueren Ausführungen sind namentlich die Bewässerungsanlagen in Oberitalien zu nennen, welche nahezu 1000 km Leitungen umfassen und über 800 cbm i. d. Sekunde den Ländereien zuführen. Zur Bewässerung der piemontesischen Ebene dient der Cavour-Kanal, dessen Anlage 82 Mill. M. erfordert hat.<sup>39)</sup> — Im Harz befinden sich 120 km Sammel- und 83 km Aufschlaggräben, die teilweise schon vor 200 Jahren angelegt wurden und zusammen 3000 Pferdekräfte abgeben, welche aus 9–10 Mill. cbm jährlich aufgespeicherten Wassers gewonnen werden.

Die Kosten des schon in § 3 erwähnten Verdon-Kanals belaufen sich auf 17,4 Mill. M., während der durch seine Anlage geschaffene Mehrwert der Ländereien auf 41 Mill. M. und der Wert der Wasserkräfte auf 3,2 Mill. M. geschätzt wird.<sup>40)</sup>

Entwässerungsanlagen für Städte bilden eine notwendige Ergänzung der Wasserversorgung und gelangen in immer größerem Maße zur Ausführung; die dafür bisher in Deutschland verausgabten Beträge belaufen sich auf über 300 Mill. M. — Endlich sind hier die Anlagen zur Verbesserung der Entwässerung der Ländereien zu nennen, für welche jährlich beträchtliche Summen verausgabt werden.

## B. Rohrleitungen.

**§ 5. Allgemeines. Bewegung des Wassers in Rohrleitungen.** Die im vorigen Paragraph besprochenen bedeckten Leitungen dienen zur Fortbewegung des mit freier Oberfläche fließenden Wassers und müssen sich deshalb der Gefällslinie des Wasserspiegels anschließen. Bei starkem Zufluß ist zwar die Möglichkeit vollständiger Füllung nicht ausgeschlossen und es kann sogar vorkommen, daß der Wasserspiegel in den Einsteigeschächten über den Scheitel der Leitung emporsteigt. Allein ein solcher Zustand ist nur als eine Ausnahme zu bezeichnen, während bei den Rohrleitungen die vollständige Füllung des Querschnitts und ein auch gegen den Rohrscheitel wirkender innerer Druck des Wassers die Regel bildet. Die Wandungen der Rohre müssen deshalb mehr als diejenigen der offenen Leitungen einer Inanspruchnahme auf Zug Widerstand leisten können und dürfen nur aus Stoffen hergestellt werden, welche solche Zugkräfte aufnehmen vermögen. Da derartige Stoffe früher weder in ausreichender Menge gewonnen wurden, noch in entsprechender Weise verarbeitet werden konnten, so sind Rohrleitungen selbst noch im vorigen Jahrhundert verhältnismäßig wenig angewendet worden und erst in neuerer Zeit haben dieselben durch die Fortschritte in der Behandlung des Gußeisens

<sup>37)</sup> Th. Beck. Zur Wasserversorgung des alten Rom. Civiling. 1887, S. 343 u. folg., auszugsweise im Journ. f. Gasbel. u. Wasserversorg. 1887, S. 1102.

<sup>38)</sup> Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, No. 14.

<sup>39)</sup> Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 161.

<sup>40)</sup> Ann. des ponts et chaussées 1876, II. S. 450–470; 1877; 1881, II. S. 15. — Nouv. ann. de la constr. 1876, S. 6–11, 42–50; 1878, S. 176. — Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 589. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 295.

eine immer mehr ausgedehnte Verwendung erfahren. Die in Kap. V—VII. erörterte Versorgung der Städte mit Wasser, welches, unter starkem Drucke stehend, bis in die obersten Geschosse der Häuser geführt wird, gab hierzu vorzugsweise Veranlassung. Die damit Hand in Hand gehende Entwässerung der Städte, welche in Kap. VIII besprochen werden wird, bildete ebenfalls die Kunst der Herstellung von Rohrleitungen aus, nur mit dem Unterschiede, daß diese wegen des geringeren inneren Drucks nicht aus Eisen hergestellt zu werden brauchen, sondern aus einer billigeren, wenn auch weniger widerstandsfähigen Masse (gebranntem Thon, Steingut, Cement) ausgeführt werden können. Die Verwendung schmiedeiserner Rohre, welche genietet, geschweifst oder gewalzt werden, pflegt sich auf solche Fälle zu erstrecken, wo Widerstand gegen Biegung erforderlich ist. Gebohrte Holzrohre, welche früher häufig hergestellt wurden, kommen jetzt nur noch selten vor. Neuerdings sind jedoch Holzrohre aus einzelnen, nach Art der Fassdauben bearbeiteten, imprägnierten und an den Hirnseiten mit Nut und Feder verbundenen Holzstücken mehrfach hergestellt, namentlich in Nordamerika. Das Zusammenhalten geschieht durch umgelegte Eisenbänder oder bei kleinen Rohren durch eine Drahtumwicklung. Die auf diese Art bis zu 1 m Weite hergestellten Rohrleitungen sind elastisch und dadurch gegen Bruch gesichert; auch sollen sie ziemlich dauerhaft sein.<sup>41)</sup>

Neben dem Eisen wird für unter innerem Druck stehende Rohrleitungen namentlich das Blei verwendet. Bleirohre, welche schon im Altertum vielfach für Wasserleitungen gebräuchlich waren, sind infolge ihrer Biegsamkeit und leichten Verbindungsfähigkeit vorzugsweise im Inneren der Gebäude in Gebrauch, entweder rein oder aus gesundheitlichen Rücksichten mit einem inneren Mantel aus Zinn versehen. Asphaltrohre, welche jetzt bis 0,50 m und mehr Weite in guter Beschaffenheit als glatte Rohre und als Verbindungsstücke hergestellt werden, sind wohlfeiler als gusseiserne Rohre, ertragen einen hohen inneren Druck und haben den Vorteil, daß sie nicht rosten und nicht spröde sind. Doch erfordern sie beim Verlegen geschulte Arbeiter, welche nicht überall zu haben sind, und werden deshalb weniger häufig angewendet. Eine gewisse Schulung verlangt auch die Herstellung der in den letzten Jahren vielfach ausgeführten und für mäßigen Druck ausreichenden Monier-Rohre.

Die Einzelheiten der Rohrleitungen gelangen — in Rücksicht auf ihre ausgedehnte Anwendung bei der Wasserversorgung — in Kap. VII zur Besprechung. Dasselbe gilt auch von den Nebenanlagen, mit denen gröfsere Leitungsnetze ausgestattet werden müssen (Abschluß- und Ablaufvorrichtungen, Luftventile u. s. w.).

Auf der Fähigkeit der Rohrwandungen, aufser dem äufseren noch inneren Druck aufzunehmen und die wirksame Druckhöhe auf weite Entfernungen zu übertragen, beruht die Möglichkeit, Wasserleitungen und Wasserläufe durch ein Thal unter Anschmiegung an die natürliche Höhenlage der Kreuzungsstelle zu führen oder dieselben unter einem Flusse, einer Eisenbahn u. dergl. durchzuleiten. Die zu diesem Zwecke ausgeführten Anlagen heißen Düker oder Unterleitungen. Auf derselben Fähigkeit beruhen die Heberanlagen, welche mit den Unterleitungen in § 7 dieses Kapitels zur Besprechung gelangen, sowie die Druck- und Saugleitungen der Pumpwerke (Kap. V).

Bewegungswiderstand in geraden Rohrleitungen. In Kap. II ist die Gröfse des Widerstandes der Bewegung des Wassers in offenen Leitungen erörtert worden.

<sup>41)</sup> Fanning. Water-supply-engineering 1877, S. 437; ferner Engineering and building record 1888, S. 196; 1890, S. 247. — Engineering news 1888, II. S. 222 (Wasserversorgung von Denver). — Journ. f. Gasbel. u. Wasserversorg. 1892, S. 11.

Es liegt nun kein Grund vor zu der Annahme, daß die Bewegungsgesetze andere werden sollten, sobald die bis dahin offene Leitung mit einem Deckgewölbe versehen und die durchfließende Wassermenge allmählich so vergrößert wird, daß sie den ganzen Querschnitt der überwölbten Leitung ausfüllt. Die gemachten Beobachtungen bestätigen diese Voraussetzung, welche sich auch noch als zutreffend erweist, wenn die Leitung unter Druck steht, das Gefälle also nicht mehr durch die Sohlenneigung, sondern durch den Unterschied der Druckhöhen an den einzelnen Punkten der Leitung gemessen wird. Man kann demnach auch hier setzen

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

wo  $R$  wieder die mittlere hydraulische Tiefe,  $J$  das Gefälle  $\frac{h}{l}$  (Fig. 71) und  $c$  den Geschwindigkeitskoeffizienten bezeichnet. Es kann somit hier auf die in Kap. II dieses Handbuchs gegebene Darstellung über die Versuche und Rechnungen verwiesen werden, welche behufs Ermittlung eines geeigneten Wertes von  $c$  vorgenommen sind. Nur soweit sich dieselben vorwiegend auf Rohrleitungen bezogen haben, erscheint eine kurze, jene Darstellung ergänzende Besprechung am Platze.

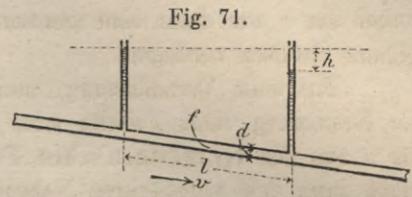


Fig. 71.

Die Arbeiten von Pitôt (1728), Couplet (1732), Woltmann (1790), Bossut (1795), Dubuat und Eytelwein<sup>42)</sup> (gegen 1800) können hier übergangen werden, weil diese Forscher sämtlich von der Voraussetzung ausgingen, daß  $c$  sich nicht ändere. Prony und d'Aubuisson, sowie nach ihnen Weisbach und Zeuner und neuerdings Hagen, Lampe und Wehage machten  $c$  von der Geschwindigkeit abhängig und zwar setzte Prony (später auch Eytelwein)

$$c = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{v}}} \quad \text{und Weisbach} \quad c = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{\sqrt{v}}}},$$

die Werte  $\alpha$  und  $\beta$  der Weisbach'schen Formel sind

$$\alpha = 0,0007336, \quad \beta = 0,0004828.$$

Bekannter ist dieselbe in der Gestalt

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

oder, wenn man den Eintrittswiderstand  $\zeta_0$  vernachlässigt,

$$v = \sqrt{\frac{2gh}{1 + \zeta \frac{l}{d}}} \dots \dots \dots 7.$$

wo 
$$\zeta = 0,01439 + \frac{0,0094711}{\sqrt{v}} \dots \dots \dots 8.$$

Die Weisbach'sche Formel wurde (neben derjenigen von Eytelwein) bis vor einigen Jahren in umfangreichem Mafse und wird auch gegenwärtig noch vielfach in Deutschland, noch mehr aber in England und Amerika angewendet. Nach derselben ist für

<sup>42)</sup> Geschichtliche Notizen über die Entwicklung der Theorie der Bewegung des Wassers in Rohrleitungen finden sich u. a. in Rühlmanns Hydromechanik 1880, S. 496 u. folg.; ferner in der Studie von Frank: Die Formeln über die Bewegung des Wassers in Röhren, Civilingenieur 1881, Heft 3, sowie in der Abhandlung von W. R. Kutter: Die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers in Kanälen und regelmässigen Flußstrecken, 2. Aufl. Wien 1877 (Abdruck einer gleichlautenden Veröffentlichung in der Allg. Bauz. 1870).

$v =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	1,0
$\zeta =$	0,0443	0,0356	0,0317	0,0294	0,0278	0,0257	0,0239
$c$ (abgerund.) = 40	45	47	49	50	52	53	
$v =$	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0 m	
$\zeta =$	0,0234	0,0230	0,0227	0,0224	0,0221	0,0211	
$c$ (abgerund.) = 54	54	55	55	55	55	56,	

wobei für  $c$  nur dann eine genauere Bestimmung möglich wird, wenn  $l$  und  $d$  als gegebene Größen vorliegen.

Hat man Veranlassung, nach Weisbach zu rechnen, so empfiehlt sich entweder die Benutzung einer Tabelle oder die Ermittlung des erforderlichen Näherungswertes für  $v$  aus der Eytelwein'schen Formel  $v = 50,9 \sqrt{RJ}$ . Die obige Zusammenstellung giebt dann den zugehörigen Näherungswert für  $c$ , der eine genauere Berechnung von  $v$  nach der Formel  $v = c \sqrt{RJ}$  gestattet; nötigenfalls können auch 7. und 8. unmittelbar benutzt werden.

Die wichtige Thatsache, dass  $c$  nicht sowohl durch die Geschwindigkeit, als durch die Beschaffenheit der Rohrwandungen (Rauhigkeit) und durch  $R$  bzw.  $d$  beeinflusst wird, wurde durch die in den Jahren 1849—51 auf Kosten der französischen Regierung von Darcy vorgenommenen Versuche aufser allen Zweifel gestellt. Diese Versuche fanden auf der Pumpstation Chaillot bei Paris statt und erstreckten sich auf verschiedene offene Versuchskanäle, sowie auf 11 gufseiserne Rohrleitungen von 0,036 bis 0,50 m Lichtweite und 2,5 m Baulänge, welche von Wassermengen bis zu 0,22 cbm i. d. Sekunde durchflossen wurden.<sup>43)</sup> Einige der Rohrstränge, welche sämtlich über 100 m Länge hatten, waren mit leichten Niederschlägen bedeckt; die übrigen waren neu.

Auf Grund seiner Untersuchungen ermittelte Darcy den Ausdruck:

$$c_0 = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{d}}}, \text{ wo } v = c_0 \sqrt{dJ} = 2 c_0 \sqrt{RJ},$$

in welchem  $c = 2 c_0$  also vom Rohrdurchmesser und nicht, wie bei Weisbach, von  $v$  abhängig ist. Für neue gufseiserne Röhren bestimmte er  $\alpha = 0,001014$  und  $\beta = 0,0002588$  und fügte dem unten genannten Werke umfassende Tabellen für  $d = 0,01$  bis  $d = 1$  m und Wassermengen bis zu 2,356 cbm i. d. Sekunde (entsprechend einer Geschwindigkeit bis zu 3 m) bei. Da der Widerstand älterer Leitungen aber erheblich gröfser ist, so empfiehlt Darcy — einigermaßen in Widerspruch mit den bis dahin angestellten genauen Untersuchungen und Berechnungen — das für neue Leitungen ermittelte Gefälle zu verdoppeln bzw. den Durchmesser für das halbe Gefälle zu berechnen; aufserdem sollen zur Aufhebung der Rohrverengung durch Niederschläge die so gefundenen Lichtweiten je nach Beschaffenheit des Wassers entsprechend vergrößert werden.<sup>44)</sup>

Bazin, welcher als Darcy's Assistent dessen Untersuchungen mit ausgeführt und später vervollständigt hatte, veröffentlichte nach Darcy's Tode (1858) die Gesamtergebnisse der Untersuchungen<sup>45)</sup> und leitete aus diesen die Koeffizienten  $\alpha$  und  $\beta$  für

<sup>43)</sup> Es wurden auch Versuche mit 3 schmiedeeisernen, 4 asphaltierten und 3 Bleirohrleitungen, sowie mit einem Rohrstrange aus Glasröhren vorgenommen; doch sind die Widerstandskoeffizienten nur für gufseiserne Röhren ermittelt.

<sup>44)</sup> H. Darcy. Recherches experimentales relatives au mouvement de l'eau dans les tuyaux de conduite. Paris 1857, S. 228.

<sup>45)</sup> Recherches hydrauliques, entreprises par H. Darcy, continuées par H. Bazin. Paris 1865.

vier verschiedene Rauheitsgrade ab, welche sich auf die Formel beziehen

$$c = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}}, \dots \dots \dots 9.$$

wo  $R$  für Rohrleitungen  $= \frac{d}{4}$  zu setzen ist.

Gauckler<sup>46)</sup> und nach ihm Lévy<sup>47)</sup> beschäftigten sich eingehend mit den Darcy'schen Versuchen. Letzterer räumte auch der Geschwindigkeit einen Einfluß ein und gelangte zu dem Ausdruck

$$\sqrt{v} + \frac{d}{4} \sqrt[4]{v} = \alpha \sqrt[3]{d} \sqrt{\frac{h}{l}}, \text{ sodafs } c = \frac{2 \alpha^2 \sqrt[6]{d}}{\left(1 + \frac{d}{4\sqrt{v}}\right)^2}$$

wird, wo der Rauheitskoeffizient  $\alpha$  für neue gußeiserne Röhren  $= 6,6$  und für mit Niederschlägen bedeckte gußeiserne Röhren  $= 5,5$  zu setzen ist.

Eine Weiterbildung erfuhr der von Darcy-Bazin für  $c$  entwickelte Ausdruck durch die schweizerischen Ingenieure Ganguillet und Kutter, indem sie die Teilung

unter dem Wurzelzeichen der Formel 9 ausführten und dadurch  $c = \sqrt{\frac{1}{a} - \frac{\frac{1}{\alpha} \frac{\beta}{R}}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$  erhielten. Setzt man  $\frac{1}{\alpha} = a$  und  $\frac{\beta}{\alpha} = b$ , so wird

$$v = \sqrt{a - \frac{ab}{R+b}} \sqrt{R J}.$$

Um den Koeffizienten vor dem Wurzelzeichen zu haben und zugleich für  $a$  und  $b$  kleinere Zahlenwerte zu erhalten, setzten Ganguillet und Kutter

$$c = a - \frac{ab}{\sqrt{R} + b} = \frac{a\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}},$$

sodafs

$$v = \frac{a\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \sqrt{R J}, \dots \dots \dots 10.$$

wo  $a$  konstant ( $= 100$ ) und  $b$  mit der Rauigkeit veränderlich ist.<sup>48)</sup> Demnach ist also  $c$  in zwei Teile zerlegt, von denen der unveränderliche den grössten möglichen Wert und der veränderliche den Einfluß der Rauigkeit darstellt, der sich mit wachsendem  $R$  der Grenze Null nähert. Genau genommen hat  $b$  für jeden einzelnen Fall eine besondere Gröfse; um nun alle diese Werte in bestimmte Abteilungen einzuordnen, hat Kutter 12 Rauigkeitsstufen angenommen, denen folgende Zahlen für  $b$  entsprechen:

Stufe I: $a = 100; b = 0,12$	Stufe V: $a = 100; b = 0,35$	Stufe IX: $a = 100; b = 0,93$
" II: " " " $= 0,15$	" VI: " " " $= 0,45$	" X: " " " $= 1,22$
" III: " " " $= 0,20$	" VII: " " " $= 0,56$	" XI: " " " $= 1,67$
" IV: " " " $= 0,27$	" VIII: " " " $= 0,72$	" XII: " " " $= 2,44$

Es braucht kaum erwähnt zu werden, dass die Zuverlässigkeit der Berechnung wesentlich von der richtigen Wahl des Rauigkeitskoeffizienten abhängt. Indessen wird dadurch, daß diese Wahl in die Hand des Technikers gelegt ist, demselben Gelegenheit gegeben, den Verhältnissen des ihm vorliegenden Falles nach Möglichkeit Rechnung zu tragen. Die Bestimmung der Leitungsquerschnitte verliert dadurch viel von der

<sup>46)</sup> Th. Gauckler. Etudes théorétiques et pratiques sur l'écoulement et le mouvement des eaux. Comptes rendus 1867, Bd. 64, S. 818; ferner: Du mouvement de l'eau dans les conduites. Ann. des ponts et chaussées 1868, I. S. 229 und Civiling. 1868, S. 489; Deutsche Bauz. 1869, S. 123.

<sup>47)</sup> Ann. des ponts et chaussées 1867, S. 237; Comptes rendus 1860, S. 582; Le Génie civil 1888, S. 311.

<sup>48)</sup> Ganguillet und Kutter in der Allg. Bauz. 1869 und Kutter daselbst 1870. Die letztgenannte Abhandlung ist die in Anm. 42 erwähnte.

Schablone, welche ihr bei Anwendung der Formeln mit festen oder von der Geschwindigkeit abhängenden Koeffizienten anhaftet.

Wie sehr diese Koeffizienten z. B. bei vorhandenen Wasserleitungen wechseln, zeigen die auf Veranlassung des Verbandes der deutschen Architekten und Ingenieur-Vereine vorgenommenen Untersuchungen.<sup>49)</sup> Dieselben haben ergeben, daß nur die Widerstandshöhen neuer oder kurze Zeit im Betriebe befindlicher sowie der großen Eisenrohrleitungen sich mit den Beobachtungen Darcy's decken, während mehrere ältere Anlagen (insbesondere solche von kleinen Durchmessern) Werte von  $c$  aufweisen, die ein Vielfaches der von Darcy gefundenen sind. Ein einheitliches  $c$  für eiserne Leitungen läßt sich deshalb nicht wohl festsetzen, schon aus dem Grunde nicht, weil neben der Zusammensetzung des Leitungswassers auch die Beschaffenheit der Röhren bei ihrer Verlegung und die Art ihrer Unterhaltung während des Betriebes wesentlich auf die Rauigkeit der Wandungen einwirken. Doch entspricht die Mehrzahl der durch Versuche gefundenen Koeffizienten dem Rauigkeitsgrade IV bis VI, sodafs IV für sehr günstige, VI für ungünstige Verhältnisse (Wasser mit starken Niederschlägen, schwierige Reinigung u. s. w.) angenommen werden kann und V als ein Mittelwert zu betrachten ist.

Was die übrigen Stufen betrifft, so ist nach Baumeister<sup>50)</sup>

für Leitungen mit Cementwandungen Stufe I bis II,

„ „ „ Wandungen aus Backsteinen oder Quadern Stufe III bis IV,

„ „ „ Wandungen aus Bruchsteinmauerwerk Stufe V bis VIII

anzunehmen, jedoch unter der Voraussetzung, daß die Kanäle ziemlich neu sind und das Wasser rein ist. Für ältere Leitungen mit verunreinigtem Wasser (städtische Abzugskanäle) hat sich nach Versuchen, welche in Hamburg und Karlsruhe vorgenommen wurden, herausgestellt, daß Kanälen mit ausgefugtem Ziegelmauerwerk die Stufe VI entspricht. Diese Stufe hat sich nach neueren deutschen Versuchen auch für im Betriebe befindliche Thonrohrleitungen ergeben. Dies fällt auf den ersten Blick auf, weil Thonröhren eine sehr dauerhafte Glätte besitzen; indessen ist neben etwaigen Ablagerungen und den Störungen durch Seitenzuflüsse zu berücksichtigen, daß die Thonröhren nur ausnahmsweise vollkommen kreisrund sind. Es entstehen also in einer längeren Leitung zahlreiche Absätze, die auf Erhöhung des Rauigkeitsgrades hinwirken, der aber auch aus diesem Grunde nicht überall der gleiche sein kann. Nach Versuchen in Nordamerika gehören z. B. Thonrohrleitungen in Stufe V, gemauerte Entwässerungskanäle in Stufe IV—VI.<sup>51)</sup> — Stufen über VIII dürften nur bei sehr rauhen Wandungen aus Bruchsteinen oder bei ungenügender Räumung in Betracht kommen.

Ganguillet und Kutter haben später<sup>52)</sup> in weiterer Vervollkommnung des Ausdrucks für  $c$  denselben auch von  $J$  abhängig gemacht, dergestalt, daß der Koeffizient mit Zunahme des Gefälles bei größeren Gewässern abnimmt, bei kleineren aber wächst und sind dadurch zu dem in Kap. II bereits besprochenen Werte für  $c$  gelangt

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}, \dots \dots \dots 11.$$

<sup>49)</sup> Iben. Druckhöhenverlust in geschlossenen eisernen Rohrleitungen. Denkschrift des Verbandes deutscher Arch.- u. Ing.-Vereine. Hamburg 1880.

<sup>50)</sup> Handbuch der Baukunde III. 3. Heft. Berlin 1890, S. 248.

<sup>51)</sup> Engineering News 1888, S. 461.

<sup>52)</sup> Sonderabdruck 1877, S. 143 und Allg. Bauz. 1870, S. 267.

wenn  $v = c \sqrt{RJ}$ , wo  $n$  zwischen 0,010 und 0,030 liegt. Von dieser Formel sagt Kutter selbst, daß sie sowohl den Messungen an großen Strömen, wie denjenigen von Darcy-Bazin entspreche; sie wird deshalb allgemein als diejenige angesehen, welche die wirklichen Erscheinungen am vollkommensten zum Ausdruck bringt.<sup>53)</sup>

Es ist jedoch hier zu berücksichtigen, daß die Umbildung der Formel 10 namentlich deshalb geschehen ist, um ihre Ergebnisse den von Humphreys und Abbot gemachten Messungen am Mississippi anzupassen. Hier waren durch Beobachtungen Werte von  $c$  bis 140 ermittelt, während die ursprüngliche Darcy'sche Formel nur einen Grenzwert 62,6, diejenige von Bazin (Rauhigkeitsgrad I, wo  $\alpha = 0,00015$ ) 81,65 und die Formel 10 einen Grenzwert = 100 ergibt. Da aber die Darcy-Bazin'schen Versuche, auf welche Formel 10 vorzugsweise aufgebaut ist, sich gerade auf solche Leitungen beziehen, welche hier in Betracht kommen, so möchten wir für die Zwecke des vorliegenden Kapitels dieser Formel den Vorzug vor 11. einräumen, zumal  $J$  sich bei künstlich hergestellten Leitungen in Grenzen zu bewegen pflegt, die auch den nach 11. berechneten Wert von  $c$  nur wenig beeinflussen würden. Ein Vorteil von 10. liegt auch in der einfacheren Gestaltung, welche den Ausdruck zugleich für wissenschaftliche Untersuchungen geeignet macht.

Zur leichteren Ermittlung von  $c$  nach Formel 10 ist unter Einsetzung der oben mitgeteilten Kutter'schen Werte für  $b$  die graphische Darstellung in F. 4, T. I aufgetragen, aus welcher die Koeffizienten je nach dem Rauhigkeitsgrade der Wandungen für verschiedene hydraulische Halbmesser bzw. für verschiedene Rohrweiten unmittelbar abgegriffen werden können. Um für kleinere Rohre genügende Genauigkeit zu erzielen, ist  $R$  von 0,01 bis 0,20 (entsprechend einem Rohrdurchmesser von 0,04 bis 0,80 m) nach einem größeren Maßstabe aufgetragen; von  $R = 0,20$  m bis 0,30 wird der Maßstab kleiner und vermindert sich weiter von  $R = 0,30$  bis 0,50. Dies entspricht der Veränderlichkeit von  $c$ , welche von  $R = 0,01$  bis 0,20 am größten ist. Werte für  $R$  unter 0,01 sind unberücksichtigt geblieben, da dieselben nur ausnahmsweise vorkommen und dann berechnet werden können.  $C$  selbst ist nach dem Verhältnis  $1 = 1$  mm aufgetragen, sodaß die genaue Größe der zwischen den Teilstrichen liegenden Abschnitte sich mit einem gewöhnlichen Maßstabe leicht feststellen läßt. — Zur Bestimmung von  $c$  nach Formel 11 bedient man sich der Tafel IV in der ersten Hälfte dieser Abteilung, wobei dem Rauhigkeitsgrade IV annähernd  $N = 0,0125$  und dem Grade VI annähernd  $N = 0,015$  entspricht.

Durch diese Darstellung wird die Anwendung der Formel 10 sehr vereinfacht und die Ermittlung der Geschwindigkeit  $v$  beansprucht, sobald  $R$  bekannt ist, nicht viel mehr Zeit als der Gebrauch der wegen ihrer Bequemlichkeit so lange angewendeten Eytelwein'schen Formel. Die der letzteren entsprechende Linie (für  $c = 50,9$ ) zeigt zugleich, daß die nach Eytelwein berechneten Rohrweiten bis zu einer bestimmten Grenze (welche für Eisenröhren etwa bei 0,50 m, für Thonrohrleitungen ungefähr bei 0,80 m Durchmesser liegt) zu klein und von da ab zu groß ausfallen.

In der Regel soll jedoch  $R$  bzw. der Rohrdurchmesser  $d$  erst gefunden werden; und da  $c$  von  $R$  abhängig ist, so bedarf es zur Ermittlung des Geschwindigkeitskoeffizienten einer Anzahl von Versuchsrechnungen, deren Ausführung durch Zahlentabellen,

<sup>53)</sup> Eine auf Beobachtungen gestützte, hiervon etwas abweichende Ansicht findet sich in der Abhandlung von Karg. Die Rauheitskoeffizienten der Kutter'schen Geschwindigkeitsformel in der Praxis. Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 211 u. 222.

noch mehr aber durch graphische Darstellungen sehr erleichtert wird. Eine solche Darstellung, einer grösseren von Baumeister<sup>54)</sup> veröffentlichten Tafel mit dessen Einwilligung entnommen, findet sich in F. 6, T. I für Leitungen mit kreisförmigem und in F. 7 für solche mit eiförmigem Querschnitt (nach Textfigur 10). Für einen beliebigen Punkt derselben bezeichnet die zugehörige Abscisse die Geschwindigkeit, die Ordinate die Wassermenge, während der Durchmesser  $d$  des Kreises bzw. die Höhe  $H$  des Eiprofils an der schrägen Linie und das Gefälle an der Kurve abzulesen ist. Die Darstellung bezieht sich auf Formel 10 und es bezeichnet die kleinere an jeder Kurve stehende Zahl das Gefälle für den Rauigkeitsgrad IV, die grössere dasjenige für den Grad VI nach Kutter.

Beispielsweise ist aus der Darstellung F. 6, T. I sofort zu ersehen, dass bei einem Rauigkeitsgrade IV und einem Gefälle 0,002 ein Rohrdurchmesser von 0,77 m erforderlich ist, um 0,55 cbm Wasser i. d. Sekunde abzuführen; die Geschwindigkeit wird dann rund 1,2 m. Bei einem Rauigkeitsgrade VI erhöht sich der Durchmesser auf 0,85 m oder — unter Beibehaltung des Rohrdurchmessers von 0,77 m — das Gefälle auf 0,0033.

Für einen anderen Rauigkeitsgrad, als IV oder VI ist eine annähernde Bestimmung von  $d$  möglich, wenn man von dem ihm am nächsten liegenden Grad IV oder VI ausgeht und hierfür  $d$  abliest. Ermittelt man dann aus F. 4, T. I die zu den beiden Rauigkeitsgraden gehörigen Werte  $c$  und  $c_1$ , so ist

$$\frac{c \sqrt{RJ}}{c_1 \sqrt{R_1 J}} = \frac{d_1^2}{d^2}.$$

Setzt man vorläufig  $R_1 = R$ , so ist  $d_1 = d \sqrt{\frac{c}{c_1}}$  und es lässt sich durch Wiederholung des Verfahrens eine ausreichende Genauigkeit herbeiführen.

Sollen z. B. die obenerwähnten 0,55 cbm mit dem nämlichen Gefälle 0,002, aber in einer Leitung von dem Rauigkeitsgrade V abgeführt werden, so ergibt sich aus F. 6 für den Grad IV  $d = 0,77$ ,  $R = 0,192$  und aus F. 4

$$\begin{array}{llll} c = 61,8 & \text{für den Rauigkeitsgrad IV} \\ c_1 = 55,6 & \text{„ „ „ „ V,} \end{array}$$

demnach  $d_1 = 0,77 \sqrt{\frac{61,8}{55,6}} = 0,81$  m; die Wiederholung der Rechnung ergibt 0,83 m und eine weitere Wiederholung keine berücksichtigungswerte Änderung.

Frank, dessen Abhandlung über die bisherigen Geschwindigkeitsformeln im Civilingenieur 1881, Heft 3, bereits oben erwähnt ist, giebt für  $v$  den Ausdruck

$$v = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{\sqrt{d}}}} \sqrt{dJ}, \quad \dots \dots \dots 12.$$

wenn  $d$  wieder den Durchmesser der Rohrleitung bezeichnet; derselbe ist der Darcy'schen Formel nachgebildet, unterscheidet sich jedoch von derselben dadurch, dass  $\sqrt{d}$  statt  $d$  gesetzt ist. Zur Bestimmung von  $\alpha$  und  $\beta$  sind diejenigen Versuche mitbenutzt, welche in dem unter Anm. 49 angeführten Buche von Iben besprochen sind. Frank setzt demgemäss

<sup>54)</sup> Zeitschr. f. Bauk. 1884, S. 11—16, 55—70. Dasselbst finden sich auch Darstellungen für den Rauigkeitsgrad I; dieselben sind aber hier fortgelassen, da dieser Grad nur ausnahmsweise vorkommt.

für reine Leitungen . . . . .  $\alpha = 0,000512$ ,  $\beta = 0,0003847$ ,

„ mit Niederschlägen versehene Leitungen  $\alpha = 0,000495$ ,  $\beta = 0,000652$

und legt die hiernach berechneten Werte den graphischen Darstellungen zu Grunde, welche der Abhandlung beigegeben sind. Die kleineren Röhren ergeben nach der Formel, entsprechend den zu Grunde gelegten Versuchen, eine geringere und die größeren eine etwas größere Leistungsfähigkeit, als bei Darcy; die Grenze zwischen kleineren und größeren Röhren liegt etwa bei 0,5 m.

In seinem Buche: Berechnung der Kanäle und Rohrleitungen, München 1886, hat Frank ferner eine sehr vollständige und zugleich übersichtliche graphische Anleitung zur Bestimmung von Rohrleitungen geliefert, indem — auf einer Tafel — die Ergebnisse nach Weisbach, Darcy, Frank, Gauckler, Lévy und Dupuit für reine und mit Niederschlägen bedeckte Röhren dargestellt sind. Durch Einführung von Logarithmen beschränkt Frank seine Darstellungen auf zwei Gruppen von geraden Linien mit nahezu rechtwinkliger Kreuzung, welche ein genaues Ablesen gestatten. Allerdings ergeben sich von den gesuchten Werten nur  $v$  und  $J$  unmittelbar, während es zur Bestimmung von  $d$  noch einer kleinen Hilfsrechnung bedarf. — Endlich findet sich noch von demselben Verfasser in der Deutschen Bauzeitung 1889, S. 237 eine graphische Darstellung zur Bestimmung von Drainrohrweiten nach der Frank'schen Formel für unreine Leitungen, bezogen auf gegebene Abflußgebiete und Gefälle; sie gestattet un mittelbare Ablesungen bis  $d = 0,25$  m.

Ähnliche Darstellungen findet man in:

Thiem. Über graphische Durchmesserbestimmung bei Wasserleitungen. Journal f. Gasbel. und Wasserversorg. 1885. Durch Anwendung von Logarithmen sind gerade Linien erzielt, die nach Darcy's Formel  $d$  und  $J$  als Koordinaten,  $Q$  als gegen das Ordinatensystem geneigte Linien darstellen; auch  $v$ -Linien sind eingetragen.

Hobrecht. Die Kanalisation von Berlin, 1884, unter Zugrundelegung der Eytelwein'schen Formel, deren Koeffizient auf 50 abgerundet ist.  $Q$  und  $J$  als Koordinaten für Kreis und einige andere Querschnittsformen;  $d$  als Kurven.

W. P. Gerhard. Gesundh.-Ing. 1883, S. 5 mit Koeffizienten nach Weisbach;  $d$  und  $v$  als Koordinaten,  $Q$  und  $J$  als Kurven.

J. Schmidt. Praktischer Maschinen-Konstrukteur 1876, S. 450, nach Weisbach.

Collignon. Cours de mécanique, II. Teil: Hydraulique, 1870, nach Darcy.

Lalanne. Ann. des ponts et chaussées 1846, nach Prony.

Größere Zahlentabellen finden sich bei Latham. Sanitary Engineering, London 1876, Hobrecht a. a. O., Frühling. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, sämtlich nach Weisbach oder Eytelwein; die umfangreiche Tabelle von Darcy als Anhang zu seinem in Anm. 44 genannten Werke ist schon S. 38 erwähnt; ferner sind die in Anm. 9 gemachten Angaben zu vergleichen, da ein grundsätzlicher Unterschied in der Art der Berechnung offener Gerinne und geschlossener Rohrleitungen nicht vorhanden ist.

Hier wären auch die Untersuchungen von Spiëfs zu erwähnen, welcher die Wassermengen, welche bei Vereinigung mehrerer Quellen (oder Behälter) an verschiedenen Stellen der Verbindungsleitungen zum Ausfluß gelangen, auf graphischem Wege im Journal f. Gasbel. u. Wasserversorg. 1887, S. 563 und im Kalender für Strafsen- u. Wasserbau-Ingenieure 1892, I. S. 18 nach Darcy zu lösen sucht.

Außer den obengenannten Formeln ist noch die von Hagen<sup>55)</sup> anzuführen, wonach  $c = \frac{2}{\sqrt{\frac{a}{dv} + b}}$  und  $a = 0,000005336$ ,  $b = 0,0011193$  ist; vernachlässigt man

das sehr kleine Glied  $\frac{a}{dv}$ , so wird  $c = 59,8$ . — Ferner hat neuerdings Man-

<sup>55)</sup> Hagen. Über die Bewegung des Wassers in cylindrischen, nahezu horizontalen Leitungen, Berlin 1870.

ning<sup>56)</sup> für  $v$  den Ausdruck aufgestellt:  $v = c\sqrt[3]{R^2}\sqrt{J}$ , wo  $c$  für gewöhnliche Fälle = 72 ist, sonst aber nach Angabe der mitgeteilten Quelle wechselt.

Endlich sei noch die Formel von Dupuit erwähnt, wonach

$$d = 0,3018 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}}$$

oder abgekürzt

$$d = 0,3 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}} \dots \dots \dots 13.$$

ist. Berechnet man  $c$  aus 13., so findet man dafür 51,7; die Formel entspricht demnach nahezu derjenigen von Eytelwein und ist aus diesem Grunde für genauere Bestimmungen weniger brauchbar, dagegen zu vorläufigen Berechnungen sehr geeignet; auch dient sie vielfach als Grundlage für wissenschaftliche Betrachtungen. Aus ihr ergibt sich

$$d = 1,2 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{G}}, \dots \dots \dots 14.$$

wenn  $G$  das Gefälle per Mille bezeichnet (also 2 für  $J = 0,002$ ) und

$$Q = 0,63 \sqrt{d^5 G} \dots \dots \dots 15.$$

Als Grenze für die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser sich in Eisenrohren bewegen darf, ohne den schützenden Überzug der inneren Wandungen anzugreifen, werden 3 m angesehen, sodafs das natürliche Gefälle meistens vollständig ausgenutzt werden kann. Mufs das Wasser künstlich gehoben werden, so steigen die Herstellungskosten mit der Geschwindigkeit, während die Kosten der Rohrleitungen abnehmen. Es giebt deshalb, regelmässigen Betrieb vorausgesetzt, eine wirtschaftlich zweckmässigste Geschwindigkeit, bei welcher die Gesamtkosten am niedrigsten werden. Behufs Ermittlung derselben sei auf Kap. V und die untenstehenden Quellen<sup>57)</sup> verwiesen und hier nur bemerkt, dafs der günstigste Durchmesser rechnerisch unabhängig von der Länge der Leitung ist und dafs die günstigste mittlere Geschwindigkeit in derselben unter gewöhnlichen Verhältnissen zwischen 0,4 und 0,5 m liegt.

Bei der Berechnung der Rohrdurchmesser ist zu berücksichtigen, dafs die Wandungen derselben trotz des sorgfältigsten Anstriches mit einem schützenden Überzuge sich allmählich — wenn auch oft erst nach langer Zeit — mit einer die Reibung verstärkenden Schicht bedecken. Selbst bei reinem Wasser beginnt infolge der stets mitgeführten Luft das Eisen an einzelnen Stellen zu rosten und zwar nach den Beobachtungen von Oesten<sup>58)</sup> in der Form von beulenförmigen Erhebungen, die sich allmählich zu mehr oder weniger starken Knollen ausbilden und nicht allein infolge der gröfseren Rauheit den Widerstand vergröfsern, sondern auch den Querschnitt einschränken. Eine solche Einschränkung

<sup>56)</sup> A. Flamant. *Mecanique appliquee hydraulique*. Paris 1891, S. 147. (Bezugnehmend auf: R. Manning. On the flow of water in open channels and pipes.)

<sup>57)</sup> Smrcker in der *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1889, S. 95. — Forchheimer ebendas. S. 365 u. Jahrgang 1890, S. 679 geht wie Smrcker von der Dupuit'schen Formel aus und erstreckt die Untersuchung auch auf Leitungen mit natürlichem Druck und die beste Anordnung der Abzweigungen. — Willner ebendasselbst 1890, S. 103 u. 150 legt die Darcy'sche Formel zu Grunde und nimmt künstliche Hebung sowie Verteilung des Wassers auf Rieselfeldern an. — Mehrke daselbst S. 1008 löst die von Willner gefundene Gleichung 15. Grades nach dem logarithmisch-graphischen Verfahren.

<sup>58)</sup> *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1890, S. 583.

tritt auch, und zwar in viel stärkerem Maße ein, wenn das Wasser Kalk-, Magnesia- und Eisenverbindungen enthält. Durch Entweichen der diese Verbindungen in Lösung haltenden Gasarten (Kohlensäure und Luft) bilden sich Niederschläge, welche sehr fest an den Rohrwandungen haften oder sich mit dem Oxyd derselben verbinden, sodafs sie nur durch kräftiges Bürsten und Kratzen wieder beseitigt werden können. Beim Unterlassen einer solchen Reinigung tritt eine immer stärkere Sinterbildung ein, die unter Umständen die Leitung nahezu ausfüllen kann. In solchen Fällen gewinnt der Rohrquerschnitt das Aussehen von Fig. 72, welche der Photographie einer in Bath aufgedrungenen Leitung nachgebildet ist. — In ähnlicher Weise wurden mehrere Rohrstränge des Hamburger Leitungsnetzes durch Rost-, Schlamm- und Muschelbildungen eingengt gefunden; weniger starke, aber immerhin sehr beträchtliche Niederschläge hat man in den Rohrnetzen anderer Städte vermittelt.<sup>59)</sup> Von solchen Ablagerungen werden vorzugsweise solche Strecken heimgesucht, in welchen sich das Wasser infolge schwachen Verbrauchs mit geringer Geschwindigkeit bewegt. Zuleitungen, welche nur in gewissen Zwischenräumen benutzt werden, sind (namentlich bei eisenhaltigem Wasser) oft in wenigen Jahren bis auf eine kleine Öffnung zugewachsen. Dieser Übelstand läfst sich durch eine von Zeit zu Zeit vorgenommene Reinigung des Rohrnetzes wohl herabmindern, nicht aber ganz beseitigen. Hat man es demnach mit Wasser zu thun, welches voraussichtlich Ablagerungen bilden wird, so empfiehlt es sich, nicht allein den Rauheitskoeffizienten für gebrauchte Röhren der Berechnung zu Grunde zu legen, und das Rohrnetz von vorn herein so einzurichten, dafs es gereinigt werden kann, sondern auch den gefundenen Durchmesser um eine bestimmte Gröfse zu verstärken. Diese Verstärkung richtet sich nach der Natur des zu leitenden Wassers, sowie nach seiner Geschwindigkeit in den Leitungen und dürfte auch für sehr reines Wasser nicht unter 2 cm, in den meisten Fällen der Praxis aber zu 5 cm anzunehmen sein. — Ob städtisches Kanalwasser gleichfalls Ablagerungen und Rostbildungen in Eisenröhren bewirkt, ist bisher nicht bekannt geworden; doch dürfte hier kaum eine Ausnahme stattfinden.



Eine fernere Beeinträchtigung der Leistungsfähigkeit einer Rohrleitung bildet die Ansammlung von Luft, deren sorgfältige Entfernung bei Leitungen, welche unter geringem Druck stehen, jedoch wegen der Reibung der langen Luftblasen an den Rohrwandungen oft mit Schwierigkeiten verknüpft ist. Über die hierzu erforderlichen Vorkehrungen vergleiche Kap. V.

Es bleibt noch zu erwähnen, dafs auch die Wärme des Wassers einen Einfluss auf die Bewegung desselben ausübt und zwar wird dasselbe mit steigender Wärme dünnflüssiger. Die durch die Sonnenwärme hervorgerufenen Unterschiede sind jedoch so gering, dafs sie vernachlässigt werden können, da ihr Einfluss die abfließende Wassermenge noch nicht um 2% vergrößert oder verringert. Gleiches ist der Fall mit der Widerstandshöhe beim Eintritt des Wassers in die Leitung, ferner mit der Verschiedenheit des Luftdrucks am Anfang und Ende derselben.

**Bewegungswiderstände bei Richtungs- und Querschnittsänderungen.** Beim Durchgang des Wassers durch ein gekrümmtes Rohr (Fig. 73) beträgt der Druck-

<sup>59)</sup> Merz. Reinigung von Wasserleitungsröhren. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1883, S. 140. — Oesten das. 1890, S. 583. — Iben. Journ. f. Gasbel. u. Wasserversorg. 1880, S. 533 u. 581. — Kirkwood. The Brooklyn Waterworks. New-York 1867, S. 53.

höhenverlust  $h_1$ , wenn  $\omega$  den Centriwinkel,  $\rho$  den Halbmesser der Krümmung,  $r$  die halbe Rohrweite bezeichnet, nach Weisbach

$$h_1 = \zeta_1 \frac{v^2}{2g} \frac{\omega}{90}, \dots \dots \dots 16.$$

wo  $\zeta_1 = 0,131 + 1,847 \left(\frac{r}{\rho}\right)^{\frac{7}{2}}$ .

Bei cylindrischen Rohrleitungen ist für

$\frac{r}{\rho}$	= 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\zeta_1$	= 0,131	0,138	0,158	0,206	0,294	0,440	0,661	0,977	1,408	1,979.

Da die Geschwindigkeit des Wassers in den Hauptrohren einer Wasserleitung nur ausnahmsweise  $> 1$  m ist so bleibt  $\frac{v^2}{2g}$  meist unter 0,05 und  $h_1$  erhält so kleine

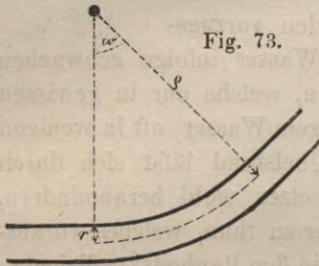


Fig. 73.

Werte, daß dieselben dem Gesamtwiderstande einer längeren Leitung gegenüber wenig in Frage kommen. Bei häufiger Wiederholung scharfer Krümmungen und größerer Geschwindigkeit (z. B. bei Leitungen im Innern der Häuser) können sich diese Widerstände jedoch recht bemerklich machen.

Bei Knieröhren (Fig. 74) wird der Druckhöhenverlust nach Weisbach

$$h_2 = \left(0,9457 \sin^2 \frac{\omega}{2} + 2,047 \sin^4 \frac{\omega}{2}\right) \frac{v^2}{2g}, \dots \dots 17.$$

sodafs also der betreffende Widerstandskoeffizient

$$\zeta_2 = 0,9457 \sin^2 \frac{\omega}{2} + 2,047 \sin^4 \frac{\omega}{2}$$

ist, wenn  $\omega$  den Ablenkungswinkel bezeichnet. Es ist

für $\omega$	= 20	40	60	80	90	100	110	120	130	140 Grad
$\zeta_2$	= 0,046	0,139	0,364	0,740	0,984	1,260	1,556	1,861	2,158	2,431.

Diese Werte sind gültig für Rohrleitungen von 30 mm an aufwärts gerechnet, während für engere Leitungen  $\zeta_2$  bedeutend größer wird.

Querschnittsänderungen kommen in einer geschlossenen Leitung überall da vor, wo die Durchmesser sich ändern; der hierdurch erzeugte Widerstand ist aber, sofern nur diese Änderung allmählich stattfindet, so geringfügig, daß er vernachlässigt



Fig. 75.

werden kann<sup>60)</sup>; ebenso der Widerstand infolge der Einschaltung von Reinigungskasten.<sup>61)</sup> Eine plötzliche Querschnittsverengung wird manchmal durch teilweises Schließen eines Schiebers herbeigeführt, um dadurch eine Herabminderung des Leitungsdrucks unterhalb des Schiebers zu erzielen. Der dabei auftretende Widerstand  $h_3 = \zeta_3 \frac{v^2}{2g}$  und es ist nach Weisbach (Fig. 75)

bei der Stellhöhe $s$	= $\frac{1}{8}$	$\frac{2}{8}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{4}{8}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{6}{8}$	$\frac{7}{8} d$
$\frac{F_1}{F}$	= 0,948	0,856	0,740	0,609	0,466	0,315	0,159
$\zeta_3$	= 0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8

<sup>60)</sup> Eine Berechnung dieses Widerstandes giebt u. a. Grashof. Theoretische Maschinenlehre I. 1875, S. 525; ferner Hajnis. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 117 (nach Weisbach und Darcy).

<sup>61)</sup> Fliegner im Civilingenieur 1875, S. 95.

Eine wesentliche Verminderung des Druckes läßt sich demnach erst herbeiführen, wenn der Schieber zu dreiviertel geschlossen ist, während ein Abschluß bis zur Hälfte des Querschnitts fast ohne Wirkung bleibt.

Wegen des Widerstandes des Wassers beim Passieren durch Ventile siehe die unten bezeichnete Quelle.<sup>62)</sup>

**§ 6. Düker und Heber.** 1. Düker. Auf S. 36 ist bereits angegeben, daß die Anlagen zur Kreuzung von Wasserleitungen mit Thälern, Verkehrswegen und Flüssen den Namen Düker oder Unterleitungen führen. In früheren Zeiten geschah die Kreuzung der Thäler fast ausschließlich<sup>63)</sup> durch Leitungsbrücken (Aquaduktbrücken), welche aus der Zeit der Römer in großer Zahl vorhanden, aber auch in neuerer Zeit vielfach ausgeführt sind. In den meisten Fällen können diese Bauwerke, deren Anordnung im V. Kapitel des Brückenbaues behandelt ist, durch Düker ersetzt werden, welche in der Regel billiger sind (nur schmale und gleichzeitig tiefe Thäler, welche in einer Öffnung überbrückt werden können und felsige Schluchten machen mitunter eine Ausnahme) und sich schneller ausführen lassen. Indessen ist der Gefällverlust wegen der größeren Länge der Düker und wegen des größeren benetzten Umfangs bedeutender als bei den Leitungsbrücken, es sei denn, daß der Querschnitt der Düker sehr reichlich bemessen werde. Dies ist z. B. geschehen bei dem 2,3 m weiten und 273 m langen Düker des Verdon-Kanals im Thale Lauvière (F. 3<sup>a-c</sup>, T. II), wo der Gefällverlust trotz der bedeutenden Wassermenge von 6 cbm i. d. Sekunde auf 0,3 m eingeschränkt ist; bei dem 976 m langen und 1 m weiten Düker von Bouvades (F. 7<sup>a u. b</sup> auf T. VI der 2. Abteilung dieses Bandes, 2. Aufl.) beträgt derselbe auch nur 1,19 m, während der 2950 m lange Düker von Mornas 5,75 m und der 11½ km lange Düker der Virginia- und Goldhill-Leitung in Kalifornien (F. 9, T. II), bei welchem ein starkes Gefälle zur Verfügung stand, 91,5 m Gefälle besitzen. Bei der durchweg massiv ausgeführten Wiener Hochquellenleitung, wo die Zahl der zu überschreitenden Thäler zehn betrug, ergab sich die durch vergleichende Kostenanschläge ermittelte Ersparnis bei Anlage von Dükern nur zu 230000 M.<sup>64)</sup>, sodafs zehn Leitungsbrücken von zusammen 4619 m Länge ausgeführt wurden. Hierbei mag der Umstand maßgebend gewesen sein, daß die Leitungsbrücken die Dauer von Jahrhunderten haben, während für eiserne Röhren gleiche Erfahrungen noch nicht vorliegen. Auch bei der durch Belgrand erbauten Wasserleitung für Paris sind zahlreiche Leitungsbrücken angelegt, ebenso haben diese bei den Speisegräben des französischen Ostkanals neben Dükern Verwendung gefunden. Eine der bedeutendsten Leitungsbrücken der neueren Zeit ist diejenige von Roquefavour, zu deren Anlage man sich unter Verzichtleistung auf die viel wohlfeilere Anwendung eines Dükers entschloß, weil man besorgte, daß der starke Kalkgehalt des Wassers eine baldige Sperrung des weniger zugänglichen Dükers veranlassen würde.<sup>65)</sup> Daß eine solche Befürchtung gegründet sein kann, zeigt neben den oben erwähnten Beispielen von Ablagerungen in Röhren die Leitungsbrücke Pont du Gard (Fig. 76), in welcher sich allmählich 28 cm starke Nieder-

Fig. 76.



<sup>62)</sup> Grashof a. a. O. S. 595.

<sup>63)</sup> Neben der auf S. 18 genannten Ausnahme ist auch die Überschreitung eines 62 m tiefen Thales durch die Quellwasserleitung für den römischen Kaiserpalast zu Lyon durch 9 Bleiröhren zu erwähnen; die Länge der einzelnen Röhren betrug 5—6 m, ihr Durchmesser nahm von 0,47 m auf 0,29 m ab. Deutsche Vierteljahrsschrift f. öffentl. Gesundheitspflege 1885, 4. Heft, S. 629 und Allgem. Bauz. 1862, S. 207.

<sup>64)</sup> Mihatsch a. a. O. S. 54 (die Anschläge selbst sind nicht mitgeteilt).

<sup>65)</sup> Hagen a. a. O. Bd. 4, S. 200.

schläge gebildet haben; bemerkenswert ist hier die gröfsere Stärke der Ablagerungen an den Seiten des Gerinnes.

Neben den Beispielen aus der Römerzeit sind diejenigen Leitungsbrücken zu erwähnen, mittels welcher die Wasserleitung für Konstantinopel mehrere Thäler überschritt und welche zum Teil unter Hadrian und Justinian hergestellt sind. Das Wasser wurde in das am Thalabhänge liegende Stadtgebiet durch Thonrohre geführt, welche in Mauerwerk eingebettet wurden; um nun den Druck in den tiefer belegenen Teilen dieser Leitungen nicht zu groß werden zu lassen, sind in Entfernungen von etwa 200 m nach oben verjüngte gemauerte Pfeiler angebracht, an deren einer Seite das Wasser durch Bleiröhren in die Höhe stieg. Auf dem Pfeiler stand ein kleiner, offener Behälter, in welchen sich das Wasser ergoß und von wo es auf der anderen Seite wieder herabgeführt wurde. Diese sogenannten „Suterazi“ boten außerdem Gelegenheit, die Thätigkeit der Dükerleitungen prüfen und etwaige schadhafte Stellen leichter ermitteln zu können; gleichzeitig mögen sie den Zweck des Auslassens der angesammelten Luft gehabt haben; endlich diente der Behälter auch wohl zum Anschluß von Zweigleitungen. — Einer der ersten Düker der neueren Zeit wurde für die Wasserleitung der Stadt Genua 1782 ausgeführt; er besteht aus kurzen gußeisernen Röhren und hat 669 m Länge (im Grundriß gemessen). Die Ausmündungsstelle liegt 7,43 m tiefer als die Einmündung. — Seit dieser Zeit ist eine große Zahl von Dükern zur Ausführung gelangt und zwar sowohl unter Verwendung gußeiserner wie schmiedeeiserner und stählerner Röhren. Der schon oben erwähnte Düker von Lauvière des Verdon-Kanals (F. 3<sup>a-c</sup>, T. II) besteht auf 120 m Länge aus einem Rohr von Eisenblech von 10 mm Wandstärke, welches unbedeckt ist und in Entfernungen von 5,64 m durch Rollenlager getragen wird, die auf kleinen Betonpfeilern aufliegen. In den Thalböschungen ist der Düker als kreisförmiger Tunnel von 2,3 m Durchmesser angelegt; ein Teil der Anschlussstrecken liegt im Auftrage, dessen Anschluß an den Düker wegen der erforderlichen Wasserdichtigkeit besondere Vorsicht erforderte. Die Kosten des 302,4 m langen Dükers betragen 144 000 M.<sup>66)</sup> — Der Düker im Thale Tremasse und ebenfalls im Zuge des Verdon-Kanals, ist trotz der Tiefe von 27 m als 2,3 m weiter kreisrunder (im Jurakalk angelegter) Tunnel mit Mauerwerksverkleidung ausgeführt. Derselbe liegt unter der Thalsohle so tief, daß über seinem Scheitel eine feste Felsschicht von 7 bis 9 m Stärke bleibt; die Kosten betragen nur 48 000 M., während eine Leitungsbrücke das Doppelte gekostet hätte. — Der Düker von St. Paul desselben Kanals (F. 4<sup>a-f</sup>, T. II) war zuerst gleichfalls als Tunnel mit Mauerwerksverkleidung hergestellt, platzte aber bei der Druckprobe auf 6 Atmosphären, sodafs er verlegt und in einer Länge von 259 m aus 2 Blechröhren von je 1,76 m Durchmesser und 8 mm Wandstärke ausgeführt wurde.<sup>67)</sup> Ein Längenschnitt der Mündung in die Einlaufkammer ist in F. 4<sup>a</sup>, eine Ansicht des geneigten Rohres mit dem Auflager in F. 4<sup>b</sup> und das eine der beiden Kniestücke an den Knickpunkten in F. 4<sup>c</sup> dargestellt. Das gerade Rohr liegt ebenfalls auf Rollenlagern, die in der Thalsohle auf eingerammten Pfählen befestigt sind (F. 4<sup>d</sup>). Die Dehnungsvorrichtungen bestehen hier, wie bei dem Düker im Thale Lauvière, aus zwei Ringen von -förmigen Querschnitt, welche kurz vor dem Ein- und Auslaufbecken liegen. —

Ein Beispiel aus der neuesten Zeit bietet der Düker zwischen Canello und Neapel für die Wasserversorgung der letztgenannten Stadt, von 19 km Länge, aus zwei

<sup>66)</sup> Ann. des ponts et chaussées 1876, Nov., S. 450—470.

<sup>67)</sup> Nouv. ann. de la constr. 1876, S. 6—11 u. S. 42—50; 1878, Nov., S. 176, sowie auch Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 589.

Rohrsträngen von 0,70 und 0,80 m Weite bestehend. — Zahlreich sind ferner die Thal-  
kreuzungen durch Rohrleitungen in Kalifornien, wo umfangreiche Sammelbehälter in der  
Sierra Nevada angelegt sind; aus diesen wird das Wasser durch Leitungen zur Verwen-  
dungsstelle (Goldwäschereien und Wasserversorgungen) geführt, die zusammen mehrere  
tausend Kilometer Länge haben. Die Dükeranlagen bestehen fast durchweg aus Röhren,  
welche auf hydraulischem Wege genietet sind. Dehnungsvorrichtungen in den vielfach  
oberirdisch liegenden Leitungen fehlen; doch haben sich infolge des verwendeten ge-  
schmeidigen Eisens Nachteile bis jetzt nicht herausgestellt (die älteste Anlage ist 26 Jahre  
alt). Sind die Röhren groß genug, um im Innern nieten zu können, so  
werden einzelne Tafeln zusammengesetzt und in der Baugrube vernietet (Fig. 77, wo ein einzelnes  
Rohr des 42 km langen Dükers für die Wasserversorgung von Newark  
dargestellt ist); sonst erfolgt die Verbindung durch von außen umgelegte Deckringe,  
welche mit Blei vergossen werden (Fig. 78).

Fig. 77.

Rohr der Dükerleitung für Newark  
(Nord-Amerika).

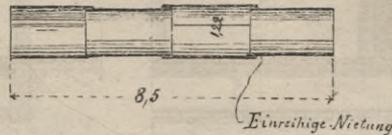
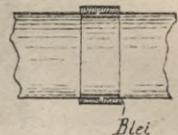


Fig. 78.



Bemerkenswert unter diesen Anlagen ist wegen des starken Drucks (über 52 At-  
mosphären an der tiefsten Stelle) der schon oben erwähnte Düker der Virginia- und  
Goldhill-Leitung (F. 9, T. II). Der Durchmesser beträgt 0,292 m und die durchfließende  
Wassermenge — entsprechend einem Gefälle von 0,0071 und einer Geschwindigkeit  
von 1,3 m — etwa 7500 cbm täglich. An steilen Hängen ist eine Befestigung durch in  
den Felsen verankerte Drahtseile erfolgt.<sup>65)</sup>

Bei der Kreuzung eines Thales mittels eines Dükers ist gewöhnlich Gelegenheit  
vorhanden, am tiefsten Punkt der Leitung einen Wasserablaß zur Spülung und Ent-  
leerung anzubringen. Soll die Entleerung eine vollständige sein, so muß das Rohr  
selbst über der Thalsohle liegen (F. 4<sup>e</sup>, T. II) oder das Abflaßrohr muß bis zu einem  
tief genug liegenden Punkte verlängert werden.

Düker, welche infolge der Kreuzung eines Wasserlaufs oder einer Leitung  
mit einer Verkehrsstraße oder einem anderen Wasserlauf nötig werden,  
können nur in Ausnahmefällen auf diese Weise entleert werden und es bleibt nur das  
Mittel übrig, den unter Wasser stehenden Teil auszupumpen, um Ausbesserungen oder  
Räumungen vornehmen zu können. Damit solche Räumungen seltener nötig werden,  
wird am oberen Ende ein Schlammfang eingefügt, unter Umständen auch ein Gitter  
zur Abhaltung schwimmender Gegenstände (Wasserpflanzen, Laub, Heu, Grundeis bei  
offenen Gräben, Papier, Korke u. dgl. bei städtischen Entwässerungskanälen) und der  
Querschnitt so gewählt, daß die Geschwindigkeit nicht zu klein wird. Manchmal bietet  
sich auch Gelegenheit, einen Überlauf kurz vor dem Düker anzubringen, der bei starkem  
Zufluß oder bei Ausbesserungen in Wirksamkeit tritt; zwischen Überfall und Düker  
ist dann eine Abschlußvorrichtung (Dammfalz oder Schütz) einzufügen, oder Raum für  
Herstellung eines Erddamms zu lassen. Eine Vorrichtung zum Anstau empfiehlt sich  
auch, um im Winter das Ausfrieren zu verhindern und um genügende Druckhöhe für  
Spülung des Dükers zu gewinnen.

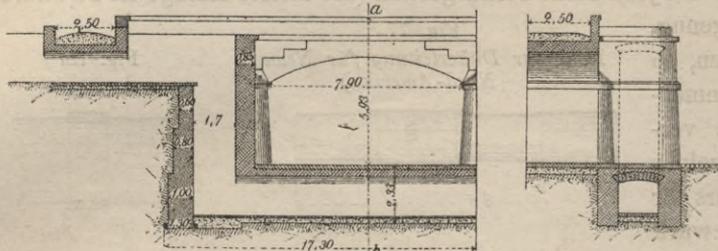
<sup>65)</sup> G. J. Specht in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885. — H. Smith. Waterpower with  
high pressures and wrought iron water-pipes (Transactions of the American Society of Civil-Engineers, Febr. 1884).  
— Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 388; 1891, S. 78.

Die Kreuzung einer Leitung, welche ziemlich reines Wasser in nicht zu wechselnder Menge führt, mit einem Kanal oder einem Flusse gestaltet sich im wesentlichen so, wie F. 7<sup>a-c</sup>, T. II zeigt. Der Düker steht an der Eintrittsseite mit der Zuleitung durch einen trichterförmigen Einlauf in Verbindung, dessen Querschnitt wesentlich größer ist, als der der Unterleitung; ein Auslaufschacht von kleineren Abmessungen

Fig. 79 a u. b. Brücke über den Cavour-Kanal mit Düker.

Fig. 79 a. Schnitt durch den Düker.

Fig. 79 b. Schnitt a—b.



liegt auf der Austrittsseite. Der vielfach übliche Name „Fallkessel“ für den Einlauf ist nicht ganz bezeichnend, weil ein Hineinfallen des Wassers nur bei der ersten Füllung stattfindet, und der Einlauf später angefüllt bleibt; allenfalls passt jene Bezeichnung für die etwa hineingelangen-

den gröberen Sinkstoffe. — Fig. 79 a u. b zeigt eine ähnliche Anlage in Verbindung mit einer Brücke; hier liegen senkrechte Schächte an der Ein- und Auslaufstelle.

Handelt es sich um eine Vergrößerung des Durchflußquerschnitts, welcher in Fig. 79 und F. 7, T. II nur aus einer (besteigbaren) in Mauerwerk ausgeführten Öffnung besteht, so erfolgt diese mit Rücksicht auf Betriebssicherheit und Kostenersparnis weniger durch Anlage einer großen und tiefen Leitung, als durch Anordnung mehrerer Öffnungen, welche nebeneinander gelegt werden. In dieser Weise ist der Cavour-Kanal unter dem Sesia-Fluß<sup>69)</sup> durchgeführt (F. 6<sup>a-c</sup>, T. II) und auch der in F. 5<sup>a-d</sup>, T. II dargestellte Düker ist so angelegt. Wenn möglich, sind hier gleichfalls die einzelnen Leitungen so groß zu wählen, daß eine Reinigung oder Ausbesserung derselben durch Begehen oder durch Bekriechen noch möglich ist; andernfalls muß eine etwaige Räumung in umständlicherer Weise von den Schächten aus und die Ausbesserung durch Aufgrabung vorgenommen werden. Zu einer Reinigung wird die Zeit des kleinsten Wassers benutzt und das Wasser aus dem unterhalb liegenden Schachte bis zur Entleerung des Dükers ausgepumpt.

Nicht selten ist es auch möglich, einen Teil des zufließenden Wassers bei höheren Wasserständen auf anderem Wege abzuleiten. So wird der Unterleitung eines Baches bei Cossebaude<sup>70)</sup> nur eine bestimmte Wassermenge zugeführt; der etwaige Rest fließt durch das verlegte Bett des Baches seitlich ab, s. Fig. 80 a—d.

Die Anlage hat den Zweck, einem Teile des Dorfes Cossebaude das durch Verlegung des Baches entzogene Wirtschaftswasser wieder zuzuleiten. Man hatte es deshalb mit einer wenig wechselnden und dabei nicht bedeutenden Wassermenge zu thun, welche dem Bache zu entnehmen und unter dem Bahnkörper durchzuführen war. Die Unterleitung ist mittels eines gußeisernen, an beiden Seiten mit Schlammfängen versehenen Rohres hergestellt, welches auch vom Bahndamm aus zugänglich gemacht ist. Die an der Einmündung und der Ausmündung angebrachten Schützen dienen sowohl zur Regelung der abfließenden Wassermenge, als zum Fernhalten des Frostes vom Innern der Schlammfänge und der Unterleitung.

<sup>69)</sup> Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 161.

<sup>70)</sup> Dasselbst 1875, S. 159.



regelt werden kann. Ist dies nicht der Fall, so thut man gut, Querschnitt und Gefälle des Dükers für eine etwas grössere mittlere Geschwindigkeit zu berechnen, als die anstossenden Kanalstrecken, schon deshalb, weil die Düker stets gefüllt bleiben, obwohl die Zufuhrmenge sehr wechselt; aus diesem Grunde hat z. B. der Düker an der Alma-Brücke zu Paris (Fig. 83) die allerdings ziemlich beträchtliche mittlere Geschwindigkeit von 2,2 m erhalten, während 0,8—1,0 m für gewöhnliche Fälle ausreichen.

Fig. 81. Düker durch den Kielgraben in Danzig.

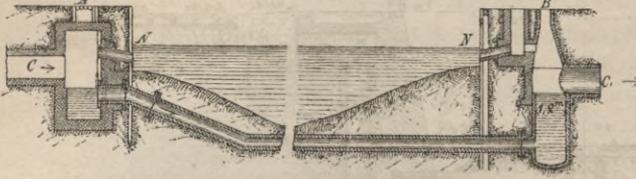


Fig. 82. Düker durch die Mottlau bei Danzig.



die eisernen Röhren in Beton eingebettet und außerdem durch Spundwände gesichert<sup>71)</sup>, während man sich bei einer grösseren Zahl ähnlicher Anlagen damit begnügt hat, die aus starkem Eisenblech hergestellten Röhren durch Ausbaggerung einer Rinne so tief in das Flussbett zu verlegen und mit Kies oder Sand zu bedecken, das Beschädigungen durch Schiffe oder Anker, durch Eisstopfung u. s. w. ausgeschlossen sind; indessen richten sich die Mafsregeln zum Schutze des Dükers sehr nach der Natur des zu kreuzenden Gewässers und nach den örtlichen Verhältnissen. Die Verlegung erfolgt von Prahmen oder von einem festen Gerüst aus, nachdem der Düker ausserhalb des Wassers in ganzer Länge zusammengesetzt ist. Fig. 84 stellt das Gerüst dar, welches zur Verlegung eines Dükers von 224 m Länge und 2 m Durchmesser zwischen Rothenburgsort und der Insel Kalthof für die Hamburger Wasserleitung diente.<sup>72)</sup> Unter Umständen kann es auch nötig werden, einzelne Teile des Dükers unter Wasser durch Taucher zusammenzusetzen.

Fig. 83.

Seine-Düker in Paris an der Alma-Brücke.

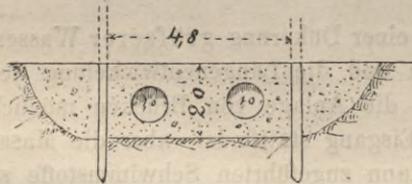
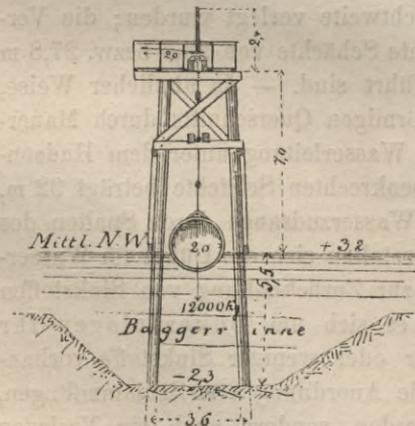


Fig. 84.

Verlegung des Elb-Dükers zu Rothenburgsort.



weise ausser Thätigkeit treten sollte. Auch empfiehlt es sich, gelegentlich eine Spülung vorzunehmen und zu diesem Zwecke entweder einen Aufstau des Kanalwassers zu be-

<sup>71)</sup> Nouv. ann. de la constr. 1868, Taf. 3, 4.

<sup>72)</sup> Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 229; desgl. 1878, S. 86 (Verlegung des Doppeldükers durch die Oder bei Breslau).

wirken oder Flußwasser zu verwenden. — Die Ausräumung der Schlammfänge läßt sich zwar ohne besondere Schwierigkeit ausführen, während der Düker im Betriebe ist (bei größeren Anlagen z. B. durch einen mittels Handarbeit betriebenen kleinen Vertikalbagger); doch ist in einzelnen Fällen (F. 10<sup>a-e</sup>, T. II) durch einen getheilten Schlammfang und zwei abschließbare Dükermündungen dafür Sorge getragen, daß eine Abteilung während der Reinigung außer Betrieb gesetzt werden kann. Um die etwa hineingelangten Sinkstoffe aufzuführen und dadurch besser fortschwemmen zu können, ist eine verzinkte Eisenkette durch den Düker gelegt.<sup>73)</sup>

Obwohl genau genommen nicht hierher gehörig, so möge doch kurz erwähnt werden, daß die Düker für Gas stets im Gefälle verlegt werden müssen, um das sich am tiefsten Punkte sammelnde Kondensationswasser auspumpen zu können; im Notfalle muß man den tiefsten Punkt im Flußbett selbst herstellen oder von ihm aus ein besonderes kleineres Rohr zur Ableitung des Wassers nach dem Ufer führen.

Lassen sich die Wandungen des Dükers aus Mauerwerk herstellen, so verdient dasselbe bei gutem Material und guter Ausführung den Vorzug vor Eisenröhren, weil diese dem Rosten ausgesetzt sind, ein Umstand, der bei einem schwer zugänglichen Bauwerk immerhin Berücksichtigung verdient. Bei Kreuzungen von Flüssen ist man allerdings fast ausschließlich auf die Anwendung eiserner Röhren angewiesen; dagegen kann bei Kreuzung mit Verkehrsstraßen, Kanälen, anderen Leitungen oder sonstigen Bauwerken Mauerwerk häufig Verwendung finden, wie die Beispiele in F. 5 bis 7, T. II und Fig. 79 zeigen. Ruft der innere Wasserdruck in solchen Fällen in den Wandungen des Dükers eine stärkere Zugspannung hervor, als 1 kg f. d. qcm, so empfiehlt sich die Anwendung von ringförmigen Bändern aus Flacheisen, welche mit eingemauert werden.

Da die Unterleitung stets mit Wasser gefüllt ist, so eignet sie sich auch zur Ausführung in Holz; der Ein- und Auslauf ist natürlich aus dauerhafterem Material herzustellen. Die Bauart in Holz hat den Vorteil der Elasticität und der billigeren Anlagekosten;

bei großer Geschwindigkeit des durchströmenden Wassers und bei starkem Sandgehalt desselben findet jedoch leicht eine Abnutzung der Holzflächen statt. Hölzerne Unterleitungen kommen u. a. in Belgien vor; sie werden hier aus zwei Rahmen gebildet, gegen welche Bohlen genagelt sind, deren Zwischenraum mit Thon ausgestampft ist. Fig. 85 a u. b zeigen Haupt und Querschnitt einer Unterleitung des Geleel unter dem Ableitungskanal des Lys von Schonbrouk.<sup>74)</sup> Auch die auf S. 36 erwähnten Holzröhren dürften sich für den vorliegenden Zweck eignen.

Auch Plattenkanäle lassen sich bei Anlage von Dükern gleichfalls verwenden, wenn die Ausführung eine sehr sorgfältige ist und man für eine dichtende Mörtelschicht über den Platten Sorge trägt. Bei stärkerem Druck wird eine besondere Befestigung der Platten mit den Wangen des Kanals erforderlich. Unter Umständen ist ferner die Verwendung von Thon- oder Cementrohren zu derartigen Anlagen nicht ausgeschlossen.

Fig. 85 a u. b. *Holzdüker unter dem Lys-Kanal.*

Fig. 85 a. *Längenschnitt.*

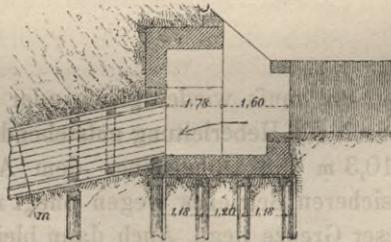
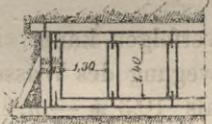


Fig. 85 b. *Schnitt l-m.*



<sup>73)</sup> Gesundheits-Ing. 1886, S. 183, 784.

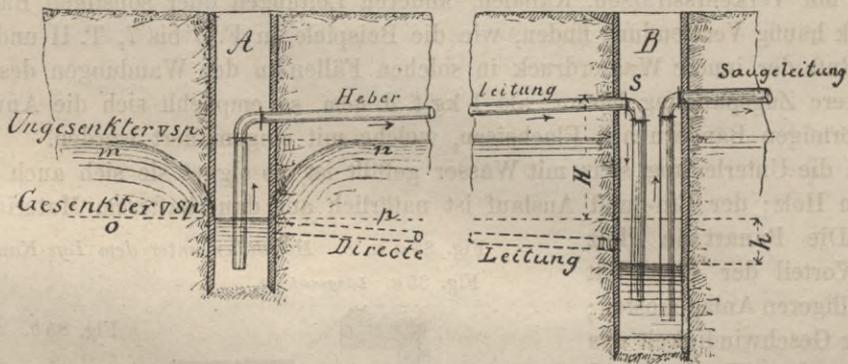
<sup>74)</sup> Ann. des travaux publics de Belgique 1860—61.

So sind in Königsberg i. Pr. zahlreiche Düker für Rinnsteine unter Verwendung von Thonrohren zur Ausführung gekommen. Die Rohre werden in gewöhnlicher Art mit geteertem Hanf gedichtet und mit einer starken Thonpackung umgeben. An der Ein- und Auslaufstelle befinden sich Schlammfänge, die regelmäsig gereinigt werden. Eine Verstopfung dieser Art von Unterleitungen, die einen vorteilhaften Ersatz für die sonst üblichen Rinnsteinbrücken in nicht kanalisierten Städten bilden, ist bisher noch nicht beobachtet worden.

Die Bewegung des Wassers in einem Düker erfolgt nach den im § 5 mitgetheilten Gesetzen für die Bewegung des Wassers in Rohrleitungen, sodafs die Gröfse  $h$ , um welche die Ausmündung tiefer zu legen ist, als die Einmündung, leicht berechnet werden kann. Wegen der Widerstände beim Ein- und Austritt, sowie wegen der Krümmungen ist der Wert von  $h$  etwas höher zu nehmen, als er sich für eine gerade Leitung von entsprechender Länge ergeben würde.

2. Heberleitungen. Die Anwendung eines Hebers (Saugehebers) ermöglicht bekanntlich die Leitung des Wassers über eine Erhöhung hinweg nach einem tiefer gelegenen Punkte ohne Anwendung einer Druckpumpe, sodafs die Herstellung einer stets mit Gefälle versehenen Verbindungsleitung zwischen dem Einmündungs- und dem Ausflufs-punkte nicht erforderlich wird, die Leitung vielmehr zum Teil eine steigende Richtung

Fig. 86.



verfolgen kann.  $h$  (Fig. 86) muß wieder gleich oder größer sein, als die bei der Bewegung des Wassers durch die Heberleitung entstehende Widerstandshöhe und  $H$  kleiner als  $10,3\text{ m} - h$ , wo  $10,3\text{ m}$  die Höhe einer dem Atmosphärendruck entsprechenden Wassersäule ist. Des sicheren Betriebes wegen pflegt man für  $H$  einen Wert zu wählen, der 1 bis 2 m unter dieser Grenze liegt. Auch dann bleibt noch immer Höhe genug übrig, um die Anwendung des Hebers in zahlreichen Fällen als sehr nützlich erscheinen zu lassen. Ist — um einen häufiger vorkommenden Fall anzuführen —  $A$  die Entnahmestelle,  $B$  die Schöpfstelle des Wassers und  $m n$  die Höhenlage des Grundwasserstandes, welcher bei der Entnahme bis auf  $o p$  abgesenkt werden kann, so würde die Herstellung der punktiert angegebenen Leitung mit erheblichen Kosten und Schwierigkeiten verbunden sein, während sich die Heberleitung wegen der geringeren Erd- und Wasserschöpfarbeiten viel einfacher und billiger ausführen läfst. In vorliegendem Falle würde man, weil die im Wasser vorhandenen Gase (namentlich Kohlensäure) sich im höchsten Punkte der Leitung ansammeln, diese mit Steigung bis zum Punkte  $B$  führen und bei  $s$  eine Absaugvorrichtung anbringen. Die Neigung zur Gasansammlung wird dadurch befördert, daß sich das Wasser in jedem Punkte der Heberleitung unter einem Druck befindet, der geringer ist, als der atmosphärische. Das Absaugen kann durch Verbindung des Scheitels

mit dem Saugwindkessel der Förderpumpe oder mit dem Pumpencylinder, durch eine besondere Luftpumpe, durch einen mit Dampf betriebenen Absauger, oder endlich durch eine Wasserstrahlpumpe geschehen. Unter Umständen ist auch ein Verdrängen der angesammelten Gase durch zeitweise Füllung des Scheitels aus einem höher gelegenen Behälter oder durch eine Druckrohrleitung am Platze, nachdem die Leitung in ihrem obersten Teile (bezw. ein daselbst angebrachter Behälter) oder in ihrer ganzen Länge (durch Verschluss der Mündungen) abgeschlossen ist.

Heberleitungen sind in den letzten Jahren in großem Umfange zur Anwendung gekommen, namentlich bei städtischen Wasserversorgungsanlagen. Ein älteres, von dem

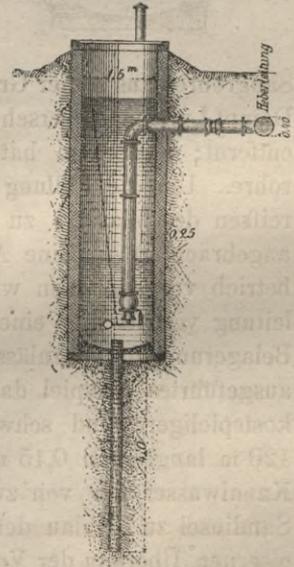
Fig. 87 a u. b. Heberleitung für das Kieler Wasserwerk.

Fig. 87 a. Lageplan.



früheren Wasserwerk der Stadt Kiel entnommenes Beispiel ist in Fig. 87 a und b dargestellt. Hier kam es darauf an, das Wasser von acht, in einem Einschnitt der Altona-Kieler Bahn abgeteufte Brunnen für die Wasserversorgung der Stadt Kiel nutzbar zu machen. Die Verlegung eines zum Pumpwerk führenden Zuleitungsrohres unterhalb des niedrigsten Wasserstandes der genannten Brunnen würde, wie Fig. 87 b zeigt, mit großen Schwierigkeiten und Kosten verknüpft und mit Rücksicht auf den Betrieb der Bahn vielleicht gar nicht ausführbar gewesen sein. Es wurde deshalb das rund 1000 m lange Rohr als Heber in größerer Höhe, aber so verlegt, daß seine Oberkante noch unter dem natürlichen Grundwasserstande liegt. Jeder Brunnen war an die 0,40 m weite und mit Gefälle nach dem Pumpwerk versehene Leitung mittels eines 0,20 m weiten Saugerohres angeschlossen. Wurde nicht gepumpt, so stand das Wasser überall gleich hoch; wurde dasselbe im Sammelbrunnen durch die Thätigkeit der Pumpen gesenkt, so bildeten die Saugerohre die aufsteigenden Schenkel von Heberleitungen, die das Wasser der acht Brunnen in das nach dem Sammelbrunnen abfallende Hauptrohr ergossen. Das nach dem Aufhören des Pumpens innerhalb zwei Stunden wieder zu alter Höhe ansteigende Grundwasser hielt die Leitung stets gefüllt; in den höchsten Punkten derselben befanden sich drei Ventile zum Auslassen der sich ansammelnden Gas- und Luftmengen, die alle acht Tage geöffnet wurden. — Um einen Brunnen vom Betriebe auszuschließen, genügte es, die in der Nähe des Deckels aufgehängte Kette abzunehmen, wodurch die Kugel (siehe Fig. 87 b) herabfiel und das Ventil am Fusse des Saugerohrs schloß. — Die Kosten der Heberleitung haben nur 27 000 M. betragen.

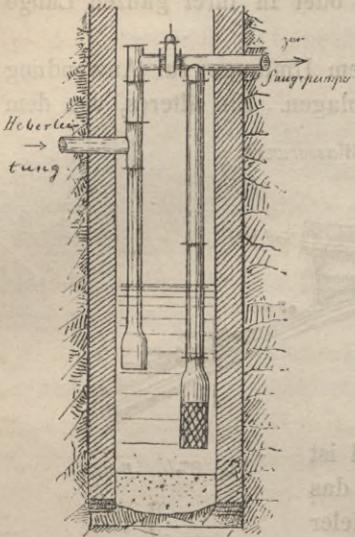
Fig. 87 b. Brunnen.



Die Zuführung des Wassers zu der Schöpfstelle des Wasserwerks für Freising geschieht gleichfalls durch eine Heberleitung, welche 0,25 m weit und 817 m lang ist

und eine gleichmäßige Steigung von 0,001 besitzt. Der höchste Punkt des Hebers liegt sonach im Pumpbrunnen, der in Fig. 88 näher dargestellt ist.<sup>75)</sup> Der nach der Schöpf-

Fig. 88.  
Heberleitung zu Freising  
(Schöpfstelle).



stelle zu mit 0,001 ansteigende Heber ist mit der Saugleitung der Pumpe durch ein gewöhnlich geschlossen gehaltenes Rohr verbunden, durch welches die angesammelte Luft ausgepumpt werden kann; der Saugeschenkel des Hebers ist mit einer Rückfallklappe versehen, um eine Füllung der Leitung vornehmen zu können. Der wasserdicht hergestellte Pumpbrunnen faßt 25 cbm, damit er einigermaßen zum Ausgleich während des Betriebes dienen kann. — Ähnliche Anlagen finden sich u. a. bei den Wasserwerken in Crefeld, Hannover und Prefsburg; in letztgenannter Stadt durchschneidet die von Salbach entworfene, 1772 m lange und 0,4 m weite Heberleitung als Düker das Bett der Donau, bevor sie das Wasser von der Entnahmestelle (Grundwasserbrunnen auf einer Donauiinsel) nach der Pumpstation führt. — In Hannover sind zwei Gruppen von Grundwasserbrunnen je an ein Heberrohr angeschlossen; beide Rohre vereinigen sich sodann zu einem, welches für 13500 cbm Tagesleistung bei 2,2 m Absenkung des Spiegels in den Brunnen berechnet wurde. Jeder Brunnen kann durch den Schieber seines Saugrohres aus seiner Gruppe einzeln ausgeschaltet werden. Das Heberrohr ist mit einem Dampf-Luftsauger versehen, welcher dasselbe mit Wasser füllt und etwa angesammelte Luft entfernt; außerdem hat es Verbindung mit dem zum Hochbehälter führenden Druckrohr. Um die Füllung durch dieses zu ermöglichen, und gleichzeitig ein etwaiges Abreißen des Wassers zu verhindern, sind in den Entnahmeschächten Rückschlagventile angebracht.<sup>76)</sup> — Eine Anlage, bei welcher die Entlüftung und das Füllen durch Handbetrieb vorgenommen wird, findet sich beim Fort St. Marie a. d. Schelde. Die Heberleitung vertritt hier eine Entwässerungsschleuse, welche mit Rücksicht auf eine etwaige Belagerung für unzulässig gehalten wurde. — In F. 11<sup>a-c</sup>, T. II ist ein von Eger ausgeführtes Beispiel dargestellt, in welchem durch Anwendung einer Heberleitung die kostspieligere und schwierigere Herstellung eines Flusdükers vermieden wurde. Der 120 m lange und 0,15 m weite aus gusseisernen Röhren bestehende Heber führt das Kanalwasser der von zwei Oderarmen umflossenen und von 5000 Menschen bewohnten Sandinsel zu Breslau dem Entwässerungsnetz des rechten Flufsuferes zu. Er ist an dem eisernen Überbau der Vordom-Brücke aufgehängt und mit einer selbstthätigen Entlüftungsvorrichtung ausgestattet, welche durch die städtische Wasserleitung betrieben wird. Diese ist an einem im höchsten Punkte des Hebers befestigten Kessel *L* angebracht, in welchem sich die beim Betriebe frei werdenden Gase sammeln und besteht aus einer Wasserstrahlpumpe, welche durch einen in dem Kessel auf- und niedergehenden Schwimmer in Betrieb gesetzt und geschlossen wird. In der unten angegebenen Quelle<sup>77)</sup> ist noch darauf

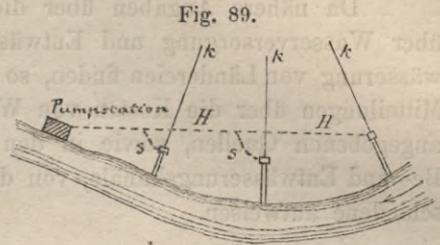
<sup>75)</sup> Civilingenieur 1888, Heft 7.

<sup>76)</sup> Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 512 u. folg. — Ein durch Spindel bewegliches Abschlußventil für die 1800 m lange Heberleitung des Wasserwerks Mannheim ist abgebildet in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 602.

<sup>77)</sup> Deutsche Bauz. 1891, S. 122; Gesundheits-Ing. 1886, S. 183, 784.

hingewiesen, daß die Entlüftungsvorrichtung am sichersten arbeitet, wenn die Luft nicht ausgesaugt, sondern durch Füllung mit Wasser ausgepresst wird. Zu diesem Zwecke wird empfohlen, den Behälter *L* mit dem Heber durch ein kurzes, mit einem Dreiweghahn versehenes Rohr zu verbinden, sodafs der Heber von dem Luftkessel ohne Störung seines Betriebes abgeschlossen werden kann.

Eine weitere Anwendung des Hebers für städtische Entwässerungsanlagen ist für Potsdam in Aussicht genommen, wo der Inhalt der bereits vorhandenen Kanäle *k* (Fig. 89) dem anzulegenden Pumpwerk nicht durch einen tiefliegenden Abfangkanal, sondern durch eine mit Zweigleitungen *s* versehene Heberleitung *H* zugeführt werden soll, nachdem eine Heberanlage für Kanalwasser in der Berliner Vorstadt sich längere Zeit hindurch bewährt hat.<sup>78)</sup> Durch die Anwendung solcher Heber lassen sich erhebliche Ersparnisse erzielen.



Heber von kürzerer Länge werden im Wasserbau schon seit langer Zeit zu den verschiedensten Zwecken angewendet: zum Ablassen von Teichen, zur selbstthätigen Regelung von Wasserständen bei Sammelbehältern und Kanalhaltungen<sup>79)</sup>, zur Speisung von Gräben, zur Zuleitung des Aufschlagwassers für Turbinen<sup>80)</sup>, zu Bewässerungszwecken<sup>81)</sup>, zur Wasserbewältigung, namentlich beim Bergbau, zur Spülung von Entwässerungskanälen (siehe Kap. VIII) u. s. w.

Nicht selten kommt es vor, daß eine geschlossene, durch natürliches Gefälle in Thätigkeit gesetzte Zuleitung streckenweise heberartig wirkt, sobald nämlich die Drucklinie sich so tief senkt, daß sie unter die Oberkante der Leitung herabgeht. Bei der 8300 m langen, 0,63 m weiten gußeisernen Verbindungsleitung zwischen der Sammelstube des Aufschlußkanals und dem Niederbehälter der Königsberger Wasserleitung tritt dieser bei der Anlage nicht beabsichtigte Fall häufig infolge niedriger Wasserstände in der Sammelstube ein. Einzelne Scheitelstrecken der mit nicht ganz regelmäfsigem Gefälle verlegten Leitung wirken dann als Heber und bekunden, wie durch Anbohren festgestellt ist, eine ziemlich stark auftretende saugende Thätigkeit. Gleichzeitig sammelt sich in diesen Strecken Luft an, welche den wassergebenden Querschnitt der Leitung erheblich beeinträchtigt und deren Entfernung mit Schwierigkeiten verknüpft ist.<sup>82)</sup>

**§ 7. Kosten der Wasserleitungen.** Einige Angaben über die Kosten ausgeführter Anlagen sind bereits am Schlusse des § 4 gemacht und es möge hier nur ergänzend bemerkt werden, daß die Ausgaben, welche im Laufe der letzten Jahrzehnte zur Versorgung der auf der Erde befindlichen Städte mit Wasser gemacht worden sind, sich wahrscheinlich auf  $2\frac{1}{2}$  bis 3 Milliarden Mark belaufen. Fast ebenso hoch sind die Ausgaben für städtische Entwässerungsanlagen, da die Notwendigkeit der Zuführung

<sup>78)</sup> Über die zur Sicherstellung der dauernden Wirksamkeit der Heber geplanten Vorrichtungen siehe Vogdt i. d. Deutschen Bauz. 1890, S. 589.

<sup>79)</sup> Hagen a. a. O. Bd. I, S. 231 u. Bd. IV, S. 251; Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 447 (Abflußheber von 0,75 m Weite für den Staubehälter von Mittersheim; größte Abflußmenge 6 cbm i. d. Sek.).

<sup>80)</sup> Rühlmann, Allgem. Maschinenlehre 2. Aufl., Bd. I, S. 413.

<sup>81)</sup> Ein im oberen Thale des Allier ausgeführter selbstthätiger Heber für Berieselungszwecke ist beschrieben im Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 399 (m. Abbild.)

<sup>82)</sup> Die in einem ähnlichen Falle beobachteten Übelstände sind besprochen in Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 383. (Reitemeyer. Wasserleitung vom Sieberthale zum Bahnhof Herzberg.)

reinen und der Ableitung des verunreinigten Wassers sich auch in den kleineren Städten als immer notwendiger herausstellt. Berücksichtigt man daneben die Ausgaben für Leitungen zur Bewässerung von Ländereien, welche nicht allein in Europa, sondern mehr noch in der heißen Zone eine bedeutsame Rolle spielen, sowie die Kosten für Anlage künstlicher Wasserläufe zur Gewinnung von Wasserkraften und Speisung von Schiffahrtskanälen, so darf man behaupten, daß die Aufwendungen für Wasserleitungen eine bedeutsame Rolle in der heutigen Kultur spielen.

Da nähere Angaben über die Kosten einzelner Anlagen sich in den Kapiteln über Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, sowie über die Be- und Entwässerung von Ländereien finden, so kann hier auf dieselben verwiesen werden. Weitere Mitteilungen über die Kosten von Wasserleitungen findet man u. a. auch in den unten angegebenen Quellen, sowie in den Mitteilungen französischer Ingenieure über größere Be- und Entwässerungskanäle, von denen u. a. die Annales des ponts et chaussées verschiedene aufweisen.

### Litteratur,

soweit dieselbe nicht schon in den Anmerkungen des vorstehenden Kapitels mitgeteilt ist.

#### a. Selbständige Schriften.

- Darcy, H. Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Paris. 1856.  
 Darcy et Bazin. Recherches hydrauliques. 1<sup>e</sup> partie. Paris 1865.  
 Debauxe, A. Manuel de l'ingénieur des ponts et chaussées. 15. fasc. Traité des eaux. 1<sup>e</sup> partie, Hydraulique. Paris 1875. — 16. fasc. Distribution d'eau. Paris 1875.  
 Dupuit, J. Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux courants. 2. édit. Paris 1865.  
 Kutter, W. R. Kurzer Bericht über die neuen Theorien der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen von Darcy-Bazin und Humphreys-Abbot. Bern 1868.  
 Weisbach, J. Ingenieur- und Maschinenmechanik, 5. Aufl., v. G. Hermann. 1. Teil. Braunschweig 1875.  
 Gordon, R. Fragment containing a discussion of a new formula for the flow of water in open channels. Milano 1873.  
 Gordon, R. On the theory of the flow of water in open channels. Rangoon 1875.  
 Humber. A comprehensive treatise on the water-supply of cities and towns. London 1876.  
 Higham, T. Hydraulic tables for finding the mean velocity and discharge in open channels, specially adapted to the most recent formulae. London 1877.  
 Harder. Theorie der Bewegung des Wassers. Hamburg 1878.  
 Fanning. A practical treatise on water-supply engineering. New-York 1877.  
 Heinemann. Rationaltheorie der Bewegung des Wassers. Hagen 1879.

#### b. In Zeitschriften.

- Darcy, H. Rapport sur un mémoire sur des recherches expérimentales relatives aux mouvements des eaux dans les tuyaux. Comptes rendus 1854, Band 38, S. 1109.  
 Bornemann, K. R. Darcy's neue Versuche über die Bewegung des Wassers in Kanälen und Röhren. Civiling. 1858, S. 118.  
 Dupuit, J. Die Ausführung und Unterhaltung der Wasserleitungen mit besonderer Berücksichtigung der Pariser Wasserwerke. Allg. Bauz. 1862, S. 207.  
 Hagen. Über den Einfluß der Temperatur auf die Bewegung des Wassers durch Röhren. Zeitschr. f. Bauw. 1854, S. 357.  
 Zeuner. Neue Versuche über die Bewegung des Wassers in Röhrenleitungen bei kleinen Druckhöhen. Civiling. 1855, S. 84.  
 Weisbach, J. Versuche über den Widerstand des Wassers bei seiner Bewegung durch Röhren. Civiling. 1863, S. 19.  
 Weisbach, J. Versuche über den Ausfluß des Wassers unter sehr kleinem Drucke. Civiling. 1864, S. 171.

- Lucas. Sur l'établissement des canaux d'irrigation et de dessèchement sous la condition du minimum de dépense. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 225.
- Dupuit, J. Beitrag zur Theorie über die Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Allg. Bauz. 1866, S. 22.
- Keelhoff. Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Polyt. Centralbl. 1866, S. 374.
- Kutter, W. R. Über die Geschwindigkeitsformel für Gewässer. Polyt. Journ. Bd. 190, S. 265.
- Hübbe. Zur Berechnung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1869, S. 659.
- Niemann. Über die Bewegung des Wassers in Strömen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1870, S. 145, 165.
- Junker. Zur Berechnung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1870, S. 44, 122, 379.
- Bazin. Des formules nouvellement proposées pour calculer le débit des canaux découverts. Ann. des ponts et chaussées 1871, I. S. 9; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 553.
- Hydrodynamic formulae. Engng. 1873, Juli, S. 13; Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 295.
- Lampe, C. J. H. Untersuchungen über die Bewegung des Wassers in Röhren. Civiling. 1873, S. 1.
- Montgolfier, de. Travaux exécutés pour la conduite d'eau de la ville de St. Etienne et la construction du réservoir du Furens. Ann. des ponts et chaussées 1875, I. S. 99.
- Wertheim. Über den Druckhöhenverlust beim Durchgange des Wassers durch gusseiserne Rohrleitungen. Deutsche Bauz. 1875, S. 196.
- The motion of water in pipes. American Artizan, Band 19, S. 46.
- Canal d'irrigation de la Bourne. Nouv. ann. de la constr. 1878, S. 119.
- Darrach. Die Bewegung des Wassers in Röhren. Nach den Transact. of the American soc. of civ. eng. bearbeitet von Halbertsma. Journ. f. Gasbel. u. Wasserversorg. 1879, S. 236.
- Zulässige Geschwindigkeit in Gräben. Iron 1879, S. 67 u. 68.
- Vogt. Druckhöhenverlust in geschlossenen Rohrleitungen. Deutsche Bauz. 1880, S. 484.
- Wasserleitung der Drahtseilbahn Lausanne-Ouchy (Wagen zur Reinigung der <sup>600</sup>/<sub>720</sub> mm weiten Cementrohrleitung). Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 3.
- Die Formeln für den Leitungs-Widerstand in Röhren. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 540.
- Salbach, B. Das neue Wasserwerk der Stadt Kiel. Journ. f. Gasbel. u. Wasserversorg. 1881, S. 395.
- Schutz der Gewerbekanäle gegen Treibeis. Deutsche Bauz. 1881.
- Leitungsbrücke für einen Holzkanal zum Betriebe einer Goldwäscherei in Kalifornien. New-Yorker Techniker 1882, S. 162; Scientific American 1882, S. 5127.
- Wasserleitung von Bologna. Gesundheits-Ing. 1882, S. 275.
- Vodicka, W. Versuche über die Bewegung des Wassers in Röhren-Dükern. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 324.
- Falconetti's Syphon. Nouv. ann. de la constr. 1884, S. 9.
- Obstruction de conduites en fer. Nouv. ann. de la constr. 1885, S. 46.
- Giral. Selbstthätiger Heber für Entwässerungen. Génie civil 1885, S. 254. Polyt. Journ. 1885, S. 110. Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 399.
- Stricker. Die römischen Wasserleitungen von Lyon. Deutsche Vierteljahrsschr. f. öff. Gesundheitspf. 1885, S. 629.
- Aqueduct under the Harlem river. Scientific American 1885, S. 367.
- Wooden water pipes. The Manufacturer and Builder 1885, S. 4.
- Vodicka. Wassermessung an einer Steinzeug-Röhrenleitung. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 260.
- A. J. Krieger. Über den Leitungswiderstand in Röhren. Tijdschrift van het Koninglijk instituut van ingenieurs 1885/6, S. 356.
- Briffault. Constantinople Waterworks. Minutes of proceedings of the Inst. of Civ.-Eng. 1886, S. 331.
- Zur Bildung von Rostknollen in gusseisernen Wasserleitungsröhren. Polyt. Journ. 1886, S. 564.
- v. Wessely. Das Prefsburger Wasserwerk. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 219.
- Distribution d'eau de Grenoble. Nouv. ann. de la constr. 1887, S. 91.
- Wasserversorgung Konstantinopels. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 32.
- Heber von 1,55 m Weite zur Entnahme des Wassers aus einem Sammelbehälter. Engineering vom 8. Juli 1887.
- Heberanlage in einem Entwässerungskanal in Nordamerika. Minutes of proceedings of the institution of the London Civil-Engineers 1887, S. 429.
- Heberanlage am Fritzöe-Werk in Norwegen (zwei Heber von je 1,57 m Durchmesser zum Betriebe von 16 Turbinen). Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 180.
- Knauff. Geschwindigkeitsformeln für städtische Leitungen. Gesundheits-Ing. 1887, S. 13 u. 57; 1888, S. 671.
- Ritter. Alimentation de Paris par les eaux de Jura. Mémoire de la société des ing. civ. 1888, S. 238.
- Die Bewegung des Wassers in Rohrleitungen nach der Lehre von Maurice Lévy. Génie civil 1888, S. 311.

Die Versorgung von Paris aus dem Neuenburger See. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 879.  
 Müller. Rechen mit transportierender Bewegung. Centralbl. der Bauverw. 1888, S. 8.  
 Mühlrechen, Patent Heyn. Dasselbst 1888, S. 464.  
 Heizbarer Rechen für Mühlgerinne. Dasselbst 1888, S. 520.  
 Unterführung von Gräben unter dem Oder-Spree-Kanal. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 17.  
 Vallot, Mouvement de l'eau dans les tuyaux circulaires. Ann. industr. 1888, S. 243.  
 Brush. Friction and waste of water in mains. Sanit. Engng. 1888, S. 77.  
 Van der Mensbrugge. Théorie du siphon. Cosmos 1889, S. 434.  
 Die Unterführung des Harlem-Flusses durch den Aquadukt der New-Yorker Wasserleitung. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 351.  
 Entwurf zu einem oberrheinischen Schifffahrtskanal (Unterführung der Zorn und des Bachgrabens bei Kurzenhausen). Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 52.  
 Syphons en bois, bief de partage du canal de l'Est. Revue industr. 1889, S. 508.  
 Mau. Untersuchungen über die Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen. Zeitschr. für Bauw. 1890, S. 75.  
 Tabellen über die Wasserführung runder und eiförmiger Kanäle bei verschiedener Tiefe. Engineer 1890, Mai, S. 329.  
 Wirkung des Wasserstoffes in Röhren. Journ. of the Franklin-Institute 1890, Bd. 129, S. 328.  
 Die neue Croton-Wasserleitung nach New-York. Dasselbst I, S. 135.  
 Die Wasserleitung der Stadt Covington am Ohio. Sanitary engineer 1890, Bd. 21, S. 151, 168, 199.  
 An arched water main. The Engineering Record. 1891, S. 7.  
 Herstellung der Laibung des Hudson-Tunnels. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 100.  
 Richou. Distribution d'eau de Naples. Génie civil 1891, S. 257 (insbesondere Besprechung der Düker von Cancello und Tronti).

## V. Kapitel.

# Die Wasserversorgung der Städte.

### Erster Abschnitt.

### Voruntersuchungen.

Bearbeitet von

**A. Frühling,**

Stadtbaurat a. D. in Dresden.

(Mit 22 Textfiguren.)

**§ 1. Einleitung.** Das Wasser bildet nicht nur einen unentbehrlichen Bestandteil der Nahrung, welche Menschen und Tiere täglich zu sich nehmen, sondern es ist auch das wesentlichste Mittel zur Reinigung unseres Körpers, unserer Nahrungsmittel und der Gegenstände, welche uns umgeben. Vorhandene Quellen und natürliche Wasserläufe haben deshalb schon in den frühesten Zeiten der Menschheit zur Ansiedelung Veranlassung gegeben, und erst später hat die Kunst, Brunnen zu graben, die Wohnplätze der Menschen unabhängig von den natürlichen Erscheinungsformen des Wassers gemacht. In alten Kulturländern, namentlich in China, Ägypten und Palästina finden sich Brunnen, die schon vor Jahrtausenden angelegt wurden und zum Teil noch heute benutzt werden<sup>1)</sup>; ebenso häufig trifft man auf uralte Reste von Bauwerken, welche den Zweck hatten, das in der Regenzeit zufließende Wasser in Behältern aufzusammeln und es den Bewohnern zum eigenen Bedarf, sowie zur Bewässerung ihrer Felder in den trockenen Monaten zuzuführen. Mit der wachsenden Zahl der Bewohner erhielten die Anlagen zur Gewinnung und Sammlung, sowie diejenigen zur Leitung des Wassers eine immer größere Bedeutung und bildeten sich allmählich, als die Ansiedelungen zu größeren Städten heranwuchsen, zu Anlagen aus, die man heute Wasserwerke zu nennen pflegt.

Die Ausgrabungen der letzten zwanzig Jahre haben dargethan, daß solche Wasserwerke nicht bloß in den großen, sondern auch in vielen kleineren Städten des Altertums und überhaupt viel häufiger vorhanden waren, als man bis dahin geglaubt hatte. Die Kunst, entfernt liegende Quellen und Wasserläufe der Verbrauchsstelle zuzuführen,

<sup>1)</sup> z. B. die Brunnen in Mekka, bei Gizeh und Theben, der Josephsbrunnen in Kairo, der Davidsbrunnen zwischen Bethlehchem und Jerusalem; der Jakobsbrunnen bei Sichem in Galiläa; desgleichen ein Teil der Tiefbrunnen im südwestlichen China.

wurde schon vor der Gründung Roms in Kleinasien und Ägypten vielfach geübt und auch die Griechen hatten schon gröfsere Anlagen dieser Art ausgeführt, als sich Rom noch mit dem Wasser des Tiber-Flusses, des Fuciner Sees oder mit Brunnenwasser begnügte. So erhielt die Stadt Samos auf der gleichnamigen Insel bereits im 6. Jahrhundert v. Chr. unter Polykrates eine Quellwasserleitung, welche einen Tunnel von mehr als 1000 m Länge aufweist und in Baugruben bis zu 15 m Tiefe hergestellt ist. Mit der Appia Claudia, welche 313 v. Chr. eröffnet wurde, haben dann die Römer eine Reihe von grofsartigen Werken begonnen, welche nicht allein ihre Hauptstadt, sondern auch zahlreiche Städte der eroberten Provinzen mit Wasser versorgten. Reste solcher Anlagen finden sich u. a. noch bei Arles, Avignon, Arcueil, Lyon, Mainz, Nimes, Paris, Trier, und aufser Rom erhalten noch heute mehrere Städte (Antibes, Bologna, Metz, Segovia, Sevilla, Spalato) ihre Versorgung durch Leitungen, welche noch teilweise aus der Römerzeit stammen. Auch Konstantinopel wurde, nachdem es 330 n. Chr. zur Hauptstadt des weströmischen Reichs gewählt war, mit einer Wasserleitung versehen, welche sowohl durch Quellen, als durch Sammelbehälter in den benachbarten Bergen gespeist wurde.

Das Mittelalter hat mit wenigen Ausnahmen neue Anlagen zur Wasserversorgung von Städten nicht geschaffen und liefs die ihm aus den ersten Jahrhunderten unserer Zeitrechnung überkommenen Werke zum Teil verfallen. Erst der neueren Zeit blieb es vorbehalten, den Einwohnern grofser und dichtbebauter Städte auch in den höchstgelegenen Wohnungen das Wasser in einem Grade zugänglich zu machen, wie es bei den Anlagen der Römer, welche ein eigentliches, unter Druck stehendes Rohrnetz nicht kannten, auch nicht annähernd der Fall sein konnte. Nicht allein die Haushaltungen sind dadurch in der Lage, zu jeder Zeit eine reichliche Menge reinen und gesunden Wassers zur Verfügung zu haben, sondern auch zahlreiche Gewerbeanlagen, für welche das Vorhandensein von gutem Wasser eine Lebensfrage ist, haben, dank der Einführung von Wasserleitungen, einen wesentlichen Aufschwung genommen. Besonders wichtig wird aber die Wasserleitung dadurch, dafs sie es möglich macht, die durch das zugeführte Wasser aufgenommenen Verunreinigungen auf unterirdischem Wege abzuführen und dadurch der gesundheitsschädlichen Aufspeicherung der Schmutzstoffe entgegenzuwirken. Wie sehr sich ferner das Äufsere einer Stadt durch die ausgiebige Benutzung der Wasserleitung zur Strafsensprengung, zum Bewässern der öffentlichen Anlagen und Gärten, durch Anlage von Springbrunnen u. s. w. zu ihrem Vorteil verändert, braucht nicht weiter ausgeführt zu werden.

Um den Entwurf für ein Wasserwerk aufzustellen, ist

1. die Kenntnis der Wassermenge erforderlich, auf deren Lieferung das Werk einzurichten ist. Ferner müssen
2. die Anforderungen bekannt sein, welche an die Beschaffenheit des zuleitenden Wassers zu stellen sind, sowie
3. die Druckhöhen, unter denen das Wasser den einzelnen Verbrauchsstellen zuzuführen ist. Unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse ist
4. die Wahl des Bezugsortes ins Auge zu fassen. Liegt derselbe so hoch, dafs der erforderliche Druck zur Versorgung genügt, so kann
5. die Zuleitung ganz oder teilweise als Kanal ohne inneren Überdruck hergestellt werden, während eine künstliche Hebung die Herstellung einer Druckleitung bedingt. An die Zuleitung schliesst sich

6. das Röhrennetz, welches den Zweck hat, das von der Zuleitung herbeigeschaffte Wasser den einzelnen Verbrauchsstellen zuzuführen; hierbei ist
7. die Einrichtung von Druckzonen je nach der Höhenlage der Versorgungsbezirke in Erwägung zu ziehen, denen das Wasser
8. durch besondere Pumpwerke zugeführt wird, sofern der natürliche Druck nicht ausreicht.

Damit die erforderliche Wassermenge aus den von der Natur dargebotenen Bezugsquellen in gleichmässiger Menge entnommen werden kann, sind in der Regel

9. Anlagen zur Gewinnung des Wassers erforderlich, denen sich unter Umständen
10. solche zur Reinigung anschliessen. Ausserdem bedarf fast jedes Wasserwerk
11. Vorrichtungen zur Aufspeicherung des Wassers, um die Schwankungen des Verbrauchs gegenüber der Zuleitung auszugleichen.

Im ersten Abschnitt des vorliegenden Kapitels sollen die unter 1. bis 4., im zweiten die unter 5. bis 8. aufgeführten Punkte erörtert werden, soweit die Zuleitungen nicht bereits im IV. Kapitel behandelt sind. Die Besprechung der Gewinnung, Reinigung und Aufspeicherung (No. 9 bis 11) ist einem besonderen Kapitel (VI) vorbehalten, weil die hierzu erforderlichen Anlagen sich nicht auf städtische Wasserwerke beschränken, sondern auch bei manchen anderen Gelegenheiten ausgeführt werden.

Über die geschichtliche Entwicklung und die Bedeutung der Wasserleitungen sowie über Einzelheiten älterer Anlagen findet man Näheres in:

E. Curtius. Über städtische Wasserbauten der Hellenen. Berlin 1847.

Sextus Frontinus. Commentarius de aquaeductibus urbis Romae. Deutsch von Dederich 1844.

Dupuit. Die Ausführung und Unterhaltung der Wasserleitungen mit besonderer Berücksichtigung der Pariser Wasserwerke. Allg. Bauz. 1862, S. 207—223.

Bauer, B. Die Wasserwerke Roms im Anfange der Kaiserzeit. Berlin 1876 (Abdruck aus der volkswirtschaftl. Vierteljahrsschrift).

Th. Beck. Historische Notizen über die Wasserversorgung von Rom. Civilingenieur 1887, S. 343 und Journ. f. Gasbel. u. Wasserversorg. 1887, S. 1102.

Stricker. Die römischen Wasserleitungen von Lyon. Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1885, S. 629.

Forchheimer. Die ältere Wasserversorgung von Konstantinopel. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, No. 31 u. 32 (auszugsweise in der Deutschen Bauz. 1892, No. 5, S. 27).

Reuleaux. Über das Wasser in seiner Bedeutung für die Völkerwohlfahrt (Vortrag). Berlin 1871.

Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst, I. Teil, Bd. I, 3. Aufl. Berlin 1869.

Uffelman. Die öffentliche Gesundheitspflege im alten Rom. Virchow-Holtzendorff'sche Vorträge 1880, XV. Serie.

Friedländer. Sittengeschichte Roms, 1881, I. u. III.

Frauenholz. Das Wasser mit Bezug auf wirtschaftliche Aufgaben der Gegenwart. München 1881.

Fabricius, E. Wasserleitung des Eupalinos auf Samos. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 678.

Lepsius, B. Über das Wasser in seiner Bedeutung für die Versorgung der Städte mit Nutzwasser und Trinkwasser (Vortrag). Frankfurt a. M. 1886.

Bassel. Antike Wasserleitung des Macrinus in Neapel. Centralbl. der Bauverw. 1886, S. 27.

**§ 2. Erforderliche Wassermenge.** Die Bestimmung der zur Befriedigung der menschlichen Bedürfnisse erforderlichen Wassermenge ist sehr wichtig und nur durch sorgfältige Ermittlungen auf Grund der gemachten Erfahrungen, sowie unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse möglich. Sie wechselt nach der Wohlhabenheit, den Gewohnheiten und dem Reinlichkeitsbedürfnis der Bewohner, nach dem Umfange des gewerblichen Betriebes und nach den Ansprüchen, welche an die öffentlichen Ein-

richtungen (Springbrunnen, Badeanstalten u. s. w.) gestellt werden, namentlich aber nach dem Preise des Wassers und der Art der Abgabe desselben. Zugleich ist der Gesichtspunkt festzuhalten, daß mit der Gelegenheit zum Verbrauch dieser selbst steigt. Deshalb dürfen auch solche Orte nicht zur Vergleichung herangezogen werden, wo die Wasserleitung erst kurze Zeit besteht oder wo man gezwungen ist, das Wasser aus Brunnen herbeizuholen; vielmehr können nur die Erfahrungen von Städten maßgebend sein, welche schon eine Anzahl von Jahren aus einer Wasserleitung versorgt werden.

Auf Grund solcher bei deutschen Wasserwerken gesammelter Erfahrungen hat ein Ausschufs des deutschen Vereins der Gas- und Wasserfachmänner im Jahre 1884 folgende Vorschläge zur Ermittlung des Wasserbedarfs gemacht:

#### A. Gebrauchswasser in Wohngebäuden und Stallungen.

Zum Trinken, Kochen und Reinigen f. Kopf u. Tag . . . . .	20—30	1
Zur Wäsche desgl. . . . .	10—15	"
" Klosetzpülung (einmalig) . . . . .	5—6 <sup>2)</sup>	"
" Spülung eines Pissoirs in Zwischenräumen (nach jeder Benutzung) f. d. Tag im Durchschnitt . . . . .	30	"
" dauernden Pissoir-Spülung, für 1 m Spülrohr und Stunde . . . . .	200	"
Ein Wannenbad . . . . .	350	"
" Brausebad . . . . .	20—30	"
Gartenbesprengung an trockenen Tagen f. d. qm . . . . .	1,5	"
Für Fußweg- und Hofbesprengung f. d. qm . . . . .	1,5	"
" ein Arbeitspferd oder ein Stück sonstiges Großvieh täglich . . . . .	50	"
" ein Stück Kleinvieh . . . . .	10 <sup>3)</sup>	"
(1 Kalb oder Schaf 8 l, 1 Schwein 13 l).		
" Reinigung eines Wagens zum Fahren von Personen	200 <sup>4)</sup>	"

#### B. Wasserbedarf öffentlicher Anstalten.

In Schulen für jeden Schüler und Schultag . . . . .	2	"
" Kasernen " " Mann " Verpflegungstag . . . . .	20	"
" " " jedes Pferd " " " . . . . .	40	"
" Kranken- und Versorgungshäusern für 1 Person und Verpflegungstag . . . . .	100—150	"
" Gasthöfen für 1 Person und Verpflegungstag (ohne Wasserdruckaufzüge) . . . . .	100	"
" Badeanstalten für jedes Wannenbad einschl. Reinigung	500	"
" Waschanstalten für 100 kg Wäsche . . . . .	400 <sup>5)</sup>	"
" Schlachthäusern, Gesamtverbrauch für jedes Stück geschlachtetes Vieh . . . . .	300—400 <sup>6)</sup>	"

<sup>2)</sup> Nach anderen Annahmen sind 2 cbm jährlich f. d. Kopf der Bevölkerung zu rechnen.

<sup>3)</sup> Nach anderen Annahmen gebraucht 1 Stück Jungvieh 25 l, ein Schwein 20 l, ein Schaf 2—3 l.

<sup>4)</sup> Für einen Lastwagen genügen 40—100 l je nach Größe und Art der Reinigung.

<sup>5)</sup> Für einzelne Waschstände werden 1,2 cbm täglich gerechnet.

<sup>6)</sup> Die angegebene Zahl gilt vielfach nur für Großvieh und wird für Kleinvieh auf 150—200 l beschränkt.

In Markthallen, für jedes qm bebaute Fläche und jeden Markttag . . . . .	5	1
„ Bahnhöfen, Tagesbedarf für jede im Gebrauch befindliche Lokomotive . . . . .	6000—8000 <sup>7)</sup>	„

## C. Für sonstige öffentliche Zwecke.

Straßenbesprengung für Pflasterflächen für das qm . . . . .	1	„
„ „ „ chaussierte Flächen . . . . .	1,5	„
Öffentliche Gartenanlagen, an trockenen Tagen einmal begossen, für das qm . . . . .	1,5 <sup>8)</sup>	„
Öffentliche Pissoirs, mit Spülung in Zwischenräumen, für Stand u. Stunde . . . . .	60	„
Öffentliche Pissoirs mit beständiger Spülung für 1 m Spülrohr u. Stunde . . . . .	200 <sup>9)</sup>	„
Öffentliche Ventilbrunnen, ohne beständigen Abfluss, für jeden Auslauf u. Tag . . . . .	3000 <sup>10)</sup>	„

## D. Für gewerbliche Zwecke.

Brauereien, Gesamtverbrauch für das Hektoliter gebrauten Bieres (ohne künstliche Kellerkühlung und Eisbereitung) . . . . .	500 <sup>11)</sup>	„
--	--------------------	---

Dampf- und Gasmachines. Ist auf die Versorgung von Dampfmaschinen durch die Wasserleitung Rücksicht zu nehmen, so kann man für eine Dampfmaschine ohne Kondensation etwa 30 l und für eine solche mit Kondensation je nach dem Grade derselben bis zu 800 l für Pferdekraft u. Stunde rechnen. Letztere Zahl gilt für vollständige Kondensation und durchgängige Erneuerung des gebrauchten Kondensationswassers (also ohne Wiederverwendung desselben nach erfolgter Abkühlung). — Der Betrieb von Gasmachines erfordert 40—60 l Kühlwasser für 1 cbm Gas.

Springbrunnen. Ein kleiner Springbrunnen in Gärten für Becken von 2—3 m Durchmesser beansprucht 200—500 l in der Stunde; öffentliche Springbrunnen je nach ihrer Gröfse 10—100 cbm stündlich und mehr.

Das Verbauen von 1000 Ziegeln einschliesslich des Wassers zur Mörtelbereitung erfordert etwa 750 l Wasser.

<sup>7)</sup> Die einmalige Speisung einer Lokomotive erfordert 6—8 cbm Wasser; eine Schnellzugmaschine verbraucht 3,4—4 cbm, eine Güterzugmaschine 2,1—3,6, eine Maschine für gemischte Züge 3,0—3,6 cbm i. d. Stunde; bei der Berechnung des Tagesbedarfs ist das Wasser für Wagenwaschen, sowie für den Verbrauch in den Werkstätten u. s. w. zu berücksichtigen. Vergl. auch G. Meyer. Eisenbahnmaschinenbau, III. Teil. Berlin 1886, Kap. 6.

<sup>8)</sup> Die Wassermenge, welche zur Besprengung der etwa  $1\frac{1}{6}$  Millionen qm haltenden Berliner Anlagen, bezw. der darin befindlichen Wege verwendet wurde, wird durch Wassermesser gemessen und betrug jährlich 1888/89 = 197 l, 1889/90 = 185 l für das qm, was der Aufbringung einer Wasserschichthöhe von 19,7 bezw. 18,5 cm entspricht.

<sup>9)</sup> In Berlin werden bei beständiger Spülung unter Anwendung von Stellhähnen (Kaliberhähnen) 3—3,5 cbm in 24 Stunden gebraucht.

<sup>10)</sup> Der Verbrauch hängt sehr von dem Umfange der Benutzung ab; für Brunnen mit beständigem Abfluss sind 15—20 cbm täglich zu rechnen.

<sup>11)</sup> Die Wassermenge für künstliche Kühlung (welche aber meistens besonderen Brunnen entnommen wird) beträgt 1,2—1,5 cbm für jedes Hektoliter Bier.

Die obige Einteilung, welche in ihren Grundzügen zuerst von Bürkli<sup>12)</sup> vorge schlagen wurde, ist der sonst üblichen Schätzung des Gesamtbedarfs vorzuziehen, weil die besonderen Verhältnisse der zu versorgenden Stadt besser berücksichtigt werden. Andererseits läßt sich die künftige Entwicklung des Verbrauchs nur selten vorher über sehen und aus diesem Grunde ein Zurückgreifen auf die Verbrauchsziffern in anderen Städten mit ähnlichen Verhältnissen nicht entbehren. Diese Ziffern stellen sich bei einigen deutschen Städten und bei der schweizerischen Stadt Zürich folgendermaßen:

Name der Stadt.	Jahr.	Verbrauch der Abnehmer bezw. Ein wohner in l für Kopf und Tag.				Nach Wassermesser wurden abgegeben o/o	Bemerkungen.
		Häusl. Zwecke	Gewerbl. Zwecke	Öffentl. Zwecke	Zu sammen		
Berlin . . . . .	1888/89	55,14		9,31	64,45	98	1 345 000 Abnehmer. Die Stadt hat fast durchweg Spülabtritte. Außerdem ent fallen 49,3 l für Kopf u. Tag auf Ent nahme aus Privatbrunnen.
Bochum . . . . .	1888/89	22,4	103,3	11,3	137	100	117 021 Abnehmer.
Breslau . . . . .	1886/87	50,34	21,28		71,62	"	287 000 Abnehmer; durchweg Spülabtritte (31 700 Stück).
Dresden . . . . .	1890	74,16		6,52	80,68	55,08	273 500 Einwohner.
Duisburg . . . . .	1888/89	117	94	4	215	50,9	38 580 Abnehmer.
Elberfeld . . . . .	1889/90	26,2	65,2	28,6	120	—	—
Magdeburg . . . . .	1888/89	65,5		23,5	89	73,6	193 000 Abnehmer; fast durchweg Spül abtritte.
München . . . . .	1890	94		46	140	71	—
Zürich . . . . .	1888	122	49	54	225	22	72 407 Abnehmer.

Aus dieser Tabelle geht davor, daß der Verbrauch an Wasser je nach den ört lichen Verhältnissen erheblichen Schwankungen unterworfen ist. Was zunächst

A. die Wassermenge für den häuslichen Gebrauch betrifft, so erklären sich die großen Verschiedenheiten nur teilweise durch die abweichende Lebensweise und die größere oder geringere Wohlhabenheit. So läßt der geringe Bedarf von 22,4 l in Bochum und Umgegend zwar auf bescheidene Ansprüche der vorzugsweise dem Ar beiterstande angehörenden Einwohner schließen, aber andererseits erklären auch viel weitergehende Bedürfnisse noch nicht einen Verbrauch von 117 l für Kopf und Tag in dem nahegelegenen Duisburg. Der Unterschied ist vielmehr im wesentlichen auf die Art der Wasserabgabe zurückzuführen, welche in Bochum unter Anwendung von Wassermessern geschieht, während in Duisburg die Einschätzung nach der Zahl der Wohnräume erfolgt, ohne den Einwohnern eine Beschränkung im Verbrauch aufzuer legen. Daß dadurch leicht eine gewisse Sorglosigkeit nicht allein in der Benutzung, sondern auch in der Instandhaltung der Hausleitungen Platz greift, ist durch mehrfache Erfahrungen außer Zweifel gestellt. So wurde 1884 in Frankfurt a. M. gelegentlich der Einführung von Bezirkswassermessern ermittelt, daß — abgesehen von anderen Un regelmäsigkeiten — 1171 Zapfhähne und 2395 Abtrittspüler undicht waren, wodurch fortdauernd große Wasserverluste entstanden.<sup>13)</sup> In Hamburg, wo die Versorgung unter Benutzung von Hausbehältern stattfindet, sank der Verbrauch im Jahre 1885 um 44 l für Kopf und Tag (von 248 auf 204 l), was im wesentlichen der Beseitigung zahlreicher

<sup>12)</sup> Bürkli. Anlage und Organisation städtischer Wasserversorgungen. Zürich 1867.

<sup>13)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 45.

schädhafter Leitungen durch den Abbruch einiger Viertel gelegentlich der Ausführung der Zollanschlufsbauten zugeschrieben wurde. In Magdeburg, wo der Verbrauch Ende der siebziger Jahre (1879) auf 180 l gestiegen war, sank er bald nach allgemeiner Einführung der Wassermesser (1882) auf 90 l und hat, trotz der gestiegenen Verwendung zu öffentlichen und gewerblichen Zwecken, diese Höhe seitdem noch nicht erheblich überschritten.

Ähnliche Beobachtungen in verschiedenen anderen Städten haben der Anwendung der Wassermesser im Innern der Häuser eine weite Verbreitung verschafft, welche noch im Zunehmen begriffen ist. Die Ausgaben<sup>14)</sup>, welche ihre Einführung, Ablesung und Unterhaltung erfordert, werden nach den durchgängig gemachten Erfahrungen mehr als aufgewogen durch die Ersparnis an den Betriebskosten des Wasserwerkes und durch die Möglichkeit, eine Erweiterung der Gewinnungsanlagen umgehen oder sie wenigstens noch eine Anzahl von Jahren hinausschieben zu können. Der obengenannte Ausschuss hat gleichwohl die Zumessung des Wassers für den Hausgebrauch nicht empfohlen, weil er fürchtet, daß dadurch eine die gesundheitliche Bedeutung der Wasserversorgung beeinträchtigende Sparsamkeit hervorgerufen werden möchte. Diese Befürchtung, welche durch den niedrigen Wasserverbrauch einiger mit Wassermessern versehenen Städte veranlaßt sein mag, läßt sich dadurch beseitigen, daß jeder Entnehmer den Betrag für einen reichlich bemessenen Mindestverbrauch zahlen muß, gleichviel, ob er denselben beansprucht oder nicht. So sind in München mindestens 36 M. Jahreszins für den kleinsten Anschluß von 13 mm Weite zu entrichten, wofür täglich 2 cbm verbraucht werden können; zeigt der Wassermesser mehr an, so werden für jedes weitere cbm 5 Pf. berechnet. Bei einem Anschluß von 19 mm Weite beträgt die Abgabe 90 M., wofür täglich 5 cbm entnommen werden dürfen u. s. w. Demgemäß sind bereits 85% der Anschlüsse mit Wassermessern versehen und der Gesamtverbrauch beträgt 140 l für Kopf und Tag, wovon 94 l auf häusliche und gewerbliche Zwecke entfallen. — In Nürnberg muß jede Anschlußstelle mindestens für 200 cbm jährlich bezahlen, während in anderen Städten in empfehlenswerter Weise auf die Größe der Häuser Rücksicht genommen wird. In Darmstadt beispielsweise, woselbst bezüglich der Gebäude Versicherungszwang besteht, richtet sich der kleinste jährliche Wasserzins neuerdings nach dem Brandsteuer-Kapital; derselbe beträgt für jede „Hofraithe“

10	15	20	25 M.
----	----	----	-------

bei einem Brandsteuer-Kapital

bis 10000	15000	20000	25000 M. einschließl.,
-----------	-------	-------	------------------------

ferner 30 M., wenn das Brandsteuer-Kapital sich auf mehr als 25000 M. beläuft. — Im übrigen wird der Verbrauch durch die Zahl der in den Häusern befindlichen Badeeinrichtungen und Privatpissoirs wesentlich beeinflusst, da die einmalige wöchentliche Füllung einer Badewanne den täglichen Wasserverbrauch der betreffenden Familie um 40 bis 50 l erhöht und bei den Pissoirs die Versuchung einer reichlichen und wo möglich beständigen Spülung nahe liegt, namentlich wenn die Zahlung in der Form einer festen Vergütung erfolgt. Dagegen beeinflusst das Vorhandensein von Spülabtritten den Wasserverbrauch nur unwesentlich, wie aus der obigen Zusammenstellung bezüglich der Städte Berlin, Breslau und Magdeburg hervorgeht. — Nach den Festsetzungen des obengenannten Ausschusses berechnet sich die zu häuslichen Zwecken erforderliche Wasser-

<sup>14)</sup> In Aachen kosteten 3427 Wassermesser 141 428,60 M., also jeder durchschnittlich 41,27 M. Die Instandhaltung erforderte 1,5% dieser Summe (Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 857).

menge für Kopf und Tag zu 35—51 l und diese Zahl schließt sich den Bedarfszahlen der meisten Städte an, welche seit einer Anzahl von Jahren mit Wasserleitung und zugleich mit Wassermessern versehen sind; immerhin empfiehlt es sich, mit der Möglichkeit einer Verbrauchssteigerung um etwa 20 l zu rechnen, namentlich wenn das Wasser leicht und billig zu beschaffen ist.

Wird jedoch der Wasserabgabe nach fester Vergütung (nach der Anzahl oder dem Flächeninhalte der Räume, dem Miets'ertragnis oder dem Bauwerte) der Vorzug gegeben und den Bewohnern freier Spielraum in der Benutzung gelassen, so ist nach den vorliegenden Erfahrungen der Verbrauch um 20—30 l höher anzusetzen; hierbei ist jedoch von dem starken Verbräuche Hamburgs abgesehen, weil diese Stadt zur Zeit noch eine Ausnahmestellung in der Art ihrer Versorgung einnimmt.

B. Der Wasserverbrauch für gewerbliche Zwecke bewegt sich in noch größeren Abstufungen, als derjenige für den häuslichen Bedarf, weil Umfang und Art der gewerblichen Thätigkeit sehr verschieden sind. In einzelnen Städten des westfälischen Industriebezirks übersteigt z. B. die Menge, welche von den Wasserwerken an die Fabriken abgegeben wird, den häuslichen Bedarf ganz erheblich; in Bochum entfielen 1888/89 auf jeden Kopf der versorgten Einwohnerzahl 103,3 l an Fabrik- und Gewerbewasser, in Duisburg 117 l und in Dortmund über 200 l oder 80% des Gesamtverbrauchs. Es ist übrigens zu berücksichtigen, daß bei wasserreichem Untergrunde die größeren Gewerbebetriebe der Stadt, denen es auf ein in gesundheitlicher Beziehung tadelloses Wasser weniger ankommt, ihren Bedarf auch nach Einführung der Wasserleitung aus eigenen Brunnen zu entnehmen und die Leitung nur im Notfall zu benutzen pflegen. So ist die Wassermenge, welche in Berlin für verschiedene Betriebe durch Privatbrunnen gewonnen wird, auf fast 50 l für Kopf und Tag zu schätzen und ähnliche Verhältnisse finden sich in zahlreichen anderen Städten. Die Wasserleitung wird dann vorzugsweise von kleineren Gewerbetreibenden benutzt, für welche sich die Anlage eines eigenen Brunnens nebst Pumpwerk nicht lohnt, oder welche auf das Wasser der Leitung wegen seiner Reinheit oder Weichheit angewiesen sind. Die nachfolgende Zusammenstellung, welche sich auf den Betrieb des Wasserwerkes der Stadt Halle von Jahre 1889/90 bezieht, läßt erkennen, wie sich diese Art der Wasserabgabe für verschiedene Gewerbe bei einer Mittelstadt von etwa 100 000 Einwohnern gestaltet.

An Bäcker wurden abgegeben . . . . .	10 287 cbm
„ Laboratorien und Apotheken . . . . .	8 722 „
„ Brauereien . . . . .	175 055 „
„ Maschinenfabriken . . . . .	119 618 „
„ Brennereien und Spritfabriken . . . . .	85 754 „
„ Fabriken für Mineral- und Maschinenöl . . . . .	19 393 „
„ Fleischereien . . . . .	21 632 „
„ Stärkefabriken . . . . .	31 463 „
„ Gastwirtschaften . . . . .	122 611 „
„ Zucker- und Cichorienfabriken . . . . .	70 798 „
„ Gerbereien . . . . .	2 608 „
zusammen . . . . .	667 941 cbm.

Hierzu kommen noch 303 306 cbm für den Bahnhof, sodafs sich rund 30 l für Kopf und Tag der angeschlossenen Bevölkerung ergeben. Es empfiehlt sich, auf einen ähnlichen Bedarf in mittleren und größeren Städten mit Aussicht auf eine spätere Stei-

gerung um 10 l auch dann zu rechnen, wenn eine gröfsere gewerbliche Thätigkeit zur Zeit der Ausführung des Wasserwerkes nicht vorhanden sein sollte, weil die Möglichkeit, gutes Wasser zu beziehen, manche Anlage erst ins Leben ruft. Für kleinere Städte, namentlich solche mit vorwiegend ackerbaureibender Bevölkerung, kann der Betrag bis zu 15 l niedriger angesetzt werden.

Zu erwähnen ist hier auch die Benutzung der Wasserleitung als Kraftquelle für Wasserdruckmaschinen, Krane, Aufzüge u. s. w. In Deutschland hat — mit Ausnahme von Hamburg — diese Art der Benutzung bisher wenig Eingang gefunden, wohl wegen zu hoher Betriebskosten gegenüber anderen Kraftquellen. In der genannten Stadt wurden 1887 gegen 30 Krane und Hebetische durch die Wasserleitung versorgt.

C. Der Wasserverbrauch für öffentliche Zwecke schwankt in den in obiger Liste verzeichneten Städten einschliesslich der Verluste, von welchen weiter unten die Rede sein wird, zwischen 4 und 28,6 l für Kopf und Tag und hängt nicht sowohl von der Gröfse und Ausdehnung der Stadt, als von ihrer Wohlhabenheit, ihrem Range (z. B. Residenz), dem Fremdenverkehr, dem Klima, der Leichtigkeit des Wasserbezuges und den Sitten und Gebräuchen ihrer Einwohner ab. Es wurden z. B. in Berlin, wo eine Messung bezw. genaue Abschätzung der einzelnen abgegebenen Wassermengen stattfindet, 1889/90 verwendet

zum Besprengen der Anlagen . . .	0,628%	der ganzen Wassermenge
„ Speisen der Springbrunnen . . .	0,700%	„ „ „
„ Spülen der Entwässerungskanäle	3,091%	„ „ „
„ „ „ Rinnsteine . . . . .	0,426%	„ „ „
„ Besprengen der Strafsen . . . .	2,503%	„ „ „
„ Bewässern der Bäume . . . . .	0,080%	„ „ „
„ Feuerlöschen . . . . .	0,004%	„ „ „
„ Spülen der öffentlichen Bedürfnis- anstalten und Pissoirs . . . . .	2,039%	„ „ „
zusammen . . . . .	9,471%	oder 6,4 l für Kopf und Tag.

In Dresden wurden zu gleichen Zwecken in demselben Jahre 6,5 l, in Breslau 2 l, in Halle 1,5 l verbraucht; doch ist das in den städtischen Verwaltungsgebäuden, in öffentlichen Anstalten und Schulen verwendete Wasser, welches sowohl in Breslau wie in Halle 2 l betrug, hierin nicht mit einbegriffen; ebenso wenig der Wasserbedarf für den städtischen Schlachthof, welchen man gewöhnlich durch eine eigene Anlage zu decken sucht und welcher auf 1 bis 1,5 l für Kopf und Tag zu veranschlagen ist.

Eine wichtige Rolle in dem Verbrauch für öffentliche Zwecke spielen mitunter die öffentlichen Springbrunnen, weniger allerdings in den deutschen Städten, in welchen ihr Bedarf nur einen kleinen Bruchteil der Gesamtmenge ausmacht (in Berlin bisher 0,7 %, in Breslau und Halle rund 1 %, in Düsseldorf 1,9 %, in Dresden 3,7 %). In Dresden wurden im Jahre 1890 durch 304 000 cbm siebzehn Springbrunnen mit zusammen 20977 Betriebsstunden gespeist. Der grösste Brunnen, welcher 200 cbm stündlich verbraucht, sprang von April bis Oktober nur 84 Stunden; die kleinsten mit 1 bis 3 cbm hatten eine Betriebszeit von 2500 Stunden. Ein zehnstündiges Springen aller Brunnen an jedem Tage der genannten 7 Monate würde rund  $1\frac{1}{3}$  Millionen cbm Wasser erfordert haben. Diese beträchtliche Wassermenge bliebe aber immer noch erheblich hinter der von Bürkli beanspruchten zurück; derselbe verlangt während des Sommers 60 l für Kopf und Tag der Bevölkerung, was im vorliegenden Falle 3,5 Millionen cbm

ausmachen würde. — Die Verwendung der Wasserleitung zum Betriebe beweglicher Brücken (Hamburg, Königsberg, Kopenhagen) oder von Seilbahnen (Zürich) fällt gleichfalls unter die öffentlichen Zwecke und möge deshalb hier Erwähnung finden.

**Wasserverluste.** Neben den bereits hervorgehobenen Wasserverlusten im Innern der Häuser treten auch noch solche außerhalb der Gebäude auf, welche durch undichte Stellen im Leitungsnetz entstehen und bei den Nachweisungen der Wasserwerke gewöhnlich unter den Leistungen für öffentliche Zwecke mit eingefügt sind. Ein Rohrbruch verrät sich bald durch verminderten Druck in den Hausleitungen, sowie durch das Austreten des Wassers aus den Fugen des Pflasters oder durch Eindringen desselben in die Keller der benachbarten Häuser; schwieriger aber ist das Auffinden kleiner Leckstellen, namentlich in solchen Fällen, in welchen der Untergrund durchlässig ist und das entwichene Wasser dem Grundwasser oder den neben den Entwässerungskanälen liegenden Drainrohrleitungen zufließen kann. So hat sich in Frankfurt a. M. gelegentlich der Einführung der oben erwähnten Bezirkswassermesser<sup>15)</sup> (einer für je 2—4000 Einwohner) ergeben, daß nach Abschluß der Hausleitungen und sonstigen Entnahmestellen eines Bezirks noch immer erhebliche Wassermengen den Messer durchflossen, welche also nur durch undichte Stellen außerhalb der Grundstücke entwichen sein konnten. Die Größe dieses Verlustes wurde in einzelnen der 40 Bezirke zu 40 % der Gesamtwassermenge ermittelt, und durch Einführung der Messer im Jahre 1885/86 ist eine Ersparnis von täglich 8100 cbm erzielt worden. Der Verlust wurde im Juli und August 1885 auf den niedrigsten Stand von 29 1 für den Kopf der Bevölkerung gebracht, während er vorher 53 1 betragen hatte. Im Jahre 1888/89 wurden durch die Wassermesser 15 größere Wasserlaufstellen mit zusammen 2935,2 cbm täglichem Verlust nachgewiesen. Bringt man davon 1080 cbm für Rohrbrüche und 600 cbm für einen offen gelassenen Entleerungsschieber in Abzug, welche auch ohne Wassermesser entdeckt sein dürften, so verbleiben immer noch 1255,2 cbm täglich oder 458 000 cbm jährlich, deren Ermittlung ohne Wassermesser mit Schwierigkeiten verknüpft gewesen sein würde. Die Leckstellen bestanden vielfach in schadhafte Bleileitungen, welche durch Stöße in den Leitungen geborsten waren, in undicht gewordenen Verbindungen der Hydranten, in Rohrbrüchen an Stellen, wo die Leitung auf altem Mauerwerk auflag, u. s. w. — Der durchschnittliche tägliche Wasserverbrauch in Frankfurt a. M. hatte bis 1885 etwa 138 1 betragen, wovon bei 53 1 Verlust nur 85 1 nutzbar gemacht wurden.

Ähnliche Verluste, obwohl nicht in gleichem Umfange, sind auch in anderen Städten beobachtet. In Breslau fand 1883/84 bei einer Gesamtmenge von 7 553 000 cbm eine Mehrförderung gegen das Vorjahr von 523 000 cbm statt, wovon nur 82 500 cbm als Mehrverbrauch durch die Wassermesser nachgewiesen werden konnten, und die Aufgrabung in der Wasserleitung gelegentlich der Herstellung verschiedener Pferdebahnstrecken hat ergeben, daß zahlreiche Muffendichtungen leck geworden waren. Das Leckwerden wird von der Verwaltung dem allmählichen Herauspressen der Bleidichtungen zugeschrieben, welches durch das Ausdehnen und Zusammenziehen der Leitungen infolge der wechselnden Wärme des Wassers befördert werden soll. Eine ähnliche Lockerung der Bleidichtungen ist auch in Zürich beobachtet; in Breslau dürfte dazu noch die Senkung einzelner Rohrstränge infolge der Anlage der tiefer liegenden Entwässerungskanäle getreten sein. — Neben den Verlusten durch undichte Leitungsstellen treten auch noch solche durch Überlaufen und undichte Beschaffenheit der Behälter auf; ferner

<sup>15)</sup> Die Einrichtung dieser und der gewöhnlichen Wassermesser wird im VII. Kapitel besprochen.

pflegt in den Verwaltungsberichten dasjenige Wasser unter den Verlusten gebucht zu werden, welches zwar durch die Wassermesser hindurchgeht, von ihnen aber wegen Unempfindlichkeit nicht gemessen wird, sowie das Wasser zur Entleerung der Endrohrstränge und zu Feuerlöschzwecken. In Düsseldorf sind für alle diese und ähnliche Verluste 1888/89 rund 10%, in Elberfeld gleichfalls 10%, in Berlin 4,224%, in Dresden 0,4%, in Genf 5% und in Gent 32% der ganzen Wasserentnahme gerechnet.

Im übrigen ist der Verlust nur dann mit einiger Sicherheit festzustellen, wenn eine genaue Ermittlung sowohl des von der Gewinnungsstelle abgegebenen, wie des von den Grundstücken u. s. w. verbrauchten Wassers stattfindet. Wird das Wasser künstlich gehoben, so erfolgt die Messung durch Zählung der Pumpenhübe mittels Hubzähler und Multiplikation der Hubziffer mit der Wassermenge eines Hubes. Diese Menge muß möglichst sorgfältig, am besten durch längeres Pumpen in einen Behälter, festgestellt werden. Begnügt man sich damit, den Koeffizienten  $\varphi$  (§ 13), mit welchem der rechnermäßige Inhalt eines Pumpenhubes zu multiplizieren ist, einfach anzunehmen, so verliert die Ermittlung an Zuverlässigkeit. Das nämliche ist der Fall, wenn die Messung der unter natürlichem Druck zufließenden Wassermenge durch einen Überfall erfolgt, für welchen der Wert von  $\mu$  in der Formel  $Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}$  nicht besonders ermittelt wurde (durch Einschaltung eines Behälters, dessen Füllungszeit gemessen wird). Da die Größe der Abflusmenge von der Ergiebigkeit an der Gewinnungsstelle abhängig ist, so muß die Ermittlung der wechselnden Überfallhöhen durch Beobachtung in angemessenen Zwischenräumen oder besser durch selbstthätige Aufzeichnung erfolgen.

Ähnlichen Schwierigkeiten unterliegt die genaue Feststellung der verbrauchten Wassermenge, weil die Wassermesser nur annähernd richtige Angaben liefern (siehe Kap. VII, Abschnitt „Wassermesser“), welche mit wenigen Ausnahmen<sup>16)</sup> hinter dem wirklichen Verbrauche zurückbleiben. Die auf dem Wege der Rechnung ermittelten Unterschiede sind deshalb größer, als die wirklichen Verluste; immerhin geben sie einen Anhalt dafür, ob und in welchem Umfange Verluste im Leitungsnetz vorkommen, nicht aber, wo dieselben zu finden sind. Einen solchen Nachweis vermögen jedoch annähernd die oben erwähnten Deacon'schen Bezirkswassermesser zu führen, indem sie die Verluste innerhalb ihres Bezirkes nach Absperrung aller Entnahmestellen zahlenmäßig ermitteln.<sup>17)</sup> Je kleiner der vom Wassermesser beherrschte Bezirk ist, um so leichter wird die Aufsuchung der Leckstelle durch Prüfung der Entwässerungskanäle bezw. der neben ihnen in die Einsteigschächte mündenden Drainleitungen; mitunter ist auch Aufspürung des Geräusches des entweichenden Wassers während der Nacht zu empfehlen.<sup>18)</sup>

<sup>16)</sup> Solche Ausnahmen, welche wahrscheinlich auf dem Hindurchtreiben des Wassers durch den Wassermesser infolge von Druckschwankungen im Leitungsnetz und Luftansammlungen im höchsten Teile der Steigeleitung beruhen, wurden bei der Wasserabgabe für das physikalische Institut der Universität zu Königsberg i. Pr. beobachtet. — Neuerdings sind auf Grund ähnlicher Beobachtungen Versuche von Hillenbrand angestellt, welche ergeben haben, daß die erwähnte Ursache zu erheblichem Mehranzeigen der Wassermesser Veranlassung geben kann (Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1891, S. 672). Infolge der Schwankungen geht der Zeiger des Messers sowohl vorwärts als rückwärts; das Zurückgehen geschieht aber wegen der Form der Flügel langsamer als das Vorrücken. — Über Zuvielzeigen der Wassermesser infolge des Durchstreichens von Luft siehe: Ehlert. Über eine Ursache des Zuvielzeigens der Wassermesser, a. a. O. 1891, S. 48.

<sup>17)</sup> Neuerdings werden auch von Meinecke in Breslau große Wassermesser (bis zu 1400 cbm Stundenverbrauch) hergestellt. Ferner liefert derselbe bewegliche Verlustanzeiger, welche keines Schachtes bedürfen, sondern durch Schlauchverschraubungen mit der zu untersuchenden Leitung in Verbindung gebracht werden können. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 273. — Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1892, S. 177.

<sup>18)</sup> KümmeL. Wasserverluste und deren Auffindung. Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1886, S. 685.

**Spülung des Leitungsnetzes.** Zu den Verlusten werden auch diejenigen Wassermengen gerechnet, welche zur Spülung des Leitungsnetzes erforderlich sind, und bei Wasser, welches zu Niederschlägen geneigt ist, immerhin Erwähnung verdienen (0,5 bis 1,5 l für Kopf und Tag). In München läßt man außerdem zur Unterstützung des Kreislaufes des Wassers, bezw. zur Verhinderung der Erwärmung desselben in den weniger beanspruchten Rohrstrecken etwa 4000 cbm täglich oder rund 12 l für den Kopf der Bevölkerung laufen, abgesehen von den sonstigen Aufwendungen für Straßbrunnen und zu den oben angegebenen öffentlichen Zwecken, für welche 9000 cbm oder 27 l für Kopf und Tag gebraucht wurden. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Quellen im Mangfall-Thal, von wo München sein Wasser bezieht, auch bei der geringsten Ergiebigkeit im Jahre 1889 etwa 209 l für Kopf und Tag der 340 000 Einwohner lieferten und daß das Wasser unter natürlichem Druck zufließt.

**Ergebnis.** Bringt man für öffentliche Zwecke und für den Wasserverlust, sowie für die Spülungen des Rohrnetzes je nach den Verhältnissen der Stadt 5—14 l für Kopf und Tag mit einer Steigerung um 10 l in Ansatz, so dürfte dies allen billigerweise zu stellenden Ansprüchen genügen und es ergeben sich für Orte in Deutschland, die keinen ausgesprochenen gewerblichen Charakter tragen, unter der Voraussetzung der Abgabe nach Wassermesser:

Für häusliche Bedürfnisse . . . . .	35—51 l	mit Aussicht einer Steigerung auf	55—71 l
„ gewerbliche Zwecke . . . . .	15—30 „	„ „ „ „ „	25—40 „
„ öffentliche Zwecke und Verluste	5—14 „	„ „ „ „ „	15—24 „

Die Grenzwerte betragen demnach 55 und 135 l, wobei die erstere Zahl für kleinere Städte und Landgemeinden mit vorwiegend ackerbaureibender Bevölkerung gilt; das Mittel berechnet sich zu 95 l. Erfolgte die Abgabe für häuslichen Bedarf nicht nach Wassermesser (deren Anwendung für gewerbliche Zwecke als selbstverständlich anzunehmen ist), so ist die Verbrauchsziffer um 20—30 l höher anzusetzen.

In Deutschland wurden 1888 bzw. 1888/89 von 34 Städten mit zusammen 5 179 050 Einwohnern, von denen 21 Städte über 100 000 zählten, nach den vorliegenden Nachweisungen rund 97 l für Kopf und Tag verbraucht. Welcher Betrag auf die wirklich versorgte Kopffzahl entfällt, ist nicht genau zu ermitteln, doch ist dieselbe niedriger als 120 l. Soweit Angaben über den Verbrauch zu öffentlichen Zwecken (ausschließlich Verlust) vorhanden sind, berechnet sich derselbe zu 7 l für Kopf und Tag.

#### Wasserverbrauch in außerdeutschen Ländern.

Österreich, Schweiz, Belgien, Holland. Was die außerdeutschen Länder betrifft, so lassen die in österreichischen Städten gemachten Beobachtungen darauf schließen, daß die Verhältnisse nicht wesentlich von denen der deutschen Städte abweichen; im allgemeinen scheint der Wasserverbrauch etwas niedriger zu sein. Dies gilt auch für Wien, wo sich infolge der zeitweisen Unzulänglichkeit der die Leitung speisenden Quellen eine gewisse Sparsamkeit im Verbrauch herausgebildet hat. — Die mit Wasserleitung versehenen schweizerischen Städte erfreuen sich infolge der meist günstigen örtlichen Verhältnisse fast durchweg einer sehr auskömmlichen Versorgung. Zürich z. B., welches sein Brauchwasser durch Turbinenpumpen dem Züricher See entnimmt, verbrauchte 1889 für Kopf und Tag der angeschlossenen Bevölkerung 224 l, während die einzelnen Bezirke Zahlen von 112 bis 245 l aufwiesen. Dieser hohe Wasserverbrauch ist mit darauf zurückzuführen, daß die Leitung 176 Motoren mit 180,5 Pferdekräften, sowie eine Seilbahn betreibt und daß der häusliche Bedarf nicht zugemessen wird. Aus dem ausführlichen und mit musterhafter Sorgfalt aufgestellten Verwaltungsbericht<sup>19)</sup> ist hervorzuheben, daß auf 103 Einwohner Zürichs eine

<sup>19)</sup> Jahresbericht über die Wasserversorgung von Zürich u. Umgebung für 1889. Zürich, Ulrich & Co. 1890.

Badeeinrichtung und auf 33,4 ein Pissoir mit Spülung entfällt. — Auch in Genf, welches seinen Bedarf dem Genfer See entnimmt (dessen Wasser ungefiltert verteilt wird), findet ein starker Wasserverbrauch statt, der 1890 nicht weniger als 23,6 Millionen cbm betrug; hiervon wurden 8,32 Millionen für Motoren, 1,58 Millionen für Springbrunnen, 2,18 Millionen zum Besprengen der Straßen und 4,32 Millionen zu anderen öffentlichen Zwecken verbraucht, während 1,4 Millionen als Verlust angenommen sind. Nach Abzug dieser erheblichen Menge bleiben noch über 5,8 Millionen oder täglich 16 000 cbm für den Verbrauch der etwa 70 000 Köpfe zählenden Bevölkerung übrig, von denen etwa 40% durch Messung abgegeben wurden. — Erheblich niedriger ist der Wasserverbrauch in den belgischen und holländischen Städten. In Brüssel wurden 1890 täglich 27 500, in Amsterdam 30 000 cbm verbraucht, was täglich 60 bzw. 75 l für den Kopf ausmacht; in Holland wird etwa ein Drittel der Bewohner durch Wasserleitung versorgt und soll der fast durchweg durch Messung geregelte Verbrauch zwischen 5 und 82 l für Kopf und Tag schwanken.<sup>20)</sup>

Frankreich. In den französischen Städten ist der Verbrauch ein sehr wechselnder. In Paris entfallen auf den Kopf durchschnittlich 200 l, wovon jedoch nur etwa 57 l für Haushaltzwecke bzw. zum Genuß geeignet sind; dieselben werden mittels besonderer Leitung den Quellen der Vanne und des Dhuis entnommen. Der Rest wird dem Oureq-Kanal, der Seine und Marne, sowie einigen artesischen Brunnen entnommen und in ungefiltertem Zustande zu öffentlichen und gewerblichen Zwecken verwendet. Da sich bisher in trockenen Zeiten auch ein Teil der Hausleitungen mit ungefiltertem Wasser behelfen mußte, so werden jetzt die Quellen der Vigne der Stadt zugeführt. — Die Angaben über den Verbrauch der übrigen französischen Städte sind teilweise widersprechend<sup>21)</sup>; sie lassen jedoch den Schluss zu, daß derselbe im allgemeinen etwas größer ist, als in Deutschland. Die neu erbauten Leitungen von Dieppe, Grenoble und Dijon führen sogar Wassermengen von 500—1000 l für Kopf und Tag zu; indessen liegen hier insofern besondere Verhältnisse vor, als das mit natürlichem Gefälle zufließende Wasser in reichlicher Menge vorhanden ist und man das Bestreben hatte, dem Zuleitungskanal einen besteigbaren Querschnitt zu geben (Fig. 47 u. 48 in Kap. IV). Aus ähnlichen Gründen wurden für die 20 000 Einwohner der Stadt Albi bei Toulouse 250 l für Kopf und Tag in Aussicht genommen und in Lyon sind den Verhandlungen über die Erweiterung des dortigen Wasserwerkes 210 l für Kopf und Tag zu Grunde gelegt.

England. Über den Wasserverbrauch englischer Städte fehlt anscheinend eine Zusammenstellung, welche die heutigen Verhältnisse genügend berücksichtigt. Eine solche würde u. a. erkennen lassen, in welchem Umfange die früher fast ausschließlich übliche Art der zeitlich beschränkten Wasserlieferung abgenommen hat und durch die beständige Abgabe ersetzt worden ist. Die Versorgung zu bestimmten Stunden (das sogenannte intermittierende System) leistet der Wasservergeudung dadurch Vorschub, daß die in jedem Hause oder Stockwerk aufgestellten Behälter kurz vor der neuen Füllung vielfach entleert werden, um frisches Wasser zu bekommen. Vorzugsweise aus diesem Grunde bürgert sich allmählich die unbeschränkte Abgabe unter Feststellung des Verbrauches durch Wassermesser ein; neben der Wasservergeudung hat hierzu auch der Umstand beigetragen, daß die Reinigung der Behälter unbequem ist und deshalb meistens unterbleibt und daß der Abschluß derselben oft zu wünschen übrig läßt. Derartige Hausbehälter finden sich bei uns nur noch in Hamburg, wo sie übrigens auch nach der Einführung von filtriertem Wasser beibehalten werden sollen.<sup>22)</sup>

In London wurden 1890 290,6 Millionen cbm oder 795 000 cbm täglich an die 5,7 Millionen zählende Bevölkerung der Stadt und Umgebung abgegeben, was 140 l für Kopf und Tag entspricht; der Höchstverbrauch stieg bis auf 183 l. 38 Prozent der 769 000 Häuser werden auch jetzt noch durch Behälter versorgt, die einigemal am Tage gefüllt werden; hierin ist — neben der geringen Abgabe nach Wassermesser — die Ursache des hohen Durchschnittsverbrauchs mit begründet; der Verbrauch für gewerbliche Zwecke ist nicht sehr hoch (20 l für Kopf und Tag), weil die Fabriken viel Wasser aus dem Untergrunde entnehmen, und auch derjenige für öffentliche Zwecke fällt nicht ins Gewicht. Nach einer Mitteilung soll der Verbrauch im Bezirke der Lambeth-Wasserwerke im September 1881 nicht weniger als 213,6 l betragen haben, aber durch Anwendung von Bezirkswassermessern auf 49,5 l eingeschränkt

<sup>20)</sup> Askenasy im Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 54 (nach einer Arbeit des Ingenieurs Musquetier in Utrecht).

<sup>21)</sup> Eine Zusammenstellung über den Verbrauch französischer Städte findet sich in den Nouv. ann. de la constr. 1887, S. 91. Hiernach verbraucht: le Havre 45, Orléans 90, Clermont 50, Toulouse 80 l für Kopf und Tag, während nach Arnould (in Déchambre. Dictionnaire encyclopédique, article „Eau“) Toulouse 160, Lille 100, Lyon 180, Bordeaux 170 l für Kopf und Tag bedarf.

<sup>22)</sup> Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1890, S. 95.

sein. — Eine der am meisten Wasser verbrauchenden Städte in England ist Glasgow, dessen Verbrauch früher zu 241 l für Kopf und Tag angegeben wurde. Durch Einführung von Bezirkswassermessern in einen Bezirk von 87 000 Einwohnern, welcher 222 l verbrauchte, wurde der Nachweis erbracht, daß 171 l nutzlos verloren gehen. — In Manchester entfallen dagegen, wie früher, nur 95 l täglich auf den Kopf, davon 64 l Hauswasser<sup>23)</sup>; es ist aber leider nicht zu ersehen, in welchem Maße hier Wassermesser eingeführt sind und inwieweit noch die Versorgung durch Hauswasserbehälter stattfindet.<sup>24)</sup> Auch Liverpool hat einen durch Anwendung von Bezirksmessern erzielten geringeren Verbrauch (105 l für Kopf und Tag); hier wurden 1888 = 19 700 cbm (davon 70% zum Speisen der Dampfkessel) nach Messer abgegeben; doch ist zu berücksichtigen, daß, ebenso wie in London, von den Fabriken viel Wasser durch Brunnen gewonnen wird.

Nordamerika. Der Wasserverbrauch der nordamerikanischen Städte, welcher bereits bei der letzten Bearbeitung dieses Kapitels als ein sehr hoher bezeichnet wurde, hat seitdem nur in einzelnen Fällen einen Rückgang, in den meisten aber eine Vergrößerung erfahren. So berechnet sich der Verbrauch nach den Angaben der unten bezeichneten Quelle<sup>25)</sup> im Jahre 1887 in

Philadelphia bei 900 000 Einwohnern zu 447 l für Kopf und Tag
Brooklyn „ 570 000 „ „ 368 „ „ „ „ „
Baltimore „ 340 000 „ „ 456 „ „ „ „ „
Pittsburg „ 240 000 „ „ 453 „ „ „ „ „

was eine namhafte Steigerung gegen die um 10 Jahre zurückliegende Zeit erkennen läßt. In Chicago wurden 1886 sogar 600 l und in Boston 480 l für Kopf und Tag verbraucht. Auch für die kleineren und kleinsten Städte, von denen die überwiegende Mehrzahl Wasserleitung besitzt, gelten sehr hohe Ziffern, wie aus folgender Zusammenstellung hervorgeht:

29 Städte d. St. New-York	m. 3 062 204 Einw. u. zus. 27 487 Wasserm. verbrauchten 1887; 312 l f. K. u. T.
11 „ „ New-Jersey	„ 644 250 „ „ 4 809 „ „ „ 322 „ „
30 „ „ Pennsylvanien	„ 1 875 188 „ „ 912 „ „ „ 570 „ „
2 „ „ Delaware	„ 51 412 „ „ 14 „ „ „ 508 „ „
4 „ „ Maryland	„ 385 271 „ „ 824 „ „ „ 475 „ „
zusammen 6 018 325 Einwohner. 34 046 Wassermesser. Im Mittel 401,5 l f. K. u. T.	

Es wurde also etwa das Dreifache derjenigen Menge gebraucht, welche in Deutschland als eine reichliche Versorgung angesehen wird. In New-York wurden 1887 durchschnittlich 360 l, dagegen in den Sommermonaten 1890 etwa 500 l (800 000 cbm auf 1 600 000 Einwohner) für Kopf und Tag abgegeben, wovon 22% für gewerbliche Zwecke, zum Betriebe von Aufzügen u. s. w. zugemessen wurden. Aus der Thatsache, daß die jährliche Mehreinnahme der Stadt New-York an Wasserzins 4,5 Millionen M. betragen würde, wenn man das zum häuslichen Gebrauch bezogene Wasser mit demselben Preise berechnete, wie jene 22%, läßt sich der Schlufs ziehen, daß in den Haushaltungen eine starke Vergeudung stattfindet, welche namentlich durch die noch in großem Umfange üblichen Hausbehälter mit veranlaßt wird. In den Fachzeitschriften Nordamerikas bilden demnach auch die Mittel zur Besserung dieser Zustände den Gegenstand häufiger Besprechungen, welche erkennen lassen, daß man in den technischen Kreisen über die Notwendigkeit der allgemeinen Einführung von Wassermessern ziemlich einig ist. In den letzten vier Jahren hat die Zahl derselben auch etwas zugenommen; doch waren Mitte 1891 erst 163 000 Wassermesser (7,2% der Entnahmestellen) in 2037 wasserversorgten Städten und Ortschaften vorhanden. Erwähnenswert ist, daß mehrfach, und selbst in den großen Städten New-York, Baltimore, Philadelphia und Chicago ungefiltertes Wasser zur Verteilung gelangt, dessen Reinigung man, ähnlich wie bisher in Hamburg und einigen englischen und französischen Städten, den in den Wohnungen anzubringenden Filtern überläßt; etwa die Hälfte aller Anlagen, welche oberirdisches Wasser entnehmen, verteilt dasselbe in ungefiltertem Zustande. Näheres über den Verbrauch in amerikanischen Städten findet man in der unten

<sup>23)</sup> Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 337.

<sup>24)</sup> Es sei hier bemerkt, daß die Verwendung des zum Abschlufs der Behälter vielfach gebrauchten einfachen Schwimmkugelhahns bei Vorhandensein von Wassermessern nicht zu empfehlen ist, weil bei geringer Entnahme aus dem Behälter der Spiegel desselben zu langsam sinkt und die geringe Zufußmenge von dem Wassermesser (sofern derselbe Flüßmesser ist) nicht angezeigt wird; es verdienen deshalb solche Hähne den Vorzug, welche sich plötzlich öffnen, sobald der Wasserspiegel bis auf ein bestimmtes Maß gefallen ist.

<sup>25)</sup> Engineering News 1888, II. S. 469.

angegebenen Quelle<sup>26)</sup>, ferner in dem Werke von Fanning<sup>27)</sup>, welcher u. a. 38 l für Kopf und Tag dem Umstande zur Last legt, daß bei strenger Kälte zur Verhütung des Einfrierens der Leitungen Hähne geöffnet werden. Eine solche Verwendung des Wassers bemerkt man an kalten Wintertagen übrigens auch vielfach in Deutschland, namentlich bei solchen öffentlichen Brunnen, welche nicht genügend frostsicher aufgestellt sind und in Grundstücken, welche ihr Wasser von einer auf dem Hofe befindlichen Entnahmestelle beziehen.

#### Litteratur.

- Veitmeyer, L. A. Vorarbeiten zu einer künftigen Wasserversorgung der Stadt Berlin. Berlin 1871 u. 1875.  
 Grahn. Die Wasserversorgung von 159 englischen Städten. Deutsche Vierteljahrsschrift für öffentliche Gesundheitspflege 1875, Bd. 1, S. 168.  
 Humber, W. A comprehensive treatise on water supply of cities and towns with numerous specifications of existing works. London 1876.  
 St. Alley. Constant water supply (Vortrag). Engng. 1879, II. S. 119.  
 Gill u. Fölsch. Gutachten über die Filtration des Hamburger Wasserleitungswassers. Hamburg 1880.  
 König, F. Hauswasserleitungen. Die Systeme der Abgabe des Wassers aus den öffentlichen Leitungen und der Verteilung des Wassers in den Grundstücken und Gebäuden. Leipzig 1882.  
 Grahn, E. Die Art der Wasserversorgung der Städte des deutschen Reiches mit mehr als 5000 Einwohnern. Im Auftrage des deutschen Vereins von Gas- und Wasserfachmännern gesammelt und zusammengestellt. München und Leipzig 1883. (Auch als Vortrag abgedruckt im Journ. für Gasbel. und Wasservers. 1884, S. 693.)  
 Die Wasserabgabe aus der städtischen Wasserleitung in der kgl. Haupt- u. Residenzstadt München. München 1883.  
 Thiem, A. Anlage und Betriebsergebnisse deutscher Wasserwerke. Journ. für Gasbel. und Wasservers. 1884, S. 411 u. folg.

Die letztgenannte Zeitschrift enthält eine größere Anzahl von Mitteilungen über den Wasserverbrauch verschiedener Städte; ebenso der Gesundheits-Ingenieur und die Mehrzahl der am Schlusse der nächsten Paragraphen genannten Schriften. Wertvolle Angaben finden sich auch in den Jahresberichten der verschiedenen Wasserwerke, welche jedoch nicht im Buchhandel zu erscheinen pflegen.

### § 3. Anwachsen der Bevölkerung. Größter Monats-, Tages- und Stundenverbrauch. Gröfse der Ausgleichbehälter.

#### 1. Anwachsen der Bevölkerung.

Bei dem Entwurf für eine Wasserleitung ist, wie bei allen für ein städtisches Gemeindewesen bestimmten Anlagen, auf die Vergrößerung der Bevölkerungsziffer und der räumlichen Ausdehnung der Stadt Rücksicht zu nehmen. Die Mehrzahl der Städte hat in den letzten Jahrzehnten eine beträchtliche Vermehrung der Einwohnerzahl erfahren, am meisten vielleicht in Nordamerika. Es betrage die jährliche Vermehrung, welche durch den Überschufs der Geburten über die Sterbefälle, sowie durch Zuzug entsteht, stets den nämlichen Prozentsatz  $f$  der Gesamtbevölkerung  $Z$ , so wird die Einwohnerzahl  $Z_1$  nach  $n$  Jahren wie ein auf Zinseszinsen stehendes Kapital zu

$$Z_1 = Z \left(1 + \frac{f}{100}\right)^n \dots \dots \dots 1.$$

angewachsen sein und es läßt sich umgekehrt der Wert von  $f$  aus

$$\log \left(1 + \frac{f}{100}\right) = \frac{\log Z_1 - \log Z}{n} \dots \dots \dots 2.$$

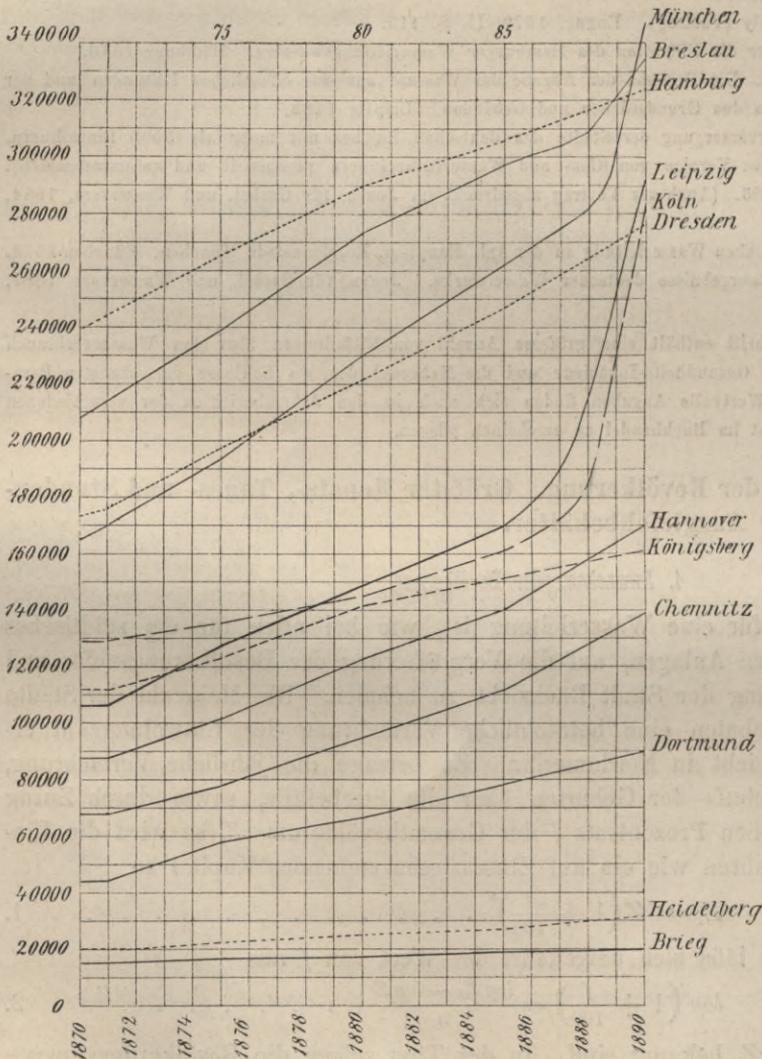
berechnen, wenn  $Z$  und  $Z_1$  bekannt sind. In der That zeigen die Bevölkerungskurven einzelner Städte, welche dadurch entstehen, daß man die Jahre als Abscissen und die

<sup>26)</sup> M. N. Baker. The manual of American water-works. 3. Aufl. New-York 1890/91; Auszug aus der zweiten Auflage (1889/90) im Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1891, S. 271.

<sup>27)</sup> Fanning. A practical treatise on hydraulic and water-supply-engineering: relating to the hydrology, hydrodynamic and practical construction of water-works in North America. 3. Aufl. New-York 1882.

zugehörigen Einwohnerzahlen als Ordinaten aufträgt, eine gewisse Ähnlichkeit mit einer der Gleichung 1 entsprechenden logarithmischen Linie; in der Regel zeigt die Kurve jedoch starke Abweichungen, welche darauf schliessen lassen, daß der Vergrößerungskoeffizient  $f$  mehr oder weniger schwankt. Für das Wachstum der meisten deutschen und vieler auswärtigen Städte sind namentlich die letzten zwanzig Jahre von Bedeutung gewesen; aus diesem Grunde ist die Gestaltung der Einwohnerzahl innerhalb dieser Zeit für eine Anzahl von deutschen Städten in Fig. 1 zur Anschauung gebracht. Wenn man von der sprunghaften Entwicklung von München, Leipzig und Köln absieht, welche

Fig. 1.  
Anwachsen der Bevölkerung in einigen deutschen Städten.



durch Einverleibung der Vororte herbeigeführt wurde, so zeigt sich im großen und ganzen eine stetige Zunahme mit einer kleinen Verstärkung während der letzten Jahre. Die Bevölkerung von 91 Städten des preussischen Staates, von denen die größte (Berlin) Ende 1890: 1 579 244 und die kleinste (Brieg) 20 154 Seelen zählte, ist seit 1871 von 3 021 498 auf 5 012 968 gewachsen, woraus sich nach Gleichung 2 der Wert von  $f$  zu 2,7 ergibt. Für die 27 größeren Städte dieser Reihe berechnet sich  $f$  zu 2,8, für 14 Mittelstädte von 49 626 bis 36 542 Einwohnern zu 3,0 und für die übrig bleibenden 50 kleineren Städte (von 36 501 bis 20 154) zu 2,25%. Die mittleren Städte wachsen also am schnellsten; dann folgen die großen und darauf die kleineren. Bei den Städten unter 20 000

Seelen tritt diese Verlangsamung des Wachstums noch mehr zu Tage und zahlreiche Gemeinden mit einer Einwohnerzahl von 5 000 und darunter weisen nur eine ganz geringe Zunahme, häufig sogar eine Abnahme auf, weil ein Auswandern nach den mittleren und großen Städten stattfindet, deren Anwachsen über die mittlere Bevölkerungszunahme (etwa 1% jährlich) erheblich hinausgeht.

Der nämliche Vorgang, anscheinend in noch verstärktem Mafsstabe, zeigt sich auch in England, wo 1881 über 67% der Bevölkerung in Städten wohnten, während die deutschen Städte über 5000 Einwohner etwa 27% der Gesamtbewohner enthalten. Das auffallendste Beispiel des Wachstums einer Stadt bietet Chicago, welches von 4000 Einwohnern im Jahre 1837 bis auf 1 100 000 im Jahre 1890 gestiegen ist. In New-York wechselte der Zuwachs seit 1840 zwischen 1,6 und 6,5% und betrug im Durchschnitt 4,5%, in Philadelphia 2,9%, in London, welches 1801 = 958 600 Einwohner zählte, seit dieser Zeit 1,75% (Verdoppelung in 40 Jahren), in Paris seit 1866 = 1,3%, in Wien seit 1869 = 1,5%, in den Vororten 6,2%, in Berlin (ohne Vororte) seit 1871 = 3,5%. Da die gegen das Anwachsen der großen Städte in Vorschlag gebrachten Mafsregeln (z. B. Verlegung der Fabriken auf das Land) vorläufig nur in Ausnahmefällen zur Ausführung kommen und in gegebenem Falle doch immer in der Nähe der großen Stadt zur Anwendung gelangen werden, so ist auch in Zukunft bei Entwürfen von gemeinnützigen Anlagen eine Vergrößerung in Betracht zu ziehen. Dafs hierbei zunächst die bisherige Art der Entwicklung zu Grunde zu legen und daraus die örtliche Zuwachsziffer  $f$  zu ermitteln ist, braucht kaum erwähnt zu werden; ein Vergleich mit anderen, weiter vorgeschrittenen Städten ähnlicher Beschaffenheit unter Berücksichtigung der oben gegebenen Durchschnittsziffern wird es dann ermöglichen, für die Zukunft ein einigermaßen zutreffendes Bild zu gewinnen. Da ferner für einen Teil dieser Anlagen die spätere Ausdehnung des städtischen Weichbildes und die zukünftige Lage der wichtigsten Strafsenzüge eine Rolle spielt, so ist die Kenntnis des Bebauungsplanes von Wichtigkeit, wobei man nicht selten in der Lage ist, bei kleineren Städten die Hauptlinien desselben an der Hand der vorgefundenen Verhältnisse selbst entwerfen zu müssen.

In dem so gewonnenen Rahmen ist dann der Entwurf der neuen Anlage auszuarbeiten und hierbei zu berücksichtigen, dafs vorläufig nur ein der Gegenwart und nächstgelegenen Zukunft entsprechender Teil zur Ausführung gelangt. Die Ausführung selbst ist aber so anzuordnen, dafs eine spätere Erweiterung ohne Beseitigung wesentlicher Teile und ohne Betriebsstörung möglich ist. Hiermit wird man eine vergleichende Abwägung zwischen der Höhe der augenblicklichen und der zukünftigen Ausgaben verbinden und z. B. überlegen müssen, ob es ratsamer ist, die Zuleitung zur Stadt und das nach den zukünftigen Stadtteilen führende Hauptrohr schon von vornherein reichlich zu bemessen oder der Zukunft die Einlegung einer Ergänzungsleitung bzw. eine Auswechslung zu überlassen; ob es sich empfiehlt, ein erst später zu benutzendes Quellengebiet oder die Flächen für zukünftige Filteranlagen schon jetzt anzukaufen u. s. w.

## 2. Größter Monats-, Tages- und Stundenverbrauch.

Die Verteilung des Wasserverbrauches über die einzelnen Monate eines Jahres ist in Fig. 2 (S. 78) dargestellt. Obwohl sich dieselbe je nach den örtlichen Verhältnissen sehr verschieden gestaltet, so ist doch allen Verbrauchskurven gemeinsam, dafs sie in der warmen Jahreszeit die Durchschnittslinien übersteigen und während der kalten Monate dieselben nicht erreichen; unter den vorgeführten Beispielen ist das Verhältnis des stärksten Monatsverbrauches zu den durchschnittlichen am größten in Posen, am kleinsten in Stettin. — Aus Fig. 3 u. 4 ist zu ersehen, wie sich der Bedarf während eines Sommer- und eines Wintermonats gestaltet; danach sind 1890 von dem Dresdener Wasserwerke im Monat des stärksten Verbrauches (Juni) innerhalb eines Tages mindestens

Fig. 2.

Wasserverbrauch während der Monate eines Jahres.

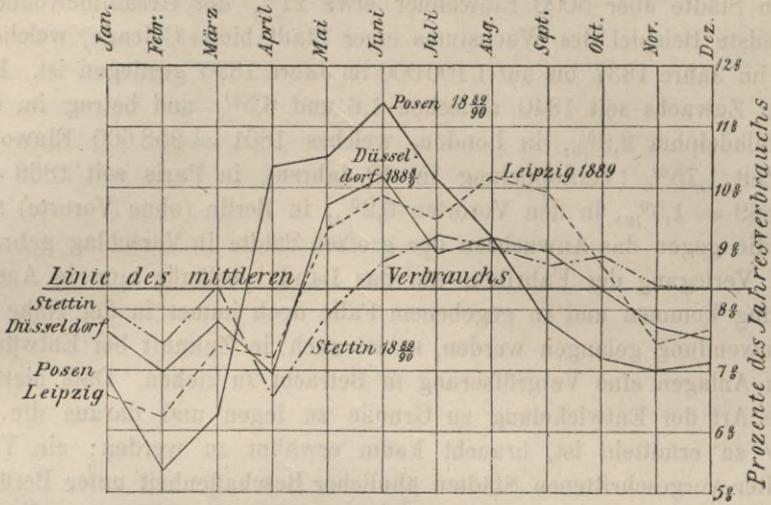


Fig. 3 u. 4.

Wasserverbrauch während der Tage eines Monats. (Dresdener Wasserleitung.)

Fig. 3.

Juni 1890. Größter Monatsverbrauch.

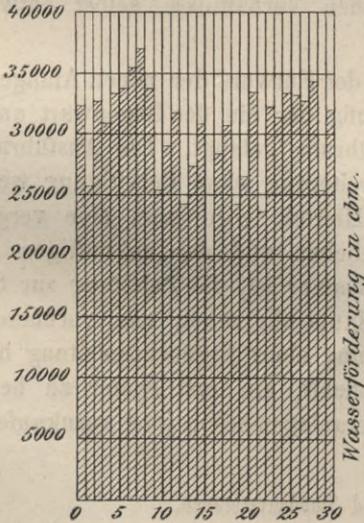
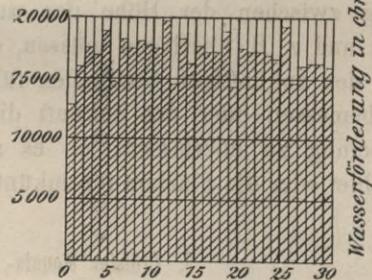


Fig. 4.

Dezember 1890. Kleinster Monatsverbrauch.



20000 und höchstens 36900 cbm Wasser entnommen, während der Jahresdurchschnitt 22000 cbm betrug und die Abgabe eines Monats des Mindestverbrauches (Dezember) zwischen 12700 und 19900 cbm schwankte. Da das Wasserwerk diesen Schwankungen Rechnung tragen muß, so ist die Kenntnis derselben und namentlich derjenigen des Meistbedarfs nicht zu entbehren.

Die nachstehende Zusammenstellung zeigt das Verhältnis des Tagesdurchschnittes zu dem größten Tagesverbrauch, wie es sich für einige deutsche Städte, sowie für Zürich in den letzten Jahren gestaltet hat.

Name der Stadt.	Jahr.	Verhältnis des Tagesdurch- schnitts zum größten Tages- verbrauch.	Name der Stadt.	Jahr.	Verhältnis des Tagesdurch- schnitts zum größten Tages- verbrauch.
Berlin . . . . .	1888/89	1:1,45	Hamburg . . . . .	1889	1:1,27
Dresden . . . . .	1888	1:1,77	Leipzig . . . . .	1889	1:1,31
Düsseldorf . . . . .	1888/89	1:1,60	Posen . . . . .	1889	1:1,89
Duisburg . . . . .	1888/89	1:1,64	Stettin . . . . .	1889/90	1:1,19
Halle . . . . .	1889/90	1:1,53	Wiesbaden . . . . .	1889	1:1,40
Köln . . . . .	1889/90	1:1,49	Zürich . . . . .	1888	1:1,46

Eine ausführlichere Zusammenstellung aus etwas früherer Zeit, welche 53 deutsche Städte umfasst, liefert Thiem.<sup>28)</sup> Sie ergibt, wie die obige, als Mittelwert 1:1,50. Bestimmte Gründe für die Größe der Schwankungen (die größte ist von Thiem für Dessau mit 1:2,92 ermittelt) lassen sich ohne genauere Kenntnis der Verhältnisse nicht angeben; im allgemeinen pflegen die Schwankungen in Städten, in denen zu gewerblichen Zwecken viel Wasser verbraucht wird, kleiner und bei Versorgungen, welche vorwiegend für den häuslichen Bedarf liefern, größer zu sein. Auch die Art der Versorgung ist nicht ohne Einfluss. Wird das Wasser, wie in Hamburg, unter Vermittelung von Hausbehältern verabfolgt, von denen erfahrungsmäßig viele undicht sind, so werden die Schwankungen in dem wirklichen Verbrauch durch das im Sommer und Winter fortlaufende Wasser abgeschwächt; dies dürfte auch — neben dem weniger heißen Sommer — ein Grund für die mäßige Höhe der Londoner Verhältniszahl (1:1,25) sein. — Übrigens ist diese Zahl auch bei ein und derselben Stadt nicht immer gleich groß; dieselbe war z. B. in Berlin 1881 = 1:1,31 und 1889 = 1:1,45; in Stettin 1881 = 1,39 und 1889/90 = 1,19.

Stundenverbrauch. Neben den Verbrauchsschwankungen während der Tage eines Monats kommen auch diejenigen während der Stunden eines Tages in Betracht, von welchen einige am Tage des stärksten Verbrauches gemachte Beobachtungen aus Berlin, Breslau und Dresden hier Platz finden mögen.

#### Wasserverbrauch der verschiedenen Tagesstunden in Prozenten des Tagesverbrauchs.

Tageszeit.	Berlin		Breslau		Dresden		Tageszeit.	Berlin		Breslau		Dresden	
	$\frac{22.}{8.}$ 79	$\frac{15.}{7.}$ 82	$\frac{16.}{8.}$ 79	$\frac{6.}{7.}$ 83	$\frac{20.}{7.}$ 81	$\frac{7.}{6.}$ 83		$\frac{22.}{8.}$ 79	$\frac{15.}{7.}$ 82	$\frac{16.}{8.}$ 79	$\frac{6.}{7.}$ 83	$\frac{20.}{7.}$ 81	$\frac{7.}{6.}$ 83
Vormittags							Nachmittags						
12—1	1,85	1,37	1,6	1,40	1,48	2,05	12—1	5,83	5,53	4,8	5,22	6,27	4,44
1—2	1,79	1,42	2,0	1,78	1,11	1,37	1—2	5,77	5,50	5,2	5,53	5,90	5,12
2—3	1,80	1,38	1,7	1,67	0,74	1,37	2—3	5,48	5,48	5,8	5,81	5,17	5,46
3—4	1,78	1,78	1,6	1,52	1,11	1,37	3—4	5,55	5,51	5,8	5,50	5,90	6,14
4—5	1,83	2,31	2,7	2,16	1,48	1,71	4—5	5,16	5,51	5,1	5,19	5,90	5,46
5—6	2,75	2,88	3,5	3,86	2,21	2,05	5—6	5,18	5,57	6,7	5,35	6,64	6,14
6—7	5,28	4,51	4,9	5,17	5,17	4,78	6—7	5,04	5,14	4,6	5,18	6,64	6,83
7—8	5,25	5,40	6,1	5,60	4,43	4,78	7—8	4,69	4,61	4,2	4,98	5,54	5,46
8—9	6,00	5,80	5,9	5,55	5,17	5,46	8—9	3,59	4,17	3,3	4,10	5,17	4,78
9—10	6,31	6,13	5,9	5,42	5,17	5,12	9—10	2,93	3,36	2,8	3,17	3,69	4,90
10—11	5,95	6,23	6,0	5,53	5,54	5,46	10—11	2,38	2,48	2,2	2,37	2,21	2,73
11—12	6,04	6,19	5,9	5,77	5,90	5,12	11—12	1,76	1,73	1,7	2,19	1,48	2,73

<sup>28)</sup> A. Thiem. Anlage und Betriebsergebnisse deutscher Wasserwerke. Journ. für Gasbel. und Wasservers. 1884, S. 411 u. folg.

Während also der durchschnittliche Verbrauch einer Stunde  $\frac{100}{24} = 4,17\%$  der Tagesmenge betragen sollte, sinkt derselbe in der Nacht erheblich unter diese Grenze und erreicht am Tag mit 6—7% des Tagesverbrauches seine höchste Ziffer. Da der höchste Tagesbedarf das 1,5 fache des mittleren beträgt, so ist das Wasserwerk so einzurichten, daß der Stadt stündlich das  $1\frac{1}{2}$  fache jener 6—7% oder rund ein Zehntel des mittleren Tagesverbrauches zugeführt werden kann. Dies Ergebnis stimmt im wesentlichen mit den Ermittlungen von Thiem überein, welche derselbe in der erwähnten Abhandlung bezüglich einer größeren Zahl von deutschen Städten angestellt hat.

Zieht man noch kleinere Zeiteinheiten, als eine Stunde, in den Kreis der Betrachtung, so ergeben sich noch erheblichere Abweichungen von der Durchschnittsziffer. Zur Berechnung des Rohrnetzes genügt es jedoch, den mittleren stärksten Stundenverbrauch für eine entsprechend große Einwohnerzahl zu Grunde zu legen. Die Befriedigung der an das Rohrnetz herantretenden stärkeren Ansprüche verteilt sich dann ohne Nachteil für den Betrieb auf eine etwas längere Zeit, wenn es nicht gelingen sollte, ihnen durch erhöhte Beanspruchung der Behälter bzw. durch stärkere Thätigkeit der Pumpen zu begegnen.

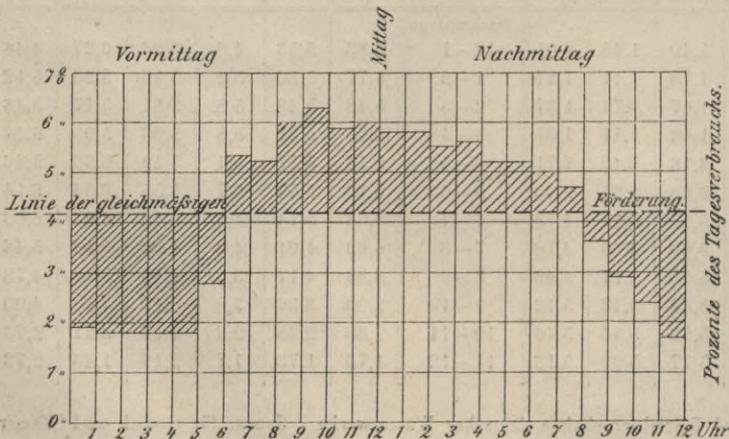
### 3. Größe der Ausgleichbehälter.

Wollte man den Betrieb des versorgenden Pumpwerkes der wechselnden Inanspruchnahme der Wasserleitung anpassen, so würde derselbe sehr umständlich werden, abgesehen davon, daß mancherlei Nachteile für Kessel und Maschinen mit in Kauf genommen werden müßten. Man pflegt deshalb einen Ausgleichbehälter einzuschalten, in welchen die Maschine pumpt und aus welchem die Speisung der Rohrleitung erfolgt. Auch bei der Versorgung durch eine Quellenleitung wird ein solcher Behälter notwendig, mit Ausnahme der seltener vorkommenden Fälle, in denen die geringste Ergiebigkeit der Quelle den stärksten Bedarf stets übersteigt. Selbst wenn das Wasser einem großen Sammelbecken entnommen wird, pflegt die Anlage eines ausgleichenden Behälters nicht zu unterbleiben, weil man sonst die Zuleitung zwischen Stadt und Sammelbecken nach dem stärksten Verbrauch berechnen müßte.

Man habe es zunächst mit einer stetigen Wasserförderung oder einer sich gleich-

Fig. 5.

Darstellung der Größe des Ausgleichbehälters bei beständiger Förderung.



bleibenden Zuflußmenge zu thun, deren Größe einem gleichmäßigen Verbrauch gerade entspricht. Legt man dann das erste der oben angeführten Beispiele über den Wasserverbrauch in den verschiedenen Tagesstunden (Berlin am 22. August 1879) zu Grunde, weil dieses dem Gesamtdurchschnitt eines Jahres etwas näher kommt, als die übrigen Beispiele, so bleibt der Zufluß nach Fig. 5

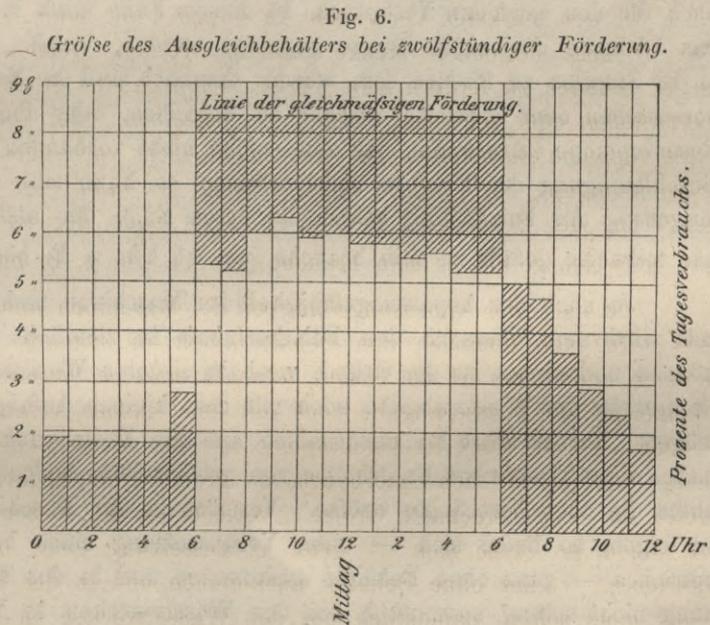
in den 14 Stunden von 6 Uhr morgens bis 8 Uhr abends um ebensoviele hinter dem Verbrauch zurück, als dieser während der übrigen 10 Stunden von 8 Uhr abends bis 6 Uhr morgens von der Zuflussmenge übertroffen wird; die unter der Durchschnittslinie befindlichen schraffierten Flächen haben also den nämlichen Inhalt, wie die über der Linie liegenden. Dieser Inhalt beträgt  $19,2\%$  des 24 stündigen Bedarfs und ist während der Nacht in einem Behälter aufzusammeln, während der Tagesstunden aber abzugeben. Da der größte 24 stündige Verbrauch das 1,5 fache des durchschnittlichen beträgt, so muß der Behälter mindestens  $1,5 \cdot 19,2 = 28,8\%$  des durchschnittlichen 24 stündigen Bedarfs fassen können. Da es ferner wünschenswert ist, den Behälter nie ganz leer zu haben, um für den Fall eines außergewöhnlichen Bedarfs (Feuersbrunst) nicht allein auf die Zuflussleitung oder die Maschinen angewiesen zu sein, so kann etwa ein Drittel des mittleren Tagesbedarfs als die erforderliche Behältergröße bei einer gleichmäßigen Zuflussmenge oder bei einer Tag und Nacht dauernden Betriebszeit angesehen werden.

Bei einer Beschränkung der Betriebszeit auf die 12 Tagesstunden von 6 Uhr morgens bis 6 Uhr abends tritt der Fall der Fig. 6 ein; die stündliche Förderung muß

dann  $\frac{100}{12} = 8\frac{1}{3}\%$  des 24 stündigen Bedarfs betragen und die schraffierte Fläche entsprechende Überschussmenge über den Tagesverbrauch angesammelt werden, um den Bedarf in den Nachtstunden zu decken. Die Größe dieses Überschusses berechnet sich zu  $32,2\%$ , sodafs der Behälter auf  $1,5 \cdot 32,2 = 48,3\%$  oder abgerundet auf die Hälfte des 24 stündigen Bedarfs anzulegen ist.

In gleicher Weise ist die Tabelle Seite 82 berechnet, welche eine Anzahl solcher Betriebszeiten umfaßt, wie sie bei einem mit Pumpenanlage versehenen Wasserwerk vorkommen können.

Die erforderliche Größe des Ausgleichbehälters schwankt demnach je nach der Arbeitszeit der Pumpen zwischen  $21,4$  und  $64\%$ . Arbeiten dieselben nur 10 Stunden (von morgens 7 bis nachmittags 5 Uhr), so muß der Behälter  $64\%$  des 24 stündigen Durchschnittsverbrauches fassen, während sein Inhalt bei einer 17 stündigen Arbeitszeit von morgens 6 bis abends 11 Uhr auf  $21,4\%$  vermindert werden kann. Hierbei ist zu berücksichtigen, dafs sich die Berechnung auf den stärksten Verbrauchstag des Jahres bezieht und dafs demnach für die ganze übrige Zeit ein kleinerer Behälter ausreichend sein wird. Da der Inhalt desselben mit wachsender Betriebszeit abnimmt, so läfst sich derselbe auch vermindern, wenn die Arbeitszeit dem Bedarf angepaßt wird. Beschränkt sich dieselbe selbst während des stärksten Sommergebrauches nur auf die Zeit von 6 Uhr morgens bis 6 Uhr abends, so ist die oben berechnete Größe von  $48,3\%$  für



Betriebszeit.	Dauer des Betriebes.	Behältergröße in % des 24stündigen Durchschnittsbedarfs.	Stündliche Fördermenge in % des 24stündigen Durchschnittsbedarfs.	Betriebszeit.	Dauer des Betriebes.	Behältergröße in % des 24stündigen Durchschnittsbedarfs.	Stündliche Fördermenge in % des 24stündigen Durchschnittsbedarfs.
Vm. 5 bis Nm. 5	12	51,9	8,3	Vm. 6 bis Nm. 11	17	21,4	5,88
" 5 " " 6	13	44,1	7,7	" 6 " " 12	18	21,7	5,56
" 5 " " 7	14	36,6	7,14	" 6 " Vm. 1	19	22,1	5,26
" 5 " " 8	15	29,6	6,67	" 6 " " 2	20	24,0	5,0
" 5 " " 9	16	24,2	6,25	" 6 " " 3	21	26,0	4,77
" 6 " " 5	11	56,6	9,1	" 6 " " 4	22	27,8	4,55
" 6 " " 6	12	48,3	8,3	" 7 " " 5	10	64	10,0
" 6 " " 7	13	40,8	7,7	" 7 " " 6	11	56,3	9,1
" 6 " " 8	14	33,8	7,14	" 7 " " 7	12	48,7	8,3
" 6 " " 9	15	28,4	6,67	" 7 " " 8	13	41,7	7,7
" 6 " " 10	16	24,0	6,25	" 7 " " 9	14	36,3	7,14

den Behälter erforderlich, während bei beständigem Betriebe 32,2% ausreichen. Dehnt man aber die Betriebszeit bis etwas über 8 Uhr abends aus, so genügen diese 32,2% auch für den stärksten Verbrauch. In diesem Falle muß in etwas mehr als 14 Stunden das 1,5fache derjenigen Menge gepumpt werden, welche bei gleichmäßigem Betriebe in 12 Stunden zu fördern sein würde; demnach sind die Maschinen und Pumpen stärker herzustellen oder zeitweise rascher zu betreiben, oder aber es ist auf einige Zeit eine Reservepumpe einzustellen. Ist eine solche nicht vorhanden und auch eine entsprechende Beschleunigung der Pumpen nicht zulässig, so kann man sich mit einer weiteren Verlängerung der Betriebszeit helfen, an deren Ende der auf 32,2% bemessene Behälter nur teilweise gefüllt zu sein braucht (um 11 Uhr z. B. bis auf  $\frac{21,4}{32,2} = \text{rund } \frac{2}{3}$ ).

Je nach der Anpassungsfähigkeit der Maschinen und der Ausdehnung der Arbeitszeit wird man demnach den Behälterinhalt in ziemlich weiten Grenzen beschränken können und dieses ist der Grund, weshalb einzelne Wasserwerke auch nach erheblicher Steigerung der Wasserabgabe noch mit dem kleinen Anfangsbehälter auszukommen vermögen. Ferner führt Rücksichtnahme auf den Kostenpunkt, namentlich wenn der Behälter eines künstlichen Unterbaues von großer Höhe bedarf, oft zu einer Einschränkung unter die oben berechnete Größe. Vermöchten die Maschinen dem Verbrauch genau zu folgen, so ließe sich — unter Voraussetzung eines beständigen Tag- und Nachtbetriebes — ganz ohne Behälter auskommen und in der That findet man diese Anordnung nicht selten, namentlich bei den Wasserwerken in Nordamerika, aber auch vereinzelt in Deutschland, z. B. in Berlin für den größten Teil des dortigen Netzes, in Braunschweig und Augsburg, sowie in Posen für die obere Zone; die Regelung des Druckes erfolgt dann durch ein Standrohr oder durch große Windkessel (§ 14). Am ersten ist es noch möglich, bei einem ausgedehnten Versorgungsgebiete den Gang der Pumpen dem Verbrauche einigermaßen anzupassen; gewöhnlich wird zu viel gepumpt und es läuft (bei Anwendung eines Standrohres) der Überschufs durch das Überlaufrohr zurück, oder es treten erhebliche Druckschwankungen und andere Übelstände ein (beispielsweise gelangt die Luft, welche das Wasser im Windkessel aufgenommen hat, mit in die Leitung und führt zur Bildung von Luftansammlungen im Rohrnetz); auch der Gang der Maschinen und die Beanspruchung der Kessel ist unvorteilhaft.

Neben der Ausgleichung zwischen Verbrauch und Zuflufs hat der Behälter manchmal noch andere Zwecke zu erfüllen; er übernimmt z. B. die Versorgung auch für die

Zeit, daß eine Ausbesserung oder Reinigung der Zuleitung vorgenommen wird. Ist diese sehr lang, so wächst die Wahrscheinlichkeit, daß eine solche Unterbrechung von Zeit zu Zeit vorkommt und es sollte deshalb die GröÙe des Vorrats im allgemeinen mit der Länge der Leitung zunehmen. In solchen Fällen stellt es sich häufig als zweckmäÙig heraus, diesen Vorrat nicht auf einem Punkte anzusammeln, sondern ihn auf mehreren Stellen der Leitung zu verteilen. Diese Anordnung findet sich z. B. bei den langen Zuleitungen für die Stadt Liverpool, wo auÙer den Behältern im Stadtgebiet noch mehrere andere in nahezu gleichen Abständen angelegt sind (F. 3, T. III); ferner bei der Leitung zwischen dem Vartry-See und Dublin, s. F. 2, T. III. Im übrigen ist auch die Art der Ausführung der Zuleitung und die Beschaffenheit des Wassers nicht ohne Einfluß. Eine bequem zugängliche und aus gutem Mauerwerk hergestellte Leitung, deren Querschnitt nur teilweise durch das fließende Wasser ausgefüllt wird, ist seltener Beschädigungen ausgesetzt, als ein unter starkem Druck stehendes Eisenrohr oder als eine Leitung aus Cement- oder Thonrohren. Besitzt das zufließende Wasser nur geringe Geschwindigkeit und hat es gleichzeitig die Neigung, Ablagerungen zu bilden, so wird eine Reinigung öfter vorgenommen werden müssen, als bei schnellfließendem, klarem und weichem Wasser. Endlich wird man auch Rücksicht darauf zu nehmen haben, ob die Versorgungsstelle im Fall der Unterbrechung der Zuleitung vollständig von anderem Wasser abgeschnitten ist oder ob sich im Notfall auf Brunnen u. s. w. zurückgreifen läÙt. Englische Ingenieure geben die Regel, für ausgedehnte Zuleitungen bis zu 80 km Länge die Aufspeicherung eines Vorrats für 48 Stunden in Aussicht zu nehmen und diesen Vorrat bei größerer Länge entsprechend zu vergrößern. — Selbstverständlich wird man kleinere Ausbesserungen auf die Zeit des geringsten Wasserverbrauches zu verschieben suchen, wobei zu berücksichtigen ist, daß der Wasserverbrauch an Samstagen (insbesondere im Sommer und in den späten Nachmittagsstunden) am höchsten und an den Sonn- und Festtagen am niedrigsten zu sein pflegt.

Die gemachten Bemerkungen beziehen sich nicht allein auf die Hauptbehälter, welche man bei langen Zuleitungen möglichst in die Nähe der Stadt legen wird, um die nach dem größten Stundenbedarf zu berechnende Rohrstrecke zwischen Behälter und Versorgungsgebiet abzukürzen, sondern auch auf die Behälter zweiter Ordnung, welche innerhalb der Stadt für einzelne hochgelegene Teile angelegt sind.

Bezüglich der GröÙe der Behälter einzelner Städte mögen folgende Bemerkungen Platz finden:

München (350 000 Einwohner) verfügt über 37 500 und Frankfurt a. M. (180 000 Einwohner) über 24 500 cbm. In beiden Städten ist man mit Rücksicht auf die Länge der Zuleitung über die für den eigentlichen Betrieb notwendige GröÙe hinausgegangen, so daß die Behälter nicht allein dem Ausgleich dienen, sondern auch einen Vorrat für den Fall etwaiger Unterbrechung der Zuleitung aufnehmen. Dies ist auch der Grund, weshalb man in Wien, wo der ursprüngliche Fassungsraum der vorhandenen vier Behälter nur 25 600 cbm betrug, allmählich eine Erweiterung bis 170 000 cbm vorgenommen und eine weitere Verstärkung bis 240 000 cbm geplant hat. Die Behälter der meisten deutschen Städte sind erheblich kleiner. Zählt man die Angaben der erwähnten Thiem'schen Abhandlung zusammen, so ergibt sich, daß im Anfang der achtziger Jahre die Behälter von 100 deutschen Städten mit 6 854 000 Einwohnern zusammen 396 000 cbm faÙten oder daß auf 1 Einwohner durchschnittlich 58 l entfielen. Da die auf den Kopf dieser Einwohnerzahl entfallende tägliche Wassermenge nach den Ermittlungen des § 2 97 1 beträgt, so berechnet sich der vorhandene Inhalt zu rund 60% des 24stündigen Durch-

schnittsverbrauchs. Die Städte sind inzwischen erheblich gewachsen, die Behälter aber mit wenigen Ausnahmen die alten geblieben; die gefundene Zahl ist deshalb für die gegenwärtigen Verhältnisse etwas zu groß und dürfte auf 50% zu ermäßigen sein.

Die im vorstehenden gegebenen Zahlen sind vorzugsweise den „Monatsheften der Statistik des deutschen Reichs“, insbesondere dem Februarheft 1891 (Ergebnis der letzten Volkszählung), sowie den Betriebsberichten verschiedener Wasserwerke entnommen. Außerdem wurde die oben erwähnte Zusammenstellung von Thiem, die Schrift von Smreker: „Detail-Projekt für das Wasserwerk der Stadt Mannheim“ und diejenige von Wingen: „Bericht über die Wasserversorgung der Stadt Glogau“ benutzt.

**§ 4. Größe und Abflussmengen der Sammelbehälter.** Bisher wurde angenommen, daß der die Wasserleitung speisende Zufluß in einer den Tagesbedarf deckenden Menge gleichmäßig während des ganzen Tages oder während einer Anzahl von Tagesstunden zufließt bzw. gefördert werde, was bei Quellen oder natürlichen Wasserläufen jedoch nicht der Fall ist. Bleibt die Ergiebigkeit derselben zeitweilig hinter dem Bedarf an Wasser zurück, so ist man auf die Ansammlung in Behältern angewiesen, welche um so größer sein müssen, in je weiteren Grenzen die Ergiebigkeit schwankt. Diese Behälter werden meistens durch Abschluß eines Thales, weniger oft durch Ausgrabung oder vollständige Umwallung gebildet und heißen Sammelbecken, Sammelteiche, Sammelweiher, oder Staubehälter, Stauteiche. Sie werden namentlich bei solchen Versorgungsanlagen nötig, die auf das Wasser angewiesen sind, welches in einem bestimmten Entwässerungsgebiet an der Oberfläche zusammenläuft. Hier muß der zur Zeit der Schneeschmelze und des reichlichen Zuflusses angesammelte Überschuss nicht allein den Fehlbetrag der trockenen Monate decken, sondern auch groß genug sein, um über mehrere aufeinanderfolgende Jahre hinweg zu helfen.

Die richtige Lösung der aus vorstehendem sich ergebenden Aufgabe ist mit manchen Schwierigkeiten verbunden, weil für die bedingenden Verhältnisse nur selten genaue Zahlenwerte vorliegen. Die Kenntnis des zum Abfluß gelangenden Teiles der Regenhöhe, der niedrigsten innerhalb Jahresfrist fallenden Regenmenge, der Verteilung der letzteren auf die einzelnen Monate des Jahres, der eintretenden Verdunstung, eines etwaigen Verlustes des gesammelten Wassers durch Versickerung u. s. w. beruht mehr oder weniger auf Schätzung. Durch die bereits ausgeführten Anlagen sind zwar allmählich, namentlich in England, manche Erfahrungen gewonnen, allein in dem trockenen Jahre 1868 haben sich auch zahlreiche englische Anlagen als unzureichend bewiesen. Dort rechnet man nach Humber in Bezirken, die zur Sammlung von Wasser für geeignet gehalten werden, von jedem ha durchschnittlich auf 1,5 bis 4,5 cbm für den Tag auch in sehr trockenen Zeiten. Hiernach würden jährlich 547,5 bis 1642,5 cbm von 1 ha gewonnen werden können, was einer Abflusshöhe von 5,5 bis 16,5 cm entspricht.

Da die Mehrzahl der hier in Frage kommenden Sammelgebiete kleiner ist, als eine Quadratmeile (56 qkm), so sind die Abflussmengen ganz nahe belegener Bezirke trotz gleicher Regenhöhe oft erheblich verschieden, weil die mehr oder weniger durchlässige Beschaffenheit des Untergrundes, das Gefälle und die Bepflanzung des Zuflussgebietes von bedeutendem Einfluß ist. Aus diesem Grunde lassen sich auch die an größeren Wasserläufen angestellten Beobachtungen nicht unmittelbar benutzen, doch können sie immerhin als Anhalt für die betreffende Gegend dienen. Es möge deshalb, unter gleichzeitigem Hinweis auf das in Kap. I (§ 4) und in Kap. II (§ 8) Gesagte, hier kurz bemerkt werden, daß Michaelis<sup>29)</sup> die Abflussmengen an Flüssen des westfälischen Beckens

<sup>29)</sup> Zeitschr. f. Bauwesen 1882.

in den 6 Wintermonaten November—April durchschnittlich zu 65,3% der Niederschläge  
 „ „ 6 Sommermonaten Mai—Oktober „ „ 18% „ „  
 gefunden hat, was bezw. 1190 und 400 oder durchschnittlich 800 cbm für den Tag  
 und qkm entsprechen würde. Nach den von Sasse auf Grund 20—50 jähriger Pegel-  
 beobachtungen vorgenommenen Ermittlungen ist im Gebiete der Elbe und Saale, sowie in  
 deren Nachbarschaft die jährliche Versickerungs- und Verdunstungshöhe zu 0,373 m an-  
 zunehmen, sodafs von 0,60 m Regenhöhe 0,227 m oder im Durchschnitt täglich 620 cbm  
 von jedem qkm zum Abflufs gelangen würden. Nicht zu übersehen ist, dafs die Mehr-  
 zahl der Wasserläufe auch mit Grundwasser gespeist wird und dafs demgemäfs ein  
 Teil der berechneten Abflufsmenge aus Grundwasser bestanden hat, wie sich überhaupt  
 eine scharfe Grenze zwischen diesem und dem Oberflächenwasser nicht ziehen läfst.

Von den Messungen über die Ergiebigkeit kleiner Abflufsgebiete bezw. einzelner  
 Sammelbecken mögen folgende erwähnt werden:

Während der zehnjährigen Beobachtungen, welche an dem 5 Millionen cbm halten-  
 den Staubehälter von Montaubry angestellt wurden, betrug die

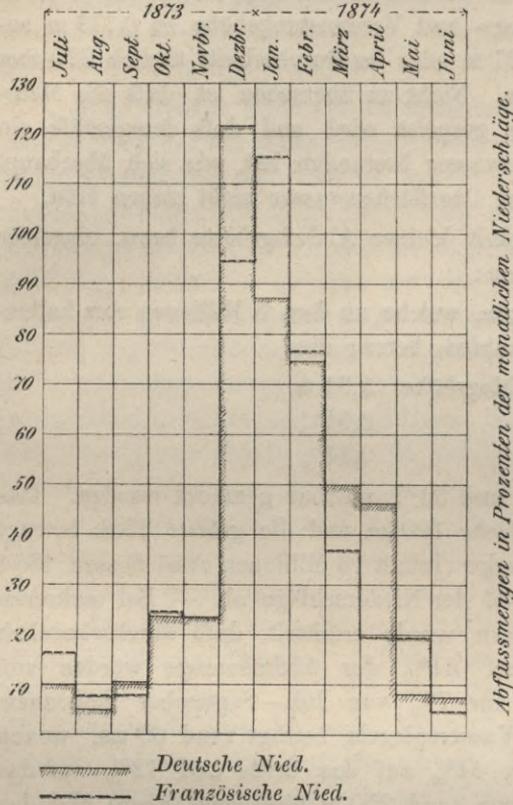
größte jährliche Niederschlagshöhe	1,31 m
kleinste „ „	0,51 „
mittlere „ „	0,84 „

wovon 0,474, 0,118 und 0,288 m oder 36,23 und 34% nutzbar gemacht wurden. Das  
 Zuflufsgebiet hält 16 qkm, die Wasserspiegelfläche 100 ha und die größte Tiefe beträgt  
 15,2 m. — Aus dem Stauweiher von Gondrexange (Inhalt 13 Millionen cbm) flossen 1854  
 und 1855 bezw. 0,555 und 0,429, im Mittel 0,492 der Niederschläge ab. — Bei mehreren  
 in Elsaßs-Lothringen belegenen Sammelbehältern wurde ermittelt, dafs durchschnittlich  
 36% der Niederschläge angesammelt werden. 41% der Abflufsmenge werden von  
 Januar—März, 21% von April—Juni, und nur 7% von Juli—September gewonnen.  
 Die jährliche Verdunstungshöhe des freien Wasserspiegels beträgt rund 60 cm, wovon  
 8% auf Januar—März, 36% auf das zweite, 44% auf das dritte und 12% auf das  
 vierte Vierteljahr entfallen. Die Behälter liegen rund 250 m über dem Meere und das  
 Zuflufsgebiet ist etwa zur Hälfte bewaldet. — Aus den Stauteichen für die Wasserleitung  
 von Liverpool (das neue Becken von Vyrnwy ausgenommen) wurden rund 60% der  
 auf die Fläche von 40 qkm niederfallenden Regenhöhe (0,884 m) gewonnen und aus denen  
 der Stadt Edinburg fließen etwa 85% der 0,996 m betragenden Niederschläge; die  
 Gileppe bei Verviers lieferte nach den vorgenommenen Messungen vom 1. September  
 1863 bis dahin 1864 = 23,2 und in der gleichen Zeit des trockenen Jahres 1864/65  
 rund 19,8 Millionen cbm bei 0,72 m Regenhöhe aus einem Abzugsgebiet von 40 qkm.  
 Die von Intze im Eschbach-Thal bei Remscheid längere Zeit hindurch vorgenommenen  
 Messungen der Abflufsmengen ergaben, dafs durchschnittlich 95% der Niederschläge  
 aus einem 4,5 qkm großen, sehr undurchlässigen Gebiet abfließen. Ähnliche Abflufs-  
 mengen sind in der Schweiz beobachtet.

Beachtenswerte Messungen sind gelegentlich der Vorarbeiten für den Mosel-Saar-  
 Kanal angestellt und beziehen sich auf zwei Bäche, die deutsche und die französische Nied,  
 deren Abflufsmengen in Prozenten der monatlichen Niederschläge in Fig. 7 (S. 86) dar-  
 gestellt sind. Aus denselben geht der Einflufs der Verteilung der Niederschläge  
 auf die Abflufsmenge hervor. Im Mai bis Oktober beträgt letztere nur etwa  $\frac{1}{8}$ — $\frac{1}{10}$   
 des gefallenen Regens, in den eigentlichen Sommermonaten Juni bis August noch weniger,  
 sodafs von den Niederschlägen des wärmeren Halbjahres nur wenig nutzbar gemacht

werden kann, obwohl dieselben 25—30% größer sind, als die der kälteren Jahreshälfte. Bei der Wasserversorgung einer Stadt aus Sammelbehältern kommt es deshalb sehr darauf an, wie sich die Verteilung der Niederschläge in trockenen Jahren gestaltet.

Fig. 7.



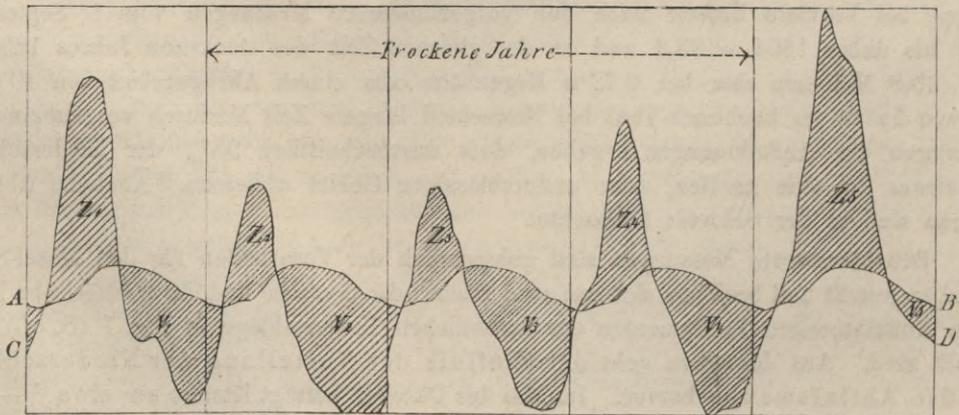
Abflussmengen in Prozenten der monatlichen Niederschläge.

Unter Umständen kann ein Jahr, welches in den Kreisen der Landwirte und der Schifffahrttreibenden als sehr trocken gilt, sich für den Betrieb der Staubehälter noch leidlich günstig gestalten, sofern die Niederschläge im Herbst und Winter nicht sehr vom Mittel abweichen. Man wird demnach die Niederschläge einer Reihe von Jahren zu Rate ziehen müssen, um das am wenigsten ergiebige Jahr oder besser die ungünstigste Jahresgruppe ausfindig zu machen und darauf die Berechnung der zu erwartenden Abflussmengen und des Teichbetriebs aufzubauen. Eine solche Gruppe bildet für den größten Teil von Deutschland die Zeit von 1857—59, in welcher die Niederschläge jedes einzelnen der drei Jahre hinter dem Mittelwert zurückblieben und außerdem teilweise ungünstig verteilt waren. In Königsberg i. Pr., wo die mittlere Regenhöhe 623 mm beträgt, fielen z. B. im Jahre

	1857	1858	1859
nur	373	325	454 mm,
	im ganzen also 1152 mm gegen 1870 mm,		
	welche der mittleren Regenhöhe entsprechen.		

Wurde demnach ein Staubehälter so berechnet, daß er in diesen drei trockenen Jahren die erforderliche Wassermenge geliefert haben würde, so war ein ausreichender Grad von Sicherheit für die Wasserversorgung der Stadt vorhanden.

Fig. 8. Verhältnis zwischen Zufluss und Verbrauch bei Sammelbecken.



Die mit solchen Arbeiten verknüpften Berechnungen werden übersichtlicher, wenn man sich dazu der zeichnerischen Darstellung nach Art der Fig. 8 bedient. Hier be-

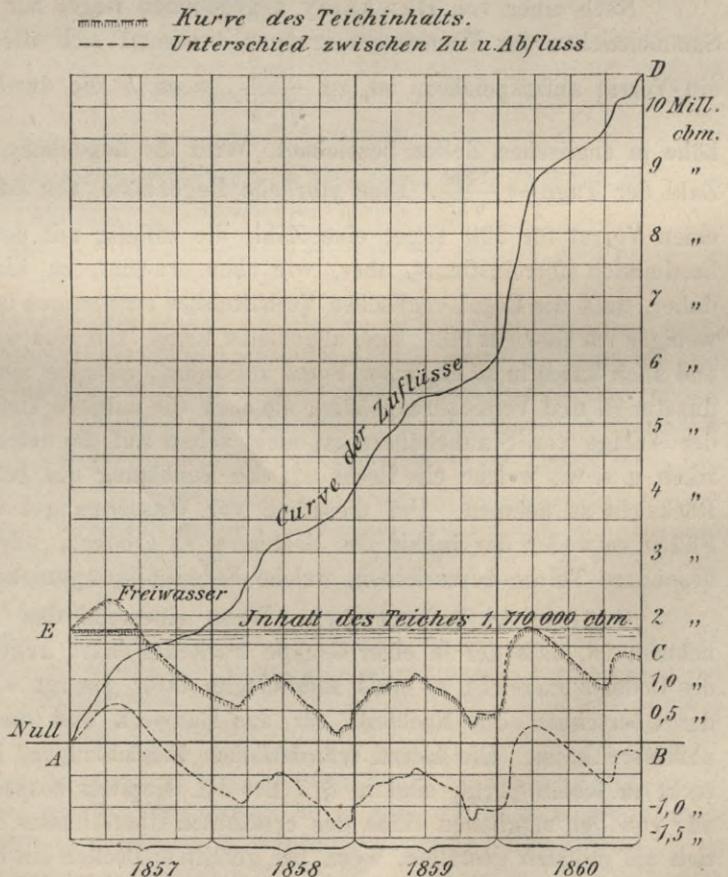
zeichnet  $AB$  die Kurve des Wasserverbrauchs während mehrerer hintereinander folgenden Jahre,  $CD$  diejenige der Zuflüsse in derselben Zeit. Die über der Verbrauchskurve liegenden schraffierten Abschnitte  $Z$  der Zuflussskurven bezeichnen den Überschuss des Zuflusses über den Verbrauch und sind aufzuspeichern, um den ebenfalls schraffiert dargestellten Bedarf  $V$  während der trockenen Zeit des Betriebsjahres zu decken. Es werde angenommen, daß  $Z_1$  und  $Z_5$ , entsprechend dem Zufluss in den Durchschnittsjahren, größer sind, als  $V_1$  und  $V_5$ , während in drei aufeinanderfolgenden trockenen Jahren der Zufluss hinter dem Bedarf zurückbleibt. Bei dieser Annahme ist die Voraussetzung statthaft, daß durch den Zufluss  $Z_1$  der Behälter ganz gefüllt ist; wird der Inhalt desselben mit  $J$  bezeichnet, so muß

$$J + Z_2 + Z_3 + Z_4 = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 \quad \text{und} \quad J = V_{1-4} - Z_{2-4} \dots 3.$$

sein, wobei vorausgesetzt ist, daß die in den Stauteichen verdunstenden und versickernden Mengen (nach Abzug der Regenhöhen) schon bei Verzeichnung der Zuflussskurven mit berücksichtigt sind und daß das Zuflußgebiet groß genug ist, um die Zuflüsse wirklich zu leisten.

Nach diesen Grundsätzen ist in Fig. 9 dargestellt, wie sich das Sammelbecken zu Paroy während der Jahre 1857—1860 verhalten haben würde, von denen sich die drei ersten, wie oben erwähnt, durch besondere Trockenheit auszeichneten.<sup>30)</sup> Der genannte Stauweiher dient zwar zur Speisung des Rhein-Marne-Kanals und hat demnach nicht den strengen Anforderungen zu genügen, welche bei der Versorgung einer Stadt gefordert werden, da für diese unter allen Umständen täglich eine bestimmte Wassermenge bereit gehalten werden muß. Indessen haben beide Versorgungsarten mancherlei gemeinsame Gesichtspunkte, sodaß das Beispiel auch für den vorliegenden Fall geeignet erscheint. Die Zeiten sind als Abscissen, die Zuflussmengen in der Weise dargestellt, daß die Ordinaten der Kurve  $AD$  die gesamte seit dem 1. Jan. 1857 bis zu dem betreffenden, von der Abscisse angegebenen Zeitpunkt zugeflossene Wassermenge an-

Fig. 9.  
Verhalten des Sammelbeckens zu Paroy in den Jahren 1857—1860.



<sup>30)</sup> Ann. des ponts et chaussées 1880, I., Febr. Die daselbst auf Taf. 3 befindlichen Einzelfiguren sind der größeren Übersichtlichkeit wegen zu einer Figur zusammengezogen.

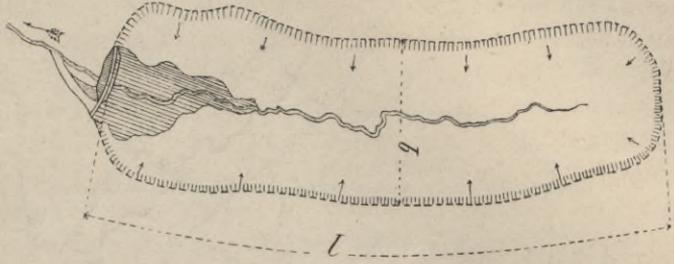
geben. Die zur Speisung erforderlichen und durch Verdunstung sowie durch Versickerung verlorenen Wassermengen sind ebenso, jedoch nicht von der Abscissenaxe, sondern von der Kurve  $AD$  aus nach unten aufgetragen. Es ergibt sich auf diese Weise eine zweite Kurve  $AB$ , welche, solange der Zugang den Abgang übertrifft, oberhalb, sonst aber unterhalb der Abscissenaxe liegt. In diesem Falle, der vom September 1857 bis Februar 1860 die Regel bildet, muß der Inhalt des Behälters zur Deckung herangezogen werden. Derselbe beträgt 1710 000 cbm und es ist angenommen, daß das Becken am 1. Januar 1857 vollständig gefüllt sei. Die Schwankungen des Inhalts werden durch eine Kurve  $EC$  dargestellt, welche der Kurve  $AB$  parallel läuft und soweit sie über die durch 1710 000 cbm gelegte Wagerechte tritt, das durch die Freiarche abgelaufene überflüssige Wasser zur Anschauung bringt. Den tiefsten Stand würde das Becken im Monat November 1858 mit etwa 150 000 cbm Inhalt erreicht haben und dadurch der Grenze seiner Leistungsfähigkeit schon sehr nahe gerückt sein, was bei einer Wasserversorgungsanlage wegen der sich dann ergebenden Unsicherheit im Betriebe nicht vorkommen darf. Abgesehen davon ist die in der angegebenen Quelle gemachte Voraussetzung, daß das Becken bei Beginn der Periode der trockenen Jahre ganz gefüllt sei, zu günstig, sodafs demselben auch aus diesem Grunde, sofern es zur Wasserversorgung dienen sollte, die in Rechnung gestellten Wassermengen nicht ganz hätten entnommen werden dürfen.

Nach einer von Hawksley angegebenen Regel zur Bestimmung der Gröfse von Sammelteichen für Wasserversorgungen bestimmt sich die Zahl der Tage, für welche ein Vorrat aufzuspeichern ist, zu  $\frac{1000}{\sqrt{\frac{5}{6}h}}$ , wenn  $h$  die durchschnittliche jährliche Regenhöhe in englischen Zollen bezeichnet. Wird die Regenhöhe in cm angegeben, so ist die Zahl der Tage =  $\frac{1750}{\sqrt{h}}$ . Eine jährliche Regenhöhe von 64 cm erfordert hiernach z. B. einen Vorrat für 220 Tage, eine Zahl, die zufällig mit der für das Becken von Paroy bestimmten übereinstimmt, aber, wie oben erwähnt, zu klein sein würde. Dies rührt daher, daß die Regel englischen Verhältnissen entnommen ist, bei denen die Verdunstung weniger ins Gewicht fällt. Eine allgemeine Regel läßt sich wahrscheinlich überhaupt nicht und auch kaum in so einfacher Form aufstellen; dieselbe müßte vielmehr sowohl die Verdunstungs- und Versickerungshöhe, als auch die mittlere Tiefe des Beckens enthalten. Bei der Anlage von Staubebehältern ist nicht selten auf die unterhalb belegenen Mühlen, Fabriken u. s. w., welche ein Recht auf die Benutzung des betreffenden Wasserlaufs haben, Rücksicht zu nehmen. Um dieselben vor Wassermangel zu bewahren, ist in solchen Fällen entweder der Inhalt des Behälters zu erhöhen, oder es sind für jene Anlagen besondere Teiche herzurichten, welche Entschädigungsteiche genannt werden können.

Größte Abflufsmengen. Wenn einerseits das Abflußgebiet so groß anzunehmen ist, daß der in einer Gruppe trockener Jahre angesammelte Vorrat zur Deckung des Bedarfs ausreicht, so muß andererseits dafür gesorgt werden, daß in nassen Jahren der Überschufs ohne Nachteile für das Bauwerk und die unterhalb belegene Gegend abfließen kann. Die hierzu erforderlichen Einrichtungen, bei welchen ein Überfallwehr nicht zu fehlen pflegt, sind in § 7 des III. Kapitels besprochen; es möge deshalb hier nur von der möglichen Höhe des erwähnten Überschusses die Rede sein. Derselbe wird sich am größten gestalten, wenn bei gefülltem Becken ein heftiger Regen eintritt, dessen ganze Zuflußmenge demnach abgeführt werden muß. Da es sich meistens um kleine Entwässerungsgebiete handelt, welche von einem Sturzregen in ganzer Ausdehnung be-

troffen werden können, so sind die von einer Flächeneinheit abfließenden Wassermengen oft sehr beträchtlich. Es treten, zumal man zur Anlage von Sammelbecken Gebiete mit geringer Durchlässigkeit zu wählen pflegt, ähnliche Verhältnisse ein, wie bei den Entwässerungsgebieten städtischer Hauptkanäle. Demnach berechnet sich, unter Bezugnahme auf die Erörterungen des VIII. Kapitels, die größte Abflussmenge  $Q$  für den Fall, daß das Abflußgebiet nahezu ein Rechteck bildet (Fig. 10), zu

Fig. 10. Einfache Thalmulde.



$$Q = \frac{b t_r v q}{1000 \cdot 10000}, \text{ wenn } l > v t_r + \frac{b}{2},$$

wo  $b$  die Breite des Gebietes in m,  
 $t_r$  die Dauer des Regenfalls in Sekunden,  
 $q$  die in 1 Sekunde von 1 ha abfließende Wassermenge in Litern,  
 $v$  die mittlere Geschwindigkeit des abfließenden Wassers i. d. Sekunde in Metern  
 bezeichnet. Ist  $l \leq v t_r$ , so wird  $Q = \frac{b l q}{1000 \cdot 10000}$ .

Beispielsweise falle auf ein 2000 m breites und 7500 m langes Entwässerungsgebiet in 25 Minuten oder 1500 Sekunden ein Sturzregen von 1,5 cm Höhe = 100 sl (Sekundenliter) f. d. ha, wovon 50 sl mit einer Durchschnittsgeschwindigkeit von 0,6 m zum Abfluß gelangen sollen. Da  $7500 > 0,6 \cdot 1500 + \frac{2000}{2}$ , so ist

$$Q = \frac{2000 \cdot 1500 \cdot 0,6 \cdot 50}{1000 \cdot 10000} = 9 \text{ cbm i. d. Sekunde.}$$

Ein heftiger Landregen von 24 stündiger Dauer und 8 cm Gesamthöhe oder 9,26 sl f. d. ha, wovon 6,5 l abfließen mögen, liefert nur  $\frac{1500 \cdot 7500 \cdot 6,5}{1000 \cdot 10000} = 7,3 \text{ cbm i. d. Sekunde.}$

Hätte das Thal jedoch bei gleicher Grundrißfläche 1500 m Breite und 10 000 m Länge, so würde die Wassermenge bei dem Wolkenbruche nur 6,75 cbm betragen, also kleiner sein, als bei dem Landregen.

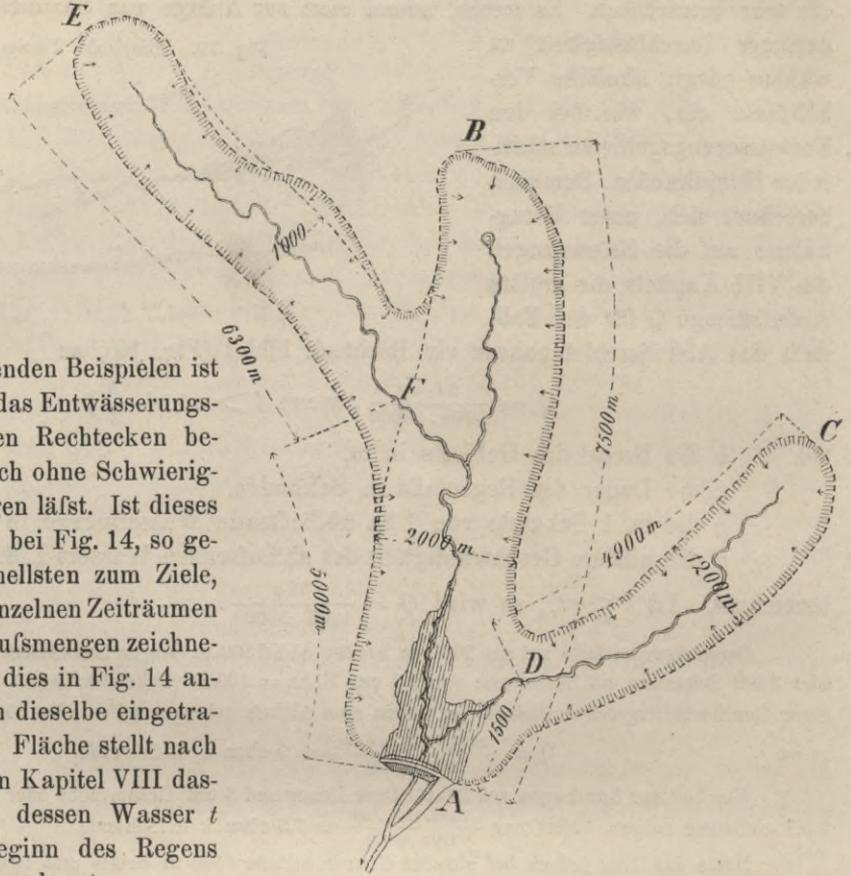
Sind Nebenthäler vorhanden, wie in Fig. 11 (S. 90), so bestimmt man die größte Wassermenge am einfachsten, indem man die den einzelnen Thälern entsprechenden Abflußkurven<sup>31)</sup> so unter- oder übereinander aufträgt, daß die Anfangspunkte der Kurven der Nebenthäler diejenigen Abstände von dem Anfangspunkte der Kurve des Hauptthales innehalten, welche das Wasser gebraucht, um von den Mündungen der Thäler nach der Abflußstelle zu gelangen (Fig. 12 a—c, S. 91).

Als Beispiel für das in Fig. 11 dargestellte Gebiet werde die Regenstärke u. s. w. wie vorhin und die mittlere Geschwindigkeit in  $AB$  zu 0,6 m, diejenige in den übrigen Thälern zu 0,7 m angenommen. Trägt man dann die senkrecht untereinander liegenden Ordinaten zusammen (Fig. 13), so erhält man einen Verlauf des Abflusses über das Überfallwehr darstellende Kurve; aus ihr ist zu ersehen, daß die größte Menge 15,3 cbm i. d. Sekunde erreicht und 5150 Sekunden nach Beginn des Wolkenbruchs oder 3650 Sekunden nach dem Ende des Regens eintritt und 2300 Sekunden anhält; ein zweites, kleineres Ansteigen bis zu 13,1 cbm i. d. Sekunde tritt 2970 Sekunden später ein, worauf der Wasserzufluß rasch abnimmt und 17 300 Sekunden nach Beginn des Regens ganz aufhört. — Der oben erwähnte Landregen von 8 cm in 24 Stunden liefert eine größte Wassermenge von  $17\frac{2}{3}$  cbm i. d. Sekunde und übertrifft somit die durch den Sturzregen zugeflossene größte Menge um etwas. Bei Berechnung der Abmessungen des Überfalls würde jedoch zu berücksichtigen sein, daß die Sturzregen bis zu 50% stärker sein können, während ein Landregen nur selten eine größere Höhe als 8 cm in 24 Stunden in unseren Breiten erreicht.

<sup>31)</sup> Die Abflußkurve entsteht, wenn man die Abflussmengen als Ordinaten auf den die zugehörigen Zeiten darstellenden Abscissenpunkten aufträgt (siehe Kap. VIII). pag 381-

Fig. 11. Thalmulde mit Nebenthälern.

In den vorstehenden Beispielen ist angenommen, daß das Entwässerungsgebiet aus einzelnen Rechtecken besteht, oder sich doch ohne Schwierigkeit in solche zerlegen läßt. Ist dieses nicht der Fall, wie bei Fig. 14, so gelangt man am schnellsten zum Ziele, wenn man die den einzelnen Zeiträumen entsprechenden Zuflussmengen zeichnerisch bestimmt, wie dies in Fig. 14 angedeutet ist. Die in dieselbe eingetragene winkelförmige Fläche stellt nach den Ausführungen in Kapitel VIII dasjenige Gebiet dar, dessen Wasser  $t$  Sekunden nach Beginn des Regens bei  $A$  zum Abfluß gelangt.



Nimmt man wieder die Zeitdauer  $t_r$  des Sturzregens zu 1500 Sekunden, die abfließende Wassermenge zu 50 sl f. d. ha an und setzt die mittlere Zuflusgeschwindigkeit = 0,6 m, so ergibt sich der in Fig. 15 a (S. 92) dargestellte Verlauf des Abflusses. Die bei  $A$  abfließende Wassermenge steigt allmählich an, bis sie 12000 Sekunden nach Beginn des Regens ihren höchsten Wert mit 22,1 cbm i. d. Sekunde erreicht, um dann rasch abzunehmen. Obwohl das Zuflußgebiet (21 qkm) ungefähr die nämliche Größe hat, wie bei Fig. 11, und die Durchschnittsgeschwindigkeit noch etwas geringer angenommen ist, so übersteigt doch die größte sekundliche Wassermenge, welche der Sturzregen bei Fig. 14 liefert, diejenige der Fig. 11 erheblich (22,1 gegen 15,3 cbm), weil die einzelnen Wasserteilchen kürzere Wege zurückzulegen haben. — Welchen Einfluß die Geschwindigkeit auf die Abflussmenge ausübt, geht aus Fig. 15 b hervor, aus welcher der Verlauf des Abflusses aus dem Zuflußgebiet der Fig. 14 bei  $v = 1$  m unter sonst gleichen Umständen, wie vorher, ersichtlich ist. Die Dauer des Abflusses ist auf 9240 Sekunden beschränkt, innerhalb deren die Wassermenge bis auf 38,2 cbm i. d. Sekunde ansteigt. Ein 24stündiger Landregen müßte, wenn er eine gleiche Wassermenge liefern sollte, eine Höhe von 17,4 cm erhalten, wenn man annimmt, daß 0,7 des gefallenen Regens zum Abfluß gelangen. — Derartigen Unterschieden in der Örtlichkeit ist u. a. bei den neuen Speisebecken für den Marne-Saône-Kanal Rechnung getragen. Der Mouche-Behälter mit 65 qkm Zuflußgebiet hat einen Überfall für 17,5 cbm, der Liez-Behälter mit nur 34 qkm einen solchen für 25,1 cbm i. d. Sekunde.<sup>32)</sup> — Bei beschränkter Länge des Abschlußdammes kann es erforderlich werden, denselben vollständig als Überfallwehr herzustellen, wie es z. B. bei der Vyrnwy-Thalsperre geschehen ist.

<sup>32)</sup> G. Cadart. Die Wasserbehälter des Haute-Marne-Departements. Bericht für den V. internationalen Binnenschiffahrts-Kongress in Paris. Paris 1892. S. 3. — Auch die übrigen für diesen Kongress gelieferten Berichte über Wasserbehälter (vergl. Kap. III, S. 272) sind mit Rücksicht auf die in ihnen enthaltenen Angaben über Speisungsgebiet und Abflussmengen hier zu erwähnen.

Fig. 13. Gesamtabflufs bei A der Fig. 11.

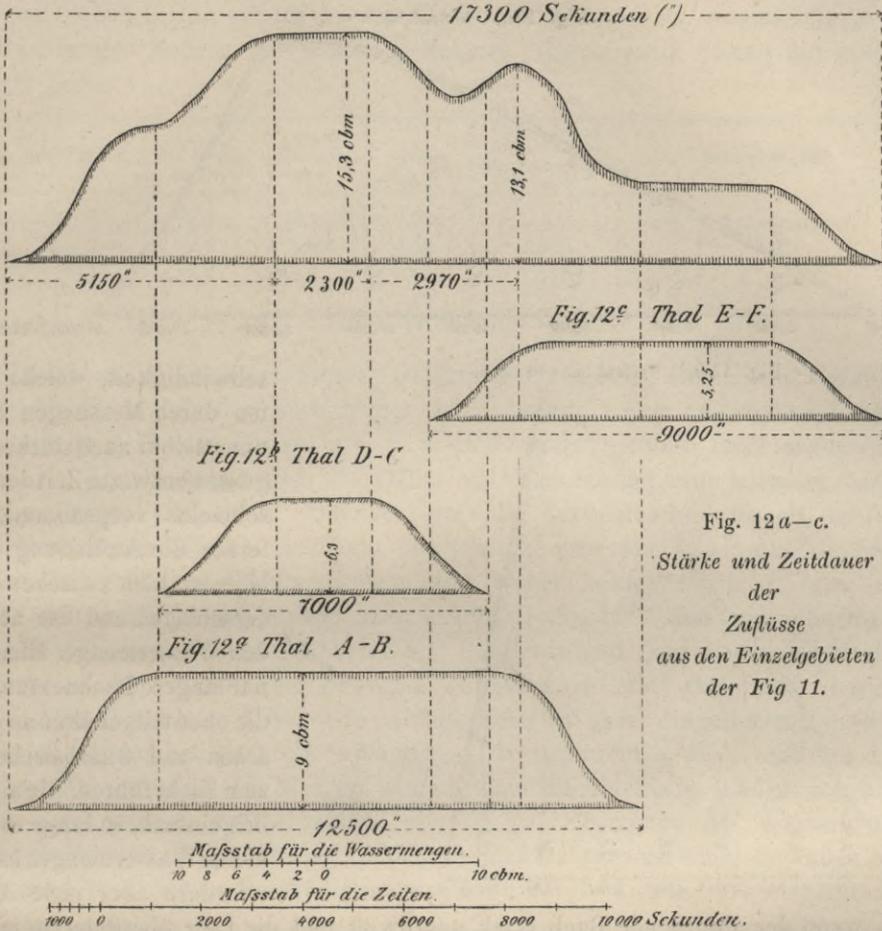


Fig. 12 a-c.  
Stärke und Zeitdauer  
der  
Zuflüsse  
aus den Einzelgebieten  
der Fig. 11.

Der Einfachheit wegen ist in Fig. 10, 11 u. 14 vorausgesetzt, daß die einzelnen Wasserfäden den Wasserläufen der Thalsohle in senkrechter Richtung zufließen. Findet sich eine hiervon wesentlich abweichende Richtung vor, so läßt sich die Zuflußfigur an den verschiedenen Punkten des Wasserlaufes ohne besondere Mühe an der Hand eines guten, mit Höhenschichten versehenen Lageplans verzeichnen. Schwieriger ist die Bestimmung der mittleren Ge-

Fig. 14. Breites Thal mit Verjüngung.

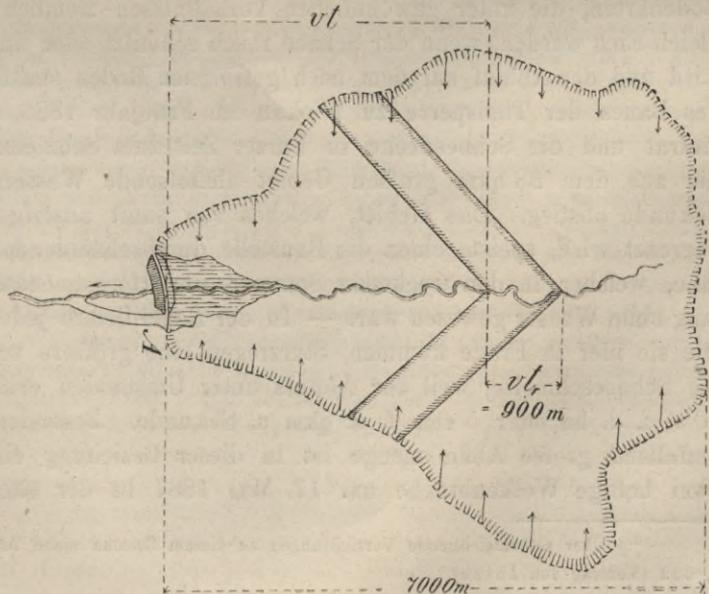
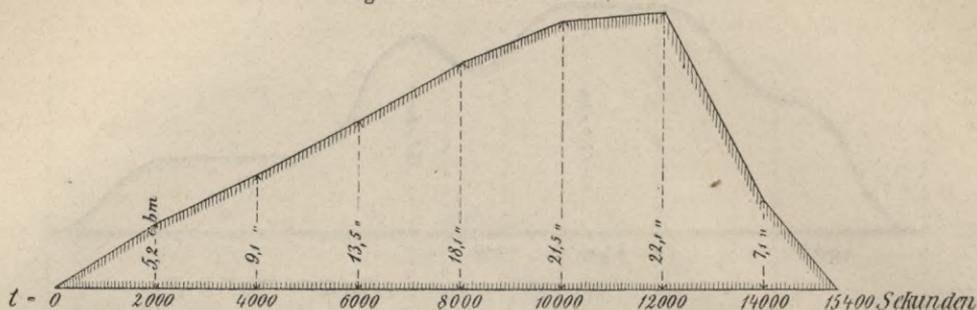
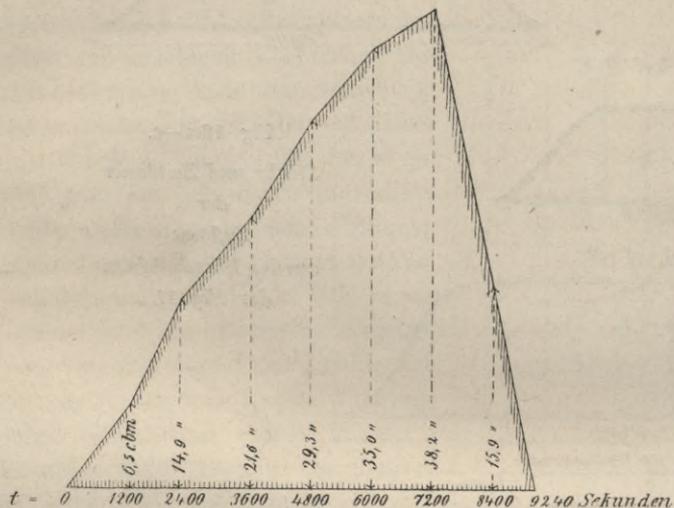


Fig. 15 a u. b. Verlauf des Abflusses bei A der Fig. 14.

Fig. 15 a. Verlauf bei  $v = 0,6$  m.Fig. 15 b. Verlauf bei  $v = 1,0$  m.

schwindigkeit, welche am besten durch Messungen bei oder unmittelbar nach starken Regengüssen bzw. zur Zeit der Schneeschmelze vorgenommen wird; ferner die Auffindung der Verhältniszahlen zwischen den Niederschlägen und der abfließenden Wassermenge. Hier können nur längere Beobachtungen, wie die oben mitgetheilten an der deutschen und französischen Nied, zum Ziele führen. Sie sind ziemlich einfach, so lange es sich um kleine Wassermengen handelt<sup>33)</sup>, erfordern aber viele Aufmerksam-

samkeit, wenn der abführende Bach stark anschwillt und die Ufer überflutet werden. Die Verhältniszahl wächst mit der Dauer und Stärke des Regens und sie kann — auch bei Bodenarten, die unter gewöhnlichen Verhältnissen ziemlich aufsaugend sind — nahezu gleich Eins werden, wenn der Schnee rasch schmilzt oder durch warmen Regen aufgetaut wird und der Ablauf auf dem noch gefrorenen Boden stattfindet. So wurde gelegentlich des Baues der Thalsperre zu Wiekau im Frühjahr 1888, als plötzlich warmes Wetter eintrat und die Schneedecke in kurzer Zeit zum Schmelzen brachte, beobachtet, daß die aus dem 38 qkm großen Gebiet abfließende Wassermenge bis auf 20 cbm i. d. Sekunde anstieg. Das Gebiet, welches von sanft ansteigenden, unbewaldeten Hügeln begrenzt wird, speiste einen die Baustelle durchschneidenden Bach von etwa 0,0075 Gefälle, welcher in den trockenen Sommer- und Herbstmonaten des Jahres 1887 wochenlang ohne Wasser gewesen war. — In der Regel liefern jedoch bei Entwässerungsflächen, wie sie hier in Frage kommen, Sturzregen eine größere sekundliche Wassermenge, als die Schneeschmelze, weil der Abfluß unter Umständen erheblich stärker sein kann, als 50 sl f. d. ha oder 5 cbm f. d. qkm u. Sekunde. Besonders bemerkenswert durch die auffallend große Abflußmenge ist in dieser Beziehung ein Beispiel, welches sich auf zwei heftige Wolkenbrüche am 17. Mai 1887 in der sächsischen Oberlausitz bezieht.

<sup>33)</sup> Über selbstzeichnende Vorrichtungen zu diesem Zwecke siehe Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 622 (Vortrag von Intze).

Nachdem es schon vom 26. April ab fast täglich stark geregnet hatte, brachten zwei Gewitter um 6 und 9 Uhr abends 67 mm Regen (bis Mitternacht), wovon infolge starker Durchtränkung des Bodens nur wenig versickerte. Demgemäfs betrug die gröfste Abflussmenge:

No. des Thales.	Länge des Thales in km.	Abflussgebiet in qkm.	Gefälle.	Gröfste sekundliche Abflussmenge von 1 qkm in cbm.	Bemerkungen.
Thal No. 1 . .	4,5	9,46	0,022	11,1	Durch 14 Profile gemessen.
„ „ 2 . .	2,5	3,45	0,02	12,2	„ 6 „ „
„ „ 3 . .	16,7	52,0	0,007	4,0	„ 7 „ „

u. s. w. bis Thal No. 14.

Thal No. 9 mit 11,7 km Länge, 61 qkm Abflussgebiet und 0,008 Gefälle weist den kleinsten Wert auf, der noch immer 2,03 cbm für 1 qkm und Sekunde beträgt.<sup>34)</sup> Die Messung ist nach der Formel  $v = f \cdot k \sqrt{RJ}$  erfolgt, jedoch nicht angegeben, wie  $k$  bestimmt ist. Der Umstand, dafs die Thäler am Fusse felsiger, nur teilweise bewaldeter Bergkuppen liegen, läfst darauf schliessen, dafs die Zugufgeschwindigkeit des Wassers von den Hängen des Thales eine sehr beträchtliche gewesen sein mufs. — Jedenfalls übertreffen die gefundenen Abflussmengen alle bisher bekannten, u. a. auch die von Lauterburg<sup>35)</sup> angegebenen, welche nicht über 2,61 cbm für 1 qkm und Sekunde hinausgehen. — Im 4,5 qkm grofsen Eschbach-Thale bei Remscheid fand Intze bei Hochwasser nur 2,45 cbm i. d. Sekunde (als geringste Abflussmenge 0,012 cbm); die Überfälle der Gileppe sind für 50 cbm i. d. Sekunde (Abflussgebiet 40 qkm) eingerichtet; doch ist die Thalsperre so ausgeführt, dafs ein zeitweiliges Überlaufen über die Krone des Dammes ihr nicht schaden würde. Im übrigen können aber die Nachteile infolge ungenügender Entlastungsvorrichtungen sehr erheblich sein, da das Übertreten des Wassers über die Krone der Erddämme die vollständige Zerstörung des Dammes einleiten und auch bei massiven Dämmen bedenkliche Beschädigungen am Fusse der Landseite herbeiführen kann.

Als Beispiele von Sammelbehältern für Wasserversorgungszwecke mögen folgende angeführt werden:

New-York wird durch Wasser versorgt, welches im Gebiete des Croton-Flusses in Staubehältern angesammelt und der Stadt unter natürlichem Drucke zugeführt wird. Wenn der gröfste, durch den 82 m hohen Quakerbridge-Damm abzuschliessende Behälter von 145 Millionen cbm ausgeführt sein wird, beträgt der Inhalt der in einem 934 qkm grofsen Niederschlagsgebiet belegenen Staubecken zusammen etwa 300 Millionen cbm. Der durchschnittliche Tagesverbrauch beziffert sich gegenwärtig auf 600 000 cbm; von der vorhandenen Anlage (alte und neue zusammen) wird eine gröfste Ergiebigkeit von 1 590 000 cbm täglich erwartet. — Liverpool deckt seinen Bedarf zum kleineren Teile durch Grundwasser, welches dem unter der Stadt liegenden Buntsandstein entnommen wird; zum gröfseren Teile aber aus Sammelteichen von 12–24 m gröfster Tiefe, welche bis zum Jahre 1889 gegen 20 Millionen cbm bei 40 qkm Zuflussgebiet umfassten und durchschnittlich 55 000 cbm täglich lieferten. Seit 1889 ist hierzu noch der 470 ha grofse in Nordwales belegene Stauteich im Gebiet des Vyrnwy-Flusses (Nebenfluss des Severn) getreten, welcher bei 26 m gröfster Tiefe 45,4 Millionen cbm fasst und von einem 90 qkm haltenden Gebiet gespeist wird (F. 3, T. III). Die grofse Niederschlagshöhe dieses Gebiets (an der Ostseite desselben wurden 1,27 m, an der Westseite 3,01 m gemessen<sup>36)</sup>) erklärt die Zulässigkeit der Annahme, es werde die Anlage im stande sein, an die Stadt Liverpool täglich 180 000 und an den Fluß unterhalb des Dammes täglich 45 000, sowie an 4 Tagen jedes Monats von März bis Oktober je 180 000 cbm abzugeben; dies entspricht zusammen

<sup>34)</sup> Deutsche Bauz. 1888, S. 264.

<sup>35)</sup> Allg. Bauz. 1887, Heft 2–4 u. 12, sowie Kalender für Strafsen-, Wasserbau- und Kultur-Ingenieure 1891, I. S. 34.

<sup>36)</sup> Engineering news 1888, II. S. 502.

einer von dem Zulaufgebiet abfließenden Wasserschicht von rund 0,97 m Höhe. — Manchester wird aus 16 Sammelteichen von 27 Millionen cbm Fassungsraum mit Wasser versorgt. Sie sammeln das Wasser einer Fläche von 79 qkm und liefern täglich 60—70 000 cbm Wasser. Da diese nicht ausreichen, so ist eine neue 150 km lange Leitung aus dem Thirlmere-See in Cumberland in Ausführung begriffen, welche vorläufig 40 000, später 227 000 cbm täglich liefern soll. — Edinburg wird nebst den Hafenorten Leith, Portobello und Newhaven teils durch Quellwasser, teils aus Sammelteichen versorgt. Die Teiche, welche etwa 30 000 cbm täglich für die Wasserleitung und rund 10 000 cbm als Entschädigung zum Betriebe von Fabrikwerken zu liefern haben, werden aus den Gebieten der Moorfoot- und Pentland-Hügel nebst Nachbarschaft gespeist. Das Fassungsvermögen der vorhandenen 15 Behälter von 7—24,4 m Tiefe und zusammen 20,2 Millionen cbm Inhalt wurde so bestimmt, daß die während 6 Monate gewonnene Wassermenge aufgespeichert werden kann, da dieselbe ausreichen soll, den Bedarf dreier aufeinanderfolgender trockener Jahre zu decken. — Bradford hatte 1882 zehn Behälter, welche das Wasser von 53 qkm sammelten, zusammen 5,2 Mill cbm faßten und 363 000 Menschen mit etwa 40 000 cbm täglich versorgten. — Der zur Versorgung von Verviers dienende Stauweiher im oberen Teile des Gileppe-Flusses hält 12,5 Millionen cbm; er giebt täglich 40 000 cbm an Verviers ab, während er auch in trockenen Jahren etwa 54 000 cbm zu liefern vermag. — Die Sammelteiche der Stadt Königsberg i. Pr., deren Lageplan in Fig. 37 (Kap. IV) dargestellt ist, enthalten 7 Millionen cbm und haben ein Sammelgebiet von 148 qkm; in sehr trockenen Jahren geht die tägliche Lieferung auf weniger als 15 000 cbm zurück. Diese verhältnismäßig geringe Ergiebigkeit, welche sich durch Vergrößerung des Teichinhalts allerdings verstärken ließe, wird namentlich durch die geringe Regenhöhe in trockenen Jahren, bezw. durch die ungünstige Verteilung derselben, durch die große Oberfläche der Sammelteiche und durch Sickerungsverluste bedingt.<sup>37)</sup>

Die größten Sammelbehälter finden sich in Landstrichen, in welchen während eines Teiles des Jahres wenig oder gar keine Niederschläge fallen, z. B. in Indien, Peru, Kapland, Californien, Mexiko und dem südwestlichen Teile der Vereinigten Staaten. So hielt das Becken, welches durch den im Jahre 1888 vollendeten und 1890 zerstörten Walnut-Grove-Damm in Arizona abgeschlossen wurde, 85 Millionen cbm, welche in 1070 m Meereshöhe in einem Gebiete von 1010 qkm mit 0,406 m Regenhöhe gesammelt wurden; der Regen fällt von Oktober bis Mai, während die übrigen Monate trocken bleiben<sup>38)</sup>; die Crystal-Springs-Thalsperre bei San Francisco ist zur Ansammlung von 110 Millionen cbm bestimmt. Die Anlagen von Ekruk und Mutha in Indien halten je über 90 Millionen cbm; das Tunse-Wasserwerk für Bombay wird aus einem Staubecken von 2064 ha Fläche gespeist, welches durch eine Thalsperre von 2700 m Länge und 35,5 m Höhe abgeschlossen wird. — Einer der größten vorhandenen Behälter ist derjenige von Lorca (oder Puentes) in Spanien, welcher nach Llaurado 350 Millionen cbm faßt.

#### Litteratur.

Außer den in den Fußnoten aufgeführten Schriften sind hier zu erwähnen:

Lanterburg, R. Versuch zur Aufstellung einer allgemeinen Übersicht der aus der Größe und Beschaffenheit der Flußgebiete abgeleiteten Schweizerischen Stromabfußmengen, gestützt auf die meteorologischen und hydrometrischen Beobachtungen der Schweiz nebst Anleitung zur Behandlung dieser Aufgabe im allgemeinen. 2. Aufl. Bern 1876.

Denkschrift über die Verminderung der Hochwasser-Verheerungen im Flußgebiet der Steinlach durch Anlage von Sammelweihern. Bearbeitet von dem Württemb. Ministerium des Innern, Abteilung für Straßen- und Wasserbau. Stuttgart 1883.

Denkschrift, betreffend die bessere Ausnützung des Wassers und die Verhütung von Wasserschäden. Im Auftrage des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine verfaßt von W. Frauenholz, H. Garbe, O. Intze, P. Schmick, E. Wolff. Stuttgart 1883.

Vaticché. Ermittlung der Hochwassermengen bei Gebirgsflüssen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 183, unter Bezugnahme auf Vodicka in der Wochenschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1882, No. 36 u. 37.

Die projektierte Anlage von Sammelweihern im Flußgebiet der Steinlach. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 503 u. f.

**§ 5. Beschaffenheit des Wassers.** Nachdem die erforderliche Wassermenge ermittelt worden ist, kommt es darauf an, über die Art der Wassergewinnung Entscheidung zu treffen. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß das Wasser nicht allein in ausreichender

<sup>37)</sup> G. Becker. Die Wasserversorgung der kgl. Haupt- und Residenzstadt Königsberg i. Pr. Erweiterter Sonderabdruck aus der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 208 u. folg.

<sup>38)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 133.

Menge vorhanden, sondern auch zu den in § 2 näher besprochenen Zwecken verwendbar sein muß. Demgemäß hat es gewissen Bedingungen Genüge zu leisten, welche sich auf seine chemische und mikroskopische Beschaffenheit, sowie auf seinen Wärmegrad beziehen. Eine einheitliche Festsetzung dieser Bedingungen ist wiederholt, jedoch mit geringem Erfolg, versucht worden. Dies liegt sowohl an der mannigfaltigen Beschaffenheit der in der Natur vorkommenden Wässer, als an den verschiedenen Ansprüchen, welche das versorgende Wasser gleichzeitig erfüllen soll. Nur darüber herrscht völlige Übereinstimmung, daß ein gutes Trinkwasser auch im stande ist, die Mehrzahl dieser Ansprüche zu befriedigen; die einheitliche Beschaffung eines auch als Genußmittel dienenden Wassers ist aber einer der wichtigsten Zwecke einer neu anzulegenden Wasserleitung. Die Mehrzahl der gemachten Vorschläge geht deshalb von den Eigenschaften aus, welche für ein gutes Trinkwasser für erforderlich gehalten werden.

Chemische Beschaffenheit des Wassers.

Bedingungen für die chemische Beschaffenheit des Trinkwassers sind zuerst von dem Brüsseler Sanitätskongreß im Jahre 1853, sodann von dem Wasserversorgungsausschuß der Stadt Wien im Jahre 1864 und 1866 aufgestellt und zwar in der Form, daß bestimmte Zahlen für den Gehalt des Wassers an Trockenrückständen festgestellt wurden. In diesem Sinne haben dann Andere weiter gearbeitet und die nachfolgende, aus dem unten genannten Werke<sup>39)</sup> entnommene Zusammenstellung gewährt eine Übersicht über die von anerkannten Sachverständigen und Körperschaften für zulässig erachteten Grenzwerte:

	Reichardt 1872.	F. Fischer 1873 (für Hannover)	Tiemann 1874	Englische Kom- mission 1874	Brüsseler Kongreß 1885	Schweizer Kongreß 1888	Tiemann und Gärtner 1889	
Gesamtgehalt an organi- schen Stoffen (ermittelt durch übermangansaures Kali) . . . . .	2—10	8—16	6—10	—	10	10	6—10	Milli- gramm im Liter
Darin:								
Organischer Kohlenstoff .	—	—	—	2	—	—	5	"
„ Stickstoff . .	—	—	—	0,3	0,1	0,05	0,2	"
Salpetrige Säure . . . .	—	0	0	—	—	0	0	"
Ammoniak . . . . .	—	0	0	—	—	0	0	"
Salpetersäure . . . . .	4	27	5—15	—	2	20	5—15	"
Chlor . . . . .	2—8	36	20—30	—	8	20	20—30	"
Schwefelsäure . . . . .	2—63	80	80—100	—	60	—	80—100	"
Abdampfrückstand . . .	100—500	—	500	—	500	500	500	"
Gesamthärte (deutsch. Grade)	18	17—20	18—20	—	20	—	18—20	"

Diese Feststellungen beschränken sich auf die chemische Seite der Untersuchung und enthalten keine Angaben über den zulässigen Gehalt des Wassers an kleinsten Lebewesen, deren Auffindung dem Gebiete der neueren Bakteriologie angehört. Als selbstverständlich wird von allen Forschern vorausgesetzt, daß das als Genußmittel dienende Wasser eine für den Geschmack angenehme, möglichst wenig (um 4—6° C.) wechselnde

<sup>39)</sup> F. Fischer. Das Wasser, seine Verwendung, Reinigung und Beurteilung. 2. Aufl. 1891, S. 32,

Wärme habe und klar, farb- und geruchlos sei. Auch sei bemerkt, daß ein größerer Gehalt an Magnesia als 40 Milligramm sowohl nach F. Fischer wie nach Tiemann nicht wünschenswert ist und daß nach Koch Trinkwasser höchstens Spuren von Ammoniak und salpetriger Säure aufweisen darf.

Die erheblichen Schwankungen der angeführten Zahlen, insbesondere hinsichtlich des Gehaltes an Salpetersäure und Chlor beweisen, wie sehr persönliche Anschauungen und Erfahrungen maßgebend sind und wie schwer es ist, bestimmte Grenzwerte festzustellen. In der That liegen keine Erfahrungen darüber vor, bis zu welchem Grade die genannten Zahlen überschritten werden dürfen, ohne nachteilig für die Gesundheit zu sein. Vielmehr schwanken die Untersuchungsergebnisse der verschiedenen Wasserwerke in sehr weiten Grenzen (es haben z. B. Karlsruhe, Bonn, Bernburg, Würzburg, Abdampfrückstände zwischen 533 und 742 mg f. d. l, Frankfurt a. M., Chemnitz, Wiesbaden, Heilbronn, Goslar, Gotha, Bamberg solche zwischen 81 und 3 mg). Demgemäß läßt sich dem von dem deutschen Vereine für öffentliche Gesundheitspflege 1876 in Düsseldorf aufgestellten Satze:

„Was die Beschaffenheit des Wassers anbelangt, so können Grenzwerte für die erlaubte und unschädliche Menge fremder Bestandteile im Wasser zur Zeit nicht festgestellt werden. Die Hauptsache ist, daß durch die Art der Anlage eine Verunreinigung durch animalische Abfallstoffe und exkrementelle Stoffe ausgeschlossen ist,“

noch heute beitreten, wenn man andererseits auch Zahlen, wie die oben genannten, als Anhalt für die Beurteilung eines Wassers nicht entbehren kann.

Durch die Ausschließung des in der genannten Art verunreinigten Wassers wird zugleich bedingt, daß die salpetersauren und die chlorhaltigen Verbindungen, welche aus menschlichen und tierischen Ausscheidungen herrühren können, nicht vorkommen dürfen. Dies ist insofern wichtig, als Chlor, z. B. in der Form von Kochsalz, ohne Schaden in ziemlicher Menge vorhanden sein kann. Deshalb sollte beim Vorhandensein von Verbindungen, welche auf Verunreinigungen der genannten Art schließen lassen, nicht der Chemiker, sondern der Bakteriologe das letzte Wort sprechen.

Härte des Wassers. Mit dem Ausdruck „Härte“ bezeichnet man den Gehalt des Wassers an Kalk ( $\text{CaO}$ ) und Magnesia ( $\text{MgO}$ ) und bemisst denselben nach Härtegraden. In Deutschland entspricht ein Härtegrad der Beimengung von 1 Teil Gesamtkalk oder von der äquivalenten Menge (gleich 0,7 Teilen) Magnesia auf 100 000 Teile Wasser; ein französischer Härtegrad giebt den Gehalt an kohlen-sauren Kalk ( $\text{CaCO}_3$ ) oder von der gleichwertigen Menge kohlen-saurer Magnesia auf 100 000 Teile Wasser an; der englische Härtegrad bezieht sich ebenfalls auf den Gehalt von kohlen-sauren Verbindungen, jedoch in 70 000 Teilen Wasser. Durch Umrechnung ergibt sich, daß 100 deutsche = 179 französische = 125 englische Härtegrade sind.

Ein Wasser, welches wenig Kalk besitzt, schmeckt „weich“ und wird im allgemeinen weniger gern getrunken, als hartes Wasser. Der Begriff der Weichheit steht zwar nicht genau fest, doch scheint sich derselbe in der Weise eingebürgert zu haben, daß man ein Wasser unter 10 Grad als weich, ein solches über 20 Grad als hart bezeichnet, wobei stets deutsche Grade gemeint sind; die dazwischen liegenden Stufen gehören der Klasse der mittelharten Wässer an. Wie aus der obigen Zusammenstellung hervorgeht, werden 18—20 Grad für Genußzwecke am zuträglichsten gehalten; daß jedoch der dauernde Genuß eines härteren oder eines sehr weichen Wassers Nachteile

zur Folge gehabt hat, ist bisher nicht erwiesen worden; vielmehr schwankt der Kalkgehalt von Quellen oder Brunnen, welche von Alters her als besonders gesund und wohlschmeckend gelten, in weiten Grenzen. Es läßt sich deshalb auf Grund der vorliegenden Erfahrungen behaupten, daß Trinkwasser unbedenklich eine Härte bis 25 Grad haben kann; doch ist es wünschenswert, daß dieser Härtegrad weder durch Magnesia-salze, noch durch Gips wesentlich bedingt wird.

Die Härte, welche das Wasser bei gewöhnlicher Luftwärme besitzt, sollte man stets als Gesamthärte bezeichnen zum Unterschiede von der bleibenden Härte, welche es nach dem Kochen aufweist. Dieser Unterschied ist um so größer, je mehr Kalk oder Magnesia in der Form von anderthalbfach- oder doppelkohlensäuren Verbindungen vorhanden ist. Beim Erwärmen entweicht nämlich ein Teil der Kohlensäure; dadurch wird eine einfach kohlensäure Verbindung herbeigeführt, die viel weniger löslich ist, sodaß Kalk und Magnesia teilweise ausscheiden und das Wasser dadurch weicher wird. In Hannover z. B. hat aus diesem Grunde das Leitungswasser vor dem Kochen 15—16, nach demselben nur noch 5 Grad Härte. Weiches Wasser ist fast ohne Ausnahme im Hause wie in den Gewerben (namentlich zur Dampfkesselspeisung und zur Färberei), sowie zu öffentlichen Zwecken (Bewässern der Rasenplätze und Anlagen) viel brauchbarer, als hartes; im Haushalt und in den Waschanstalten giebt man ihm insbesondere deshalb den Vorzug, weil man bei Verwendung von weichem Wasser weniger Seife gebraucht. Wird gewöhnliche Seife (Verbindung von Stearinsäure und Natron) in hartes Wasser gebracht, so bildet die Stearinsäure mit dem Kalk oder der Magnesia eine unlösliche Seife, die sich in weißen Flocken ausscheidet; erst wenn Kalk und Magnesia völlig verbraucht sind, beginnt die Schaumbildung, eine Erscheinung, auf der auch die Bestimmung des Härtegrades mittels titrierter Seifenlösung beruht. Da 10 Härtegrade im Liter 1,2 Gramm und im cbm 1,2 kg Seife vernichten, so ist infolge des großen Verbrauches an Wasser zu Reinigungszwecken die Seifenersparnis bei Anwendung von weichem Wasser sehr beträchtlich. Außerdem verstopft die unlösliche Kalkseife die Poren der Haut und setzt sich in den Fasern der Gewebe fest, die dadurch an Weichheit verlieren.

Granit, Basalt, Thonschiefer und Quarzsand liefern weiches Wasser, Kalk, Dolomit, Kreidemergel und Kalksand hartes Wasser. Das Wasser des Buntsandsteins ist meistens noch als weich zu bezeichnen, kommt aber in sehr verschiedenen Abstufungen vor, auch führt es häufig Gips und Kochsalz.

Bezüglich der Härte des Wassers hat der Verein für öffentliche Gesundheitspflege folgenden Satz aufgestellt:

„Der Härtegrad soll ein solcher sein, daß das Wasser ohne wirtschaftliche Nachteile zu allen häuslichen und gewerblichen Zwecken verwendet werden kann.“

Eisenhaltiges Wasser. Eine besondere Erwähnung von den auf chemischem Wege nachzuweisenden Stoffen verdient das Eisen, welches in der obigen Zusammenstellung zwar fehlt, gleichwohl aber ein häufiger, wenn auch kein gesundheitsschädlicher Begleiter des Grund- und Quellwassers ist. Seine Bedeutung liegt in dem Einflusse, welchen es auf die Verwendung des Wassers zu häuslichen und gewerblichen Zwecken ausübt; diese Verwendung kann sehr beeinträchtigt werden durch die Veränderung, welche das im Wasser als Oxydul aufgelöste Eisen erfährt, sobald es mit der Luft in Berührung kommt. Es wird dann in eine unlösliche Verbindung (Oxydhydrat) übergeführt, welche bei stärkerem Eisengehalt die Oberfläche in der Form eines dünnen schillernden Häut-

chens überzieht und im übrigen sich als ein sehr feines braunes Pulver ausscheidet, welches an den im Haushalt benutzten Gefäßen sowie an den Gewebefasern festhaftet und das Wasser deshalb zum Reinigen von weißer Wäsche untauglich macht. Auch im Brauereibetriebe, in Papierfabriken, Bleichereien und Färbereien, sowie zu verschiedenen anderen technischen Zwecken kann solches Wasser gar nicht oder nur nach vorheriger Ausscheidung des Eisens, namentlich im Wege der Filterung, verwendet werden. Eben-  
sowenig eignet sich dasselbe zur Bewässerung der Gartenanlagen oder zur Speisung öffentlicher Springbrunnen, weil es die Figuren und Becken mit einer rotbraunen Schicht überzieht. Der Eisengehalt wird aber insofern oft geradezu verhängnisvoll, als er die Vorbedingung für das Auftreten verschiedener Algen, namentlich der *Leptothrix ochracea* und der *Chrenothrix polyspora* bildet. Unter dem massenhaften Auftreten dieser Algen bezw. unter dem zu großen Eisengehalt hat eine ganze Anzahl von Wasserwerken (Berlin, Leipzig, Prag, Halle, Königsberg i. Pr., Potsdam, Kiel, Charlottenburg, Dessau, Frankfurt a. O., Elbing und andere) gelitten und es ist erst in den letzten Jahren gelungen, den größten Teil des im Wasser gelösten Eisens durch Lüftung unlöslich zu machen, worauf die Ausscheidung durch Filterung erfolgen kann.<sup>40)</sup> — Die Grenze, welche der Eisengehalt nicht überschreiten darf, ohne die erwähnten üblen Folgen zu zeigen, scheint nach den in Königsberg gemachten Erfahrungen zwischen 1 und 1,5 mg im Liter zu liegen. Eine Ausscheidung tritt zwar auch dann noch in den zur Aufbewahrung gebrauchten Gefäßen ein, gebraucht aber hierzu längere Zeit und beeinträchtigt die Brauchbarkeit des Wassers nur unwesentlich.

Das Eisen stammt aus den im Erdreich vorhandenen Eisenverbindungen, welche ursprünglich als Oxyd oder Oxydhydrat vorhanden waren, jedoch unter der Einwirkung sich zersetzender und dadurch sauerstoffverbrauchender organischer Stoffe in Oxydul übergeführt sind. Ein kohlenstoffhaltiges Wasser vermag dieses Oxydul in eine lösliche Verbindung zu verwandeln und die oben beschriebenen Erscheinungen hervorzurufen, so lange es nicht gleichzeitig durch Abgabe einer ausreichenden Menge von Sauerstoff das gelöste doppeltkohlenstoffsaure Eisenoxydul wieder zu Kohlensäure und Eisenoxyd zurückführt. Dies kann aber nur in den oberen Schichten geschehen, da das Wasser infolge dieses Vorgangs und der gleichzeitigen Oxydierung der organischen Beimengungen allmählich zu arm an Sauerstoff wird, um die Bildung von Eisenoxyd zu bewirken. Der Vorgang der Eisenauflösung beginnt also erst in einer gewissen Tiefe und wird dadurch befördert, daß das Wasser noch die Kohlensäure aufnimmt, welche sich durch Zersetzung der organischen Stoffe bildet. Diese Umstände erklären es, daß in der Nähe der Oberfläche das Wasser meistens eisenfrei ist, daß ferner das in dieser Schicht vorhandene Eisen die rote oder rotgelbe Farbe des Oxyds besitzt, welche sich mit zunehmender Tiefe verliert und in die graue des Oxyduls übergeht. Hand in Hand damit geht eine Sauerstoffabnahme des Wassers; so enthielt z. B. 1 Liter des Grundwassers im Frankfurter Stadtwalde<sup>41)</sup> aus einem Bohrloch von

<sup>40)</sup> Käber. Die Ausscheidung des Eisens aus dem Charlottenburger Leitungswasser. Deutsche Vierteljahrsschrift f. öffentl. Gesundheitspflege 1887, S. 117. — Frühling. Ausscheidung des Eisens und der Algen aus dem Wasser der Königsberger Wasserleitung. Dasselbst S. 339 und Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 221. — Wingen. Bericht über die Wasserversorgung der Stadt Glogau, 1887, S. 20 u. 29. — Oesten. Ausscheidung des Eisens aus eisenhaltigem Grundwasser. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 1343. — Becker. Die Wasserversorgung der Stadt Königsberg i. Pr. 1890. S. 17. — Piefke. Reinigung des Wassers vom Eisen (durch Leitung desselben über eine gelüftete Kokeschicht). Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1891, S. 61.

<sup>41)</sup> Über das Wasser und die neue Grundwasserleitung in Frankfurt a. M. Vortrag von B. Lepsius, 1886, S. 17. — Die Schrift von Piefke: Bericht über die Fortführung von Versuchen behufs Gewinnung eines

	12	18	25 Meter Tiefe
durchschnittlich	5,1	3,46	1,7 Kubikcentimeter Sauerstoff im Liter ;

auch stellte sich bei dem Wasser aus 25 m Tiefe eine gelbliche Farbe nebst Absatzbildung ein. Die Lösung von Eisen kann aber schon bei viel geringerer Tiefe auftreten, wenn der Boden reich an Eisen und organischen Stoffen ist; manchmal findet sie bereits unmittelbar unter der Oberfläche statt, wenn nämlich das Wasser durch Berührung mit einer Schicht modernder Pflanzenreste (Laubdecke, Moor) schon vor dem Eindringen in den Boden den größten Teil seines Sauerstoffs verloren hat.

Aus dieser Art der Entstehung ist es zu erklären, daß in vielen Fällen erst bei niedrigem Grundwasserstande oder bei stärkerer Absenkung desselben Eisenerscheinungen auftreten und daß die Ausscheidung bei höheren Wärmegraden (wegen des rascheren Entweichens der Kohlensäure) schneller vor sich geht, als bei niedrigen. Da ferner die Zusammensetzung der wasserführenden Schichten, namentlich in den angeschwemmten Bildungen sowohl in senkrechter, wie in wagerechter Richtung oft großem Wechsel unterworfen ist, so kann die Wasserbeschaffenheit an zwei ganz nahegelegenen Punkten in Bezug auf den Eisengehalt gänzlich verschieden sein. — Der Mangel an Sauerstoff hat übrigens auch einen modrigen Geruch des Wassers und nicht selten die Bildung von Schwefelwasserstoff zur Folge, indem bei fortschreitender Oxydation der organischen Bestandteile die vorhandenen Sulfate in Sulfit übergeführt werden, aus denen sich unter Mitwirkung der Kohlensäure des Wassers oder der Luft Schwefelwasserstoff entwickeln können.

Bleihaltiges Wasser. Hier ist auch der Verunreinigung des Wassers durch Blei zu gedenken; dasselbe ist zwar nicht in dem in der Natur vorkommenden Wasser vorhanden, kann aber durch Bildung und Auflösung von Bleisalzen an der Innenfläche der aus Blei hergestellten Hausleitungen hineingelangen. Diese gesundheitsschädliche, aber glücklicherweise nur in vereinzelt Fällen aufgetretene Verunreinigung ist nach den in England (Sheffield) und Deutschland (Dessau, Offenbach a. M.) angestellten Untersuchungen nur bei Wasser zu befürchten, welches sehr weich ist (die Grenze scheint bei 2,5 Härtegraden zu liegen) und gleichzeitig freie Kohlensäure enthält. Letztere muß in solchen Fällen, wenn man nicht Röhren mit innerer Zinnbekleidung verwenden will, durch Einstreuen von fein zerteiltem kohlensaurem Kalk oder von Kalkspatpulver beseitigt werden. Dieses Pulver bindet die Kohlensäure, indem es zu doppeltkohlensaurem Kalk umgewandelt wird und macht dadurch die Bildung des giftigen Bleisalzes (kohlensaures Bleioxyd) unmöglich. Das Wasser verliert dadurch zwar seine freie Kohlensäure; doch ist diese, obwohl sie entschieden geschmacksverbessernd wirkt, keine unerläßliche Bedingung der Güte, da manche tadellos schmeckende Wässer die Kohlensäure nur in gebundenem Zustande enthalten.

#### Wärmegrad des Wassers.

Daß der Wärmegrad des Wassers ein möglichst beständiger sein sollte, ist schon oben erwähnt; derselbe ist für den Geschmack am günstigsten, wenn er zwischen 9 und 12° C. liegt. Obwohl in gesundheitlicher Beziehung die Gleichmäßigkeit des Wärmegrades weniger wichtig ist, als das Fehlen schädlicher Beimengungen, so pflegt doch von der Bevölkerung ein so großer Wert darauf gelegt zu werden, daß in Städten, welche auf Versorgung mit Fluß- oder Tagewasser angewiesen sind, nicht selten trotz aller Belehrung

reinen Brunnenwassers für Berlin (1886) enthält auf S. 19 Nachweisungen über die allmähliche Zunahme des Eisenoxyduls mit der Tiefe des Bohrlochs.

das vielleicht sehr schlechte, aber kühle Wasser der ehemaligen Hausbrunnen beim Genuß bevorzugt wird. Zum Teil liegt dies auch daran, daß das Wasser dieser Brunnen gewöhnlich viel Kohlensäure enthält und daß die in demselben meist vorkommenden Nitrate und Chloride die Eigenschaft haben, es wohlschmeckender zu machen. Selbst das reinste Wasser schmeckt fade, so lange es frei von Sauerstoff oder Kohlensäure ist und so lange seine Wärme die obengenannte Grenze übersteigt. Im übrigen ist ein niedriger Wärmegrad für die meisten häuslichen, gewerblichen und öffentlichen Zwecke weniger wichtig, in einzelnen Fällen, z. B. zum Bewässern der Gärten und Schmuckplätze, ist sogar ein wärmeres Wasser erwünscht.

#### Bakteriologische Untersuchung.

Es ist schon oben erwähnt, daß bei dem Vorhandensein von Verbindungen, welche auf Verunreinigungen durch menschliche oder tierische Auswurfstoffe schließen lassen, nicht der Chemiker, sondern der Bakteriologe das letzte Wort über die Güte des Wassers sprechen sollte. Die chemische Prüfung bestimmt nur die ungefähre Menge der organischen Stoffe und zwar mittels Zerstörung derselben durch übermangansaures Kali, wobei 1 Teil auf 5 Teile organische Stoffe gerechnet wird. Es ist der Chemie bisher aber noch nicht gelungen, schädliche organische (etwa den Fäulnisgiften ähnliche) Verbindungen als solche nachzuweisen. Sie betrachtet lediglich das Auftreten von Ammoniak, salpetriger Säure und Schwefelwasserstoff neben den organischen Bestandteilen als Anzeichen einer fauligen Zersetzung; der eigentliche Beweis für diese Annahme fällt aber der mikroskopischen Untersuchung zu. Durch diese ist man allmählich darüber klar geworden, daß eine Anzahl von Krankheiten und wahrscheinlich die Mehrzahl derselben durch kleinste Lebewesen (Bakterien oder Bazillen, bezw. die Keime oder Sporen derselben) hervorgerufen wird, deren Hineingelangen in den Körper durch Genuß von Wasser, in welchem sie enthalten sind, recht wohl möglich ist. Die Zahl solcher Lebewesen in nicht ganz reinem Wasser hat sich jedoch infolge der vervollkommenen Hilfsmittel und der verbesserten Untersuchungsarten als so groß herausgestellt (mehrere tausend in einem nicht viele Tropfen zählenden ccm), daß die Trennung der zahlreichen Arten in schädliche und unschädliche bis jetzt noch mit großen Schwierigkeiten verknüpft ist. Man begnügt sich deshalb vorläufig damit, demjenigen Wasser den Vorzug zu geben, welches möglichst wenig von jenen kleinsten Lebewesen enthält, weil ein massenhaftes Auftreten derselben vermuten läßt, daß sich unter ihnen auch schädliche (pathogene) Formen befinden. Als Grenze kann man (nach Plagge und Proskauer) annehmen, daß ein Wasser mit 100 entwicklungsfähigen Keimen in 1 ccm noch nicht beanstandet zu werden braucht, wobei zu berücksichtigen ist, daß völlig keimfreies Wasser nur selten gefunden wird, das aus den heißen Quellen stammende vielleicht ausgeschlossen, obwohl einzelne Bazillenarten auch durch die Siedehitze noch nicht getötet werden sollen. Die genannte Zahl bezieht sich auf frisches, dem Brunnen, der Quelle oder den Filtern entnommenes Wasser, weil die Zahl der Keime bei ruhigem Stehen rasch zunimmt. Das Münchener Leitungswasser hat z. B. im Augenblicke der Entnahme aus dem Boden nur 5—10 Keime in 1 ccm; nach zweitägigem Stehen in einem keimdicht verschlossenen Raume haben sich dieselben jedoch auf 10500, nach 3 Tagen auf 67000, nach 4 Tagen auf 315000 vermehrt. Gleichwohl bleibt das Wasser hell und klar, was begreiflich erscheint, wenn man berücksichtigt, daß 30 Milliarden Bakterien in trockenem Zustande nur 1 mg wiegen sollen.<sup>42)</sup> Nach

<sup>42)</sup> Vortrag von Pettenkofer im Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1890, S. 415.

Hüppe<sup>43)</sup> stieg die Zahl der kleinsten Lebewesen in einem Brunnen nach zweitägigem Schliefsen von 26 auf 184600 in 1 ccm und verminderte sich auf 48, als der Brunnen zwei Stunden lang ausgepumpt wurde und das nur wenige Keime enthaltende oder keimfreie Wasser der speisenden Bodenschicht nachfliessen konnte.

Inwieweit die Filterung des Wassers durch die natürlichen Bodenschichten geeignet ist, die kleinsten Lebewesen zurückzuhalten, ist unseres Wissens durch einwandfreie Versuche noch nicht festgestellt. Die Mehrzahl der Forscher scheint anzunehmen, daß Grundwasser, welches sich in mehr als 4—5 m Tiefe findet, als keimfrei angesehen werden darf, und daß die beim Schöpfen vorgefundenen Keime auf Luftzutritt zu den Entnahmestellen zurückzuführen sind. Über den Verbleib der durch Brunnen in die wasserführende Schicht gelangten Bakterien wären gleichfalls Beobachtungen wünschenswert. Wenn auch anzunehmen ist, daß bei feinkörnigen Schichten nur eine auf eine kurze Strecke beschränkte Abwärtsbewegung der Keime in der Richtung der Grundwasserströmung stattfindet, so können andererseits die größeren Zwischenräume grobkörniger Schichten oder gar die Spalten wasserführender Gesteinsschichten eine größere Ortsveränderung der Bakterien und das Auftreten derselben an einer anderen Schöpfstelle nicht hindern. — Möglicherweise findet auch eine Weiterentwicklung kleinster Lebewesen innerhalb der wasserführenden Schichten statt, da selbst destilliertes Wasser eine solche nicht ausschließt.

Stehen somit auch die Lebens- und Entwicklungsbedingungen der Bakterien, soweit sie von der Beschaffenheit des von ihnen bewohnten Wassers und seiner Entnahmeschicht abhängen, noch keineswegs fest, so unterliegt es doch keinem Zweifel, daß ihre Zahl in dem nach den bisherigen Begriffen guten Wasser nur eine geringe ist und daß demnach die Ermittlung dieser Zahl die Möglichkeit bietet, die Güte des Wassers zu beurteilen. Diese Ermittlung erfolgt in der Weise, daß die ihrer Menge nach festgestellte Wasserprobe mit einem guten Nährboden, meistens verflüssigter Pepton-gelatine (10% Gelatine) gemischt, auf eine Platte ausgegossen und in einer keimdicht abgeschlossenen feuchten Kammer der Entwicklung überlassen wird, worauf nach 8—14 Tagen die Zählung der entwickelten Kolonien erfolgt. In Bezug auf Einzelheiten muß auf die unten angegebene Quelle<sup>44)</sup> und die Litteraturangaben verwiesen werden.

Schließlich sei noch bemerkt, daß die Möglichkeit der Übertragung von verschiedenen (namentlich typhösen) Krankheiten mittels des Trinkwassers zwar noch nicht unwiderleglich bewiesen, aber durch eine Anzahl von genau festgestellten Einzelfällen sehr wahrscheinlich geworden ist.<sup>45)</sup> Die Schwierigkeit eines solchen Nachweises wird begreiflich, wenn man berücksichtigt, daß in einem einzigen Kubikmeter auch des besten Wassers mehrere Millionen Bakterien vorkommen und daß die Unterscheidung und Feststellung der bis jetzt bekannten Arten schon eine große Aufmerksamkeit und Sachkenntnis erfordert.

<sup>43)</sup> Hüppe. Über die Wasserversorgung durch Brunnen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 15, 42, 80.

<sup>44)</sup> Hüppe. Dasselbst 1888, S. 354 u. folg.

<sup>45)</sup> Vergl. z. B.: Die Wasserversorgung von Zürich, ihr Zusammenhang mit der Typhus-Epidemie des Jahres 1884 und Vorschläge zur Verbesserung der bestehenden Verhältnisse. Bericht der erweiterten Kommission an den Stadtrat von Zürich. Zürich 1885; ferner Centralbl. f. allgem. Gesundheitspflege 1890, S. 57 (Typhus-Epidemie in Essen) und die auf denselben Gegenstand bezüglichen Vorträge auf dem Londoner Kongress für Demographie 1891 (Typhus-Epidemie zu Altona 1891, Cholera-Epidemie in Spanien 1885), auszugsweise mitgeteilt im Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1891, S. 689.

## Litteratur.

- Pappenheim. Handbuch der Sanitätspolizei. 2. Aufl. Wien 1870.
- Reichardt. Wie muß gutes Trinkwasser beschaffen sein? Polyt. Centrabl. 1873, S. 452.
- Flügge. Die Bedeutung der Trinkwasseruntersuchung für die Hygiene. Zeitschr. f. Biologie 1877, XIII. S. 467.
- Emmerich. Die Einwirkung des verunreinigten Wassers auf die Gesundheit. Zeitschr. f. Biologie 1878, S. 563.
- Hirt. Über die Prinzipien und die Methode der mikroskopischen Untersuchung des Wassers. Zeitschr. f. Biologie 1879, S. 91.
- Zopf. Untersuchungen über *Chyrenothrix polyspora*, die Ursache der Berliner Wasserkalamität. Berlin 1879.
- Brefeld und Zopf. Untersuchungen des Tegeler Wassers. Bericht an den Magistrat der Stadt Berlin, 1879.
- Belohoubek. Über den Einfluß der geologischen Verhältnisse auf die chemische Beschaffenheit des Quellwassers. Prag 1880.
- Reichardt. Grundlagen zur Beurteilung des Trinkwassers. 4. Aufl. Halle 1880.
- Wolffhügel. Wasserversorgung. Leipzig 1882 (Handbuch der Hygiene und der Gewerbekrankheiten, herausgegeben von v. Pettenkofer und v. Ziemssen. II. Teil, 1. Abteil, 2. Hälfte).
- Nichols, W. Ripley. Water supply considered mainly from a chemical and sanitary standpoint. New-York 1883.
- Wolfbauer, J. F. Die chemische Zusammensetzung des Wassers der Donau vor Wien im Jahre 1878. Wien 1883.
- Finkener. Gutachten über das Ergebnis der vier Versuchsstationen an den Müggelbergen bei Köpenick zur Gewinnung eines als Leitungswasser brauchbaren Grundwassers. Berlin 1886.
- Piefke. Bericht über die Fortführung von Versuchen behufs Gewinnung eines reinen Brunnenwassers (für die Berliner Wasserleitung). Berlin 1886.
- Kratzer. Studien über Trinkwasser und Typhus. Graz 1886.
- Wagner, A. F. Das Wasser nach Vorkommen, Beschaffenheit und Bedeutung, hauptsächlich in hygienischer und technischer Beziehung. Dresden 1886.
- Aird, C. Über einige (Blei-) Vergiftungen durch Leitungswasser. Gesundh.-Ing. 1886, S. 569.
- Hüppe. Die Beurteilung des Trinkwassers vom biologischen Standpunkt. Journ. f. Gasbel. und Wasserversorg. 1887, S. 1124.
- Hugo de Vries. Die Pflanzen und Tiere in den dunklen Räumen der Rotterdamer Wasserleitung. Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1887.
- Heyer. Ursache und Beseitigung des Bleiangriffs durch Leitungswasser. Chemische Untersuchungen aus Anlaß der Dessauer Bleivergiftungen im Jahre 1886. Dessau 1888.
- Hüppe. Über die Beurteilung centraler Wasserversorgungsanlagen vom bakteriologischen und hygienischen Standpunkt. Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1888, S. 315, 361, 405.
- Bleivergiftung durch Wasserleitungsröhren in Dessau. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 519. — Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1889, S. 559. — Deutsche Bauz. 1889, S. 31.
- Lehmann, O. Molekularphysik mit besonderer Berücksichtigung mikroskopischer Untersuchungen und Anleitung zu solchen, sowie einem Anhang über mikroskopische Analyse. 2 Bde. Leipzig 1888 u. 1889.
- Fischer, F. Handbuch der chemischen Technologie. Leipzig 1889.
- v. Pettenkofer. Trinkwasser und Typhus. Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1889, S. 217.
- Hüppe. Die Wasserversorgung durch Brunnen. Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1889, S. 15, 42, 80.
- Zimmermann. Die Bakterien unserer Trink- und Nutzwässer, insbesondere des Wassers der Chemnitzer Wasserleitung. Chemnitz 1890.
- Lehmann, K. B. Die Methoden der praktischen Hygiene. Anleitung zur Untersuchung und Beurteilung der Aufgaben des täglichen Lebens. Wiesbaden 1890.
- Die Kleinwesen des Wassers. Génie civil 1890, S. 468.
- Möhl. Über das Trinkwasser in Kassel. Gesundh.-Ing. 1891, S. 577.
- Fischer, F. Das Wasser, seine Verwendung, Reinigung und Beurteilung. 2. umgearbeitete Auflage des Werkes: Die chemische Technologie des Wassers. Braunschweig 1878. Berlin 1891.
- Rosenthal, J. Vorlesungen über öffentliche und private Gesundheitspflege. Abschnitt 39 u. 40 (Wasser und seine Verunreinigungen). Leipzig 1892.

**§ 6. Wahl des Bezugsortes.** Nur in seltenen Fällen ist man auf eine einzige Art der Gewinnung des erforderlichen Wassers angewiesen; meistens sind mehrere Bezugsquellen vorhanden, welche für sich oder in gegenseitiger Ergänzung in Frage kommen können. Über die vorteilhafteste Bezugsart haben die allgemeinen Vorarbeiten zu entscheiden, welche in jedem einzelnen Falle mit Sorgfalt ausgeführt werden sollten, weil

es sich fast immer um bedeutende Anlagekosten handelt. Die Aufgabe dieser Vorarbeiten ist es, diejenigen Arten der Entnahme ausfindig zu machen, mittels welcher Wasser in ausreichender Menge und Güte so zugeführt werden kann, daß die Summe der Anlagekosten und der kapitalisierten Betriebskosten möglichst klein wird.

Je nach der Erscheinungsform, in welcher das Wasser in der Natur vorkommt, lassen sich folgende Bezugsquellen unterscheiden:

#### A. Oberirdisches Wasser.

1. Flußwasser.
2. Wasser aus natürlichen Seen.
3. " " Sammelteichen (künstlichen Seen).
4. " " Regenwasserbehältern (Cisternen).
5. Destilliertes Wasser.

#### B. Unterirdisches Wasser.

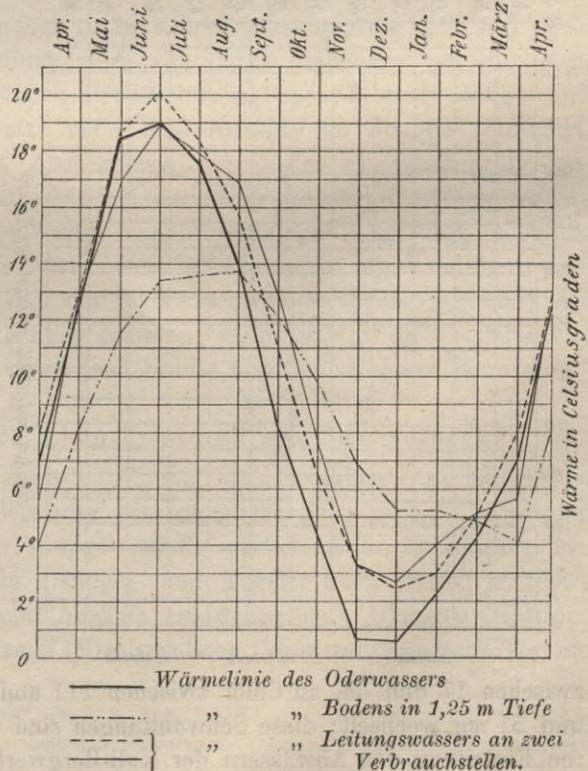
6. Gewöhnliches oder eigentliches Grundwasser.
7. Quellen (zu Tage tretendes Grundwasser).
8. Dünen- und Drainwasser (schwebendes Grundwasser).
9. Tiefgrundwasser aus Stollen und Brunnen.

#### 1. Flußwasser.

Bei der Flußwasserversorgung sind die Anforderungen, welche an ein gutes Trinkwasser gestellt werden müssen, kaum jemals zu erreichen, weil die Wärme des Flußwassers im Sommer, wo ein kühler Trunk den größten Wert hat, sehr hoch ist, während sie im Winter oft dem Gefrierpunkt nahe kommt. Hieran wird auch nur wenig durch den Umstand geändert, daß der die Leitungsröhren umgebende Boden im Sommer kühler und im Winter wärmer ist, als das Flußwasser, da Beobachtungen sowohl wie Berechnungen auch bei langen Leitungen nur einen geringen Einfluß des Bodens ergeben. Bei der 131 km langen Leitung der Quellen des Dhuis-Flusses nach Paris wurde z. B. in den 4 Jahren 1874—77 als größte Abkühlung  $2,5^{\circ}$  C. (von  $10,8$  auf  $8,3$  im Februar) und als stärkste Erwärmung  $2,14^{\circ}$  (von  $10,60$  auf  $12,74$  im August), bei der 173 km langen Vanne-Leitung eine solche von  $1,7$  bzw.  $2^{\circ}$  und bei der 107 km langen Wiener Wasserleitung (nach einmaliger Beobachtung im September 1873) eine Erwärmung von  $6,2$  auf  $8^{\circ}$  festgestellt. Wenn auch der Unterschied zwischen der Wärme des Flußwassers und der

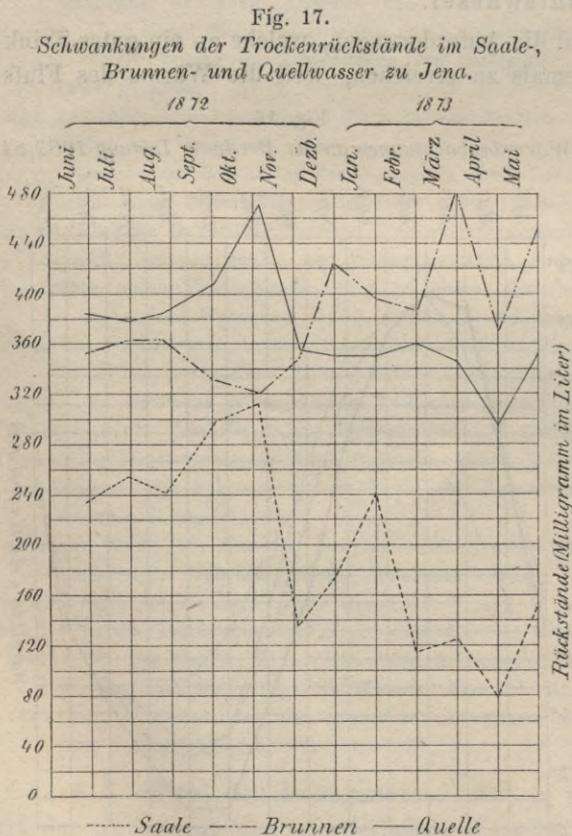
Fig. 16.

Wärmebeobachtungen an der Breslauer Leitung 1883/84.



Erde größer ist, als bei den genannten Quellwasserleitungen, so pflegt doch wegen der meist viel geringeren Länge der Leitung eine nur mäßige Ausgleichung einzutreten. Dies geht z. B. aus Fig. 16 hervor, in welcher Beobachtungen an der Breslauer Wasserleitung dargestellt sind. Die stark ausgezogene Linie, welche zwischen 0,7 und 19° C. über Null schwankt, bezeichnet den Wärmegrad des Oderwassers, die daneben befindliche schwächere und die etwas höher liegende punktierte Linie die Wärme des Leitungswassers an zwei Entnahmestellen; ferner die vierte die Erdwärme in 1,25 m Tiefe unter der Erdoberfläche, entsprechend der Verlegungstiefe der meisten Rohrleitungen. Eine Abkühlung des Wassers ist nach diesen Beobachtungen fast gar nicht zu bemerken, dasselbe ist sogar an der einen Verbrauchsstelle noch wärmer, als das Wasser der Oder. Dieser auf den ersten Blick auffallende Umstand ist darauf zurückzuführen, daß eine Erwärmung in den außerhalb der Erde befindlichen Hausleitungen stattfindet; eine solche tritt namentlich in Röhren ein, welche an der von den Sonnenstrahlen beschienenen Hausseite in die Höhe geführt sind. In solchen Fällen pflegt insbesondere das Wasser in den oberen Stockwerken sehr warm zu werden und es beruht hierauf die Thatsache, daß im Sommer zur Erlangung von etwas kühlerem Wasser der Inhalt der Steigeleitung abgelassen zu werden pflegt.

Das Flußwasser ist gewöhnlich weich, doch findet man häufig in dem oberen, noch unter dem Einfluß der Quellen stehenden Laufe auch hartes Flußwasser. Der Härtegrad wird durch die geologische Beschaffenheit des Quellengebiets, durch die größere oder geringere Speisung des Flußlaufs mit Grundwasser und unter Umständen auch durch das Einleiten von Fabrik- oder sonstigem Wasser bedingt. Das infolge von Niederschlägen oberflächlich zufließende Regenwasser verwischt diesen Einfluß mehr oder weniger, sodaß das Flußwasser bei hohen Wasserständen weicher zu sein pflegt. Eine Darstellung der Schwankungen, welche nach Reichardts Untersuchungen die Abdampfrückstände des Saalewassers bei Jena aufweisen, findet sich in Fig. 17. Dieser Gehalt schwankte innerhalb eines Jahres zwischen 8 und 31,2, der Kohlensäuregehalt zwischen 5,1 und 13,2 mg im Liter und die Härte zwischen 2,3 und 11,7°. Von ähnlichen Beobachtungen sind noch diejenigen an der Elbe bei Magdeburg bekannt geworden, wo die Härte zwischen 6 und 11 Grad, der Gehalt an Rückständen zwischen 313 und 421, an Magnesia zwischen 17 und 34, an Chlor zwischen 111 und 152, an organischen Stoffen zwischen 9 und 51 mg wechselt; diese Schwankungen sind wesentlich der stärkeren oder schwächeren Einleitung von Abwässern der Kali-Bergwerke, bezw. der größeren oder geringeren



zischen 17 und 34, an Chlor zwischen 111 und 152, an organischen Stoffen zwischen 9 und 51 mg wechselt; diese Schwankungen sind wesentlich der stärkeren oder schwächeren Einleitung von Abwässern der Kali-Bergwerke, bezw. der größeren oder geringeren

Verdünnung derselben zuzuschreiben. Es unterliegt aber keinem Zweifel, daß das Wasser eines jeden Flusses einem Wechsel bezüglich seiner Beschaffenheit unterworfen ist und daß bei niedrigen Wasserständen, wo die Zuflüsse aus den Quellen und dem Grundwasser vorherrschen, im allgemeinen Trockenrückstand und Härte größer sind, als bei Hochwasser. Erwähnenswert ist ferner, daß das Wasser innerhalb eines und desselben Querschnittes seine Beschaffenheit wechselt. Dies ist in Magdeburg und auch in Laho-  
vic bei Prag beobachtet, wo das Wasser der Moldau infolge des Zuflusses von Grundwasser in verschiedenen Entfernungen vom Ufer verschiedene Härten besitzt.<sup>46)</sup>

Im übrigen ist es möglich, das Flußwasser durch Ablagerung und Filterung nicht allein von den schwebenden Stoffen zu befreien, sondern ihm auch noch etwa 20% der organischen Bestandteile zu entziehen und den Gehalt an Keimen auf denjenigen eines guten Grund- und Quellwassers zurückzuführen. Es wird sich deshalb, wenn der Fluß nicht allzusehr verunreinigt ist, in den meisten Fällen ein gutes Brauchwasser erzielen lassen, welches wegen seiner Weichheit zu fast allen wirtschaftlichen und gewerblichen Zwecken geeignet ist und welches stets in ausreichender Menge bezogen werden kann. Einen Beweis hierfür liefert London, in welchem die Hälfte der Stadt mit Themsewasser versorgt wird, welches dem von den oberhalb belegenen Ortschaften verunreinigten Flusse entnommen wird; ferner Altona, welches sein Leitungswasser der durch die Abgänge von Hamburg und Altona verunreinigten Elbe entnimmt; in beiden Fällen wird durch zweckmäßige Ablagerung und Filterung ein ganz brauchbares Wasser erzielt. — Nach den Ermittlungen von Thiem wurden 1881—82 von 107 deutschen Städten mit zusammen 7 140 000 Köpfen 13 Städte mit 1 992 000 Einwohnern durch Flußwasser versorgt.<sup>47)</sup> Berücksichtigt man, daß Berlin die teilweise Grundwasserversorgung inzwischen hat aufgeben und zum Flußwasser bzw. zu dem Wasser der von Flüssen gespeisten Seen hat zurückkehren müssen, so erhöht sich diese Zahl auf 2 522 000, worin neben den Einwohnern von Berlin diejenigen von Hamburg, Breslau, Magdeburg, Bremen, Stettin, Lübeck, Braunschweig, Posen, Rostock, Ratibor und Brieg enthalten sind. Außerdem benutzt noch eine Anzahl von Städten (Stuttgart, Chemnitz, Frankfurt a. M., Schweidnitz, Aschersleben, Gera) das Flußwasser als Aushilfe. Dasselbe wird in den erstgenannten Städten durchweg gefiltert; Hamburg machte bisher eine Ausnahme, doch wird gegenwärtig eine Filteranlage ausgeführt, nachdem schon seit einer Anzahl von Jahren die öffentlichen Trinkbrunnen mit Sandfiltern ausgestattet waren. — Im übrigen hat die Zahl der Flußwasserversorgungen in Deutschland seit 20 Jahren nur eine sehr geringe Erhöhung erfahren; vielmehr wird die überwiegende Anzahl der seitdem mit Wasserleitung versehenen Städte mit Grundwasser versorgt.

## 2. und 3. Versorgung aus natürlichen Seen und aus Sammelbecken.

Der Flußwasserversorgung am nächsten kommt die Entnahme aus natürlichen Seen und aus Sammelbecken, welche letzteren als künstliche Seen aufgefaßt werden können. Als größere Beispiele für die weniger häufig vorkommende Versorgung aus natürlichen Seen sind die Städte Berlin (Müggel- und Tegeler See), Zürich (Züricher See), Genf (Genfer See bzw. Rhone beim Ausfluß aus demselben), Glasgow (Katrine-, Drunkie- und Vannachar-See), sowie Chicago (Michigan-See), Cleveland (Erie-See), Toronto

<sup>46)</sup> Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 392.

<sup>47)</sup> Thiem. Anlage und Betriebsergebnisse deutscher Wasserwerke. Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1884, S. 411 u. folg. Für die Bevölkerungsziffern ist die Zählung von 1880 maßgebend gewesen.

(Ontario-See), Stuttgart und Lausanne zu erwähnen. Vergleichsweise häufiger ist die Versorgung aus künstlichen Seen; namentlich in England und in Nordamerika haben sich dieselben in neuerer Zeit sehr verbreitet. Insbesondere ist es die nördliche Hälfte von England sowie Südschottland, ferner ein Teil von Irland, welche sich zu derartigen Anlagen eignen; am häufigsten findet man dieselben in dem Teile Englands, welcher von der nordstüdlich streichenden Pennine-Kette durchschnitten wird, und in welchem die Grafschaften York, Lancaster und Derby liegen. Die genannte Kette bildet ein nahezu unbebautes und nur mit Heidekraut bedecktes, ausgedehntes Hügelland. Aus den vermodernden Teilen des Krautes hat sich im Laufe der Zeit eine torfartige Schicht gebildet, welche die reichlichen Niederschläge zurückhält und sie allmählich an die tief eingeschnittenen Thäler abgiebt, wo sie in Form kleiner Quellen zu Tage treten. Die Thäler haben Moorboden, der auf Kohlensandstein aufliegt; unter diesem befindet sich ein undurchlässiger Thonschiefer, in welchen der Thonkern des abschließenden Dammes eingeschnitten werden kann. Vor dem einen Teil des Thales abschließenden Damme sammelt sich das etwas gelblich gefärbte Wasser, welches die in § 3 besprochenen Sammelbecken bildet und die unterhalb belegenen Städte (Liverpool, Manchester, Leicester, Leeds, Sheffield, Blackburn u. a.) versorgt. Edinburg, Dundee, Stirling und einige andere schottische Städte erhalten ihr Wasser in ähnlicher Weise, ebenso Dublin. — Von nordamerikanischen Städten, welche Wasser durch solche Anlagen beziehen, mögen unter den in den Staaten New-York, New-Jersey, Pennsylvania und Maryland belegenen Städten namentlich New-York, Albany und Baltimore, sowie von australischen Städten Melbourne genannt werden. Auch Brooklyn ist hier zu erwähnen; doch ist hier eine wesentliche Erweiterung der Wasserwerke durch Zuleitung von Grundwasser ausgeführt.

In Deutschland kommt diese Art der Versorgung seltener vor, obwohl sie an manchen Stellen wohl am Platze sein dürfte; unseres Wissens sind Königsberg i. Pr. und Freiberg i. S. die einzigen Städte, welche künstlich hergestellte Sammelteiche zur Versorgung benutzen, doch sind Thalsperren für Remscheid und Chemnitz im Bau begriffen. In Spanien, wo für die Versorgung von Madrid vor etwa 20 Jahren eine Thalsperre erbaut wurde, befindet sich eine Anzahl von Sammelbecken, jedoch vorzugsweise zur Gewinnung von Wasser für Bewässerungen<sup>48)</sup>; in Frankreich dient die große Mehrzahl der vorhandenen Becken zur Speisung von Kanalhaltungen, sowie zur Bewässerung und nur die Ende der sechziger Jahre erbaute Furens-Thalsperre bei St. Etienne wurde auch zur Ansammlung des Wassers behufs Versorgung dieser Stadt erbaut; in der Schweiz ist während der siebziger Jahre eine Stauanlage im Seyon-Thal zur Versorgung von Neuchâtel und in Belgien die Gileppe-Thalsperre zur Lieferung des Wassers für Verviers ausgeführt; in Holland wird Maestricht aus einem Staubehälter versorgt.

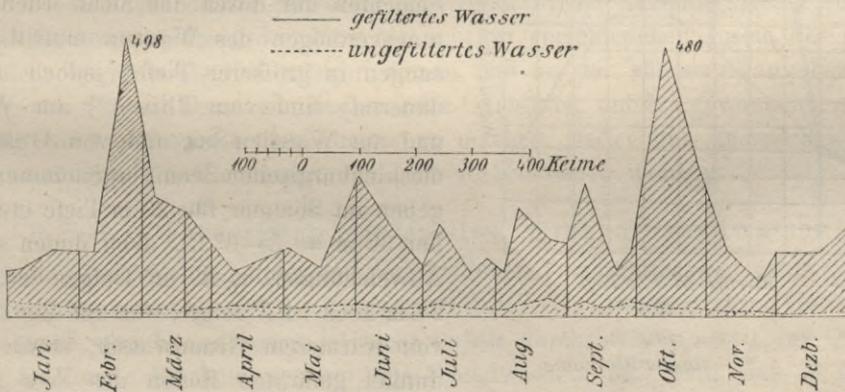
Das Wasser der Sammelteiche steht ebenso wie das der Flüsse mit der Luft in Berührung, jedoch mit dem Unterschiede, daß sich im Winter leichter eine die Luft abschließende Eisdecke bildet und daß die Bewegung des Flußwassers fehlt. Dem steht jedoch als günstiger Umstand die Ruhe gegenüber, zu welcher das Wasser innerhalb des Beckens gelangt und welche die Ausscheidung auch sehr feiner Sinkstoffe ermöglicht. Obwohl diese Ausscheidung in erster Linie als Ursache der nach einiger Zeit eintretenden Klärung des trübe zugeflossenen Wassers anzusehen ist, so wirken daneben doch auch chemische und organische Vorgänge mit und zwar gehen dieselben

<sup>48)</sup> A. v. Llaurodo. Wasserbehälter in Spanien. Bericht für den V. internationalen Binnenschiffahrts-Kongress zu Paris 1892. Hier sind auch die bei den älteren Behältern eingetretenen Verschlämmungen und die Mittel zur Beseitigung derselben besprochen.

einmal von dem Sauerstoff aus, welcher in der Luft des zufließenden Wassers enthalten ist und andererseits von den kleinen und kleinsten Lebewesen, welche sich namentlich in den wärmeren Schichten des Wassers entwickeln. Nach dieser Klärung pflegt ein Beharrungszustand einzutreten, welcher nur unter bestimmten Verhältnissen unterbrochen wird. Dahin gehört z. B. die starke Erwärmung der oberen Wasserschicht im Hochsommer bei windstillem Wetter, welche einen Austausch mit den kühleren und schwereren unteren Schichten erschwert und die Bildung von Pflanzen und Wassertierchen sehr begünstigt. Insbesondere ist dies der Fall, wenn der Behälter größere Flächen von geringer Tiefe oder flache Ufer besitzt, auf denen sich der fruchtbare Schlamm des zufließenden Wassers abgelagert hat. Dann befördert auch bald der erwärmte Boden dieses organische Leben, dessen absterbende Reste den Sauerstoff der im Wasser vorhandenen Luft aufzehren, ihm einen modrigen Geschmack mitteilen und beim Ausbleiben auffrischender Zufüsse kohlenwasserstoffhaltige Gase ausscheiden, sodass die Verwendung des Wassers zu Versorgungszwecken in Frage gestellt wird. Ist jedoch der Behälter ausreichend groß und auch in der Nähe der Ufer so tief (möglichst 4—6 m), dass Wasserpflanzen sich nicht bilden können, findet ferner in nicht zu langen Zwischenräumen eine Auffrischung des Inhaltes durch Zufluss statt, so sind die erwähnten Übelstände nicht zu befürchten. Man muss freilich dafür sorgen, dass das zufließende Wasser nicht von vornherein zu unrein ist. Auch muss in längeren Zwischenräumen eine Beseitigung des abgelagerten Schlammes vorgenommen werden; ferner darf eine Filterung nicht fehlen<sup>49)</sup>, welche übrigens leicht ausgeführt werden kann, da das Wasser nur ausnahmsweise Sinkstoffe enthält. Diese machen sich höchstens in Sammelgebieten mit thonigem Boden in störender Weise bemerklich, namentlich bei längerem Regenwetter und kleinen Sammelbecken.

Fig. 18.

Zahl der Keime in 1 ccm Wasser des Züricher Wasserwerks. 1889.



Dass das Ergebnis der Filterung ein gutes ist, geht aus Fig. 18 hervor, welche die Zahl der Keime angiebt, die bei dem Wasser des Züricher Sees im Jahre 1889 vor

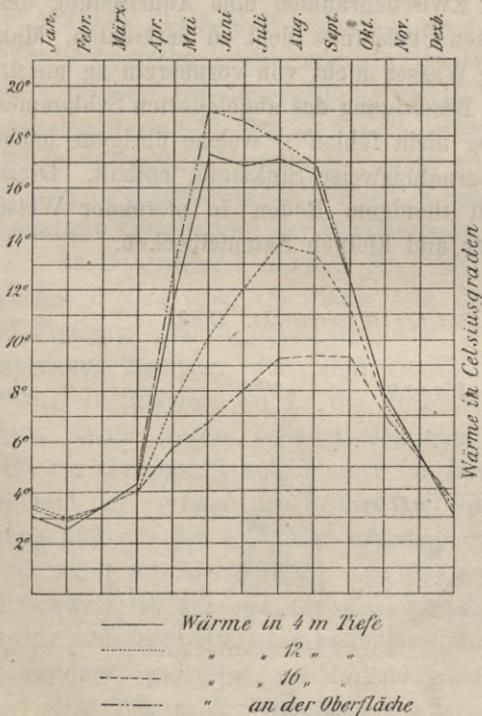
<sup>49)</sup> Eine größere Zahl von nordamerikanischen Städten benutzt das Wasser in ungefiltertem Zustande, was aber nicht nachgeahmt werden sollte. Vielleicht ist hierauf der Umstand mit zurückzuführen, dass die erwähnte mangelhafte Beschaffenheit des aufgespeicherten Wassers sich in besonderem Grade im Westen und Südwesten von Nordamerika (z. B. in San Francisco und Oakland) fühlbar macht, wo infolge lange ausbleibender Niederschläge ein Vorrat für 900 Tage angesammelt werden muss. (Le Conte. Verschlechterung des an der Pacific-Küste aufgespeicherten Wassers und deren Verhütung; Vortrag in Chicago, auszugsweise wiedergegeben im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 316). — Ob auch in England noch jetzt ungefiltertes Wasser aus Sammelteichen zur Verteilung gelangt, wie es noch 1883 in Sheffield und Manchester geschah, konnte nicht in Erfahrung gebracht werden.

und nach der Filterung in 1 cm ermittelt wurde. Es handelt sich hier zwar um einen natürlichen See, doch gestatten die Ergebnisse auch einen Rückschluss auf das Verhalten des Wassers eines künstlich hergestellten Sammelbeckens. Aus der Zusammenstellung ist zu ersehen, dass trotz der verhältnismäßig großen Geschwindigkeit, mit welcher die Filter arbeiten (3—12 m, durchschnittlich 6 m täglich) der bei weitem größte Teil der Keime zurückgehalten wurde. Das Seewasser enthielt durchschnittlich 164, das gefilterte Wasser 16 Keime in 1 cm: die organischen Stoffe wurden von 18,3 auf 14,6 und das gebundene Ammoniak von 0,035 auf 0,020 mg im Liter ermäßigt. Da ferner die unteren Wasserschichten tiefer Behälter im Sommer wesentlich kühler sind, als die Luft, so hat man es in der Hand, durch Entnahme aus genügender Tiefe einen Wärmegrad des Wassers zu erzielen, der dem für gutes Trinkwasser geforderten nahekommt.

In welcher Weise die Wärmeabnahme stattfindet, zeigt für den Züricher See Figur 19. — Anfang Juni 1889 hatte das Wasser an der Oberfläche 19° C.; die Wärme

Fig. 19.

Wärmemessung im Züricher See.



nahm unter Wasser allmählich ab und betrug bei 16 m Tiefe noch 6,7° C. Die größte Erwärmung in dieser Schicht stellte sich gegen Anfang September ein und betrug 9,4° C., während im Winter eine Abkühlung bis auf 3° beobachtet wurde. Dies ist eine Folge des Herabsinkens der oberen, im Winter bis nahe an den Nullpunkt erkalteten und deshalb schwerer gewordenen Wasserschicht; sie hält bis über den Sommer hinaus vor, weil in der wärmeren Jahreszeit das warme Wasser oben bleibt und eine Erwärmung der unteren Schichten nur durch das nicht erhebliche Leitungsvermögen des Wassers eintritt. — Messungen in größerer Tiefe (jedoch nicht fort-dauernd) sind von Thiem<sup>50)</sup> am Würm-See und am Walchen-See und von Oesten<sup>51)</sup> an mecklenburgischen Seen vorgenommen; sie ergeben im Sommer für 20 m Tiefe etwa 6—7°, bei 30 m = 5—6° C., doch finden sich auch Abweichungen, z. B. im Dolgen-See, der bei 24 m noch 14,7° zeigte, was auf das Zuströmen von wärmerem Grundwasser, sowie auf den dunkel gefärbten Boden des Sees zurückzu-

föhren sein dürfte. — Der Neuenburger See hat in 100 m Tiefe eine Wärme von 5°, der Mond-See in 190 m Tiefe eine solche von 4,25° C.

Es ist noch zu erwähnen, dass die Filter überdeckt sein müssen, um nicht im Sommer wieder eine Erwärmung des Wassers (welches in Zürich aus 14 m Tiefe ent-

<sup>50)</sup> Thiem. Vorprojekt für die Wasserversorgung der Stadt München, 1881. S. 46.

<sup>51)</sup> Oesten. Wassertemperatur in Landseen. Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1886. Eine Zusammenstellung neuerer Wärmemessungen in verschiedenen Seen liefert Zöprritz in Wagner's geographischem Jahrbuch 1881, S. 65; 1883, S. 33; 1885, S. 43. — Über die Farbe des Wassers in Seen als Anhaltspunkt zur Beurteilung der Güte desselben, sowie über einige andere hier in Frage kommende Punkte siehe O. Lueger. Die Wasserversorgung der Städte, Heft III. Darmstadt 1892, S. 372.

nommen wird, da tiefere Entnahme nicht möglich ist) herbeizuführen. — Im übrigen macht sich bei lang andauernden Wintern der Einfluß der die Luft absperrenden Eisedecke dadurch geltend, daß das Wasser namentlich der flachen und schlammhaltigen Teiche einen etwas modrigen Geruch annimmt, den es jedoch verliert, wenn es eine zeitlang in offener Leitung mit der Luft in Berührung gebracht wird.

Das aus Sammelteichen und Seen gewonnene Wasser ist meistens weich; doch finden sich auch hier je nach den örtlichen Verhältnissen große Unterschiede. So enthält das Wasser von Gloucester 248, das von Manchester nur 70 und das von Whitehaven nur 21 mg Rückstände im Liter.

4. Der Versorgung aus Sammelteichen in gewissem Sinne verwandt ist die Sammlung des Regenwassers in Cisternen, welche vielfach in Seestädten mit brackigem Grundwasser und in Gegenden angewandt wird, wo die Herstellung von Brunnen wegen felsigen Bodens oder aus anderen Gründen mit Schwierigkeiten verbunden ist. Die Wassermenge, welche auf diese Weise von den Dächern u. s. w. gewonnen werden kann, ist nicht unbeträchtlich, da sie das 0,6—0,8fache der Regenmenge, also z. B. bei 100 qm Fläche und 60 cm Regenhöhe 36—48 cbm jährlich beträgt. Trägt man dafür Sorge, daß das beim Beginne des Regens von den Dächern abfließende Wasser nicht in die Cisterne gelangt und daß die zugehörige Filtervorrichtung sowie der Reinwasserbehälter stets kühl und sorgfältig rein gehalten wird, so läßt sich ein ganz brauchbares Wasser erzielen, welches sehr weich ist und von seinem Entstehungsorte her meistens etwas Ammoniak enthält.

5. An dieser Stelle ist auch die Versorgung mit destilliertem Wasser zu erwähnen, welches nicht bloß für den Schiffsgebrauch, sondern an regenlosen Küstenstrichen auch für die Versorgung von Haushaltungen und öffentlichen Anlagen, sowie zu sonstigen Zwecken aus dem Meerwasser gewonnen wird. Beispielsweise geschieht dies an einigen Besatzungsplätzen des roten Meeres, auf verschiedenen Inseln der regenlosen Zone, welche zugleich als Kohlenlager dienen und an der südamerikanischen Küste.<sup>52)</sup> Ein Zusatz von Salzen, bezw. von Zucker oder Oxalsäure, um das gewonnene, sehr reine, aber völlig weiche Wasser schmackhafter zu machen, findet nur ausnahmsweise statt; dagegen muß stets ein Einpumpen von Luft vorgenommen werden.

#### 6. und 7. Versorgung mit Quellwasser und Grundwasser.

Die meisten Anhänger unter den verschiedenen Versorgungsarten zählt gegenwärtig die Quellwasserversorgung und die Versorgung durch Grundwasser. Eine Unterscheidung zwischen Quell- und Grundwasser ist nicht immer durchzuführen, weil das Quellwasser nur eine bestimmte Erscheinungsform des Grundwassers ist. Tritt das in den Boden eingedrungene Regenwasser in Form von gebundenen Wasserstrahlen mit merklicher Geschwindigkeit zu Tage, so nennt man es Quellwasser, während es Grundwasser genannt wird, so lange es sich noch auf dem Wege nach der Ausflußstelle befindet. Die Erkenntnis, daß ein grundsätzlicher Unterschied zwischen Grund- und Quellwasser nicht besteht, ist in den letzten Jahren auch in weitere Kreise gedrungen; häufig pflegt jedoch der Sprachgebrauch mit dem Worte Quelle den Begriff einer gewissen Höhenlage zu verbinden, während das Grundwasser mehr in der Tiefe vermutet wird. Dies ist jedoch

<sup>52)</sup> Auch Vlissingen wurde bis vor einigen Jahren mit destilliertem Seewasser versorgt, hat aber jetzt eine Dünenwasserleitung erhalten; siehe Kapauu. Der Trinkwasserapparat im Hafen von Vlissingen auf der Insel Walchern. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 149.

nicht immer richtig, da das nämliche Wasser auf seinem nach abwärts gerichteten Wege bald die Form von Grundwasser, bald diejenige von Quellen annehmen kann. Beide haben den Vorzug, daß sie bei ihrer Bewegung in den durchlässigen Schichten eine für Versorgungszwecke sehr geeignete Wärme angenommen haben und infolge ihrer Filterung durch den natürlichen Boden auch meist so rein sind, daß sie ohne weitere Behandlung zu Genußzwecken verwendet werden können. Diese Reinheit bezieht sich insbesondere auch auf den Gehalt an kleinsten Lebewesen, welche bei genügender Stärke und Dichtigkeit der Deckschicht so gut wie vollständig ausgeschieden werden (S. 101).

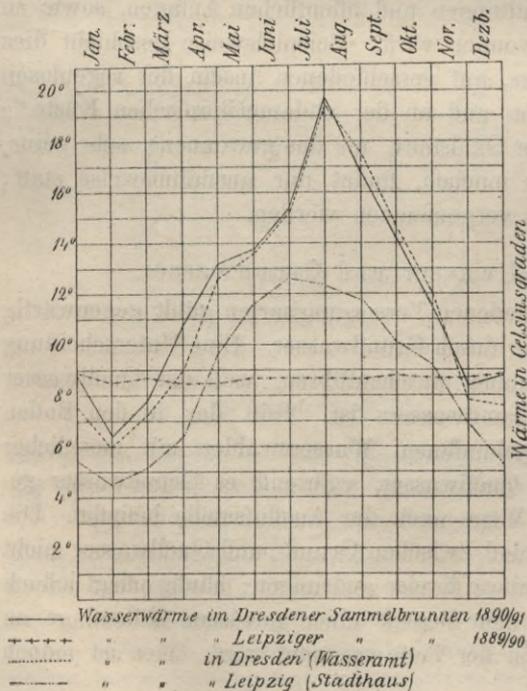
Dadurch, daß man in neuerer Zeit die Art des Auftretens und die Bewegungserscheinungen des Grundwassers näher kennen lernte, hat man gefunden, daß es sehr oft möglich ist, in der Umgebung der Stadt die zu ihrer Versorgung nötigen Wassermengen in der Form von Grundwasser aufzufinden und sich auf diese Weise von dem Wasser der Flußläufe unabhängig zu machen. In vielen Fällen gelingt es auch, das Grundwasser in solcher Höhe zu gewinnen, daß die Anlage eines Pumpwerkes ganz vermieden werden kann oder nur in beschränktem Umfange nötig ist. Diese Umstände sind Veranlassung gewesen, daß die Mehrzahl der im letzten Jahrzehnt namentlich in Deutschland und Österreich, aber auch in Frankreich und Italien ausgeführten Wasserleitungen auf der Gewinnung von Grundwasser beruht.

Die verschiedenen Arten der Gewinnung und Sammlung des Grundwassers, also die Sammelbrunnen, Sammelröhren u. s. w. werden im VI. Kapitel zur näheren Besprechung gelangen. Die zweckmäßigste Lage der Gewinnungsstelle zu ermitteln, ist Aufgabe der Vorarbeiten; als Grundsatz darf

gelten, daß die Entnahme aus einem Grundwasserstromen und nicht aus einem Grundwasserbecken stattzufinden habe; es sei denn durch Untersuchungen festgestellt, daß das Becken einen den Bedarf deckenden Zufluß und Wasser von dauernd guter Beschaffenheit besitzt.

Da der Zufluß des Grundwassers in der Nähe der offenen Gewässer am stärksten ist, so werden die am Ufer der Flüsse befindlichen Anlagen sich verhältnismäßig als die ergiebigsten erweisen. Bei großer Nähe des Flusses macht sich allerdings häufig eine Einwirkung auf die Beschaffenheit des Grundwassers bemerkbar. In Dresden geschieht dies, wie aus Fig. 20 hervorgeht, in der Art, daß das Wasser aus den dicht an der Elbe in 5 bis 6 m Tiefe liegenden Sammelröhren, welche das von den Höhen des rechten Elb-Ufers kommende Grundwasser abfangen, im Sommer wärmer und im Winter kühler ist, als das unbeeinflusst gebliebene Grundwasser. Es liegt

Fig. 20.  
Wärmebeobachtungen an der Dresdener u. Leipziger  
Leitung 1890/91 u. 1889/90.



nahe, als Grund dieser Erscheinung die Mitentnahme von Elbwasser anzusehen, welches durch die Kies- und Sandschichten des Ufers der Sammelanlage zugeflossen ist; gleich-

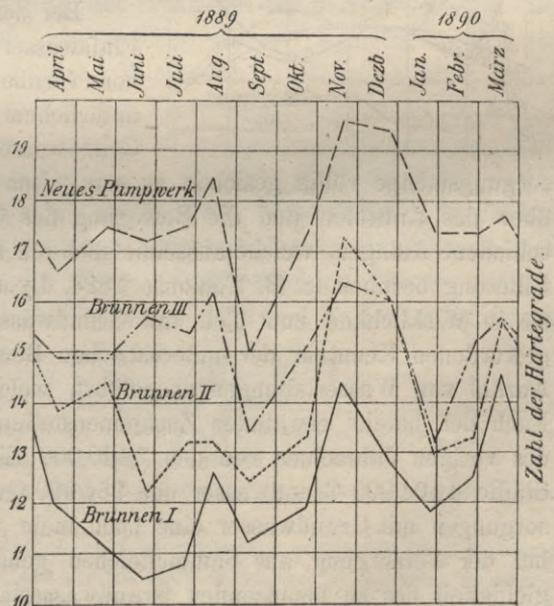
wohl ist hervorzuheben, daß sich nach den vorliegenden chemischen Untersuchungen diese Annahme nur bei höheren Flufswasserständen zu bestätigen scheint, während bei Mittel- und Niedrigwasser nach den Ermittlungen von Fleck<sup>53)</sup> eine fortlaufende Wechselbeziehung zwischen Elb- und Grundwasser nicht sicher nachzuweisen ist. Hiernach würden die Wärmeschwankungen des geschöpften Wassers (welche sich im Mittel der letzten Jahre zwischen 5 und 15° C. bewegten) auf eine andere, vorläufig noch nicht völlig klargestellte Ursache hinweisen. — Das von der Nähe eines offenen Wasserlaufes unbeeinflusst gebliebene Grundwasser aus größerer Tiefe zeigt viel geringere Schwankungen, wie aus der gleichfalls in Fig. 20 dargestellten Wärmelinie der neuen Leipziger Grundwasserleitung (bei Naunhof) hervorgeht. Das aus dem dortigen Sammelbrunnen kommende Wasser zeigt während des ganzen Jahres zwischen 8 und 9°, und ähnliche, nur wenig höhere oder niedrigere Zahlen weisen die Entnahmestellen der durch reines Grund- oder Quellwasser versorgten Leitungen auf.<sup>54)</sup> Soweit Wärmebeobachtungen über das an Flufsufern gewonnene Grundwasser vorliegen, läßt sich eine Einwirkung des Flufswassers nicht verkennen. Aus den in Fig. 20 eingetragenen Wärmelinien an den Verbrauchstellen ist ferner zu ersehen, daß in Dresden während eines Teiles der warmen Jahreszeit eine geringe Abkühlung, in Leipzig dagegen eine Erwärmung bis 4° stattgefunden hat und daß das Wasser in Dresden im Winter etwas wärmer war, als in Leipzig, Erscheinungen, welche in den örtlichen Verhältnissen der Zuleitung zur Verbrauchstelle begründet sind.

Wie das Flufswasser, so ist auch das Quellwasser bezüglich seiner Härte einem Wechsel unterworfen und das Gleiche ist auch beim Grundwasser der Fall, wie aus Fig. 17 hervorgeht, in welcher die ausgezogene Linie die Trockenrückstände einer für die Wasserleitung von Jena benutzten Quelle, die gestrichelte diejenige eines Brunnen in Jena (jedoch in fünffach verkleinertem Maßstabe) innerhalb eines Jahres darstellt. Während die Quelle, welche eine Härte von 13,6—18,5° und Rückstände von 29,5—47,5 mg aufwies, im großen und ganzen ähnliche Schwankungen zeigt, wie das Wasser der Saale, beobachtet der Brunnen ein ganz anderes Verhalten. Das-

selbe ist jedoch in diesem Falle weniger auf die Änderung in der Zusammensetzung des eigentlichen speisenden Grundwasserlaufes, als auf die aus dem verunreinigten Boden der Stadt kommenden Zuflüsse — die sogenannte Stadtlauge — zurückzuführen, worauf auch die große Härte (45,2—60,4°), sowie der Gehalt an Chlor (7,2—17,7) und Salpetersäure (6,5—11,8 mg

Fig. 21.

Schwankungen der Härtegrade in den Brunnen der Kölner Wasserleitung.

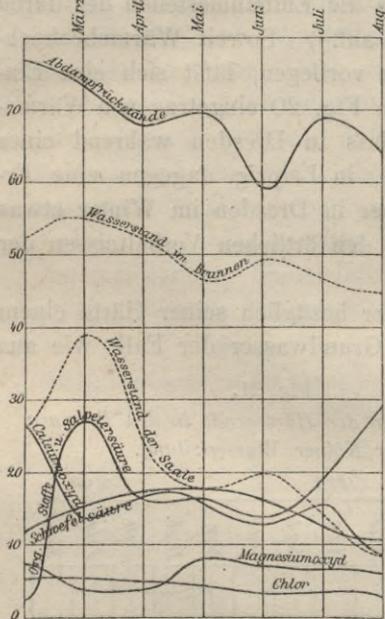


<sup>53)</sup> Fleck. Jahresberichte der chemischen Centralstelle für öffentliche Gesundheitspflege in Dresden. Dresden 1878, S. 62; 1880, S. 26; 1882, S. 34.

<sup>54)</sup> Eine sehr geringe Durchschnittswärme hat das Wasser des Kaiserbrunnens (5—6° C.), welcher mit der Stixenstein- und Alta-Quelle (8—9°) die Stadt Wien versorgt. Auch das Grundwasser aus dem Siebentischwalde bei Augsburg ist zeitweise recht kühl (bis 5,8° C.).

im Liter) hinweist. Fig. 21 giebt ferner eine Darstellung der Härteschwankungen in dem Wasser aus den Grundwasserbrunnen der Kölner Wasserleitung, welche theils in unmittelbarer Nähe des Rheinufer, theils 700 m davon entfernt liegen. Auf eine Einwirkung des Rheinwassers läßt sich aus diesen Beobachtungen zwar nicht ohne weiteres schließen; immerhin bleibt der Wechsel in der Härte, welcher bis 5 Grad beträgt, bemerkenswert. — Ein Zusammenhang des Brunnenwassers mit demjenigen des Flusses geht dagegen aus den bei dem Wasserwerk von Bernburg gemachten und in Fig. 22 dargestellten sechsmonatlichen Beobachtungen der Wasserstände und der Zusammen-

Fig. 22.  
Zusammensetzung und  
Höhe des Wassers im Brunnen der  
Bernburger Wasserleitung. 1876.



setzung des Wassers im Brunnen und in der Saale hervor; die hohen und niedrigen Wasserstände der Saale und des Brunnens fallen zeitlich ziemlich zusammen, da der Abstand zwischen Brunnen und Flußufer nur 70 m beträgt. Diesem Einfluß der Saale ist auch der in Fig. 22 dargestellte Wechsel in der Beschaffenheit des Brunnenwassers zuzuschreiben; der Gehalt an Salpetersäure schwankt z. B. zwischen 3,05 und 29,00, derjenige an kohlenurem Kalk zwischen 30,43 und 1,27 mg im Liter (in der Figur ist die Linie für Kalk oder Calciumoxyd dargestellt). Letztere Schwankung wird in der unten angegebenen Quelle<sup>55)</sup> darauf zurückgeführt, daß die Saale bei dem hohen Wasserstände 1876 weite Flächen bedeckte und dadurch den Kohlensäuregehalt der sich zersetzenden Stoffe aufnahm, welcher dann in das Grundwasser übergeführt wurde.

Bei den erwähnten Anlagen ist die Entnahme von Flufswasser eine unfreiwillige; bei anderen mag aber von vornherein die Absicht vorgewaltet haben, auf natürlichem Wege gefiltertes Flufswasser neben dem Grundwasser zu gewinnen, um hinsichtlich der Versorgungsmenge völlig gesichert zu sein. Aus früherer Zeit, bevor man nähere Kenntnis über das Auftreten und die Bewegung des Grundwassers erlangt hatte, stammen verschiedene Anlagen, welche ausschließlich auf dem Grundsatz der sogenannten natürlichen Filterung beruhen (z. B. Toulouse 1828, Lyon 1859) oder vielmehr beruhen sollten, da sie in Wirklichkeit zum Teil mit Grundwasser versorgt werden. Seit der allgemeiner gewordenen Kenntnis der unterirdischen Bewegung des Wassers ist jedoch eine große Anzahl von Wasserleitungen ausgeführt, welche ausschließlich Grundwasser entnehmen. Nach der bereits erwähnten Zusammenstellung von Thiem bezogen bereits zu Anfang des vorigen Jahrzehnts von den 7 140 000 Einwohnern der aufgeführten 107 deutschen Städte 4 164 000 Grundwasser und 984 000 Quellwasser und seitdem ist die Zahl der Versorgungen mit Grundwasser eine noch mehr überwiegende geworden. Daß ebenso wie bei der Versorgung aus Sammelteichen genaue Untersuchungen über die geringste Ergebigkeit des zu benutzenden Grundwasserlaufes oder der Quellen nicht fehlen dürfen, ist zwar selbstverständlich, und der Umstand, daß bereits in verschiedenen Städten die

<sup>55)</sup> Die Einwirkung von Flüssen auf in der Nähe befindliche Brunnen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 50.

Gewinnungsanlagen eine Erweiterung haben erfahren müssen, ohne daß die Ursache derselben ausschließlich im verstärktem Verbrauch zu suchen ist, spricht dafür, daß derartige Untersuchungen mit großer Sorgfalt anzustellen sind.<sup>56)</sup> — Die geringste Ergiebigkeit der Quellen pflegt in den Wintermonaten Januar und Februar nach lange andauernder Kälte und nach langer Trockenheit in den Sommermonaten August und September einzutreten.

#### 8. Versorgung mit Dünen- und Drainwasser.

In die Klasse der Grundwasserversorgung gehört auch die Art der Wassergewinnung verschiedener holländischer Städte (Amsterdam, Harlem, Haag, Leyden, Delft), welche das in den oberen Schichten der Nordsee-Dünen enthaltene Wasser (gewöhnlich vermittels offener Gräben, neuerdings auch durch Sammelröhren<sup>57)</sup> sammeln und es meist nach vorheriger Filterung in geschlossener Rohrleitung zur Verbrauchsstelle führen; hier handelt es sich um die Gewinnung von Grundwasser, welches zum Teil noch auf dem Wege zur Tiefe begriffen ist und welches man mit dem Ausdruck „schwebendes Grundwasser“ bezeichnen kann. — Auf ähnlichen Grundsätzen beruht die Gewinnung von Wasser durch Drainage, welche in einzelnen Fällen auch zur Sammlung von Dünenwasser zur Anwendung gebracht ist, und mittels der sich unter Umständen eine Verbesserung der drainierten Bodenflächen verbinden läßt; hier ist jedoch Vorsicht anzuraten bezüglich derjenigen Gebiete, auf denen ein landwirtschaftlicher Betrieb stattfindet.<sup>58)</sup>

#### 9. Versorgung mit Tiefgrundwasser aus Stollen und Brunnen.

Zu Grundwasserleitungen sind ferner zu rechnen die Anlagen der Städte Aachen, Wiesbaden, Beuthen in Oberschlesien, Lüttich, Eisleben, Weissenfels i. S. und Schwelm, welche das Wasser mittels bergmännisch getriebener Stollen aus wasserführenden Gebirgsschichten gewinnen. Eine Aufspeicherung des Wassers ist durch Abschluß des Stollens mittels Mauer oder Thür möglich, aus welcher ein mit Schieber versehenes Rohr zur Wasserleitung führt (Aachen, Lüttich, Wiesbaden). Mehrfach sind solche Stollen auch in Verbindung mit Sammelbrunnen zur Verwendung gekommen, z. B. bei den Kent-Wasserwerken in London, bei den Tiefbrunnen in Liverpool, Birkenhead, Hull, Brighton u. s. w. oder als Brunnen (Wolfsbrunnen in Heidelberg). Die richtige Abschätzung der geringsten Ergiebigkeit ist, wie das Beispiel von Aachen zeigt<sup>59)</sup>, in solchen Fällen sehr schwierig, weil auf den Zufluß mancherlei Nebenumstände einwirken. Nach Brouhon lieferte 1 ha des Sammelgebiets des durch Kreidemergel getriebenen und abgedämmten Wasserstollens von Lüttich 4—7 cbm und nach Eitner 1 ha des im Buntsand-

<sup>56)</sup> Ein bekanntes Beispiel bietet in dieser Beziehung die Wasserleitung der Stadt Wien, welche am 22. November 1886 nur 18 500 cbm lieferte, während 60 000 cbm als geringstes Maß der Ergiebigkeit angenommen waren. Die Königsberger Grundwasserleitung lieferte im Herbst 1879 nur 1400 cbm täglich, während ein Zurückgehen unter 6000 cbm, entsprechend 2,2 cbm f. 1 ha und Tag, nicht in Aussicht gestellt war.

<sup>57)</sup> Engineering 1889, I., S. 249. (Verlegung von Sammelröhren für die Wasserwerke zur Versorgung von Haag mittels Dünenwasser.)

<sup>58)</sup> In der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 1217 wird außerdem gelegentlich der Besprechung der Wasserversorgung von Kassel darauf hingewiesen, daß der mit den Niederschlägen in den Boden gedrungene Stickstoff der atmosphärischen Luft bei seiner Umwandlung in salpetrige Säure oder salpetersaures bzw. kohlen-saures Ammoniak in den oberen Bodenschichten die Beschaffenheit des Leitungswassers nachteilig beeinflussen könne. — Salpetrige Säure und Ammoniak sind aber an und für sich in den geringen vorkommenden Mengen nicht schädlich, sondern gelten nur deshalb als unzulässige Beimengungen, weil man gewöhnt ist, sie als Zwischenstufe der Zersetzung von menschlichen oder tierischen Abgängen anzusehen.

<sup>59)</sup> Siedamgrotzki. Das Aachener Wasserwerk. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 857, 892, 923.

stein liegenden Wolfbrunnens bei Heidelberg 2,67—4,7 cbm täglich. — Eine besondere Erwähnung verdient auch die Versorgung der Stadt Mainz durch Grundwasser, welches einer beckenförmigen, 15 m starken Corbicula-Schicht innerhalb des Stadtgebiets entnommen wird.

Hierher gehört schliesslich die Anlage von Tiefbrunnen in Röhrenform, welche die Nutzbarmachung des Grundwassers aus sehr tief liegenden Schichten möglich machen, und deren Anwendung infolge der Fortschritte der Tiefbohrtechnik in den letzten Jahren einen grossen Umfang angenommen hat. Das Wasser aus gröfserer Tiefe enthält zwar aus den in § 4 angegebenen Gründen wenig oder gar keinen Sauerstoff, dagegen fast immer Kohlensäure; und wenn es auch etwas wärmer ist, als das Wasser der oberen Schichten, so eignet es sich doch zu Genufszwecken mehr, als das aus den Flachbrunnen der Städte entnommene Wasser. Da es auch zu den meisten gewerblichen Zwecken brauchbar ist, so findet man heute derartige Tiefbrunnen bis zu 150 m Tiefe und darüber auch in solchen Städten, welche bereits einheitlich mit Wasser versorgt sind (London, Hull, Liverpool, Berlin, Königsberg, Danzig u. s. w.). Es stellt sich nämlich vielfach heraus, dafs ein Tiefbrunnen das erforderliche Wasser billiger liefert, als die städtische Wasserleitung. — Bei vielen Tiefbrunnen steigt das in der Tiefe erschlossene Wasser bis zur Oberfläche oder noch höher, dann beruht die Wirkung derselben auf der Erscheinung, die man artesisch nennt, vergl. Kap. I, § 11. Durch grofse Tiefe bekannt sind die Brunnen zu Passy, zu Grenelle und auf der Place Herbert zu Paris (720 m), sowie der Brunnen im Stadtwäldchen zu Pest.

Die Unzulänglichkeit der vorhandenen Bezugsquellen gegenüber der Ausdehnung der Stadt führt häufig zur Aufsuchung einer anderen Versorgung, neben der dann die ursprüngliche bestehen bleibt. So hat Breslau die frühere Wasserleitung mit ungefiltertem Wasser der Oder beibehalten und spült damit die Rinnsteine und Kanäle; Wien hat neben der Hochquellenleitung noch drei ältere Anlagen (die Ferdinands-, Ringstrafen- und Stadtparkleitung), welche ihr Wasser von der Donau beziehen; in Frankfurt a. M. wurde zur Entlastung der Quellwasserversorgung die durch ungefiltertes Main-Wasser gespeiste sogenannte Giefswasserleitung angelegt und ausserdem Grundwasserversorgung zu Hilfe genommen; in Paris wird das zu öffentlichen Zwecken und für die Fabriken erforderliche Wasser dem Ourcq-Kanal bzw. der Seine und Marne entnommen, während die neueren Leitungen von den Quellen der Vanne und des Dhuis als Trink- und Haushaltswasser benutzt werden. Vielfach ist auch der Umstand, dafs sich ein Wasser, welches zugleich die Ansprüche eines guten Trinkwassers erfüllt, nur in beschränkter Menge beschaffen läfst, Veranlassung gewesen, eine besondere Trinkwasserleitung einzurichten. Dies geschieht dann meistens in der Form, dafs eine Anzahl von öffentlichen Brunnen durch Trinkwasser gespeist wird, aus dem sich die Bevölkerung ihren Bedarf entnehmen kann. Beispielsweise ist dies der Fall in Stuttgart, wo aus Quellen im Gebiete des Nesenbachs täglich etwa 1700 cbm Wasser in 170 öffentliche Brunnen geleitet werden, während in die Häuser nur gefiltertes Neckar- und Seewasser gelangt. In Posen, welches das Brauchwasser der Warthe entnimmt, werden 28 öffentliche Brunnen durch eine Quellwasserleitung gespeist; in Chemnitz, Zwickau, Freiberg i. S. und Aschersleben wird Quellwasser neben dem Brauchwasser zugeleitet u. s. w. Eine Trinkwasserleitung, welche durch acht Quellen gespeist wird und eine Anzahl von öffentlichen Brunnen versorgt, findet sich in Zürich; in Prag besteht ebenfalls die Absicht, eine besondere Trinkwasserleitung einzurichten; auch Lausanne hat gesonderte Trink- und Brauchwasserleitung. In Berlin wird nach und nach eine Anzahl von tiefen Rohrbrunnen von

der Stadtgemeinde ausgeführt, aus denen Trinkwasser entnommen werden kann; liefern solche Brunnen, wie es mehrfach an anderen Orten der Fall ist, unter Druck ausfließendes Wasser, so lassen sich von einem Brunnen mehrere Trinkwasserständer speisen u. s. w.

Unter Hinweis auf die am Schlusse des § 8 genannten Schriften sind hier folgende anzuführen:

- Escher v. d. Linth und Bürkli. Die Wasserverhältnisse der Stadt Zürich und ihrer Umgebung. Zürich 1871.  
 Thiem. Die Wasserversorgung der Stadt München, Vorprojekt. München 1876.  
 Wibel, F. Die Flufs- und Bodenwässer Hamburgs. Gemischte Beiträge zur Analyse gewöhnlicher Lauf-, Nutz- und Trinkwässer, sowie zu der Frage der Wasserversorgung großer Städte von sanitärem und gewerblichem Standpunkte. Hamburg 1876.  
 Über die Bewegung des tiefen Grundwassers in den Kalkformationen Englands. Engineer 1877, Novbr. S. 320.  
 Hofmann, F. Die Wasserversorgung der Stadt Leipzig. Gutachten, dem Rate der Stadt Leipzig vorgelegt. Leipzig 1877.  
 Thiem. Bericht über die hydrologische Untersuchung der Umgebung von Naunhof an den Rat der Stadt Leipzig. München 1881.  
 Fodor. Hygienische Untersuchungen über Luft, Boden und Wasser. 2. Abteil. Braunschweig 1882.  
 Reis, P. Die periodische Wiederkehr von Wassernot und Wassermangel im Zusammenhang mit den Sonnenflecken, den Nordlichtern und dem Erdmagnetismus. Leipzig 1883.  
 Thiem. Erwärmung des Wassers in Rohrleitungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1884, S. 8.  
 Forchheimer. Über die Erwärmung des Wassers in Leitungen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 175. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 875.  
 Bericht der Wasserversorgungs-Kommission an den Rat der Königl. Hauptstadt Prag, bezüglich der Versuchsarbeiten zur Gewinnung des Trinkwassers. Prag 1888. (Nicht im Buchhandel.)  
 Tecklenburg, Th. Handbuch der Tiefbohrkunde. Leipzig 1890.  
 Lindley. Nutzbarmachung des Flufswassers für die Wasserversorgung. Deutsche Vierteljahrsschr. für öffentl. Gesundheitspflege 1890, S. 191—225. — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 501. Vortrag, gehalten 1890 im „Congrès international de l'utilisation des eaux fluviales“ zu Paris.  
 Oelwein. Kühltisch für die Wasserleitung von Iglau (Mähren). Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 316.  
 Betrachtungen über das wassergebende Vermögen der Dünen behufs städtischer Wasserversorgungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 192.  
 Das Trinkwasser in Pest. Gesundh.-Ing. 1892, S. 83.

**§ 7. Erforderliche Druckhöhe.** Nachdem die Gröfse des Wasserbedarfs festgestellt und eine Bezugsquelle von ausreichender Güte und Leistungsfähigkeit ermittelt ist, kommt es darauf an, die Anlagen zur Gewinnung und Aufspeicherung und, wenn nötig, zur Reinigung, sowie zur Leitung und Verteilung des Wassers zu entwerfen. Bei der Versorgung durch natürlichen Druck sowohl, wie bei der Hebung des Wassers durch Pumpen ist nun vor allem die Kenntnis der Höhe erforderlich, in welcher das Wasser entnommen bezw. bis zu welcher es gepumpt werden muß, damit es an den Verbrauchstellen unter ausreichendem Druck ausfließt.

Bei Ermittlung dieser Druckhöhe denke man sich den Bezugsort in  $A$ , die höchste Stelle des Verbrauchsgebietes in  $B$ ;  $A$  soll in der Höhe  $H_a$ ,  $B$  in der Höhe  $H_b$  über einer gemeinschaftlichen Horizontalen liegen. Bei  $B$  wird verlangt, dafs das Wasser von der Hauptleitung aus durch Hausleitungen nach den obersten Geschossen der Häuser hinaufsteige und dort unter Druck ausfließe oder zum Feuerlöschen aus vorgeschriebenen Mündungen mit einer Geschwindigkeit  $v$  ausströme, welcher ein hinreichend hochspringender Strahl entspricht und es sei die hiernach sich ergebende grösste Höhe  $h_v$ . Hierzu kommt die Druckhöhe  $h_r$ , welche zur Überwindung der Reibungswiderstände während der Bewegung des Wassers in der Rohrleitung erforderlich ist. Endlich bleibt noch zu berücksichtigen die Verlusthöhe  $h_n$ , welche bei der etwaigen Filterung des Wassers, oder bei der Fassung der Quellen, sowie bei dem Austritt des Wassers in die Leitung u. s. w. verloren geht. Demnach ergibt sich für die von  $A$  nach  $B$  hin aufzuwendende gesamte Druckhöhe  $h$  die Summe der aufgezählten Einzelhöhen, also:

$$h = (h_v + h_r + h_n).$$

Ist  $H_a - H_b$  gleich oder größer als  $h$ , so ist noch Versorgung durch natürlichen Druck möglich; im entgegengesetzten Falle muß eine künstliche Hebung zu Hilfe genommen werden. Um die Kosten derselben thunlichst zu ermäßigen, ist auf die Verminderung der veränderlichen Teile des Ausdrucks für  $h$ , also namentlich auf diejenige von  $h_0$  hinzuwirken. Dies geschieht am besten durch Abkürzung der Zuleitung und entsprechende Wahl ihres Durchmessers, wovon später die Rede sein wird.

Mafsgebend für den Wert von  $h_v$ , welchen Thiem „bürgerlichen Versorgungsdruck“ nennt, und welcher bei dem Eintritt in das Grundstück auch zur Zeit des stärksten Verbrauches vorhanden sein muß, ist die Höhe der Gebäude, die Weite der Hausleitungen, die Länge derselben im Grundrifs und die Wassermenge, welche von den obersten Zapfhähnen geliefert werden soll. Für großstädtische Verhältnisse ist auf Gebäude zu rechnen, in welchen der höchste Auslaß mindestens 20 m über der Strafe liegt, da die größte zulässige Gebäudehöhe in Berlin, Dresden, München und Hannover 22 m beträgt und in Hamburg, sowie in Elberfeld sogar 24 m hoch gebaut werden darf. Köln, Strafsburg, Düsseldorf, Halle, Braunschweig, Kassel, Erfurt, Stuttgart, Posen und Crefeld gestatten Höhen bis zu 20 m; in Wien und Prag kann der Fußboden des obersten Geschosses 20 m hoch liegen, in Budapest sind 25 m, in Linz 26 m hohe Gebäude gestattet. Nimmt man für die Entfernung zwischen Strafsenrohr und Steigeleitung als größtes Mafs 25 mm und für die Zuleitung 30 mm, für die 22 m lange Steigeleitung eine von 25 mm auf 13 mm abnehmende Weite an und setzt voraus, daß die gleichzeitige Entnahme in verschiedenen Geschossen in den Leitungen eine Geschwindigkeit von 1 m i. d. Sekunde hervorruft, so liegt der Koeffizient  $c$  in der Formel  $v = c \sqrt{RJ}$  nach Kutter bei einem Rauigkeitskoeffizienten  $b = 0,35$  (siehe S. 39 in Kap. IV) zwischen 18 und 23 und es berechnet sich der entstehende Druckverlust zu rund 9 m. Nimmt man hierzu für den Widerstand in den Krümmungen und die Geschwindigkeitshöhe zum Ausfließen aus den obersten Entnahmestellen 2,5 m an, so ergibt sich für die genannten Gebäude eine notwendige Druckhöhe von 30—35 m, während dieselbe in Städten, wo die Häuser niedriger sind, entsprechend ermäßigt werden kann. Letzteres gilt für die meisten Mittel- und kleineren Städte, in welchen 20 m hohe Häuser zu den Ausnahmen gehören und auch 25 m lange Zuleitungen seltener vorkommen. Hier wird auch der Druckverlust geringer und beträgt für einen 15 m über der Strafe liegenden Auslauf, sowie eine 15 m lange Zuleitung bei den dem obigen Beispiel entsprechenden Abmessungen 6—7,5 m, sodafs 21—22,5 m Druck ausreichen würden. Eine Druckhöhe von 20—25 m ist thatsächlich in einer Anzahl von Städten vorhanden, ohne daß sich diese als zu gering erwiesen hätte. Dieselbe genügt auch für die zuletzt erwähnten Verhältnisse, sofern man durch sorgfältige Berechnung des Netzes dafür Sorge trägt, daß sie auch bei stärkstem Verbrauch und fast leerem Betriebsbehälter überall wirklich vorhanden ist. Manchmal wird man sogar, um die ganze Anlage nicht unnötig zu verteuern, an einzelnen Punkten ausnahmsweise von der genauen Innehaltung dieser Grenze absehen müssen.

Für Feuerlöschzwecke genügen die oben angegebenen Druckhöhen jedoch nicht, da wenigstens zu verlangen ist, daß ein kräftiger geschlossener Strahl bis zum höchsten Punkte des Daches gesandt werden kann. Zu diesem Zwecke müßte bei einem mittleren Abstände der Hydranten von 100 m und einem Strahl von 6 l i. d. Sekunde eine Verstärkung des Drucks um etwa 10 m eintreten; es würde aber gleichwohl die Notwendigkeit verbleiben, bei umfangreichen Bränden, die mit mehreren Strahlen beworfen werden müssen, oder bei dem gleichzeitigen Ausbruch von Feuer auf mehreren

benachbarten Grundstücken Spritzen anzuwenden. Da diese (und insbesondere die Dampfspritzen in gröfseren Städten) also doch nicht ganz entbehrt werden können, so drängt sich die Frage auf, ob es in der That vorteilhaft sei, diejenigen Anlagen, welche keine zeitweise Drucksteigerung (etwa durch Anwendung eines Standrohres) gestatten, fortwährend unter einer die gewöhnlichen Bedürfnisse überschreitenden Pressung zu halten. Die Mehrzahl der städtischen Verwaltungen Deutschlands und, soweit uns bekannt, auch der Nachbarstaaten, hat diese Frage verneinend beantwortet<sup>60)</sup> und es findet die Versorgung unter Feuerlöschdruck nur an solchen Plätzen statt, wo dies ohne besondere Opfer an Anlage- und Betriebskosten möglich ist.<sup>61)</sup> — Andererseits läfst sich nicht verkennen, dafs das direkte Spritzen aus den Hydranten eine grofse Annehmlichkeit ist und zur Verminderung der laufenden Kosten der Betriebsfeuerwehr beiträgt. Demgemäfs ist es in Nordamerika fast durchweg üblich, das Leitungsnetz unter verhältnismäfsig grofsem Druck zu halten; nach der unten angegebenen Quelle<sup>62)</sup> beträgt derselbe bei 580 Wasserwerken durchschnittlich 50 m und steigt bei einzelnen bis 120 m. Bei 174 Wasserwerken kann der Druck bei Ausbruch von Feuer vergrößert werden und zwar im Durchschnitt um 45—50 m. In der Regel wird diese Verstärkung durch gröfsere Thätigkeit der Pumpen unter gleichzeitiger Anwendung von Standrohren bewirkt, doch giebt es auch Anlagen ohne Pumpwerke, welche durch Einschaltung eines höher gelegenen Behälters eine Verstärkung des Druckes herbeiführen können.

Hier ist auch noch der Versorgung eines Stadtbezirks von London mit stark geprefstem Wasser zu gedenken. Der Druck in dem 65 km langen Leitungsnetz beträgt 527 m (52,7 kg f. d. qcm), und es werden gegenwärtig (im Jahre 1892) in der Woche 18—20000 cbm zum Betriebe von Hebezeugen, Pressen u. s. w. abgegeben; eine ähnliche Anlage ist z. Z. in Birmingham in Ausführung begriffen. Zürich besitzt seit Jahren eine besondere in einem „industriellen Quartier“ sich verzweigende Leitung für Triebwasser, welches unter verstärktem Drucke steht.

**§ 8. Allgemeine Vorarbeiten.** Am Schlusse dieses Abschnittes sind einige Bemerkungen über die Art der vorzunehmenden allgemeinen Vorarbeiten bei Wasserversorgungen zu machen. Die Untersuchungen über die zur Versorgung der Stadt mit Quell- und Grundwasser geeigneten Gebiete, welche zunächst anzustellen sind, können häufig schon durch Benutzung der vorhandenen Generalstabs- und geologischen Karten der Umgebung eingeleitet werden. Sodann folgende örtliche Besichtigungen ergeben in der Regel sehr bald, ob es sich lohnt, der Versorgung durch eigentliches Quellwasser überhaupt näher zu treten oder ob die nähere Untersuchung sich auf die Erschließung von Grundwasser beschränken mufs. Ist letzteres der Fall, so sind, unter Zuhilfenahme zunächst der geologischen Karten, diejenigen Örtlichkeiten ins Auge zu fassen, deren Bildung auf das Vorhandensein wasserführender Schichten in gröfserer Ausdehnung schliesen läfst. Feststellung der Sohlenbeschaffenheit vorhandener Brunnen, Ermittlungen über die Gröfse und etwaige Regelmäfsigkeit der Schwankungen ihres Wasserspiegels, sowie eine vorläufige Untersuchung des in ihnen enthaltenen Wassers

<sup>60)</sup> Grahn. Über den nötigen Druck in Wasserleitungen mit Rücksicht auf das Feuerlöschwesen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1886, S. 20.

<sup>61)</sup> Bei dieser Gelegenheit sei bemerkt, dafs 1881/82 von 2 670 000 Einwohnern 26 deutscher Städte nach Thiem zusammen nur 38 948 cbm Wasser für Feuerlöschzwecke gebraucht wurden, was für jeden Kopf jährlich 14,6 l oder täglich 0,04 l ergibt.

<sup>62)</sup> Engineering News 1888, II. S. 472.

geben häufig wertvolle Anhaltspunkte darüber, ob auf einen unterirdischen Grundwasserstrom von ausreichender Stärke und Beständigkeit gehofft werden darf. Die erlangten Mitteilungen sind jedoch stets nur mit Vorsicht zu benutzen, da eigentliche Messungen des Wasserspiegels der Brunnen von ihren Eigentümern nur selten vorgenommen werden. Es sind auch manchmal sonst zuverlässige Angaben ganz ohne Wert, weil die betreffenden Brunnen der billigeren Herstellung wegen bis in eine flachliegende, nur schwach wasserführende Schicht gesenkt sind, unter welcher der eigentliche Grundwasserstrom sich hinzieht. Auch die Beobachtung der in dem Gebiete etwa entspringenden oder durch dasselbe fließenden Wasserläufe, namentlich solcher in tiefen Einschnitten, läßt mit Rücksicht auf das in § 13 des ersten Kapitels Gesagte weitere Schlüsse über das Vorhandensein und die Stärke unterirdischer Wasserzüge zu. Jedenfalls wird es unter Beachtung aller zur Verfügung stehenden Angaben und Wahrnehmungen in den meisten Fällen möglich sein, darüber klar zu werden, ob eine nähere Untersuchung des Gebietes durch Bohrungen vorzunehmen ist. Von den mehr oder weniger günstigen Ergebnissen solcher Bohrungen, durch welche Beschaffenheit und Stärke der wasserführenden Schicht zu ermitteln ist, hängt es ab, ob die in Frage stehende Gegend mit einiger Sicherheit als Bezugsquelle für Wasserversorgung in Aussicht genommen werden kann. Ist dies der Fall, so muß neben der Aufnahme des Lage- und Höhenplans die Feststellung eines Schichtenplanes des Grundwassers in thunlichst großer Ausdehnung und wenn möglich, auch zu verschiedenen Jahren und Jahreszeiten in Verbindung mit Geschwindigkeitsmessungen und Untersuchung des aus den Bohrlöchern geschöpften Wassers vorgenommen werden, um neben den Untersuchungsergebnissen der Bohrproben zuverlässige Werte über Wasserbeschaffenheit, Stromrichtung, Querschnitt, Gefälle und Geschwindigkeit der unterirdischen Wasserzüge zu erlangen. Hieraus wird sich dann ergeben, wo und in welcher Art die Anlagen zur Gewinnung des Grundwassers auszuführen sind. Auch wird sich beurteilen lassen, ob die Verhältnisse so klar liegen, daß die Kosten für Anlage eines Versuchsbrunnens erspart werden können. Der Vorzug eines solchen liegt namentlich darin, daß auch weiteren Kreisen der augenscheinliche Beweis von der Ergiebigkeit des erschlossenen Grundwasserlaufes und der Beschaffenheit des geschöpften Wassers geliefert wird und daß etwaige Änderungen des letzteren besser sichtbar werden. Ein zutreffendes Urteil in dieser Beziehung läßt sich freilich nur dann fällen, wenn die Versuchsanlage längere Zeit in Betrieb gewesen ist. Beobachtungsröhren, welche in bestimmten Abständen eingeschlagen werden, ergeben dann, bis zu welcher Grenze eine Veränderung des Grundwasserspiegels durch die Entnahme eintritt.

Wenn die Vorarbeiten zu dem Ergebnis führen sollten, daß unter ungünstigen Verhältnissen (niedrigem Grundwasserstande und starkem Verbrauch) der Bedarf nicht vollständig gedeckt werden kann, so braucht deshalb nicht ohne weiteres die Versorgung durch Grundwasser aufgegeben zu werden. Sehr trockene Jahre kehren nur in längeren Zwischenräumen wieder<sup>63)</sup> und es läßt sich häufig eine solche Lösung finden, daß die Versorgung in der Regel durch Grundwasser und nur im Falle der Not durch Flufs-

<sup>63)</sup> Aus den Witterungsbeobachtungen in Königsberg i. Pr. läßt sich seit dem Jahre 1811 die 11—12-jährige Wiederkehr eines trockenen Jahres bis zum Jahre 1879 ableiten und die Jahre 1811, 1823, 1834, 1846, 1857—59 und 1868 scheinen auch in anderen Gegenden Deutschlands trocken gewesen zu sein. — Das nächste Jahr mit wenig Niederschlägen in Ostpreußen nach 1879 war jedoch 1887, welches demnach den Abstand seiner Vorgänger nicht eingehalten hat. — Brückner weist (S. 17 in Kap. I) für den Zeitraum 1700—1885 fünf regenreiche und ebenso viele trockene Abschnitte nach, welche je 10—25 Jahre umfassen. Zur Zeit, also im Jahre 1892, haben wir eine feuchte Periode hinter uns und befinden uns im Anfang einer trockenen.

wasser u. s. w. geschieht. Eine solche Lösung ist bei Städten, die außerdem Festungen sind, häufig geradezu geboten, weil im Falle einer Belagerung die Gefahr nahe liegt, daß die von außen her in die Stadt führende Leitung vom Feinde zerstört wird.

Die Vorarbeiten zur Versorgung mit gefiltertem Flußwasser sind verhältnismäßig am einfachsten, dagegen verursachen diejenigen für eine Versorgung aus Sammelteichen oft große Schwierigkeiten. Es handelt sich nämlich häufig nicht allein um Erledigung der in § 4 dieses Kapitels hervorgehobenen Punkte, sondern es wird, wie auf S. 88 bereits erwähnt wurde, mitunter auch noch die Aufgabe gestellt, unterhalb gelegene Mühlen oder sonstige gewerbliche Anlagen mit einer gewissen Wassermenge zu versorgen, welches sie früher aus dem zu einem Sammelbehälter aufzustauenden Bache entnommen hatten. Auch bleibt die Möglichkeit der Erhöhung des Grundwasserstandes in der Umgebung des Sammelbeckens und die dadurch veranlaßte Schädigung von Acker- und Wiesenflächen manchmal zu berücksichtigen.

Die Ausführung der Vorarbeiten ist Sache des Bauingenieurs, da es sich vorzugsweise um bautechnische Anlagen handelt. Er kann allerdings dabei häufig der Hilfe des Geologen nicht entbehren, wenn es darauf ankommt, die Schichtenverhältnisse der weiteren Umgebung der Stadt in einer dem heutigen Standpunkte der Wissenschaften entsprechenden Weise zu ermitteln und darzustellen. Auch die Zuziehung eines Maschineningenieurs ist da, wo das Wasser künstlich gehoben werden muß, stets erforderlich oder doch wünschenswert, um sachgemäß aufgestellte Entwürfe und zuverlässige Angaben über Herstellungs- und Betriebskosten der Maschinenanlagen zu erhalten; ebenso erscheint sie am Platze bei manchen Anlagen zur Verteilung des Wassers. Nicht selten ist es auch erforderlich, zur Erledigung auftauchender Rechtsfragen juristisch gebildete Verwaltungsbeamte zu hören; doch sollte dies, wenn es sich um Streitfragen mehr technischer Art oder um Fragen aus dem Gebiete des Wasserrechts handelt, nur im Notfall geschehen. Daß ferner die Thätigkeit des Chemikers und des Mikroskopikers zur Untersuchung des Wassers nicht entbehrt werden kann, braucht kaum hervorgehoben zu werden. Häufig handelt es sich bei den ersten Vorarbeiten jedoch nur um die leicht ausführbare Feststellung des ungefähren Härtegrades oder um die Nachweisung, ob Ammoniak, Chlor, salpetrige Säure oder Eisen im Wasser vorhanden ist oder um ähnliche einfache Aufgaben. In allen solchen Fällen, wo eine genaue chemische und mikroskopische Untersuchung nicht nötig erscheint und außerdem umständlich und zeitraubend sein würde, empfiehlt es sich, daß der Ingenieur die durch seinen Bildungsgang erworbenen chemischen Kenntnisse zu verwerten sucht und diejenigen Untersuchungen, welche auf einfache Weise und ohne besondere Apparate geschehen können, selbst vornimmt.

Es sei in dieser Beziehung daran erinnert, daß die annähernde Feststellung der Härte durch eine Seifenlösung von bekannter Stärke (sog. „titrierte“ Lösung) und die Nachweisung von Ammoniak durch Nefler'sche Reagensflüssigkeit (Lösung von Jodkalium und Quecksilberchlorid) erfolgt. Die Seifenlösung ist einer bestimmten Wassermenge (100 ccm) so lange zuzusetzen, bis durch Umschütteln ein bleibender Schaum entsteht. Je härter das Wasser, um so mehr Seifenlösung ist erforderlich; der Härtegrad wird aus der Menge der gebrauchten Lösung berechnet oder aus einer derselben beigegebenen Tabelle abgelesen. Durch Zusatz von Nefler'scher Flüssigkeit (welche erst nach dem mittels Kali- oder Natronlauge vorzunehmenden Ausfällen der alkalischen Erden anzuwenden ist) entsteht beim Vorhandensein von wenig Ammoniak nach einiger Zeit eine gelbliche Färbung, bei größeren Mengen ein orangefarbener Niederschlag. Die Anwesenheit von Chlor wird am einfachsten durch salpetersaures Silber nachgewiesen, durch dessen Zusatz sich ein Niederschlag von Chlorsilber bildet; salpetrige Säure verrät ihre Anwesenheit durch violette bezw. blaue Färbung infolge des Zusatzes von Jodkaliumstärke. Die Anwesenheit von Eisen wird leicht erkannt, wenn man das Wasser in einem geräumigen offenen Glase der Luft aussetzt; es entsteht zunächst

eine bläulichweiße Trübung, die bald in eine gelbliche übergeht, in deren Verlauf das Wasser einen rötlich gefärbten Niederschlag auf der Oberfläche des Glases ansetzt; auch bringen einige Tropfen Galläpfel-lösung in eisenhaltigem Wasser eine bläulichschwarze Trübung hervor; die genauere Bestimmung erfolgt durch Kaliumpermanganat. Das Auftreten einer Trübung beim Zusatz von Chlorbariumlösung zeigt die Gegenwart von Schwefelsäure an.

Um allen bei Anlage eines Wasserwerkes in Betracht kommenden Verhältnissen gerecht zu werden, empfiehlt sich die Bildung eines Ausschusses, dessen Mitglieder mit den an ein gutes Wasser zu stellenden Anforderungen einigermaßen bekannt und mit den örtlichen Verhältnissen vertraut sind. Ist es möglich, denselben durch Sachkundige, insbesondere auf dem Gebiete der Chemie, Geologie und der mikroskopischen Untersuchung, zu verstärken, so wird dem die Vorarbeiten ausführenden Techniker dadurch eine wesentliche Unterstützung erwachsen können.

### Litteratur.

- Bürkli. Anlage und Organisation städtischer Wasserversorgungen. Zürich 1867.  
 Veitmeyer, L. A. Vorarbeiten zu einer künftigen Wasserversorgung der Stadt Berlin. Berlin 1871 u. 1875.  
 Salbach. Das Wasserwerk der Stadt Dresden. 1876.  
 Grahn. Über die berechtigten Ansprüche an städtische Wasserversorgungen. Referat für die Versammlung des deutschen Vereins für öffentliche Gesundheitspflege zu Düsseldorf 1876.  
 Humber, W. A comprehensive treatise on the water supply of existing cities and towns with numerous specifications of existing works. London 1876.  
 v. Nägeli. Die niederen Pilze. München 1877.  
 Sander. Handbuch der öffentlichen Gesundheitspflege. Leipzig 1877.  
 Amsted, D. T. Water and water supply, chiefly in reference to the British islands. London 1878.  
 Fox. Sanitary conditions of water, air and foot. London 1878.  
 Fanning. A practical treatise on hydraulic and water-supply engineering, relating to the hydrology, hydrodynamics and practical construction of waterworks in North America. 3. Aufl. New-York 1882.  
 Piefke. Aphorismen über Wasserversorgung. Berlin 1889. (Abdruck aus der Zeitschr. f. Hygiene 1889.)  
 O. Lueger. Wasserversorgung der Gebäude. Handbuch der Architektur, Teil III, Bd. 4. 2. Aufl. Darmstadt 1891.  
 Schmetzer. Wasserversorgung der Gebäude. Baukunde des Architekten. I. Bd., 2. Teil. Berlin 1891.  
 O. Lueger. Die Wasserversorgung der Städte. Der städtische Tiefbau. II. Bd. Darmstadt 1890—92. Bis jetzt sind erschienen:  
     Heft I: Theoretische und empirische Vorbegriffe,  
     " II: Entstehung und Verlauf des flüssigen Wassers auf und unter der Erdoberfläche,  
     " III: Anlagen zur Wassergewinnung,  
 sämtlich mit ausführlichen, zeitlich geordneten Litteraturangaben.  
 Baker. The manual of American water works, compiled from special returns, 1891. New-York 1892.

## Zweiter Abschnitt.

## Allgemeine Anordnung der Wasserwerke.

Bearbeitet von

**A. Frühling,**

Stadtbaurat a. D. in Dresden.

(Hierzu Tafel III, sowie 85 Textfiguren.)

*Für die erste und zweite Auflage wurde dieser Abschnitt von Prof. F. Lincke in Darmstadt bearbeitet.*

**§ 9. Überblick. Verschiedene Arten der Wasserabgabe.** Nachdem die Wahl des Bezugsortes festgestellt ist, kann mit der Ausarbeitung des Entwurfes vorgegangen werden; hierbei handelt es sich entsprechend den Ausführungen des § 1 zunächst um die Zuleitung, an welche sich das Rohrnetz mit seinen Druckzonen anschließt. Einen nur selten fehlenden Bestandteil der Wasserwerke bildet der Hochbehälter, dessen Beziehungen zum Leitungsnetz eine nähere Besprechung erfordern; alsdann folgt eine allgemeine Darstellung der Pumpwerke und endlich die Berechnung des Rohrnetzes.

Einrichtung und Betrieb eines Wasserwerkes werden wesentlich durch die Art der Wasserabgabe beeinflusst. In dieser Beziehung möge nochmals darauf hingewiesen werden, daß die Mehrzahl der im ersten Abschnitte gebrachten Mitteilungen über Wasserverbrauch u. s. w. sich auf Städte bezieht, deren Versorgung eine unbeschränkte Entnahme gestattet. Eine gewisse Einschränkung liegt zwar in den Abmessungen des Rohrnetzes und der Auslaufhöhe, sowie in dem herrschenden Wasserdruck; dieselbe fällt aber nicht ins Gewicht gegenüber der Möglichkeit, jederzeit soviel Wasser entnehmen zu können, daß auch die größte im Haushalt nötige Menge in kurzer Zeit vorhanden ist. Ein weiterer Vorteil liegt darin, daß das Wasser auf dem Wege von der Verteilungsstelle bis zum Zapfhahn von der Berührung mit der äußeren Luft ferngehalten wird, also frisch bleibt und der Verunreinigung durch Krankheitserreger nicht ausgesetzt ist.

Bei unterbrochenem Zufluß bildet die Herabminderung der Beschaffenheit des Wassers durch seinen Aufenthalt in den Hausbehältern einen schwachen Punkt der Versorgung, wie bereits in § 1 gelegentlich der Besprechung des Verbrauchs in englischen Städten erwähnt ist. Diese früher in England allgemein übliche Art der Wasserzuführung hat derselben auch den Namen des englischen Versorgungssystems verschafft; dasselbe ist noch heute in England und Nordamerika vielfach verbreitet, in Deutschland findet sich nur noch ein Beispiel in der Versorgung der Stadt Hamburg. Die Füllung der Behälter beschränkt sich in der Regel auf gewisse Tagesstunden, und das Stadtgebiet ist zu diesem Zwecke in Bezirke eingeteilt, denen das Wasser der Reihe nach von den betreffenden Verteilungspunkten aus zugeteilt wird. Die Zuteilung kann auch vom Pumpwerk aus geschehen, sofern von dort besondere Rohrleitungen nach den einzelnen Bezirken führen. Da diese Bezirke zugleich in verschiedenen Höhen liegen können, so ist die Speisung mehrerer Druckzonen mit einer Maschine möglich, deren Pumpe dann stufenweise unter höherem Drucke arbeitet. Zugleich werden bei dieser

Verteilungsart Hochbehälter gar nicht oder nur in geringem Umfange nötig, weil die Hausbehälter den Ausgleich in den Verbrauchsschwankungen der einzelnen Grundstücke übernehmen. Die bei dieser Anordnung auftretenden sonstigen Nachteile sind im wesentlichen in § 2 angeführt; hier mag nur noch bemerkt werden, daß das Anbringen der Hausbehälter mit den zugehörigen Verschlüssen die innere Einrichtung erheblich verteuert, zumal ein einziger Behälter für die von mehreren Familien bewohnten Häuser nicht mehr ausreicht; auch wird bei Feuergefahr die Entnahme größerer Wassermengen aus der Leitung bis zum Eintreffen der Feuerwehr erschwert bzw. unmöglich gemacht. Auf die wachsende Ausdehnung der Versorgung mit unbeschränkter Entnahme und der Wassermesser sowohl in England wie in Nordamerika wurde bereits hingewiesen und man geht wohl nicht fehl in der Annahme, daß in nicht ferner Zeit die Versorgung mit Hausbehältern nur noch zu den Ausnahmen gehören wird. Aus diesem Grunde erscheint es auch nicht erforderlich, dieselbe in ihren Einzelheiten zu berücksichtigen.

Das nämliche gilt von der Versorgung mit beständigem Zuflufs, wo das Wasser der Verbrauchsstelle durch eine Mündung von bestimmtem Querschnitt (einen sogenannten Aichhahn) ununterbrochen und gleichmäfsig zufließt. Auch hier sind Sammelgefäße nicht zu entbehren, weil sich die für den Tagesverbrauch zugemessene Wasserlieferung auf die ganze Betriebszeit verteilt und deshalb die Entnahme größerer Mengen zu lange Zeit in Anspruch nimmt. Infolge des beständigen Zuflusses behält das Wasser jedoch eine gewisse Frische; ferner kann die Weite des Rohrnetzes geringer sein und man erlangt eine besonders für die Thätigkeit der Pumpen schätzenswerte Gleichmäfsigkeit des Betriebes, die es auch gestattet, den Hochbehälter fortfallen zu lassen. Diesen Vorteilen stehen jedoch die höheren Anlagekosten der Hauseinrichtungen, die geringere Bequemlichkeit in der Benutzung und namentlich auch die in der Art der Abgabe beruhende Wasserverschwendung entgegen.

Zu erwähnen ist hier auch die in früheren Zeiten fast ausschließlich übliche Entnahme von Leitungswasser durch Strafsenbrunnen, deren Zahl in den letzten Jahren sehr abgenommen hat, nachdem man aus Gründen der Reinlichkeit und der Gesundheit immer mehr bestrebt ist, das Wasser in die Wohnungen zu leiten und die Zapfstelle über Ausgufsbecken zu legen. Man benutzt die meist mit selbstschließenden Auslaufventilen versehenen Brunnen mehr in ländlich gebauten Ortschaften und in solchen Städten, denen das Trink- und Brauchwasser mittels getrennter Leitungen zugeführt wird und in welchen die Brunnen als Trinkwasserständer dienen; ferner auf Droschkenhaltstellen, Marktplätzen u. s. w.

**§ 10. Zuleitungen.** Je nach der Höhenlage des Gewinnungsortes fließt das Wasser der Verbrauchsstelle unter natürlichem Druck zu oder es muß künstlich gehoben werden und zwar lassen sich folgende Fälle unterscheiden:

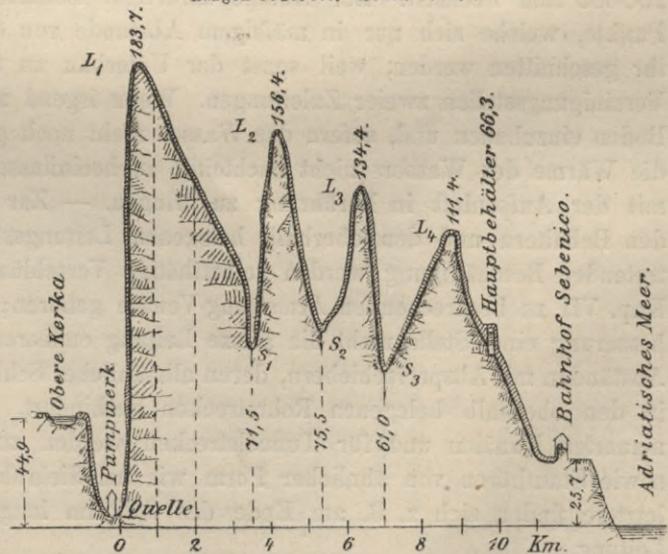
1. Die Gewinnungsstelle liegt so hoch, daß ein Teil des Gefälles unwirksam gemacht werden muß, was bei offenen Leitungen durch Absturzstrecken oder eingefügte Sturzschächte, bei geschlossenen Leitungen durch Entlastungskasten geschehen kann, vergl. Fig. 70 in Kap. IV, sowie die nachstehenden Textfiguren 28—30.
2. Das verfügbare Gefälle reicht gerade aus, das Wasser mit geeigneter Geschwindigkeit zuzuführen.
3. Der Bezugsort liegt tiefer als bei 2., sodaß eine Pumpenanlage erforderlich wird.

In den ersten beiden Fällen kann die vollständige oder streckenweise Ausführung der Leitung als Druckrohr oder als Kanal mit offenem Wasserspiegel in Frage kommen. Bei Anwendung eines Pumpwerkes ist das an die Pumpe anschließende Stück der Zuleitung stets als Druckrohr ausgebildet, welches aber bei entsprechender Höhenlage der zur Stadt führenden Strecke in eine Leitung ohne Druck übergehen kann. Außerdem gehört zu der Zuleitung unter 3. noch das Saugrohr der Pumpe, an welches sich unter Umständen eine Heberleitung anschließt.

Die verschiedenen Querschnittsformen der genannten Leitungen, sowie Anordnung und Ausführung derselben sind in Kap. IV näher besprochen. Auf S. 2 sind auch die Nachteile erörtert, welche die Zuführung des Leitungswassers in offenen Gerinnen mit sich bringt und welche zur Folge haben, daß man von ihrer Anwendung möglichst absieht. Daß vollständig gefüllte Rohrleitungen stets unterhalb derjenigen Drucklinie liegen müssen, welche sich beim stärksten Wasserverbrauche ergibt, ist gleichfalls bereits erwähnt; hier möge noch bemerkt werden, daß diese Linie zugleich für den tiefsten Stand des Wassers im Hochbehälter zu bestimmen ist. Liegt die Oberkante des Rohres an der höchsten Stelle nur 1,5—2 m unter der ungünstigsten Drucklinie, so empfiehlt es sich, statt der üblichen Lufthähne einen Schacht oder ein Standrohr einzufügen und dadurch eine dauernde und sichere Verbindung mit der freien Luft herzustellen. Die genannten Hähne sowie die selbstthätigen Ventile bedürfen, um in Thätigkeit zu treten, eines entsprechenden Überdrucks der ausströmenden Luft, auf den bei hoher Lage des Rohrscheitels wegen der Druckschwankungen und der Wärmeänderungen im Innern der Leitung nicht immer sicher zu rechnen ist.

So ergießt z. B. die in Fig. 23 dargestellte Zuleitung für Stadt und Bahnhof Sebenico beim Überschreiten der vier Bergrücken das Wasser in die auf den Scheitelpunkten aufgestellten gemauerten Schächte  $L_1$  bis  $L_4$ . Das

Fig. 23.  
Zuleitung für Stadt und Bahnhof Sebenico.  
Längen 1: 200 000, Höhen 1: 3000.

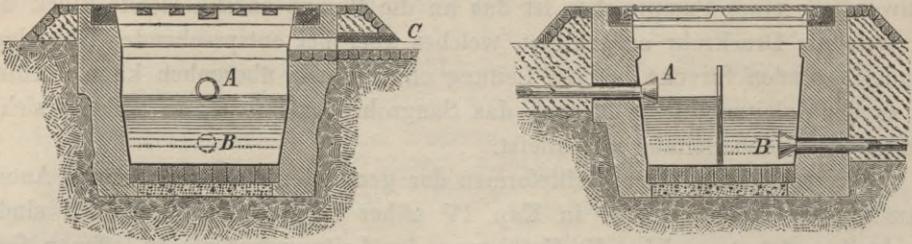


Wasser wird einer Quelle entnommen und durch ein mit Wasserkraft betriebenes Pumpwerk 183 m hoch gedrückt; die Wasserkraft liefert die 45 m über der Quelle liegende Obere Kerka. Der Einlauf erfolgt bei  $A$  (Fig. 24 a u. b, S. 124), während die Luft und unter Umständen auch das Überlaufwasser durch  $C$  entweicht. — Eine standrohrähnliche Anordnung zeigt der in Fig. 25 dargestellte Lüftungsschacht der Zuleitung für Bahnhof Canfanaro. Hier ist in den Schacht ein eiserner Behälter eingebaut, in welchen das Wasser von dem im Thale belegenen Pumpwerke her eintritt. Die Luft entweicht durch das Rohr  $C$ , welches zugleich überlaufendes Wasser abführt.<sup>64)</sup>

<sup>64)</sup> G. Plate. Die Wasserversorgung auf den k. k. Istrianer und Dalmatiner Staatsbahnen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 57 u. 110.

Fig. 24 a u. b.

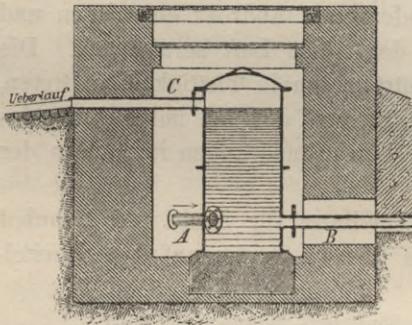
Lüftungsschacht der Zuleitung für Stadt und Bahnhof Sebenico. M. 1:100.



Denkt man sich die Schächte vergrößert, so entstehen Behälter, deren Inhalt regelnd auf die Schwankungen zwischen Verbrauch und Zuleitung einwirkt und welche namentlich dann von Nutzen sind, wenn einzelne Strecken der Zuleitung einer Reinigung und Instandsetzung unterzogen werden; desgleichen ermöglichen sie das raschere Auffinden der Beschädigungen. Derartige Behälter finden sich insbesondere bei Zuleitungen der englischen Wasserwerke; beispielsweise sind in die Zuleitung der Stadt Dublin auf der 32 km langen Strecke zwischen der Entnahmestelle im Vartry-See und dem Hauptbehälter bei Stillorgan vier Nebenbehälter eingeschaltet, s. F. 2, T. III. Von den Zuleitungen für Liverpool (F. 3, T. III) hat die Rimington-Leitung bis Prescot auf 27 km Länge vier und die schon auf S. 34 erwähnte Vyrnwy-Leitung auf 107 km Länge sechs Nebenbehälter, deren GröÙe zwischen 9000 und

Fig. 25.

Lüftungsschacht der Zuleitung für Bahnhof Canfanaro. M. 1:50.

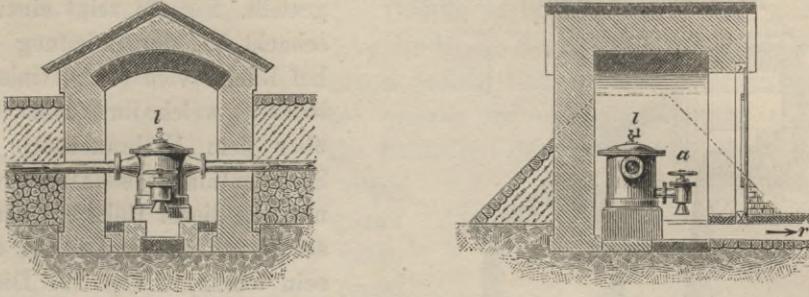


250000 cbm wechselt. Zur Anlage derartiger Behälter eignen sich namentlich solche Punkte, welche sich nur in mäÙigem Abstände von der Drucklinie befinden oder von ihr geschnitten werden, weil sonst der Unterbau zu teuer werden würde; ferner die Vereinigungsstellen zweier Zuleitungen. Wenn irgend möglich, sind die Behälter in den Boden einzubauen und, sofern das Wasser nicht noch gefiltert wird, zu überwölben, um die Wärme des Wassers nicht nachteilig zu beeinflussen und dasselbe möglichst wenig mit der Außenluft in Berührung zu bringen. — Zur Sicherung der Wasservorräte in den Behältern und den oberhalb belegenen Leitungsstrecken bei einer unterhalb eintretenden Beschädigung werden selbstthätige Verschlüsse angebracht, zu denen die in Kap. VII zu besprechenden Armstrong-Ventile gehören; auch versieht man, um bei Ausbesserung einer Stelle nicht die ganze Leitung entleeren zu müssen, dieselbe in längeren Abständen mit Absperrschiebern, deren allmählicher Schluß die Bildung von Rückschlägen in den oberhalb belegenen Rohrstrecken verhindert. Für große Querschnitte in gemauerten Kanälen und für Tunnelstrecken werden zu diesem Zwecke auch Schützen, sowie Stauthüren von ähnlicher Form wie bei Sielanlagen, oder Klappen angewendet; letztere finden sich z. B. am Ende des 3,82 km langen Hirnant-Tunnels der Vyrnwy-Leitung.

Die Entleerung geschieht durch die an den tiefsten Stellen der Zuleitung angebrachten Ablaufshähne, die auch zu Spülungen benutzt werden können. Bei stärkerem Gehalt an Sinkstoffen empfiehlt sich die Anordnung von Schlammkästen in Verbindung mit den Ablaufshähnen. Fig. 26 zeigt eine solche Anlage in der Zuleitung für Sebenico,

Fig. 26 a u. b.

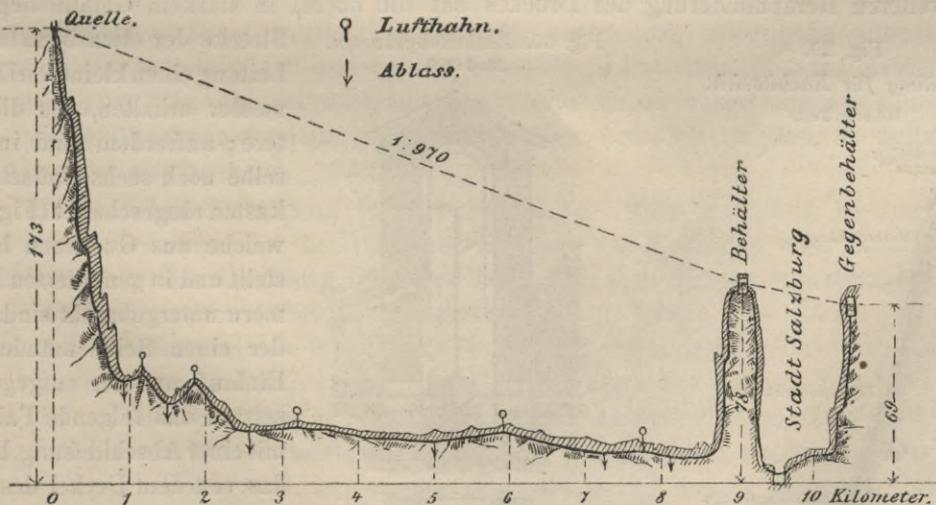
Schlammkasten mit Luft- und Abflahh in der Zuleitung für Sebenico. M. 1:100.



welche in einer verschließbaren Kammer untergebracht ist. Das Wasser bzw. der etwa angesammelte Schlamm wird durch *a* abgelassen und fließt in der Rinne *r* fort; *l* bezeichnet einen Lufthahn. Statt diesen durch Menschenhand zu bewegen, werden vielfach selbstthätige Vorrichtungen angebracht, wovon in Kap. VII die Rede sein wird. Doch arbeiten diese nicht immer zuverlässig, sodafs vielfach einer regelmässigen Bedienung der Lufthähne der Vorzug gegeben wird. Dies geschieht beispielsweise bei der Zuleitung der Stadt Salzburg, obwohl sich hier, wie aus dem Längenschnitt Fig. 27 hervorgeht, die Luft an den Auslafsstellen stets unter starkem Druck befindet, sodafs Neigung zum Entweichen vorhanden ist. Die üblen Folgen, welche das Ansammeln von Luft und die Bildung langer Luftblasen in den Leitungen haben kann, sind in Kap. IV erwähnt; von wagerechten oder schwach geneigten Strecken, in denen die Luft sich nur schwer fortbewegt, sollte deshalb möglichst abgesehen und an jedem Wechsel zwischen Steigung und Gefälle, sowie in bestimmten Zwischenräumen längerer Steigungen der Luft Gelegenheit zum Entweichen gegeben werden.

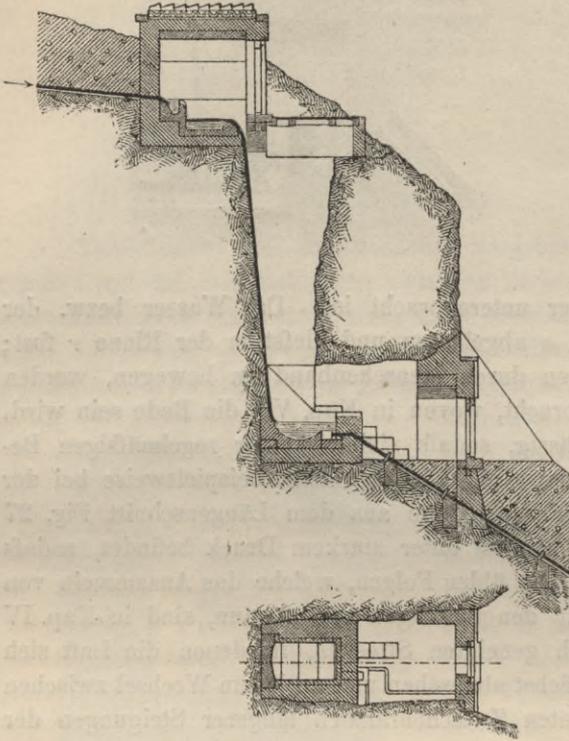
Fig. 27. Zuleitung für das Wasserwerk der Stadt Salzburg.

Längen 1:100 000. Höhen 1:3000. Rohrweite 22,5 cm.



Was die Vorrichtungen zur Vernichtung der lebendigen Kraft des Wassers betrifft, so bildet das einfachste Mittel die Einfügung eines einfachen Fallkessels von genügend großem Querschnitt, auf dessen Sohle das Wasser niederfällt. Eine Absturz-

Fig. 28.  
Absturzschart in der Zuleitung für Bahnhof  
Rachitovich. M. 1:200.

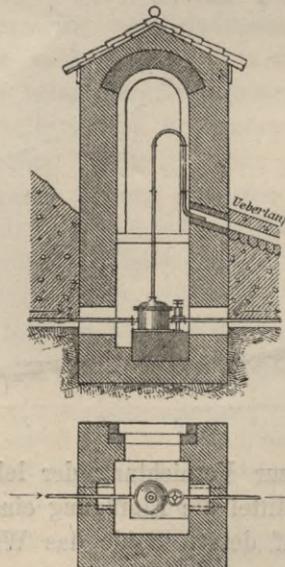


beträgt 1—1,4 m. Um das Herunterwaschen der Ausfüllung an den steilen Abhängen zu verhindern, liefs man in geeigneten Abständen Stege im Graben stehen, welche unterhalb mit der Leitung durchfahren wurden und der Aufschüttung Stützung bieten. Zur weiteren Herabminderung des Druckes hat die obere, in starkem Gefälle liegende

Fig. 29.  
Zuleitung für Rachitovich.  
(Oberer Teil.)



Fig. 30. Entlastungskasten.  
M. 1:100.



strecke in der Zuleitung der Stadt Wien ist in Fig. 70, Kap. IV dargestellt. Fig. 28 zeigt einen Absturzschart bei der Zuleitung für Bahnhof Rachitovich (dalmatinische Eisenbahnen), welche ihr Wasser einer 320 m über dem Verbrauchsorte liegenden Stelle entnimmt, sodafs bei voller Ausnutzung dieser Höhe ein unnötig grosser Druck in der Leitung entstanden sein würde, s. Fig. 29. Die Vernichtung der lebendigen Kraft des Wassers erfolgt hier durch Aufstürzen auf die Sohle des Schachtes; ein solcher wurde gewählt, um ein Verwehen des herabfallenden Wassers durch die dort stark auftretende Bora zu verhüten.

Unterhalb des Absturzes fällt die Leitung etwa unter 45°, später weniger ab und ist mit aufgeschraubten schmiedeisernen Rohrschellen gegen eingesetzte Steine gestützt, sodafs eine Verschiebung der Rohre nicht stattfinden kann. Die Tiefe des in den Felsen getriebenen Rohrgrabens

Strecke der etwa 5 km langen Leitung einen kleineren Durchmesser erhalten, als die untere; ausserdem sind in dieselbe noch sechs Entlastungskasten eingeschaltet (Fig. 30), welche aus Gusseisen hergestellt und in gemauerten Kammern untergebracht sind. Auf der einen Seite mündet der Einlauf, auf der entgegengesetzten das folgende Fallrohr mit einer Abschliessung. Durch das von dem Deckel des Kastens ausgehende senkrechte Rohr wird die Druckhöhe bestimmt, bei deren Überschreitung das Wasser durch den

Überlauf abfließt. Durch Verlängern oder Verkürzen dieses Rohres läßt sich die größte zulässige Druckhöhe bezw. die Lieferungsfähigkeit der Leitung regeln.

Als Zubehör der durch natürliches Gefälle wirkenden Zuleitungen sind noch die Vorrichtungen zu erwähnen, durch welche die Menge des der Stadt zufließenden Wassers gemessen wird. Bei größeren Wassermengen besteht eine solche Meßvorrichtung meistens aus einem Überfall mit scharfer Kante, welche für eine Druckleitung nach Art der Fig. 31 eingerichtet werden kann. Beim Schließen des Schiebers *S* steigt das Wasser in das Gerinne *G*, wo ein über dem ungesenkten Wasserspiegel befindlicher genau einstellbarer Maßstab die Höhe *h* mißt.

Die Berechnung erfolgt nach der Formel  $Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}$ , wenn *b* die Breite des Überfalls bezeichnet.  $\frac{2}{3} \mu$  kann (bei rechteckiger Form des Gerinnes und gleicher Breite von Gerinne und Überfall) in gewöhnlichen Fällen zu 0,42 angenommen werden<sup>65</sup>); die Formel ergibt die sekundlich abfließende Wassermenge in cbm, wenn *h* und *b* in Metern eingesetzt werden.

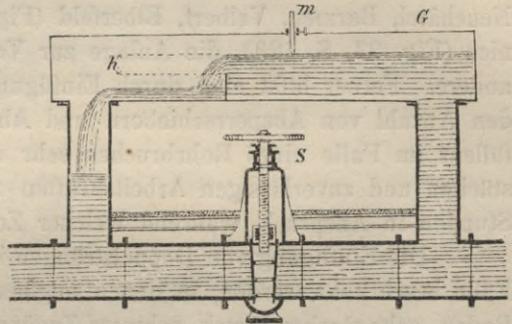
Wenn möglich, sollte man jedoch  $\mu$  dadurch zu bestimmen suchen, daß man bei gleichmäßigem Zufluß die Zeit ermittelt, in der ein größerer Behälter (etwa einer der oben besprochenen Zwischenbehälter) gefüllt wird. Die Messung von *h* darf erst nach Eintritt des Beharungsstandes vorgenommen werden.

Bei Zuleitungen mit freiem Wasserspiegel erfolgt die Feststellung der zufließenden Wassermenge gleichfalls durch ein eingebautes Wehr oder durch Messung des Wasserquerschnittes, bezw. durch die Beobachtung des Wasserstandes an einer bestimmten Stelle der Zuleitung. Im übrigen ist es nicht schwer, beide Arten von Messungen durch Anwendung eines mit Schreibstift versehenen Schwimmers, welcher die Wasserstände auf einem gleichmäßig bewegten Papierstreifen verzeichnet, selbstthätig einzurichten, was behufs Gewinnung einer sicheren zahlenmäßigen Unterlage für den Betrieb nur zu empfehlen ist. Zu den selbstschreibenden Vorrichtungen gehört unter anderen der Deacon'sche Bezirkswassermesser, der für Wassermengen bis zu etwa 20 Sekundenliter verwendet werden kann.

Teilung der Zuleitung in zwei Stränge. Nicht unwichtig ist ferner die Frage, ob es vorzuziehen ist, bei einer neuen Anlage das Wasser in einer einzigen Leitung zum Hochbehälter zu führen oder eine Teilung in zwei Stränge vorzunehmen. Eine Teilung des Querschnittes ist wesentlich teurer und zwar kosten zwei eiserne Leitungen, welche dieselbe Wassermenge führen, wie ein Rohr, etwa anderthalbmal so viel als dieses. Dagegen gewährt eine Doppelleitung eine größere Betriebssicherheit, weil beim Bruche des einen Rohres das andere vorübergehend aushelfen kann. Dieser Gesichtspunkt muß bei der Wasserversorgung einer Stadt berücksichtigt werden, ist aber nicht zu überschätzen. Wenn z. B. in Dresden (Fig. 42, § 11) und in Hannover (Fig. 43 daselbst) die Zuleitungen zu den Hochbehältern doppelt hergestellt sind und ähnliche

Fig. 31.

Meßvorrichtung durch einen vollkommenen Überfall.

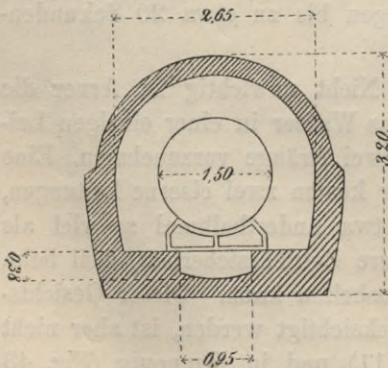


<sup>65</sup>) Näheres über Wassermengenbestimmung bei vollkommenen Überfällen siehe Kap. III, S. 222, ferner: F. Frese, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, No. 49—52 und Keller, Neueste Bestimmung der Wassermengen bei Überfällen durch M. H. Bazin, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 880.

Ausführungen sich bei verschiedenen anderen Wasserwerken finden, so sind die Fälle weit zahlreicher, in denen man sich mit einer Zuleitung begnügt hat. Dafs die Art der Ausführung nicht ohne Einflufs ist und dafs z. B. eine aus gutem Mauerwerk hergestellte und jederzeit zugängliche Zuleitung eine fast vollkommene Sicherheit für den Betrieb bildet, ist schon am Schlusse des § 3 hervorgehoben. Ebenso kommen an einer Eisenrohrleitung mit ausreichender Wandstärke, welche mit Sorgfalt in festem Boden verlegt ist, nur selten Beschädigungen vor, namentlich wenn der innere Druck nicht über die in § 7 erwähnten Grenzen hinausgeht; doch sind auch Beispiele langer Zuleitungen vorhanden, welche, obwohl in ihnen ein viel stärkerer Druck herrscht, nur aus einem Rohrstrange bestehen, z. B. die Zuleitungen für Newark (Fig. 77 in Kap. IV), Neuchâtel, Barmen, Velbert, Elberfeld (Fig. 83, § 14), Salzburg (Fig. 27, S. 125), Sebenico (Fig. 23, S. 123), die Anlage zur Versorgung der Rauhen Alb (F. 1, T. III) und andere. Ferner läfst sich durch Einfügung von Zwischenbehältern und einer genügenden Anzahl von Absperrschiebern und Ablaßstellen die Zeit des Leerens und Wiederfüllens im Falle eines Rohrbruches sehr abkürzen und bei Bereithaltung von Ersatzstücken und zuverlässigen Arbeitskräften nimmt die Auswechslung selten mehr als 24 Stunden in Anspruch, während welcher Zeit die Behälter aushelfen müssen.

Die Einfügung von Doppelsträngen in eiserne Zuleitungen kann deshalb auf solche Fälle beschränkt werden, in denen ungünstige örtliche Verhältnisse vorliegen (schlechter Boden, sehr starker Druck, schwere Zugänglichkeit) oder wenn ein einziger Rohrstrang zu grofse Abmessungen ergeben würde. Man wird demnach bei Kreuzung eines Flußbettes, eines tiefen Moores oder einer mit Grundwasser angefüllten Strecke die Verlegung eines zweiten Stranges in Erwägung ziehen, obwohl man sich z. B. bei der Zuleitung vom Müggel-See nach Berlin damit begnügt hat, die 70 bzw. 90 m langen, im Moore liegenden Strecken bei Mönchshof und Dahwitz in einfacher Leitung, jedoch möglichst sorgfältig herzustellen (Pfahlrost mit Betonplatten, auf welchen die Rohre in einer in schmiedeisernen Kasten befindlichen Sandbettung verlegt wurden). Bei der in Ausführung begriffenen Zuleitung der Vigne-Quellen nach Paris sind einzelne Strecken, bei denen die

Fig. 32.  
Zuleitung der Vigne-Quellen nach Paris.  
Umwölbte Leitungsstrecke.  
M. 1:125.



Einbettung in den vorhandenen Boden nicht ratsam erschien oder nicht möglich war, in einen gewölbten Kanal verlegt (Fig. 32). Desgleichen rechtfertigt sich die Teilung der Leitung vom Hochbehälter zur Stadt, weil hier, sofern nicht noch andere Behälter vorhanden sind, das Bersten eines Rohres die sofortige Unterbrechung der Versorgung zur Folge hat. Eine solche Anordnung findet sich u. a. bei Dublin (F. 2<sup>a</sup>, T. III), Dresden (Fig. 42), Hannover (Fig. 43) und Manchester (Fig. 33 a u. b, S. 129). In der letztgenannten Stadt hat die Teilung auch den Zweck, dem oberen Stadtgebiet das Wasser unter dem Druck des bei A gelegenen Behälters zuzuführen, während die Unterstadt nur unter dem Drucke des Behälters B steht.

Über die zweckmäfsigste Lage der Zuleitung, welche wieder von der Lage der zur Aufstellung von Behältern geeigneten Punkte abhängig ist und ihre je nach dem durchschnittlichen Gelände wechselnden Querschnittsformen lassen sich — namentlich bei grofser Länge der Linie — fast immer mehrere Entwürfe aufstellen (siehe z. B. F. 3,

T. III, in welche neben der ausgeführten Linie zwei andere Entwürfe für die Vyrnwy-Leitung eingetragen sind). Bei der Abwägung derselben gegeneinander wird man nicht selten die technisch beste Lösung zurückstellen müssen, weil sie zu weit gehende Eingriffe in vorhandene Rechte bedingt oder weil sich ihr andere, auf anderen Gebieten liegende Schwierigkeiten entgegenstellen.

Fig. 33a. Zuleitungen für Manchester.

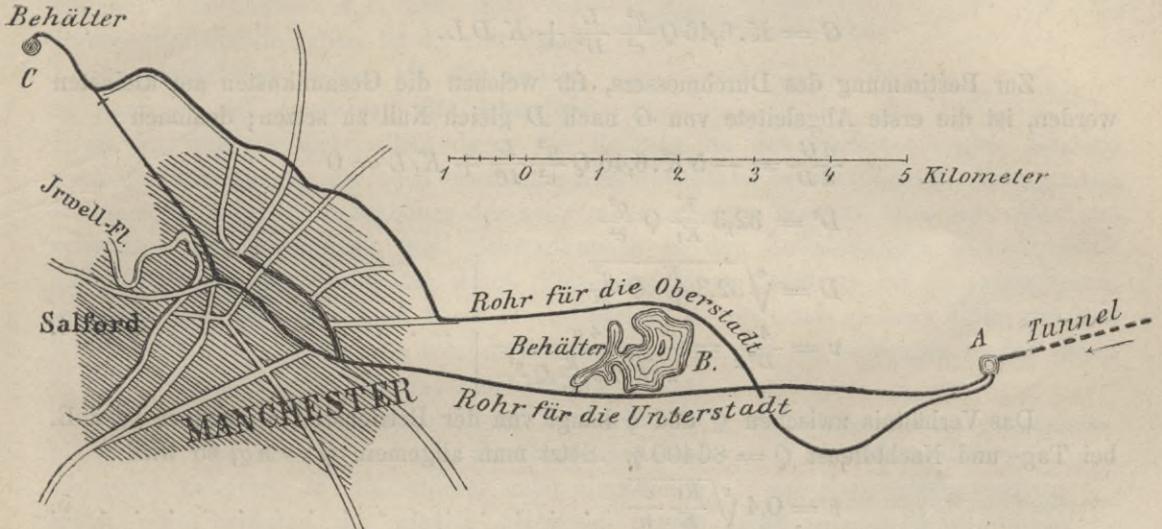
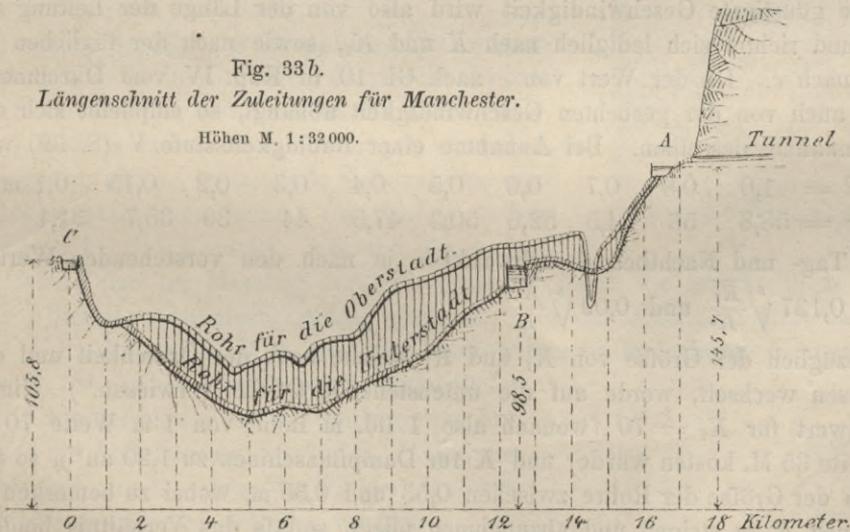


Fig. 33b.

Längenschnitt der Zuleitungen für Manchester.

Höhen M. 1:32 000.



Berechnung der Zuleitungen. Für die Berechnung der Zuleitungen gelten die in Kap. IV gegebenen Regeln. Findet eine künstliche Hebung statt, so giebt es, wie auf S. 44 erwähnt wurde, eine wirtschaftlich zweckmäßigste Geschwindigkeit, bei welcher die Gesamtkosten  $G$  am niedrigsten werden. Bezeichnet  $Q$  die täglich auf die Höhe  $H$  zu hebende Wassermenge, so ist eine Arbeit  $QH$  zu leisten, deren kapitalisierte Jahreskosten  $KQH$  betragen mögen. Ferner sei  $K_1DL$  das Anlagekapital der Rohrleitung, von welchem angenommen werde, daß es im Verhältnis zum Durch-

messer  $D$  und zur Länge  $L$  der Leitung wachse (in Wirklichkeit sind die großen Leitungen etwas teurer); dann ist

$$G = KQH + K_1DL.$$

Nun beträgt die Geschwindigkeit  $v$  (in m)  $= c\sqrt{RJ} = c\sqrt{\frac{D}{4} \frac{H}{L}} = \frac{4q}{D^2\pi}$ , wenn  $q$  die sekundliche Wassermenge in cbm bezeichnet, und es wird

$$H = \frac{64}{\pi^2} \frac{q^2}{c^2} \frac{L}{D^5} = 6,46 \frac{q^2}{c^2} \frac{L}{D^5}$$

$$G = K \cdot 6,46 Q \frac{q^2}{c^2} \frac{L}{D^5} + K_1DL.$$

Zur Bestimmung des Durchmessers, für welchen die Gesamtkosten am kleinsten werden, ist die erste Abgeleitete von  $G$  nach  $D$  gleich Null zu setzen; demnach

$$\frac{dG}{dD} = -5K \cdot 6,46 Q \frac{q^2}{c^2} \frac{L}{D^6} + K_1L = 0$$

$$D^6 = 32,3 \frac{K}{K_1} Q \frac{q^2}{c^2}$$

$$\left. \begin{aligned} D &= \sqrt[6]{32,3 \frac{K}{K_1} Q \frac{q^2}{c^2}} \\ v &= \frac{4q}{D^2\pi} = \frac{4q}{\pi \sqrt[3]{32,3 \frac{K}{K_1} Q \frac{q^2}{c^2}}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 4.$$

Das Verhältnis zwischen  $Q$  und  $q$  hängt von der Betriebszeit ab und es ist z. B. bei Tag- und Nachtdienst  $Q = 86400 q$ . Setzt man allgemein  $Q = nq$ , so wird

$$v = 0,4 \sqrt[3]{\frac{K_1}{K} \frac{c^2}{n}} \dots \dots \dots 5.$$

Die günstigste Geschwindigkeit wird also von der Länge der Leitung nicht beeinflusst und richtet sich lediglich nach  $K$  und  $K_1$ , sowie nach der täglichen Betriebszeit und nach  $c$ . Da der Wert von  $c$  nach Gl. 10 in Kap. IV vom Durchmesser und demnach auch von der gesuchten Geschwindigkeit abhängt, so empfiehlt sich eine vorläufige Annahme desselben. Bei Annahme einer Rauigkeitsstufe V (S. 39) wird für

$d =$	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,15	0,1 m
$c =$	58,8	56	54,5	52,6	50,3	47,5	44	39	35,7	31,1

und bei Tag- und Nachtbetrieb schwankt  $v$  je nach den vorstehenden Werten für  $d$  zwischen  $0,137 \sqrt[3]{\frac{K_1}{K}}$  und  $0,09 \sqrt[3]{\frac{K_1}{K}}$ .

Bezüglich der Größe von  $K_1$  und  $K$ , welche nach der Örtlichkeit und den Zeitverhältnissen wechselt, werde auf die untenstehende Quelle verwiesen.<sup>66)</sup> Nimmt man als Mittelwert für  $K_1 = 70$  (wonach also 1 lfd. m Rohr von 1 m Weite 70 M., von 0,5 m Weite 35 M. kosten würde) und  $K$  für Dampfmaschinen zu 1,20 an<sup>67)</sup>, so schwankt  $v$  je nach der Größe der Rohre zwischen 0,53 und 0,35 m, wobei zu bemerken ist, daß mit  $K_1$  auch  $K$  zu steigen und abzunehmen pflegt, sodafs das Verhältnis beider Werte nicht wesentlich voneinander abweicht.

<sup>66)</sup> Forchheimer in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 367.

<sup>67)</sup> Diese Annahme würde z. B. einem Pumpwerk entsprechen, welches täglich 10000 cbm 30 m hoch hebt und dessen Anlage 80000 M. gekostet hat, während sein Betrieb jährlich 14000 M. erfordert. Denn bei 5% Zinsen ist  $KQH = 80000 + 14000 \cdot 20 = 360000$  und  $K = \frac{360000}{10000 \cdot 30} = 1,2$ . Da Anlage- und Betriebskosten sich bei kleinen Pumpwerken verhältnismäßig höher stellen, als bei großen, so ist in solchen Fällen auch  $K$  größer anzunehmen, während  $K_1$  etwas kleiner wird, ein Umstand, der den oben berechneten Unterschied für  $v$  teilweise wieder aufhebt.

Verästelte Zuleitungen. Nicht immer findet sich das zur Versorgung einer Stadt erforderliche Wasser an einer Stelle, vielmehr muß dasselbe der Zuleitung häufig von verschiedenen Punkten aus zugeführt werden. Um zu erreichen, daß die gewöhnlich in verschiedenen Höhen liegenden Bezugsquellen  $A_1$  und  $A_2$  (Fig. 34) am Vereinigungspunkte  $C$  in gleicher Höhe ankommen, müssen die entsprechenden Rohrfahrten ein den Drucklinien  $A_1C$  und  $A_2C$  entsprechendes Gefälle haben. Ist die eine dieser Linien beträchtlich steiler als die andere, so kann es sich empfehlen, die lebendige Kraft des Wassers nicht allein durch die Reibung an den Rohrwandungen, sondern auch durch Einfügung der oben erwähnten Absturzstrecken herabzumindern. Eine genaue Übereinstimmung der Druckhöhen des bei  $C$  ankommenden Wassers wird man aber nur zeitweise erreichen können, weil Schwankungen in den Zuflussmengen unausbleiblich sind. Diese werden am besten durch Einfügung eines Behälters bei  $C$  ausgeglichen, in welchem der Wasserspiegel durch einen Überlauf in möglichst gleicher Höhe gehalten wird. Wollte man von einem solchen Behälter absehen und die Leitungen in der durch die punktierten Linien angedeuteten Art bei  $C_1$  zusammenführen, so würden Schwankungen in den Druckhöhen der Hauptleitung und ein Hintüberfließen aus der einen Zuleitung in die andere, unter Umständen selbst ein Überfluten der niedrig gelegenen Quelle durch die höhere, die Folge sein.

Ein solcher Behälter der Frankfurter Quellwasserleitung ist in Fig. 35 im Grundrifs dargestellt. In jede der beiden Kammern  $X$  und  $Y$  treten die durch Schieber  $J_1$  und  $J_2$  absperrbaren Einlauföffnungen  $A_1$  und  $A_2$  der Leitungen  $a_1$  und  $a_2$ , sodafs jede Kammer eine oder beide Quellen aufnehmen kann. Gewöhnlich fließen beide Zuflüsse in eine Kammer, während die andere gereinigt wird; nur bei Messung der Zuflussmengen durch die angebrachten Überfälle wird jede Abteilung von einer Leitung gespeist. Aus den Kammern läuft das Wasser durch die Abflußöffnungen  $B$  in das zur Stadt führende und durch  $K$  abschließbare Hauptrohr  $b$ ;  $C$  und  $D$  bezeichnen die Mundstücke der beiden Überlaufrohre  $c$  und der Entleerungsröhre  $d$ , welche in die Abflußleitung  $e$  münden.  $E$  sind die beiden Schieber, durch welche die Entleerungsröhre beim Betriebe geschlossen gehalten werden.

Liegt die Stadt höher als  $C$  (Fig. 34), so kann es sich empfehlen, diesen Punkt als Aufstellungsort für ein Pumpwerk zu wählen, dem das zu hebende Wasser von  $A_1$  und  $A_2$  aus zufließt und dessen Saugeschacht der Behälter  $C$  bildet. Es ist auch denkbar, daß eine der Quellen oder beide im Thale liegen, während sich die Zuleitung auf der Höhe befindet. In diesem Falle, welcher u. a. den an manchen Stellen des Schwarzwaldes und der Rauhen Alb in Württemberg vorkommenden Verhältnissen entspricht,

Fig. 34.

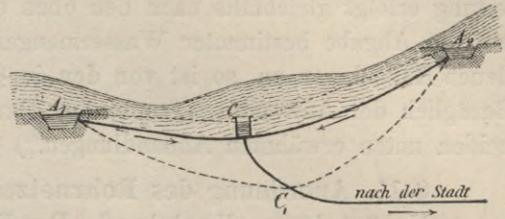


Fig. 35.

Zwischenbehälter der Frankfurter Quellwasserleitung.

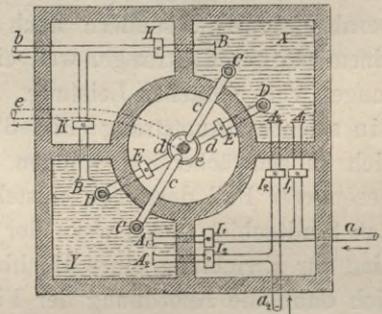
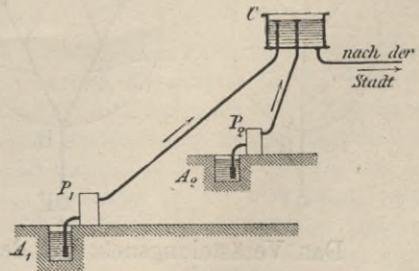


Fig. 36.



mufs das Wasser durch Pumpwerke  $P_1$  und  $P_2$  in den Behälter  $C$  gehoben werden (Fig. 36); auch das Aufpumpen des Grundwassers aus dem Schwarza-Thal in die Wiener Hochquellenleitung ist als hierher gehörig anzuführen.

Die Vereinigung von drei und mehreren Quellen in eine gemeinschaftliche Zuleitung erfolgt gleichfalls nach den oben erwähnten Grundsätzen. Kommt es außerdem auf die Abgabe bestimmter Wassermengen durch die einzelnen Leitungen in verschiedenen Höhenlagen an, so ist von den in § 11 entwickelten Gesichtspunkten auszugehen. Bezüglich der Anwendung graphischer Darstellungen für diesen Fall vergleiche man die beiden unten erwähnten Abhandlungen.<sup>68)</sup>

### § 11. Anordnung des Rohrnetzes.

**Verästelung. Kreislauf.** Der Einfachheit wegen möge zunächst die Versorgung einer geschlossenen Fläche von wagerechter Lage und mit gleichmäßigem Wasserverbrauch betrachtet werden, welche von einem außerhalb belegenen Punkte  $P$  (Fig. 37 bis 39) gespeist wird. Denkt man sich dann alle Hindernisse fort, welche der Zuführung des Wassers im Wege stehen, so fällt die zweckmäßigste Lage der Leitung zwischen  $P$  und der Stadt mit einer von  $P$  nach dem Schwerpunkte der Stadtfläche gerichteten Linie zusammen und es bestimmt sich dadurch der Punkt  $R$ , an welchem die Zuleitung in das Gebiet der Stadt eintritt. Das städtische Röhrennetz ist dann so einzurichten, daß von  $R$  aus die Versorgung unter Aufwendung der geringsten Anlage- und Betriebskosten erfolgt. Dies bedingt nicht allein eine möglichst geradlinige Verbindung der Bedarfsstellen mit  $R$  (um die Länge der Leitungen sowie ihren Reibungswiderstand herabzumindern), sondern auch ein Zusammenfassen von mehreren Einzelleitungen zu einem stärkeren Strange, weil ein Rohr von  $n$ facher Leistung weniger kostet, als  $n$  Leitungen von einfacher Leistung. Je nach der Größe und Form des Gebietes genügt dann ein solcher Hauptstrang (Fig. 37) oder es sind mehrere nötig (Fig. 38 und 39), welche sich zu schwächeren Leitungen verzweigen, somit ein Verästelungsnetz bilden. — Ein besonderer Fall desselben entsteht dadurch, daß der Punkt  $R$  von der Stadtgrenze in das Stadtgebiet rückt, wozu der Umstand Veranlassung geben kann, daß sich daselbst eine zur Errichtung eines Hochbehälters besonders geeignete Anhöhe befindet. Es bildet sich dann die Anordnung der Figur 40, bei welcher das Wasser von  $R$  aus den verschiedenen Stadtteilen strahlenförmig zufließt.

Fig. 37.

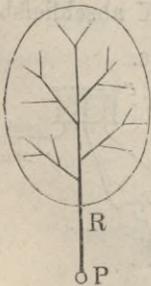


Fig. 38.

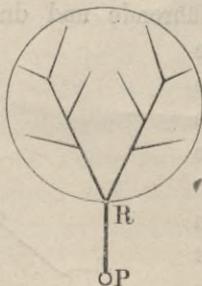


Fig. 39.

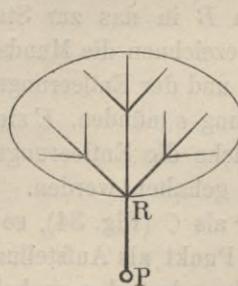
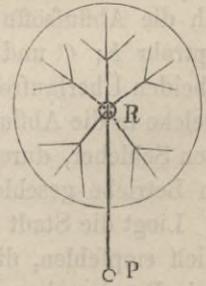


Fig. 40.

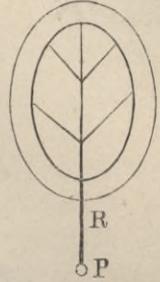


Das Verästelungsnetz hat den Nachteil, daß bei der Unterbrechung des Wasserzufflusses an irgend einer Stelle die sämtlichen unterhalb (im Sinne der Zuflußrichtung)

<sup>68)</sup> O. Spiefs, Graphische Berechnung von Rohrleitungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1887, S. 563.  
— Graphische Bestimmung der Druckverluste in Rohrleitungen. Kalender f. Straßen-, Wasserbau- und Kultur-Ingenieure 1892, I. S. 18.

belegenen Grundstücke von der Versorgung abgeschnitten werden, was namentlich bei Feuersgefahr von Bedeutung ist; außerdem wird durch den starken Verbrauch einer Stelle in der weiteren Umgebung eine Herabminderung des Druckes hervorgerufen. Diese Nachteile werden vermieden oder doch erheblich vermindert durch Anwendung eines allseitig geschlossenen Netzes, dessen einzelne Zweige sowohl unter sich, wie durch eine besondere Ringleitung verbunden sind (Fig. 41). Diese Anordnung, gewöhnlich Kreislaufsystem genannt, ermöglicht den Abschluß einer Strecke, ohne daß andere als die unmittelbar an dieselbe angeschlossenen Grundstücke in Mitleidenschaft gezogen werden; auch sind die Druckschwankungen weniger bemerkbar, weil die Versorgung von verschiedenen Seiten aus stattfindet. Die übliche Bezeichnung Kreislauf (oder Cirkulations-)system ist übrigens nicht ganz zutreffend, da eine dem Kreislauf entsprechende Bewegung des Wassers im Leitungsnetze nicht stattfindet. Vielmehr wäre der Name Ringnetz oder Ringsystem angemessener, da das Eigentümliche der Anordnung in der Ergänzung des Verästelungsnetzes durch mehr oder weniger ringförmige Verbindungsleitungen liegt, welche das offene Netz zu einem geschlossenen machen.

Fig. 41.



Die Stadtgebiete haben nun weder eine so regelmässig begrenzte Form, wie sie oben angenommen wurde, noch gestatten sie die unbeschränkte Führung der Leitungen. Die vorhandene Lage der Strafsen bildet vielmehr meistens so viele Hindernisse, daß man sich mit einer oft recht entfernten Annäherung an die theoretisch richtige Lage der Linien begnügen muß. Es kann deshalb an dieser Stelle davon abgesehen werden, diese Lage eingehender zu begründen; dagegen mögen nachstehend einige Beispiele von ausgeführten Rohrnetzen mitgeteilt werden.

Hamburg. Das Leitungsnetz für Hamburg (F. 4, T. III) wurde bereits Ende der vierziger Jahre begonnen und umschloß ursprünglich die jetzige Altstadt, deren Umfang sich nahezu mit dem schraffiert dargestellten Teile des Netzes deckt und welche über 3 km von der Schöpfstelle des Wassers entfernt liegt. Diese Länge besaß auch die erste nach dem Schwerpunkte der Altstadt führende Zuleitung, in deren Verlängerung die nahezu die Mitte des Versorgungsgebietes durchschneidende Hauptleitung liegt. Vor ihr aus zweigen die Hauptstränge für die verschiedenen Viertel ab, welche später durch eine mit den Grenzen der Altstadt zusammenfallende Ringleitung verbunden wurden. Die Netzanlage des inneren Kerns der Stadt entspricht deshalb im wesentlichen den oben erörterten Grundsätzen, während die weitere Ausdehnung mehr dem allmählich auftretenden Bedürfnis angepaßt ist. Sie erfolgt vorwiegend durch strahlenförmig von dem Ringe der Innenstadt ausgehende Hauptleitungen, die unter sich in den stärker bebauten Teilen des Gebietes durch Zwischenstränge verbunden sind, während die an den Grenzen liegenden Vororte einer solchen Zwischenverbindung noch teilweise entbehren. Die Zuleitungen sind dem Wachstum der Stadt entsprechend allmählich vergrößert worden; eine besondere Zuleitung von dem Pumpwerk aus hat das erst später zur Entwicklung gelangte linke Elbufer erhalten.

Dresden. In Dresden (Fig. 42, S. 134) durchschneidet die doppelt geführte Zuleitung von 60 u. 75 cm Weite die Neustadt und speist dieselbe durch eine Anzahl von Abzweigen, die entsprechend der Lage des Strafsennetzes untereinander verbunden sind. Nach Überschreitung der Elbe treten die beiden Zuleitungen bei A der Figur in die Altstadt ein und verzweigen sich daselbst strahlenförmig in vier Hauptstränge, die durch zwischenliegende Rohrstrecken so vereinigt werden, daß der größte Teil der Strafsen sich von mehr als einer Seite speisen läßt. Eine Verbindung der beiden Zuleitungen ist bei A eingefügt, sodaß jede derselben die Versorgung der Stadt während der Zeit übernehmen kann, wo eine etwaige Ausbesserung an der anderen ausgeführt wird. Infolge des Anwachsens der Altstadt nach der Ostseite ist später noch ein Verbindungsrohr von 40 cm Weite bei B verlegt; außerdem ist gegenwärtig eine neue Zuleitung von 60 cm Durchmesser für die östlichen Stadtteile in Aussicht genommen.

Hannover. Das Rohrnetz der Stadt Hannover (Fig. 43) wird gleichfalls von zwei Zuleitungen gespeist, welche jedoch nicht, wie in Dresden, nebeneinander liegen, sondern sich gleich hinter dem Hochbehälter voneinander trennen und in 2 km Entfernung von demselben in die Stadt eintreten, in der sie

Fig. 42. Hauptlinien des Rohrnetzes der Stadt Dresden. M. 1:60 000.

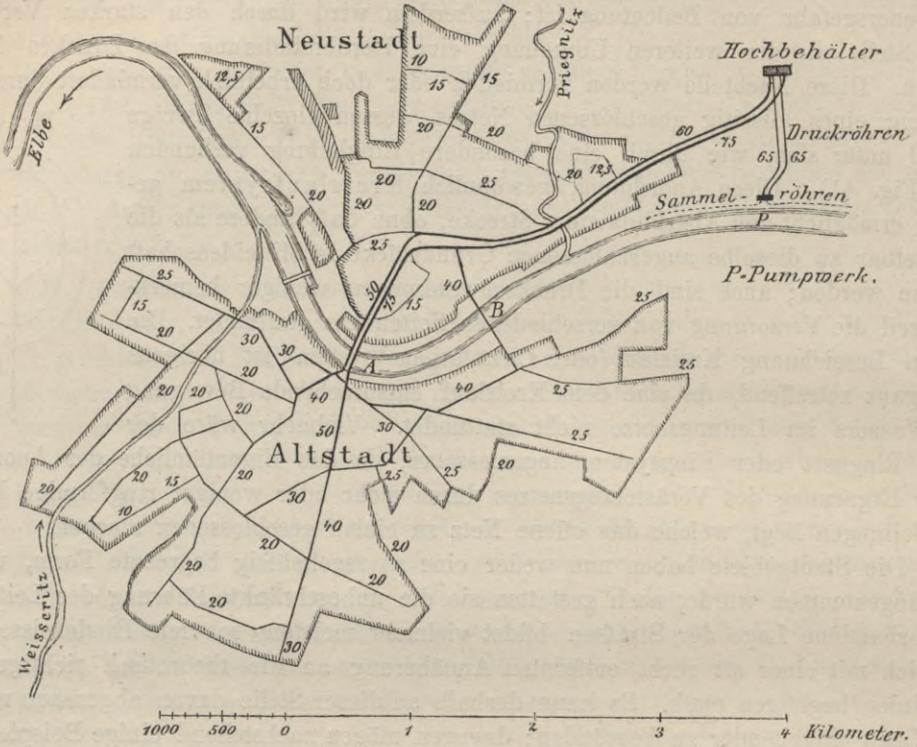


Fig. 43. Hauptlinien des Rohrnetzes der Stadt Hannover.

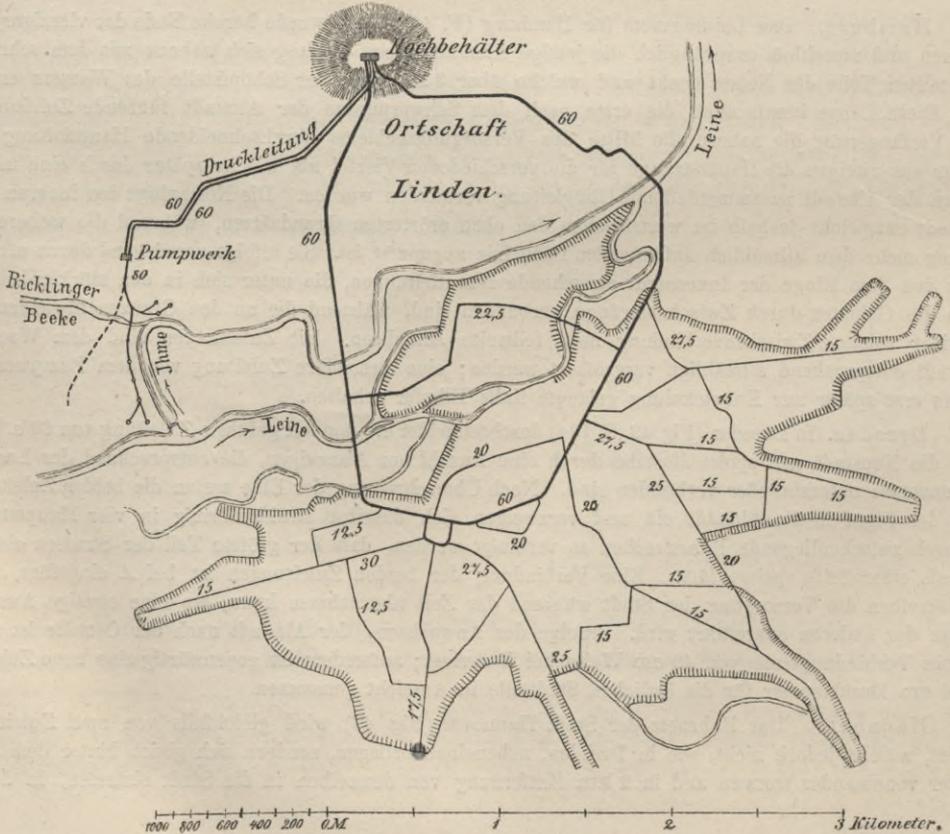


Fig. 44. Hauptlinien des Rohrnetzes der Stadt Königsberg i. Pr.

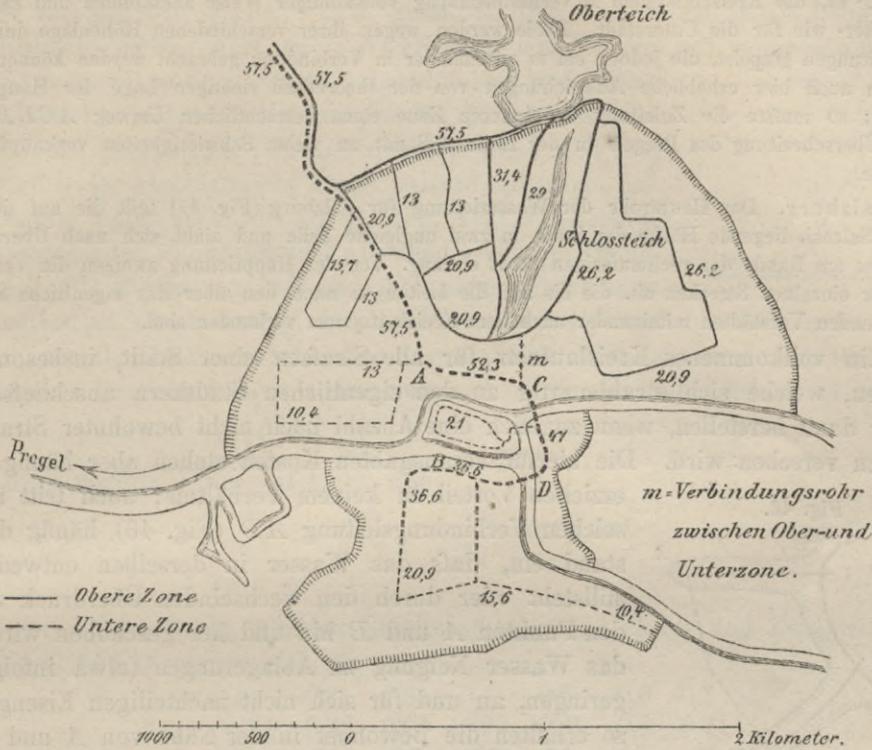
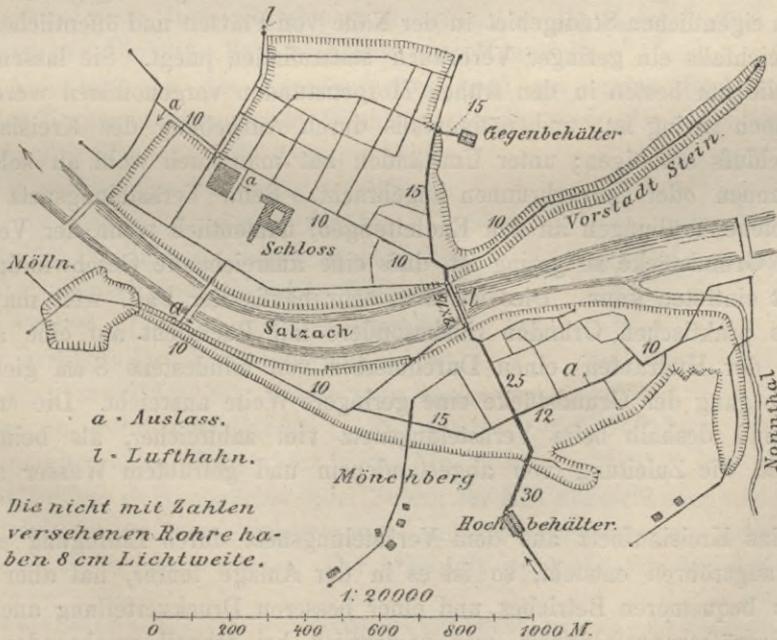


Fig. 45. Leitungsnetz der Stadt Salzburg.

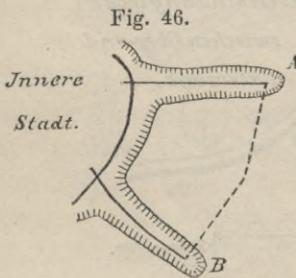


sich wieder vereinigen. Sie bilden demnach einen Ring aus 60 cm weiten Röhren, von dessen unterem Teile aus die einzelnen Hauptstränge strahlenförmig ausgehen und das Stadtgebiet versorgen. Eine Verbindung dieser Stränge in den äußeren Stadtbezirken ist nur teilweise vorhanden; diese werden demnach vorwiegend durch ein Verästelungsnetz versorgt.

Königsberg i. Pr. Die geschlossene Lage der Stadt Königsberg i. Pr. (Fig. 44) als Festung ermöglichte es, das Kreislaufsystem in verhältnismäßig vollständiger Weise auszubilden und zwar sowohl für die Ober- wie für die Unterstadt. Beide werden wegen ihrer verschiedenen Höhenlage durch besondere Zuleitungen gespeist, die jedoch bei *m* miteinander in Verbindung gebracht werden können. Immerhin waren auch hier erhebliche Abweichungen von der theoretisch richtigen Lage der Hauptleitungen notwendig; so mußte die Zuleitung der inneren Zone einen beträchtlichen Umweg *ACDB* machen, weil die Überschreitung des Pregels in der Linie *AB* mit zu vielen Schwierigkeiten verknüpft gewesen sein würde.

Salzburg. Das Hauptrohr der Wasserleitung für Salzburg (Fig. 45) teilt die auf dem linken Ufer der Salzach liegende Hälfte der Stadt in zwei ungleiche Teile und zieht sich nach Überschreitung des Flusses am Rande der rechtsuferigen Stadt entlang. Von der Hauptleitung zweigen die Versorgungsröhren der einzelnen Strecken ab, die bis auf die Leitungen nach den über das eigentliche Stadtgebiet hinausgehenden Vorstädten miteinander nach dem Kreislaufsystem verbunden sind.

Ein vollkommenes Kreislaufnetz für alle Straßen einer Stadt, insbesondere für diejenigen, welche sich strahlenartig an den eigentlichen Stadtkern anschließen, läßt sich nur dann herstellen, wenn zugleich eine Anzahl noch nicht bewohnter Straßen mit Leitungen versehen wird. Die hierfür verausgabten Kosten stehen aber häufig zu dem



erzielten Vorteil in keinem Verhältnis; auch tritt bei einer solchen Verbindungsleitung *AB* (Fig. 46) häufig der Übelstand ein, daß das Wasser in derselben entweder ganz stillsteht oder durch den wechselnden Überdruck zwischen den Punkten *A* und *B* hin und her geschoben wird. Zeigt das Wasser Neigung zu Ablagerungen (etwa infolge eines geringen, an und für sich nicht nachteiligen Eisengehaltes), so erhalten die Bewohner in der Nähe von *A* und *B* nicht allein abgestandenes und infolge dessen mit Keimen durch-

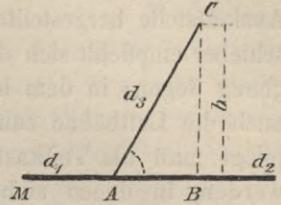
setztes, sondern auch getrübttes Wasser. Ähnlichen Erscheinungen begegnet man zeitweilig auch in dem eigentlichen Stadtgebiet in der Nähe von Plätzen und öffentlichen Gebäuden, weil hier gleichfalls ein geringer Verbrauch stattzufinden pflegt. Sie lassen sich durch Spülungen (die am besten in den frühen Morgenstunden vorgenommen werden, wo der Verbrauch noch gering ist) und nötigenfalls durch Aufhebung des Kreislaufes mittels Schieberverschlufs beseitigen; unter Umständen hat man auch wohl an solchen Stellen laufende Brunnen oder Springbrunnen angebracht. Beim Verästelungsnetz zeigen sich gleichfalls solche Trübungen an den Endleitungen, namentlich wenn der Verbrauch der anstossenden Grundstücke so gering ist, daß eine ausreichende Geschwindigkeit in den Röhren nicht eintreten kann. Dies ist aber sehr häufig der Fall, weil man den Endstrecken aus praktischen Gründen (insbesondere mit Rücksicht auf eine ausreichende Ergiebigkeit der Hydranten) einen Durchmesser von mindestens 8 cm giebt, während für die Versorgung der Grundstücke eine geringere Weite ausreicht. Die erforderlichen Spülungen sind deshalb beim Verästelungsnetz viel zahlreicher, als beim Kreislaufnetz, während die Zuleitung von abgestandenem und getrübttem Wasser seltener vorkommt.

Da das Kreislaufnetz aus dem Verästelungsnetz durch Einfügung einer Anzahl von Verbindungsrohren entsteht, so ist es in der Anlage teurer, hat aber neben dem Vorteil eines bequemeren Betriebes und einer besseren Druckverteilung auch den einer leichteren Vergrößerungsfähigkeit, was namentlich bei schnell wachsenden Städten in Betracht kommt.

Es erübrigt noch, die Winkel, welche sich bei Rohrverzweigungen bilden, und die Rohrnetze großer Städte zu besprechen.

Berechnungen der vorteilhaftesten Winkel des Verästelungsnetzes finden sich in der unten angegebenen Quelle.<sup>69)</sup> Die gefundenen Größen haben jedoch hauptsächlich einen wissenschaftlichen Wert, da in Wirklichkeit jene Winkel mit wenigen Ausnahmen durch das vorhandene Straßennetz vorgeschrieben sind. Eine solche Ausnahme bilden Zweigleitungen für die Grundstücke und Hydranten, Druckständer, Springbrunnen u. s. w., weil man hier bezüglich der Anschlussstelle etwas freieren Spielraum hat. Die günstigste Lage derselben sei *A* (Fig. 47), *C* bezeichne den zu versorgenden Punkt mit dem Abstände *b* von der Hauptleitung *AB*. Die Kosten von *MB* und *AC* mögen wieder unter der hier zulässigen Voraussetzung, daß der Herstellungsaufwand einer Leitung im gleichen Verhältnis, wie ihr Durchmesser, wächst oder abnimmt,  $Kd_1$ ,  $Kd_2$  und  $Kd_3$  für die Einheit betragen. Bezeichnet dann  $\alpha$  den spitzen Abzweigungswinkel bei *A*, so muß

Fig. 47.



$$K \left[ \left( a - \frac{b}{\tan \alpha} \right) d_1 + \frac{b}{\tan \alpha} d_2 + \frac{b}{\sin \alpha} d_3 \right]$$

ein Kleinstes werden. Dies geschieht, wenn

$$\frac{b d_1}{\sin^2 \alpha} - \frac{b d_2}{\sin^2 \alpha} - \frac{b d_3}{\sin^2 \alpha} \cos \alpha = 0$$

oder

$$\cos \alpha = \frac{d_1 - d_2}{d_3}.$$

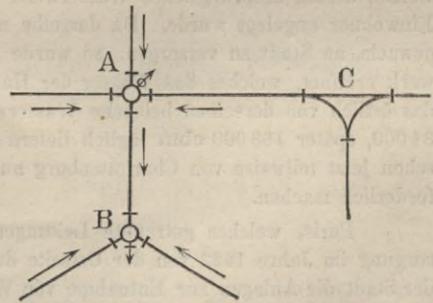
Unter Voraussetzung gleicher Geschwindigkeit in Haupt- und Zweigleitung ist  $d_1^2 = d_2^2 + d_3^2$  und es ergibt sich für

$d_2 = 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	$d_1$
$d_3 = 0,994$	0,98	0,95	0,92	0,87	0,8	0,71	$d_1$
$\alpha = 25$	35	43	49	55	60	65	Grad.

Geht die Hauptleitung, wie es bei kleineren Zweigleitungen meistens der Fall ist, ohne Verminderung ihres Durchmessers weiter, so ist  $d_2 = d_1$  und  $\cos \alpha = 90^\circ$ , d. h. die günstigste Richtung liegt senkrecht zum Hauptrohr.

Den Anforderungen des Kreislaufnetzes wird am besten Rechnung getragen, wenn an allen Knotenpunkten gleiche Winkel vorhanden sind, also bei 3 Strängen  $120^\circ$ ; bei 4 Zweigen  $90^\circ$  (Fig. 48), weil dann die Widerstände bei der wechselnden Bewegung des Wassers möglichst gering werden. Aber auch für den Fall, daß die Straßsenkreuzungen andere Winkel bedingen, ist der dadurch hervorgerufene Reibungsverlust nach Formel 17, S. 46 nicht so erheblich, daß er eine merkbare Druckverminderung an den Ausflußöffnungen zur Folge hat, sodaß man von der Einfügung am Rohrbogen (wie bei *C*, Fig. 48) in der Regel absehen kann. Im übrigen ist die Einrichtung so zu treffen, daß möglichst jeder Strang für sich abgeschlossen und entleert werden kann, damit die mit den Ausbesserungs- und Reinigungsarbeiten verbundenen Störungen möglichst eng begrenzt werden. Der Abschluß geschieht, wie bei den Zuleitungen,

Fig. 48.



<sup>69)</sup> Forchheimer a. a. O., S. 365. Die Untersuchung geht von der Formel  $d = 0,3 \sqrt[5]{\frac{h}{l}} q^2$  aus (Kap. IV, S. 44), welche sich ergibt, wenn man in den Ausdruck  $v = \frac{4q}{d^2 \pi} = c \sqrt{\frac{h}{l} \frac{d}{4}}$  für  $c = 51,7$  (annähernd den Eytelweinschen Wert) setzt. Obwohl demnach der Veränderlichkeit von  $c$  nicht Rechnung getragen wird, so weichen doch — wegen der vorausgesetzten Art der Wasserverteilung — die gefundenen Verästelungswinkel nur wenig von denjenigen ab, welche sich aus einer genaueren Rechnung ergeben würden.

durch Schieber, die Entleerung durch Ablaufshähne oder Ablaufsschieber, welche an Punkten angebracht werden, nach denen die Rohrleitung Gefälle hat. Die Ablaufshähne münden in Leitungen, welche mit dem Kanalnetz, Wasserläufen oder auch mit einem Versickerungsbrunnen in Verbindung stehen; im Notfall ist das abgelassene Wasser aus einem an der Auslaufstelle hergestellten Schachte auszupumpen. Zur Beschränkung der Zahl der Ablaufsschieber empfiehlt sich die Anbringung derselben an Kreuzungspunkten, soweit diese tief genug liegen; in dem höher gelegenen Teile des Netzes befinden sich an diesen Stellen auch die Lufthähne zum Ein- und Auslassen der Luft. Die Hauptteilpunkte des Netzes pflegt man als Teilkasten herzustellen, welche in gemauerten Schächten untergebracht werden, in denen sich zugleich die Absperrschieber bzw. die Ablauf- und Lufthähne befinden. In Fig. 48 ist *A* der höher, *B* der tiefer belegene Teilkasten; ersterer ist mit einem Lufthahn (Pfeil mit Kreis), letzterer mit einem Ablaufsschieber (Pfeil mit Querstrich) versehen. Die übrigen Querstriche bezeichnen Absperrschieber, die einfachen Pfeile die Gefällrichtung der Leitungen.

Rohrnetze großer Städte. Bei großer räumlicher Ausdehnung der Stadt kann die Versorgung von einem Punkte aus für die Endstränge einen so starken Reibungsverlust bedingen, daß es vorteilhafter wird, das Gebiet von zwei entgegengesetzten Seiten aus zu speisen. Der gleiche Fall ist möglich, wenn die Stadt nach Anlage der ersten Leitung die ursprünglich angenommene Grenze des Wachstums überschritten hat. Man steht dann vor der Notwendigkeit, nicht allein die Anlage zur Gewinnung und Förderung des Wassers zu vergrößern und das Rohrnetz zu erweitern, sondern es müssen auch die Hauptstränge durch neue Rohre ersetzt oder durch Parallelleitungen vervollständigt werden. Die hierdurch entstehenden Kosten stellen sich aber oft höher, als die Einrichtung einer neuen Anlage, welche unabhängig von der ersten die Speisung eines Teiles der gegenwärtigen und zukünftigen Stadt übernimmt. Selbstverständlich wird man sich zu einer solchen Teilung erst nach sorgfältiger Erwägung aller Umstände entschließen, unter denen die Leistungsfähigkeit der ursprünglichen Bezugsquelle eine wichtige und oft entscheidende Rolle spielt.

Berlin. Paris. London. Eine derartige Entwicklung zeigt z. B. die Wasserversorgung von Berlin, dessen ursprüngliches Wasserwerk im Südosten der Stadt an der Spree im Jahre 1856 für 500 000 Einwohner angelegt wurde. Da dasselbe nicht mehr ausreichte, um die namentlich nach der Westseite gewachsene Stadt zu versorgen, so wurde 1877 das im Nordwesten von Berlin belegene Tegeler Wasserwerk eröffnet, welches das Wasser der Havel entnimmt. Infolge der weiteren Ausdehnung der Stadt ist das östlich von derselben belegene Wasserwerk am Müggel-See in Ausführung begriffen, welches vorläufig 84 000, später 168 000 cbm täglich liefern soll und in nicht ferner Zeit wird auch der Südwesten, welcher schon jetzt teilweise von Charlottenburg aus versorgt wird, die Anlage eines besonderen Wasserwerks erforderlich machen.

Paris, welches getrennte Leitungen für Brauch- und Trinkwasser besitzt, erhielt die erste Versorgung im Jahre 1822 von der Ostseite durch den Ourcq-Kanal, dem mit der wachsenden Vergrößerung der Stadt die Anlagen zur Entnahme von Wasser aus der Seine und Marne, sowie aus artesischen Brunnen folgten; 1865 wurde die durch Quellwasser gespeiste Dhuis-Leitung, 1876 die Vanne-Leitung eröffnet; gegenwärtig (i. J. 1892) ist die Leitung von den Quellen der westlich von Paris belegenen Vigne und von Verneuil mit 120 000 cbm Tagesleistung in der Vollendung begriffen und eine neue Anlage für die nämliche Wassermenge geplant.

London entnimmt nur 50% seines Bedarfs, welcher täglich etwa 800 000 cbm beträgt, aus der Themse oberhalb (westlich) der Stadt, während 43% den von Norden kommenden Nebenflüssen (New-River und Lea) und 7% dem Untergrunde (im Osten von London) entstammen. Die Gestaltung des dortigen Leitungsnetzes ist im übrigen auch durch den Umstand beeinflusst, daß die Wasserversorgung nicht städtisch ist, sondern in den Händen verschiedener Gesellschaften liegt, von denen jede ihren bestimmten Bezirk besitzt.

Es liegt in der Natur der Sache, daß sich die Versorgung durch verschiedene Bezugsquellen in erster Linie bei den großen und weit ausgedehnten Millionenstädten findet; sie kommt aber auch bei weniger hohen Einwohnerzahlen, z. B. bei Liverpool, Manchester, Edinburg, Amsterdam, Frankfurt a. M., Königsberg i. Pr., Chemnitz vor, weil es hier nicht möglich war, eine ausreichende Wassermenge von einem Punkte aus zu beschaffen. — Wird in einem solchen Falle das Wasser von *I*, *II* und *III* (Fig. 49) aus zugeführt, so bilden die von den Ufern des Flusses begrenzten anliegenden Stadtteile *B*<sub>1</sub>, *B*<sub>2</sub> und *B*<sub>3</sub> die natürlichen Speisegebiete für die genannten Zuleitungen, deren Versorgung unter Benutzung der an den Punkten *R*<sub>1</sub>, *R*<sub>2</sub> und *R*<sub>3</sub> errichteten Hochbehälter (welche auf den an den Ufern des Flusses aufsteigenden Höhen liegen mögen) erfolgt. Damit die Leitungen sich gegenseitig unterstützen können und ein möglichst vollkommener Ausgleich zwischen den zugeführten und den verbrauchten Wassermengen stattfindet, ist eine Verbindung zwischen den einzelnen Bezirken, deren Kreislaufnetz durch die Ringleitungen *L*<sub>*i*</sub> angedeutet ist, vorzunehmen. Dieses geschieht zunächst vermittels der beiden Verbindungsleitungen *m*, in vollständigerer Weise durch den Rohrstrang *R*<sub>2</sub> *R*<sub>3</sub> und noch vollständiger durch Anlage einer äußeren Ringleitung *L*<sub>*α*</sub>. Dieselbe ermöglicht eine von den Verbrauchsschwankungen der inneren Stadt unabhängige Verbindung der einzelnen Behälter und die Füllung jedes derselben durch die einzelnen Zuleitungen, sowie ihre vollständige Ausschaltung, wie dies in Fig. 50 bezüglich des Behälters *R*<sub>1</sub> durch die eingetragenen Pfeile dargestellt ist. Die Füllung desselben kann von allen drei Seiten stattfinden und die Wasserabgabe sowohl nach *R*<sub>3</sub> wie nach *R*<sub>2</sub> erfolgen; ebenso läßt sich derselbe vollständig ausschalten und die Speisung des Bezirks *B*<sub>1</sub> wird dann von den beiden anderen Behältern übernommen. Eine solche Verbindung hat auch den Vorteil, daß etwaige Unterschiede des Druckes, mit dem das Wasser in den Zuleitungen ankommt, möglichst ausgeglichen werden.

Fig. 49.

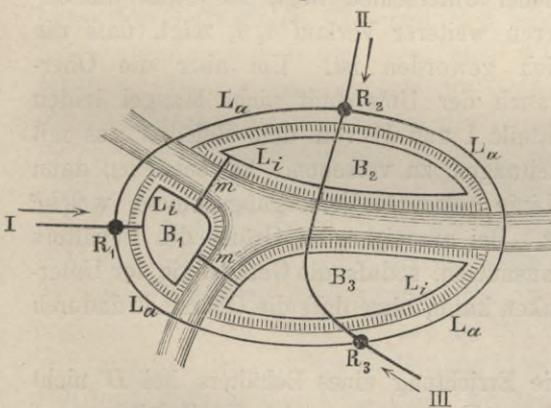
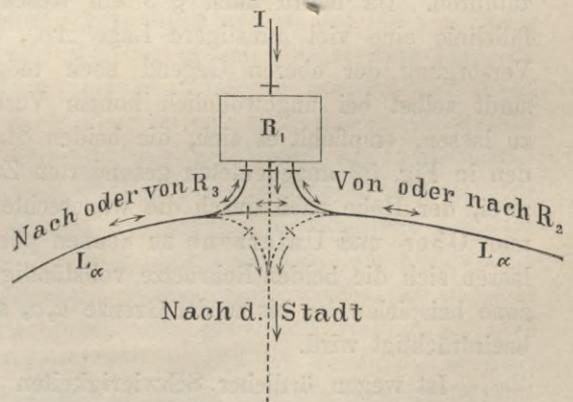
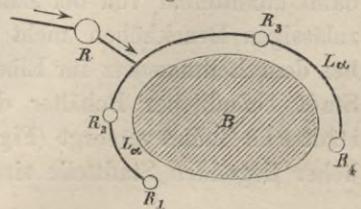


Fig. 50.



Findet die Versorgung einer großen Stadt nur durch eine Zuleitung statt, so empfiehlt es sich, bei günstiger Höhenlage der Umgebung gleichfalls die Anlage einer Ringleitung anzustreben, durch welche die an geeigneter Stelle einzufügenden Behälter in der Art der Figur 51 verbunden werden. Diese Anordnung besteht z. B. in Wien, wo das mit natürlichem Gefälle zufließende Quellwasser sich zunächst in den Hauptbehälter am Rosenhügel ergießt, von wo es in die in verschiedenen Höhen gelegenen Behälter der Schmelz, des Wienerbergs und

Fig. 51.

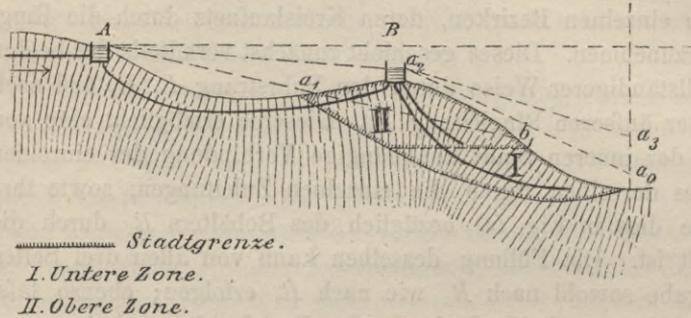


des Lauerbergs verteilt wird. — Auch das Wasser des Ourcq-Kanals wird den verschiedenen Teilen von Paris durch eine sich auf den nördlichen Höhen der Stadt entlang ziehende Leitung zugeführt, von welcher die speisenden Zuleitungen ausgehen.

## § 12. Druckzonen.

A. Zuleitung mit natürlichem Gefälle. Um die Eigentümlichkeiten des Verästelungs- und Kreislaufnetzes möglichst klar zur Anschauung zu bringen, ist bisher eine wagerechte Lage des Verteilungsgebietes vorausgesetzt und von den Einflüssen abgesehen, welche sich bei Abweichung von dieser Lage geltend machen. Um diese zu zeigen, möge ein auf einer Abdachung ausgebreitetes, in Fig. 52 durch die gestrichelte Linie begrenztes Stadtgebiet angenommen werden, welches von  $A$  aus durch eine unter natürlichem Gefälle zufließende Leitung gespeist wird. In

Fig. 52.



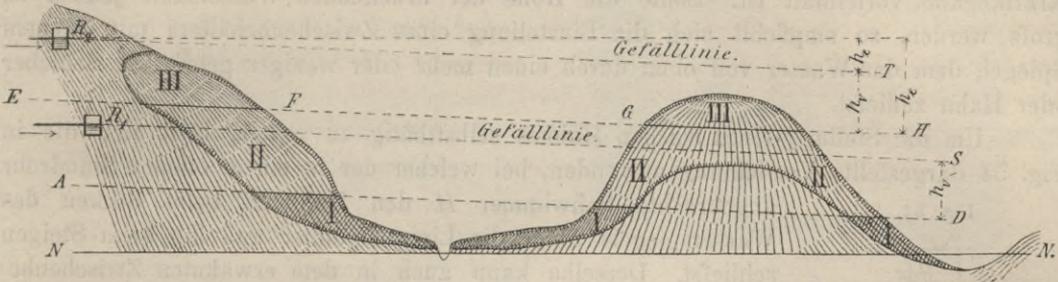
der Höhe des ankommenden Wassers sei bei  $A$  ein Behälter errichtet, und die von hier ausgehende Betriebsdrucklinie in den Stunden des stärksten Verbrauches schneide das Stadtgebiet bei  $a_1$  und  $b_1$ ; dann sind die oberhalb dieser Linie be-

legenen Grundstücke gerade während der genannten Zeit ohne Wasser und können nur innerhalb einzelner Tagesstunden auf eine unter schwachem Druck stattfindende Versorgung rechnen. Wird hingegen der Hochbehälter nach  $B$  verlegt, so braucht die Leitung  $AB$  nicht mehr die größte, sondern nur noch die mittlere Stundenmenge zuzuführen. Da hierin nach § 3 ein wesentlicher Unterschied liegt, so erhält die Gefällslinie eine viel günstigere Lage  $Aa_2$ , deren weiterer Verlauf  $a_2a_3$  zeigt, daß die Versorgung der oberen Gegend noch möglich geworden ist. Um aber die Oberstadt selbst bei ungewöhnlich hohem Verbrauch der Unterstadt nicht Mangel leiden zu lassen, empfiehlt es sich, die beiden Stadtteile I und II von dem Behälter aus mit den in Fig. 52 angedeuteten gesonderten Zuleitungen zu versehen. Es entstehen dann zwei, der Höhe nach durch die wagerechte Linie getrennte Versorgungsgebiete, welche man Ober- und Unterzone zu nennen pflegt. Bei ausreichender Größe des Behälters lassen sich die beiden Rohrnetze vollständig ausnutzen, sodaß die Gefällslinie der Unterzone beispielsweise bis zu der Grenze  $a_2a_0$  sinken kann, ohne daß die Oberstadt dadurch beeinträchtigt wird.

Ist wegen örtlicher Schwierigkeiten die Errichtung eines Behälters bei  $B$  nicht thunlich, steht vielmehr nur der Platz bei  $A$  zur Verfügung, so ist die Zuleitung auf der Strecke  $AB$  so zu vergrößern, daß auch bei stärkstem Verbrauch die Gefällslinie nicht unter  $Aa_2$  herabgeht. Die beiden Hauptrohre für Ober- und Unterstadt zweigen dann unmittelbar von der Zuleitung ab und sind ebenfalls so weit herzustellen, daß die zulässigen Druckhöhen nicht überschritten werden. Eine derartige Anordnung ist z. B. bei dem Leitungsnetz für Elberfeld zur Anwendung gekommen, wo ein in der Nähe der Stadt befindlicher Behälter das auf 140 bis 200 m über Amsterdamer Null liegende städtische Gebiet versorgt (Fig. 83, § 14). Die untere Zone reicht hier bis + 170 m; die höher liegenden Stadtteile sind in sieben Gruppen eingeteilt, welche durch besondere,

von der Hauptleitung abzweigende Stränge gespeist werden. Dieselben stehen nicht miteinander in Verbindung, bilden vielmehr ein Verästelungsnetz, weil die für ein ebenes Gebiet wünschenswerte Druckausgleichung eine Druckverminderung für die höher liegenden Stadtviertel zur Folge haben würde.<sup>70)</sup>

Fig. 53.



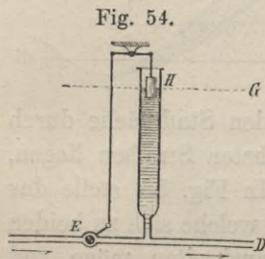
Findet die Versorgung einer in wechselnder Neigung liegenden Stadtfläche durch Bezugsquellen statt, welche teilweise unter der Drucklinie der höchsten Strafsen liegen, so ist die Anordnung eines Hochbehälters nicht mehr möglich. In Fig. 53 stelle das mit gestrichelter Linie begrenzte Gebiet eine solche Stadtfläche dar, welche sich zu beiden Ufern des Flusses, sowie auf dem jenseitigen Hange des Hügels ausbreiten möge und der nur ein Teil des nötigen Wassers von  $R_2$  aus zufließt, während der Rest nur in einer tieferen Lage von  $R_1$  aus bezogen werden kann. Jeder der beiden Behälter  $R_2$  und  $R_1$  vermag dann ein Gebiet zu speisen, welches um ein bestimmtes Maß  $h_v$  unter der durch den Behälter gelegten Gefällslinie liegt. Die Größe von  $h_v$  entspricht dem an den betreffenden Punkten der Straße erforderlichen Nutzdruck und ist in § 5 näher besprochen. Aus ihr und der Wassermenge, welche die Leitung zuzuführen hat, ergibt sich der während des stärksten Verbrauchs eintretende Reibungsverlust  $h$ , welcher die Lage der Gefällslinien  $R_2T$  und  $R_1S$  bestimmt. Von ihnen aus ist das Maß  $h_v$  nach unten abzutragen, um die Grenzlinien  $AD$  und  $EH$  der ersten und zweiten Zone zu erhalten. Da zur Verzeichnung der Gefällslinien die Wassermenge bekannt sein muß, welche sich erst aus der Größe der Zonen ergibt, so ist zunächst eine versuchsweise Begrenzung vorzunehmen und diese bei der Durchführung des Verfahrens entsprechend abzuändern. Die Gebiete unter den Grenzlinien erhalten einen größeren, die darüber liegenden einen kleineren Druck als  $h_v$ . Zu den letzteren gehören die Stadtteile oberhalb  $EF$  und  $GH$ ;  $EF$  liegt jedoch so nahe bei  $R_2$ , daß ohne erhebliche Mehrkosten eine besondere Zuleitung nach Art der Fig. 52 hergestellt werden kann, welche den daselbst liegenden Teil der obersten Zone III für sich speist. Ein gleiches Verfahren für  $GH$  würde wegen der großen Entfernung dieser Gegend von  $R_2$  ziemlich kostspielig werden; will man deshalb hier nicht einen kleinen Behälter aufstellen, der während der Nachtstunden unter dem dann eintretenden größeren Druck das Wasser sammelt und es am Tage abgibt, so müssen sich die daselbst befindlichen Häuser mit geringerem Druck begnügen, dessen Minderbetrag man jedoch durch Vergrößerung der Zuleitung ermäßigen kann.

Für diejenigen Teile des Rohrnetzes, welche einen über  $h_v$  hinausgehenden Druck erhalten, gestalten sich die Anlagekosten wegen der großen Wandstärken der Rohre etwas höher. Dies ist jedoch weniger wichtig, als der schon in § 5 hervorgehobene

<sup>70)</sup> Valentin Schneider. Die Rheinthal-Wasserleitung der Stadt Elberfeld. 2. Aufl. 1888.

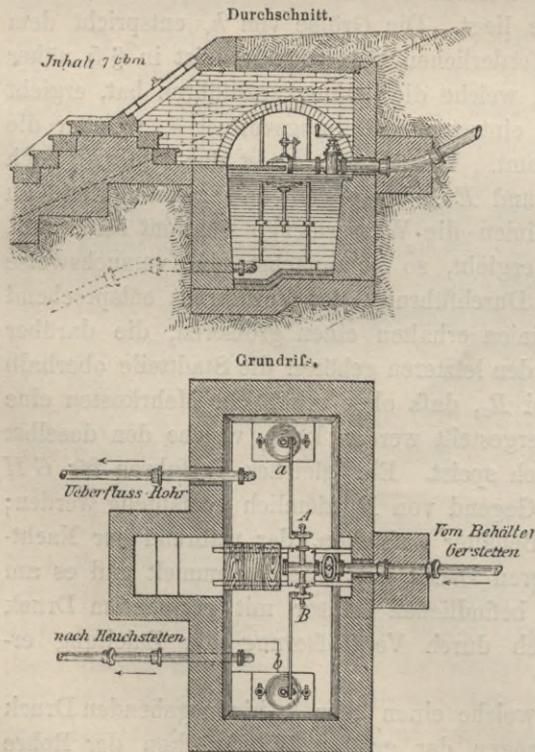
Umstand, daß mit dem stärkeren Druck auch die Wasserverluste wachsen. Indessen kommt hier viel auf die gute Ausführung und Überwachung des Rohrnetzes an und die auf diesem Gebiet gemachten Erfahrungen lassen einen Druck bis zu 80 m und für einzelne Punkte auch noch mehr als nicht zu hoch erscheinen, abgesehen davon, daß ein stärkerer Druck für die Feuerlöschung und für die Verwendung des Wassers zur Kraftabgabe vorteilhaft ist. Sollte die Höhe der drückenden Wassersäule jedoch zu groß werden, so empfiehlt sich die Einstellung eines Zwischenbehälters mit offenem Spiegel, dem das Wasser von oben durch einen mehr oder weniger geöffneten Schieber oder Hahn zufließt.

Um die Stellung eines solchen Hahnes selbstthätig zu regeln, läßt sich die in Fig. 54 dargestellte Vorrichtung anwenden, bei welcher der in einem offenen Standrohr angebrachte Schwimmer *H* den Hahn *E* beim Sinken des



Wasserspiegels unter die Linie *G* öffnet und ihn beim Steigen schließt. Derselbe kann auch in dem erwähnten Zwischenbehälter angebracht werden, wodurch das Spiel des Schwimmers zum Vorteil des Betriebes mehr eingeschränkt wird. Eine hierauf beruhende Einrichtung zeigt Fig. 55. Dieselbe ist angewendet bei der Wasserversorgung der Rauhen Alb, von welcher in F. 1<sup>a u. b</sup>, T. III die Gruppe I im Grundriß bzw. im Längenschnitt dargestellt ist. Wie aus letzterem

Fig. 55.  
Vorrichtung zur Regelung des Druckes bei der Wasserleitung für die Rauhe Alb. M. 1:100.



und den eingetragenen Zahlen des Grundrisses hervorgeht, werden die in verschiedenen Höhen liegenden Ortschaften durch ein einheitliches Netz versorgt, dessen Druck für die höchstgelegenen Verbrauchsstellen eingerichtet ist und behufs Speisung der tiefer liegenden Behälter entsprechend herabgemindert wird. Diese Herabminderung geschieht bei dem in Fig. 55 dargestellten Behälter von Heuchstetten dadurch, daß die mit dem Wasserspiegel sich hebenden und senkenden Schwimmer *a* und *b* die Hähne *A* und *B* schliessen oder öffnen, sodafs nach erfolgter Füllung der Zufluß von dem höher gelegenen Gerstetten aus aufhört. —

In Fig. 56 ist eine als Sicherheitsventil wirkende Anordnung dargestellt, die gleichfalls bei Versorgung der Rauhen Alb Anwendung gefunden hat. Das von dem Pumpwerk im Eyb-Thale kommende Wasser mündet an der Stelle, wo sich die Zuleitung in zwei Stränge teilt, in einen mit Manometer, Schlamm- und Lufthahn versehenen Teilkasten, an welchen auch

die Schieber der beiden Stränge anschließen. Das Sicherheitsventil ist so belastet, daß ein zu hoher Druck nicht eintreten kann; seine Anbringung in einem Nebenrohr hat

den Zweck, bei raschem Abschlufs der Zweigleitungen der lebendigen Kraft des Wassers einen Ausweg nach der Gerstetter Leitung zu gestatten.<sup>71)</sup> — Die Anwendung eines Springbrunnens zum Zwecke der Druckverminderung ist für Wasser, welches auch zu Genufszwecken dienen soll, weniger zu empfehlen, weil die Frische desselben durch die innige Berührung mit der Luft leidet und verunreinigende Stoffe sowie Pilzkeime aus derselben aufgenommen werden können.

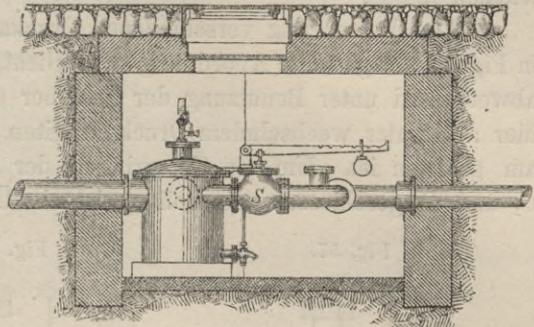
Der vorstehenden Erörterung liegt die Voraussetzung zu Grunde, dafs die in verschiedenen Höhen ankommenden Wassermengen zur Speisung der von ihnen versorgten Zonen ausreichen, wobei auf ein bestimmtes Anwachsen derselben nach § 3 Rücksicht zu nehmen ist. Es kann aber vorkommen, dafs bei Vergrößerung der Stadt die eine Zone mehr bevorzugt wird, als die andere und dafs die ursprünglich vorgesehene Grenze an der einen Stelle schon überschritten ist, während sie bei der anderen noch nicht erreicht wurde. Dann liegt es nahe, dafs die eine Zone der anderen aushilft, bis eine Erweiterung der Bezugsquellen vorgenommen ist. Diese Aushilfe stöfst auf keine Schwierigkeiten, wenn das stärkere Anwachsen in der Unterstadt eingetreten war. Dagegen ist eine Unterstützung der Oberstadt durch das bei  $R_1$  eintretende Wasser nur in beschränktem Mafse bzw. unter Anwendung eines Pumpwerkes möglich, bei dessen Anlage die in § 14 besprochenen Gesichtspunkte zu berücksichtigen sind.

B. Zuleitung durch Pumpenbetrieb. Die Anordnungen für künstliche Hebung des Wassers ergeben sich aus dem vorhin Besprochenen unmittelbar, sobald man annimmt, dafs die Hebung in die Behälter der Figuren 52 und 53 bei  $A$  oder  $B$ , bzw.  $R_1$  und  $R_2$  stattfindet. Da jedoch in Fig. 53 das Wasser für verschiedene Bezirke der unteren Stadtteile einen gröfseren Druck besitzt, als nötig ist, so wird man zu überlegen haben, ob nicht zur Ersparung von Hebungskosten einzelne tiefer belegene Behälter vorteilhaft sind. Eine zutreffende Beurteilung in dieser Hinsicht ist nur durch vergleichende Kostenermittlungen möglich und es verdient diejenige Anlage den Vorzug, bei welcher die Summe der Bau- und der kapitalisierten Betriebskosten am kleinsten wird. Die Baukosten umfassen die Ausgabe für das Pumpwerk, das Rohrnetz und den Behälter; die Betriebskosten berechnen sich aus dem Aufwand für Gehälter und Löhne, Kohlen, Schmieröl u. s. w., sowie für bauliche Unterhaltung nebst Verzinsung

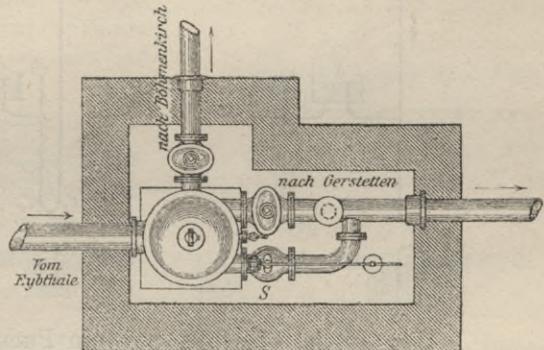
Fig. 56.

Teilkasten mit Sicherheitsventil in der Wasserleitung für die Rauhe Alb. M. 1:50.

Durchschnitt.



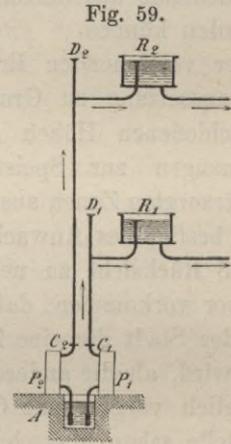
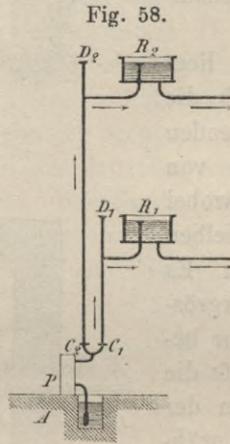
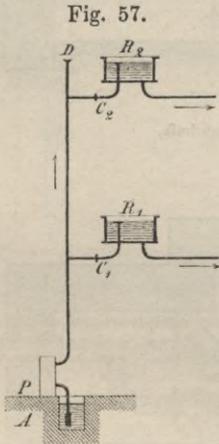
Grundriss.



<sup>71)</sup> Ehmann. Die Versorgung der wasserarmen Alb mit fließendem Trink- und Nutzwasser und das öffentliche Wasserleitungswesen im Königreich Württemberg (1881), § 17.

und Tilgung des Anlagekapitals. Neben der Kostenfrage ist aber auch die mehr oder weniger einfache Gestaltung des ganzen Werks von Bedeutung, weil in einem verwickelten Betriebe Störungen leichter eintreten und die einzelnen Teile sich schwieriger überwachbar lassen.

Die Versorgung verschiedener Druckzonen durch ein Pumpwerk wird durch die in Fig. 57 dargestellte Anordnung ermöglicht, bei welcher die betreffenden Zonenbehälter abwechselnd unter Benutzung der Schieber  $C_1$  und  $C_2$  gefüllt werden. Die Pumpe muß hier also unter wechselndem Druck arbeiten, der beim Beschieken des obersten Behälters am größten ist. Um ein Zerspringen der Leitung für den Fall zu verhindern, daß  $C_1$  und  $C_2$  geschlossen sein sollten, ist ein Überlauf in der Höhe von  $R_2$  anzubringen.



In Fig. 58 ist ebenfalls nur ein Pumpwerk vorhanden, jedoch mit dem Unterschiede, daß hier zwei getrennte Steigrohre angebracht sind und das Stellen der Schieber im Maschinenhause vorgenommen werden kann. Dadurch wird der Betrieb bequemer und bei Einfügung von Wasserstandszeigern für die beiden Behälter zuverlässiger. Eine weitere Sicherheit gewährt die Aufstellung besonderer Pumpen für die einzelnen Zonen (Fig. 59), welche eine unabhängige und zeitlich nicht eingeschränkte Versorgung der Zonen ermöglicht und die Anordnung kleinerer Behälter gestattet.

Erfolgt die Versorgung unter Vermittelung der in § 1 besprochenen Hausbehälter, so treten diese an Stelle der Hauptbehälter, welche dann fortfallen können. Wegen der daselbst erwähnten Nachteile empfiehlt sich diese Anordnung nur in Ausnahmefällen, etwa für einzelne hochliegende Bezirke von geringem Umfang, in welchen der Bau eines Hochbehälters mit zu großen Schwierigkeiten verknüpft sein würde. Dann wird zur Ersparnis von Kohlen der Druck nur kurze Zeit täglich so hoch gehalten, daß die Füllung der Hausbehälter möglich ist. Dies geschieht z. B. in Hamburg, wo für die hochgelegenen Teile der Stadt während der Nacht etwa zwei Stunden lang mit stärkerem Druck gepumpt wird. Das übrige Leitungsnetz ist in dieser Zeit durch Schieber abgeschlossen und wird von drei Behältern versorgt, welche zusammen 14500 cbm fassen, s. F. 4, T. III.

Bei größerer Ausdehnung einer Druckzone, welche zugleich in mehreren von einander getrennten Gebieten liegt, kann sich die Zerlegung der Maschinenanlage in zwei selbständige Pumpwerke empfehlen. Ebenso rechtfertigt sich in einzelnen Fällen die Anordnung senkrecht aufeinander folgender Pumpwerke (Fig. 60), von denen das unterste das Wasser für das ganze Versorgungsgebiet, das nächstfolgende den Bedarf für die oberhalb der ersten Zone liegenden Bezirke zu liefern hat u. s. w.

So wurde z. B. in einem Entwurf, welchen die deutsche Wasserwerksgesellschaft in Frankfurt a. M. für die Versorgung von Prag aufstellte, ausser einer Hauptpumpenanlage an der Moldau ein Pumpwerk zweiter Ordnung in der Gegend des Hradschin vorgesehen, welches aus dem daselbst aufzustellenden Hochbehälter der unteren Bezirke das Wasser für die oberste Zone schöpfen und in einen zweiten, höher gelegenen Behälter heben sollte. Diese Anordnung kam wesentlich billiger zu stehen, als die Verlegung einer besonderen, unter stärkerem Drucke stehenden Zuleitung von der Hauptanlage her. — Die Versorgung der Stadt Ofen, deren Gebiet sich bis 361 über der Donau erhebt und in sechs Bezirke mit zugehörigen Hochbehältern zerfällt, geschieht vom rechten Donauufer aus mittels einer Hauptpumpenanlage, welche den gesamten Wasserbedarf nach dem Hochbehälter der Unterstadt fördert, von wo aus die höher liegenden Behälter durch ein zweites Pumpwerk beschickt werden.

Schliesslich ist der schon bei Fig. 53 erwähnte Fall auch hier anzuführen, dass die Füllung des Behälters der höheren Zone durch den tiefer liegenden ohne Pumpwerk während der Nachtstunden erfolgt, wo das Wasser aus dem Rohrnetz der unteren Zone infolge des geringeren Verbrauchs eine gröfsere Druckhöhe besitzt. Er setzt ein ausgedehntes Rohrnetz dieser Zone voraus, da nur in diesem Falle der Unterschied zwischen den Druckverlusten am Tage und während der Nacht zur Füllung des Behälters ausreicht.

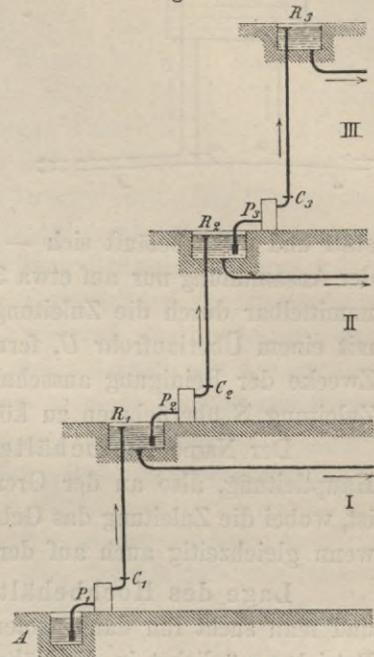
Bei einem auf verschiedenen Höhen verteilten Versorgungsgebiete, welches nicht von einem einzigen Behälter aus beherrscht wird, kann es sich auch als zweckmässig ergeben, den Überdruck des Wassers in den unteren Stadtteilen zur Hebung des Bedarfs für die obere Zone zu benutzen.<sup>72)</sup>

### § 13. Verschiedene Arten der Hochbehälter und ihre Beziehungen zu dem Rohrnetz. Allgemeine Anordnung der Hochbehälter.

A. Verschiedene Arten der Hochbehälter und ihre Beziehungen zu dem Rohrnetz. Eine Erwähnung der Hochbehälter hat schon an verschiedenen Stellen dieses Kapitels stattgefunden, insbesondere bei Besprechung der Zuleitungen und Druckzonen, sowie in § 3, wo die Ermittlung des Fassungsraumes vorgenommen und darauf hingewiesen wurde, dass die Hauptaufgabe der Behälter in einer Ausgleichung zwischen der Lieferung der Zufufsleitung und dem Verbrauche im Leitungsnetz bestehe. Dabei ist jedoch zu bemerken, dass es sich hier nur um den Ausgleich in den verschiedenen Stunden eines Betriebstages handelt, während die auf längere Zeit berechneten Sammelbehälter an dieser Stelle ausser Betracht bleiben. Der nachstehend zu erörternde Einfluss, welchen der Hochbehälter auf die Wasserabgabe an den Entnahmestellen ausübt, hängt neben seiner Gröfse und Höhenlage wesentlich von dem Aufstellungsorte ab; Anordnung und Einrichtung gelangen im nächsten Kapitel zur Besprechung.

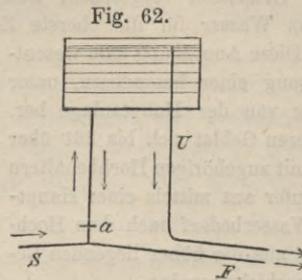
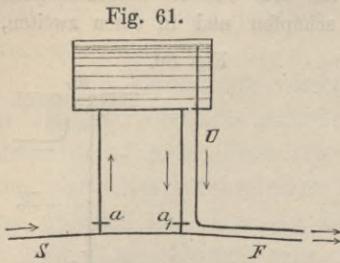
Neben der Bezeichnung Hochbehälter kommen auch die Namen Dienstbehälter (dem englischen *service reservoir* nachgebildet), Verteilungs-, Ausgleich- und Hauptbehälter vor; der zuletzt erwähnte Ausdruck setzt zugleich das Vorhandensein von Nebenbehältern voraus. Als Durchgangsbehälter bezeichnet man die in Fig. 61, als Rücklaufbehälter die in Fig. 62 dargestellte Anordnung. Bei dem Durchgangs-

Fig. 60.



<sup>72)</sup> Vergl. Engng. 1880, I, S. 198. Water pressure pumping engine at the Brighton Waterworks. — Kröber. Die neue Wasserversorgung des fürstlichen Schlosses zu Sigmaringen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, S. 35.

behälter ist ein besonderes Steige- und Fallrohr vorhanden, sodafs das ganze zur Verwendung kommende Wasser den Behälter durchfliessen mufs, während der Rücklauf-

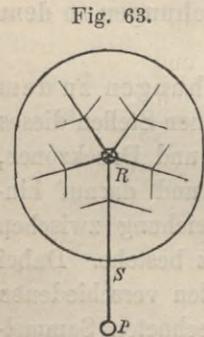


behälter nur ein Rohr besitzt, durch welches der Zu- und Abflufs stattfindet. Es gelangt also nur dann Wasser in den Behälter, wenn der Zuflufs den Verbrauch überwiegt; in der übrigen Zeit findet eine Abgabe des gesammelten Wassers an die Zuflufsleitung

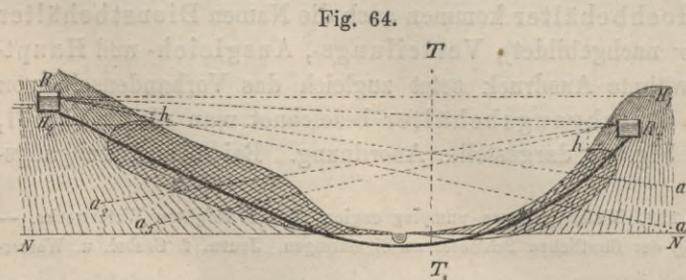
statt und zwar belüftet sich — unter Voraussetzung dauernden Zuflusses — die Gröfse der Ansammlung nur auf etwa 30% der gesamten Tagesmenge, während die übrigen 70% unmittelbar durch die Zuleitung zum Verbrauchsorte gelangen. — Jeder Behälter wird mit einem Überlaufrohr *U*, ferner mit Absperrschiebern *a* und *a*<sub>1</sub> versehen, um ihn zum Zwecke der Reinigung ausschalten und während dieser Zeit die Versorgung durch die Zuleitung *S* übernehmen zu können.

Der Name Endbehälter wird gebraucht, wenn die Aufstellung am Ende der Hauptleitung, also an der Grenze des Versorgungsgebietes oder hinter derselben erfolgt ist, wobei die Zuleitung das Gebiet durchschneidet. Er führt den Namen Gegenbehälter, wenn gleichzeitig auch auf der anderen Seite der Stadt ein Behälter liegt.

Lage des Hochbehälters. Am häufigsten liegt der Hochbehälter vor der Stadt und man sucht ihn dann, sofern das Wasser gehoben werden mufs, im Interesse des Betriebes möglichst in die Nähe des Pumpwerks zu legen; andererseits ist die Verkürzung des Abstandes zwischen Behälter und Stadt erwünscht, weil die Leitung *F* (welche man auch wohl als Fallrohr bezeichnet, obwohl sie nur die Fortsetzung desselben bildet) nach dem gröfsten Verbrauch bemessen werden mufs. Viel seltener tritt der günstige Fall ein, dafs sich in der Stadt selbst ein zur Errichtung des Hochbehälters geeigneter Punkt befindet (z. B. in Nürnberg und Mannheim) oder dafs ein Endbehälter errichtet werden kann, wie in Darmstadt, Kassel und Olmütz.



Ein Hochbehälter innerhalb der Stadt ist verschieden groß anzulegen, je nachdem die Zuleitung unterwegs Wasser abgiebt oder nicht. Sei im ersten Falle (Fig. 63) *Q* der grösste Tagesbedarf der Stadt, *q* diejenige Wassermenge, welche von der Leitung auf der Strecke *RS* abgegeben wird, so ist der Fassungsraum des Hochbehälters bei dauerndem Zuflufs für 0,3 (*Q* — *q*) einzurichten, während er bei der in Fig. 40 dargestellten Lage einen Inhalt von 0,3 *Q* haben müfste. Da ausserdem ein Hauptstrang erspart wird, ist die Mitbenutzung der Zuleitung zur Abgabe von Wasser hinsichtlich des Kostenpunktes vorteilhaft.



Die Anlage eines Gegenbehälters ist in Fig. 64 für eine Stadt dargestellt, welche

sich an den beiden Abhängen eines Thales ausbreitet. Die Verbindung mit dem vor der Stadt belegenen, in der Höhe der Wagerechten  $R_1 H_1$  liegenden Behälter  $R_1$  erfolgt durch die Hauptleitung, welche so bemessen sein möge, daß sich — unter Nichtberücksichtigung des Einflusses von  $R_2$  — bei dem stärksten Tagesverbrauch die Gefällslinie  $R_1 a$  bildet, die allmählich in den Nachtstunden in  $R_1 R_2$  übergeht. Der um  $R_1 H_2$  tiefer liegende Behälter  $R_2$  nimmt also in der Nacht Wasser auf und kann nun mit seinem Inhalt am Tage die unterhalb belegenen Strafsen nach der Linie  $R_2 a_2$  versorgen, wodurch  $R_1$  entlastet wird. Da von hier aus jetzt weniger Wasser zu liefern ist, so hebt sich die Gefällslinie des stärksten Verbrauches von  $R_1 a$  auf  $R_1 a_1$  und es findet eine Versorgung des ganzen Stadtgebietes unter ausreichendem Drucke statt. Der Fassungsraum beider Behälter muß zusammen bei regelmässigem Zufuß, entsprechend den Ermittlungen in § 3, mindestens 30% des durchschnittlichen 24stündigen Bedarfes betragen und die Verteilung muß so geschehen, daß  $R_2$  während der Tagesstunden die Speisung des rechts von  $TT_1$  liegenden Gebietes übernehmen kann, während das linksseitige für  $R_1$  und die Zuleitung verbleibt. Die Wirksamkeit von  $R_2$  steigt deshalb mit seinem Inhalt, den man je nach den örtlichen Verhältnissen mehr oder weniger hoch bemessen wird.

Den Vorteilen dieser Anordnung, zu denen auch die Möglichkeit zu rechnen ist, daß während einer Ausschaltung von  $R_1$  der Gegenbehälter die Unterstützung der Zuleitung über-

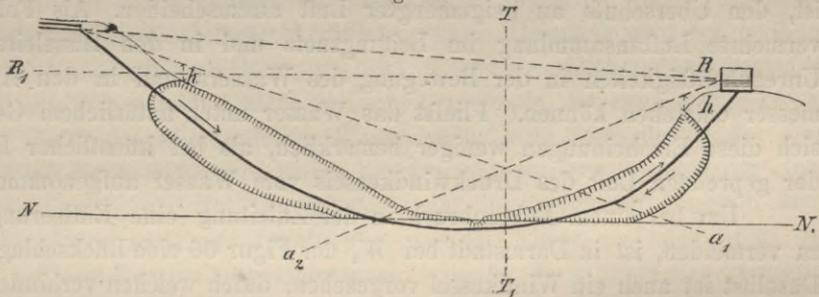
nimmt (und zwar, da die Zuleitung nur den mittleren Bedarf zu liefern vermag, nach der tiefer als  $R_2 a_2$  liegenden Gefällslinie  $R_2 a_3$ ) steht der Kostenaufwand

für den Bau zweier Behälter gegenüber. Es empfiehlt sich deshalb, bei Aufstellung des Entwurfes zu prüfen, ob es nicht wohlfeiler ist, auf  $R_1$  überhaupt zu verzichten und sich auf  $R_2$  zu beschränken. Dieser bildet dann den Endbehälter der Anlage (Fig. 65) und nimmt nur das Wasser auf, welches in der Stadt nicht verbraucht wurde. Da sonach die Wassermenge kleiner sein kann und nur ein Bauwerk an einer Stelle nötig wird, so stellen sich die Kosten niedriger bzw. kann ein größerer Betrag auf Erweiterung des Rohrnetzes verwendet werden, dessen Gesamtkosten übrigens sowohl bei Fig. 64 wie bei Fig. 65 niedriger sind, als bei der üblichen Stellung eines Behälters vor der Stadt.

Während des stärksten Bedarfes haben sich Zuleitung und Behälter derart nach der Linie  $TT_1$  in das Versorgungsgebiet zu teilen, daß sowohl rechts wie links alle Punkte mindestens unter dem in § 7 näher ermittelten Druck  $h_v$  stehen<sup>73)</sup>; gleichzeitig muß  $TT_1$  so liegen, daß die von der Zuleitung gelieferte, dem mittleren Tagesverbrauch entsprechende Wassermenge zur Deckung des größten Bedarfes der linksseitigen Fläche ausreicht (siehe Berechnung des Rohrnetzes in § 15).

An den dargelegten Verhältnissen wird nichts geändert, wenn das Stadtgebiet nicht an den Seiten eines Thales, sondern in einseitig ansteigendem Gelände liegt, wie dies z. B. mit Darmstadt der Fall ist. Hier kommt das durch Pumpen gehobene Wasser

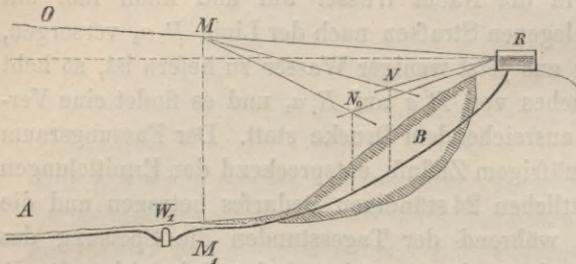
Fig. 65.



<sup>73)</sup> In den Figuren 64 und 65 vertritt der Buchstabe  $h$  die Stelle von  $h_v$ .

in der Richtung von  $A$  (Fig. 66) an, verteilt sich in den Stunden des stärksten Bedarfes nach der Linie  $MN_0$  und fließt, soweit es während der übrigen Zeit nicht verbraucht wird, nach dem Behälter  $R$  über. Dieser gibt seinen Inhalt während des größten Verbrauches unter der Gefällslinie  $RN_0$  ab, sodafs das Wasser in dem unter  $N_0$

Fig. 66.



liegenden Punkte der Hauptleitung sich in Ruhe befindet. Bei geringerem Bedarf tritt  $N$  an die Stelle von  $N_0$  und der Ruhepunkt rückt allmählich weiter nach rechts, bis endlich der Abfluss in den Behälter beginnt.

Wie aus der obigen Darstellung hervorgeht, befindet sich das Gebiet rechts von der Linie  $TT_1$  bzw. rechts von  $N_0$  unter dem Einflusse steter Schwankungen,

indem es bald von der rechten, bald von der linken Seite aus versorgt wird. Dieser Umstand wird vielfach als ein Nachteil der Anlage eines Gegen- oder Endbehälters angesehen und fällt bei solchem Wasser, welches leicht Niederschläge absetzt, allerdings ins Gewicht. Auch kommt bei Fig. 65 und 66 nur ein Teil des verbrauchten Wassers mit dem Behälter in Berührung, sodafs ihm die Gelegenheit entzogen ist, den Überschufs an beigemengter Luft auszusecheiden. Als Folge davon tritt eine vermehrte Luftansammlung im Leitungsnetz und in den Hausleitungen auf, wodurch Unregelmäßigkeiten in der Bewegung des Wassers und in den Angaben der Wassermesser entstehen können. Fließt das Wasser unter natürlichem Gefälle zu, so machen sich diese Erscheinungen weniger bemerklich, als bei künstlicher Hebung, wo ein Teil der gepressten Luft des Druckwindkessels vom Wasser aufgenommen wird.

Um bei einem Röhrenbruch in der Zuleitung eine Entleerung des Hochbehälters zu vermeiden, ist in Darmstadt bei  $W_1$  der Figur 66 eine Rückschlagklappe eingeschaltet. Dasselbst ist auch ein Windkessel vorgesehen, durch welchen verhindert werden soll, dafs in einem solchen Falle infolge der lebendigen Kraft des von der Stadt zurückfließenden Wassers ein Röhrenbruch im Leitungsnetz eintritt. Außerdem befinden sich noch zwei Rückschlagklappen in der Zuleitung, eine davon in der Mitte, eine andere am Anfang in der Nähe der Druckwindkessel des Pumpwerks.

**B. Allgemeine Anordnung des Hochbehälters.** Die nachfolgenden Betrachtungen über die allgemeine Anordnung städtischer Hochbehälter beziehen sich hauptsächlich auf den Einlauf für das ankommende Wasser, den Ablauf nach dem Verteilungsnetz, den Überlauf für den Überschufs und den Auslauf für die Entleerung.

Der Einlauf besteht bei Zuleitungen ohne inneren Druck in der Regel aus einem Überfall in der Behälterwand, dessen Scheitel über dem höchsten Wasserspiegel des Behälters liegt, sodafs von diesem aus jedenfalls kein Rückstau nach der Zuleitung entstehen kann. Meistens fließt vorher das ankommende Wasser in eine kleinere Kammer, von welcher aus ein etwaiger Überschufs oder auch die ganze Zufuhrmenge am Behälter vorbeigeführt werden kann, wenn von der hierzu angebrachten Stauschütze, sowie von der Abschließung des Einlaufs entsprechender Gebrauch gemacht wird. Diese Kammer ist auch geeignet, bei Vorhandensein mehrerer Zuleitungen deren Ausgüsse aufzunehmen, und kann mit Überfällen zum Messen der Wasserzufuhrmengen versehen werden.

Auch bei Zuleitungen mit innerem Druck ist der Überfalleinlauf vielfach gebräuchlich und zwar in der Form, dafs das Steigerrohr durch den Behälter geführt ist und

sich im Innern mit der Kante einer trompetenartigen Erweiterung über den höchsten Wasserstand erhebt. Eine U-förmige Führung des Rohres über die Behälterwand vermeidet zwar eine Schwächung derselben, ist aber unbequemer und bedarf bei Anlagen aus Mauerwerk eines besonderen Schutzes gegen Frost. Sie findet sich deshalb, soweit sie überhaupt angewandt wird, mehr bei eisernen Behältern, welche ohnehin von einer schützenden Außenwand umgeben sind.

Bei Anlagen, wo das Wasser künstlich gehoben werden muß, erfolgt der Eintritt desselben zweckmäßigerweise vom Boden aus (Fig. 61 und 62, S. 146), sodafs die Arbeitsleistung der Maschine stets dem jeweiligen Wasserstande des Behälters entspricht. Ist ein besonderes Steigerohr vorhanden, so erhält dieses möglichst in der Nähe der Mündung eine Rückschlagklappe, um die Entleerung des Behälters beim Bruch des Rohres zu verhindern. Bei gemeinsamer Fall- und Steigerrohrleitung ist ein selbstthätiger Abschluß von gleicher Einfachheit bisher nicht gefunden und man begnügt sich gewöhnlich — neben einem bei *S* der Fig. 62 einzusetzenden Klappenventil — mit einem Schieber *a* in mäfsiger Entfernung vom Behälterboden, während der freistehende Teil des Rohres möglichst dauerhaft ausgeführt wird. Ein Bruch des in der Erde liegenden Teiles des Fallrohres wird in der Regel durch Entstehung eines Sprunges eingeleitet, der bald entdeckt wird und nicht viel Wasser entweichen läfst.

Der Ablauf nach dem Versorgungsgebiet (Einmündung des Fallrohres) ist so tief anzubringen, dafs der Inhalt des Behälters mit Ausnahme der untersten, wegen möglicher Unreinigkeit zurückzuhaltenden Wasserschicht abfliefsen kann. Demnach wird der nutzbare Raum durch die Horizontalebene von Überlaufrohrkante und Fallrohrmündung begrenzt.

Damit der höchste Wasserstand nicht überschritten werde, ist ein Überlauf angebracht. Entweder fliefst das überschüssige Wasser über eine Schwelle in der Umfassungswand oder über die kreisförmige Kante der trompetenartigen Erweiterung eines die Wand durchschneidenden und im Innern senkrecht hochgeführten Überfallrohres. Wenn man von dieser, den nutzbaren Inhalt begrenzenden Kante an nach oben die Strahldicke abträgt, mit welcher bei abgeschlossenem Fallrohr der Abflufs der gesamten grössten Zuflufsmenge stattfindet, ergibt sich der eigentliche höchste Wasserspiegel.

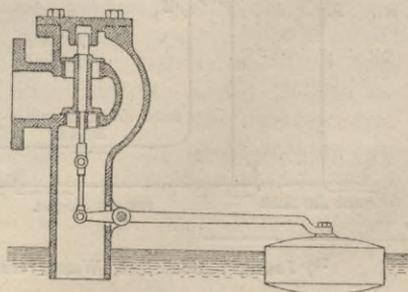
Bei Pumpwerken ist es zur Vermeidung von Wasservergeudung erforderlich, vom Maschinenhause aus den Wasserstand jederzeit prüfen zu können, damit der Überlauf nur ganz ausnahmsweise in Thätigkeit tritt. Steht der Behälter über oder dicht bei der Maschine, so genügt ein Schwimmer, während bei gröfserem Abstände elektrische oder pneumatische Wasserstandszeiger anzubringen sind.

Wo es sich darum handelt, auf der Oberfläche schwimmende Körper vom Eintritt in das Überlaufrohr abzuhalten, wird ein Sieb über der Überlaufmündung angebracht oder eine Kappe, welche entsprechend tief in das Wasser reicht und demselben nur von unten her in dem Spielraum zwischen Kappe und Überlaufrohr den Zutritt gestattet.

Hausbehälter bei Versorgung mit unterbrochenem Zuflufs erhalten statt des Überlaufes in der Regel Ventile an den Zuleitungsrohren, welche durch Schwimmer selbstthätig geschlossen werden, sobald das Wasser den höchsten Stand erreicht hat; vergl. Fig. 67. Hier kommt es wesentlich darauf an, den Schlufs allmählich zu bewerkstelligen, um Stöße in der Zuleitung zu vermeiden.

Fig. 67. Schwimmerventil für Hausbehälter.

M. 1:16.



Der Auslauf, d. h. die Mündung des Abflafs- oder Entleerungsrohres, wird am tiefsten Punkte des Behälters angebracht, um bei Reinigungen oder Ausbesserungen zu dienen, und ist so tief anzulegen, daß eine vollständige Entleerung möglich ist. Der Boden desselben hat deshalb Gefälle nach dem etwas vertieft angelegten Auslauf, damit sich etwaiger Schlamm in der Vertiefung sammeln und bei mäfsiger Öffnung des Entleerungsschiebers durch den Wasserdruck fortgespült werden kann.

Was die Durchmesser der verschiedenen Leitungen anbelangt, so sind dieselben für die Zuleitung und das Überlaufrohr nach der mittleren Zufußmenge in der Jahreszeit des größten Wasserverbrauchs zu berechnen, derjenige des Fallrohres nach dem größten Stundenverbrauch und endlich derjenige des Abflafsrohres nach der zulässigen Entleerungszeit für den vollen Behälter.

Damit das Wasser im Behälter möglichst frisch bleibe, ist für eine Bewegung desselben sowohl in senkrechtem wie in wagerechtem Sinne Sorge zu tragen. In der Regel tritt in der warmen Jahreszeit, wo die Versorgung mit frischem Wasser besonders wichtig ist, eine geringe Erwärmung im Behälter ein; die senkrechte Bewegung wird dann dadurch gefördert, daß der Einlauf oben, der Abflauf unten angebracht wird, sodaß das frisch zugeflossene und deshalb kühlere Wasser sich dem Boden zu bewegt und die Ansammlung einer warmen Wasserschicht an der Oberfläche vermieden wird. Eine solche Anordnung für Gegenbehälter zeigt Fig. 68 und 69, bei denen das Klappenventil nur den Abflauf des Wassers gestattet, den Zulauf desselben aber verhindert.

Die senkrechte Bewegung ist jedoch weniger wichtig, als die wagerechte. Diese erfolgt bei länglicher Gestalt des Behälters durch Gegenüberlegen von Ein- und Auslauf (Fig. 70) oder durch Einfügung einer Zunge, wie bei Fig. 71, welche die Anordnung des Gegenbehälters in Salzburg darstellt (vergl. Fig. 45, S. 135) und bei welchem A die Eintritts-, B die Austrittsöffnung bezeichnet. Beide Öffnungen sind mit Klappenventilen versehen, welche sich nur in der vorgeschriebenen Richtung öffnen. — Die nähere Besprechung der hierher gehörigen Anordnungen findet sich im VI. Kapitel.

Die nachstehende Beschreibung der Wirkungsweise einer ausgeführten Anlage, des Behälters zu Bernburg<sup>74)</sup> (Fig. 72), wird über diejenigen Punkte

Fig. 68.

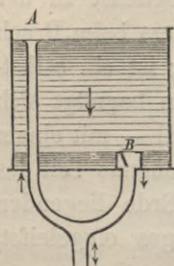


Fig. 69.

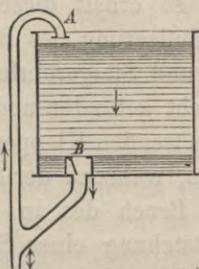


Fig. 70.

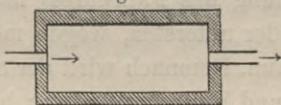


Fig. 71.

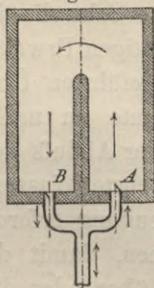
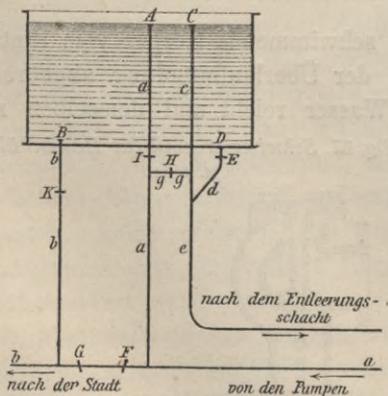


Fig. 72.



<sup>74)</sup> Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 18.

Aufschluß geben, welche bei der vorstehenden Darstellung noch keine Erwähnung gefunden haben.

Bezeichnungen. *a* Zuleitungsrohr (Steigrohr) von der Pumpe her, bei *A* über dem höchsten Wasserstand des Behälters ausmündend. — *b* Ableitungsrohr (Fallrohr) nach der Stadt, mit der Mündung *B* etwas über dem Behälterboden. — *c* Überlaufrohr, dessen Trichter *C* oben bis zur gewöhnlichen Füllhöhe reicht. — *d* Entleerungsrohr, bei *D* vom Behälterboden ausgehend und sich unterhalb mit dem Überlaufrohr zur Abwasserleitung *e* vereinigend. — *E* Schieber im Entleerungsrohr vor dem Vereinigungspunkte. — *F* Klappenventil und *G* Absperrschieber, beide in dem Verbindungsrohre von *a* mit *b*. — *H* Absperrschieber in der Verbindung *g* von *a* mit *c*. — *I* Abschließung im Steigrohr. (Diese ist jedoch am Bernburger Behälter nicht vorhanden, sondern nur für einen anderen noch zu betrachtenden Fall vorgesehen.) — *K* Abschließung im Fallrohr.

Gewöhnlicher Gebrauch. Schieber *E*, *G* und *H* geschlossen, *I* und *K* offen. Das durch das Rohr *a* ankommende Wasser ergießt sich bei *A* frei in den Behälter und fließt durch das Fallrohr *b* nach der Stadt hin.

Ausschluß des Behälters, bei Reinigung oder Ausbesserung desselben. Nach erfolgter Entleerung durch *d* und *e* bei offenem Schieber *E* oder nach Aufzehrung des Wasservorrates werden die Schieber *G* und *H* geöffnet, *E*, *I* und *K* hingegen geschlossen, sodafs nun das ankommende Wasser unmittelbar in der Richtung nach *b* abfließen kann. Dabei hat die Pumpe stets eine dem Verbrauch mindestens gleiche Wassermenge allerdings mit etwas geringerem Drucke zu liefern, indem sonst Wasser von *a* aus nach dem Ablaufrohre *e* überfließen und verloren gehen würde.

Beschränkte Verwendung des Behälters. Bei der Lieferung frischen Wassers von der Pumpenanlage nach der Stadt, wie sie im eben betrachteten Falle stattfindet, in heißer Jahreszeit jedoch dauernd erwünscht sein kann, soll immerhin ein den zu gewärtigenden Schwankungen entsprechender kleinster Wasservorrat vorrätig gehalten werden. Die Schieber *E* und *H* werden geschlossen, *G* und *K* bleiben offen, sodafs aus dem Durchgangsbhälter ein Rücklaufbehälter wird und der größte Teil des Wassers unmittelbar zur Stadt abfließen kann. Das Öffnen oder Schließen des Steigrohres bei *I* würde hierbei unwesentlich sein, weil das ankommende Wasser durch das Rohr *b* in den nur teilweise gefüllten Behälter gelangt, anstatt bis zur oberen Mündung *A* des Druckrohres zu steigen.

Das Klappenventil *F* verhindert den Rückfluß des Wassers in die Druckleitung bezw. eine Entleerung des Behälters bei einem Bruche oder einer Undichtheit im Steigrohre.

Es bleibt nun noch der nicht unwichtige Fall zu erwähnen, dafs bei Betrieb mit ausgeschaltetem Behälter dieser gefüllt bleiben soll, um für Feuersgefahr den nötigen Wasservorrat zu halten. Zu diesem Zwecke ist das Schließen des Schiebers *K* erforderlich und hinreichend.

Die Einrichtung des Bernburger Behälters gestattet es, dem Wasser die in nachfolgender Zusammenstellung angegebenen Wege vorzuschreiben. Hierbei mögen die der Rohrleitung entsprechenden Wasserwege durch gerade, die Wege im Behälter durch geschlängelte Linien dargestellt werden; *R* bedeute Innenraum des Behälters.

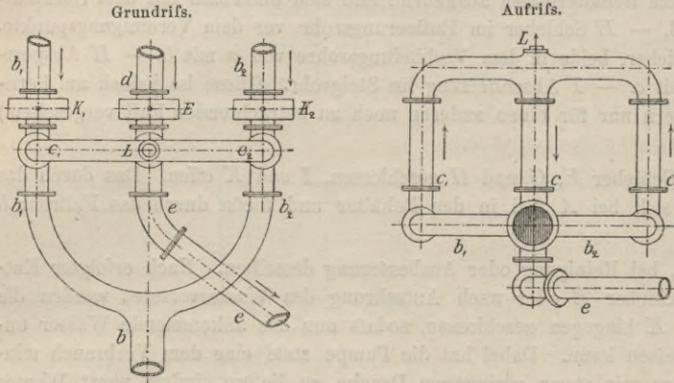
1.  $a - A \sim R \sim B - b$  Weg bei gewöhnlichem Betrieb.
2.  $a - A \sim R \sim C - c - e$  Weg des Überschusses.
3.  $a - . . . - b$  Betrieb mit ausgeschaltetem Behälter.
4.  $a - . . . - g - e$  Behälter abgeschlossen. Spülung der Abwasserleitung.
5.  $R \sim B - b$  Ausnutzung des Vorrates.
6.  $R \sim D - d - e$  Ablassen des Inhalts.
7.  $R \sim C - c - e$  Nur für den Überschufs möglich.<sup>75)</sup>

Tritt der oben erwähnte Schieber *I* an die Stelle des Verbindungsrohres *g*, so ist zur Verhütung des Berstens der Zuleitung (durch Wasserstofs und Pumpendruck) ein Überlauf oder ein Sicherheitsventil vor dem Behälter und von diesem aus eine Verbindung mit der Abwasserleitung erforderlich. Beim Leipziger Wasserwerk war statt des Überlaufes ein hohes Standrohr in der Zuleitung vor dem Behälter angebracht, in welchem nach Absperrung des letzteren das Wasser so lange stieg, bis die in gröfserer Entfernung befindliche Pumpe durch den wachsenden Widerstand zum Stillstand kam. Sämtliche Abschließungen bringt man nahe am Behälter in sogenannten Hahnenkammern oder Ventilkammern an, um sie bequem zugänglich zu machen.

<sup>75)</sup> Vergl. auch Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1875, S. 517.

Eine Änderung der Bewegungsrichtung des Wassers kann aber auch im Fallrohr eintreten, wenn dieses mit einem Gegenbehälter in Verbindung steht. Dann ist ein offenes Standrohr vor dem Hauptbehälter erforderlich, wie beispielsweise die nachfolgend beschriebene Einrichtung bei der Wasserversorgung von Frankfurt a. M. zeigt (Fig. 73).

Fig. 73. Rohrleitungen am Hauptbehälter zu Frankfurt a. M.



Gegenbehälter geöffnet, so kann die durch das Steigen des Wassers in der Hauptleitung vorangeschobene Luft bei *L* entweichen. Zur Vermeidung einer Überfüllung des Hauptbehälters, wenn derselbe nachher wieder von der Zuleitung gespeist wird, sind zur Sicherheit noch Überlauföffnungen in der Wand desselben angebracht, immerhin jedoch in einiger Höhe über dem Ablauf durch *c*, um diesen unter gewöhnlichen Verhältnissen zunächst zur Wirksamkeit kommen zu lassen.

Es sind nun noch die Anordnungen festzustellen, welche bei Druckzonen und ihren Hauptbehältern (es möge der gewöhnliche Fall zu Grunde gelegt werden, nämlich eine Oberstadt und eine Unterstadt mit je einem Behälter) zur Erfüllung der folgenden Anforderungen notwendig sind:

Speisung des Unterbehälters durch den Oberbehälter, wenn die Zuleitung der Unterstadt unterbrochen ist oder der Oberbehälter plötzlich entleert werden muß.

Leitung des etwaigen Überschufswassers des Oberbehälters nach dem Unterbehälter.

Ausschaltung des Unterbehälters und Verbindung der unteren Zone mit dem Oberbehälter zur Feuerlöschung und bei Ausbesserung und Reinigung des Unterbehälters.

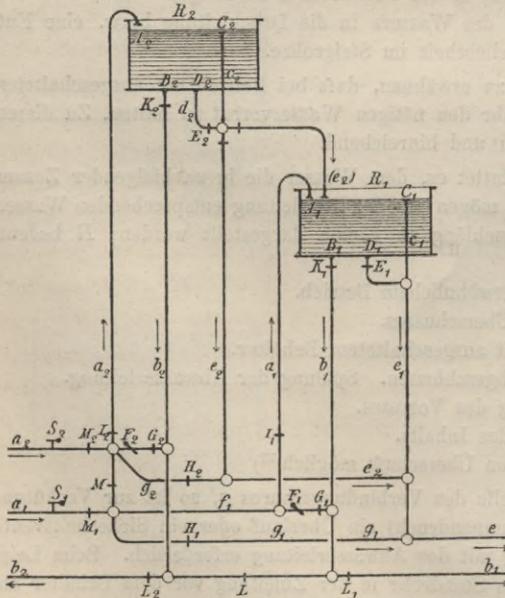
Ausschaltung des oberen und Verbindung des unteren Behälters mit der Oberzone, um im Notfalle einen Teil des oberen Gebietes mit Wasser versorgen zu können.

Wie aus der nachfolgenden Zusammenstellung hervorgeht, leistet diesen Ansprüchen die in Fig. 74 dargestellte Anordnung Genüge; ebenso vermag das Wasser daselbst die Wege einzuschlagen, welche bei Besprechung des Bernburger Behälters aufgeführt wurden.

*R*<sub>1</sub> und *R*<sub>2</sub> mögen in Fig. 74 die Behälter der beiden Druckzonen bezeichnen, welche durch besondere Zuleitungen *a*<sub>1</sub> und *a*<sub>2</sub> gespeist werden; dann sind folgende Versorgungsarten möglich:

A. Speisung der Behälter *R*<sub>1</sub> und *R*<sub>2</sub> durch die Zuleitungen *a*<sub>1</sub> und *a*<sub>2</sub>.

1. *R*<sub>1</sub> durch *a*<sub>1</sub> und *R*<sub>2</sub> durch *a*<sub>2</sub>.
2. *R*<sub>1</sub> „ *a*<sub>1</sub> „ *a*<sub>2</sub>.
3. *R*<sub>1</sub> „ *a*<sub>2</sub>.



*R*<sub>1</sub> und *R*<sub>2</sub> mögen in Fig. 74 die Behälter der beiden Druckzonen bezeichnen, welche durch besondere Zuleitungen *a*<sub>1</sub> und *a*<sub>2</sub> gespeist werden; dann sind folgende Versorgungsarten möglich:

A. Speisung der Behälter *R*<sub>1</sub> und *R*<sub>2</sub> durch die Zuleitungen *a*<sub>1</sub> und *a*<sub>2</sub>.

1. *R*<sub>1</sub> durch *a*<sub>1</sub> und *R*<sub>2</sub> durch *a*<sub>2</sub>.
2. *R*<sub>1</sub> „ *a*<sub>1</sub> „ *a*<sub>2</sub>.
3. *R*<sub>1</sub> „ *a*<sub>2</sub>.

B. Speisung der Zonen I und II durch die Behälter  $R_1$  und  $R_2$ .

1. I durch  $R_1$  und II durch  $R_2$ .
2. I und II durch  $R_1$ .
3. I „ II „  $R_2$ .
4. I durch  $R_2$ .
5. II „  $R_1$ .

Weitere Möglichkeiten ergeben sich aus der Voraussetzung, daß die Zuleitungen das Wasser ohne Vermittlung der Behälter in das Rohrnetz oder in die Abwasserleitung ergießen.  $S_1$  und  $S_2$  sind Sicherheitsventile oder Überläufe, statt deren auch Standröhren bzw. Überlaufrohre in Anwendung kommen können; doch muß immerhin eine Verbindung mit der Abwasserleitung vorgesehen werden, welche insbesondere bei ausgeschaltetem Behälter zur Thätigkeit kommt. Bei gemeinsamer Abwasserleitung ist noch darauf zu achten, daß ihre Benutzung keinen Rückstau in den Unterbehälter zur Folge hat.

Bei der Ausschaltung eines Behälters kann, je nachdem der Zufluß den Verbrauch übersteigt oder nicht, ein Wasserüberfluß oder eine teilweise Entleerung des Fallrohres der betreffenden Zone eintreten. Deshalb wird man z. B. in der oberen Zone durch Öffnen von  $G_1$  zuerst die Verbindung des Zuflußrohres  $a_1$  mit dem Fallrohr  $b_1$  herstellen und darauf  $L_1$  sowie  $K_1$  schließen; ebenso wird man in der Unterzone verfahren, wodurch das plötzliche Einfallen des Wassers in das Fallrohr und die Gefährdung desselben vermieden wird. — Soll die Unterzone mit der Oberzone bzw. mit dem Oberbehälter in Verbindung gebracht werden, so ist die vorherige Ausschaltung des Unterbehälters durch Schließen von  $L_1$  und  $K_1$  notwendig. Um in der Zwischenzeit bei ununterbrochenem Pumpenbetrieb der Unterzone das Wasser für dieselbe nicht durch  $S_1$  verloren gehen zu lassen, werden  $G_1$  und  $L_1$  geöffnet, sodafs bei erfolglicher Ausschaltung des Behälters  $R_1$  das Wasser von  $a_1$  noch nach  $b_1$  gelangen kann, bis durch langsames Öffnen von  $L$  der höhere Druck in der Unterzone allmählich hergestellt ist und infolge hiervon die Klappe  $F_1$  sich schließt. Endlich könnte noch durch Schließen von  $G_1$  und Öffnen von  $M$  die Lieferung der Pumpen beider Zonen vollständig nach  $R_2$  gelenkt werden.

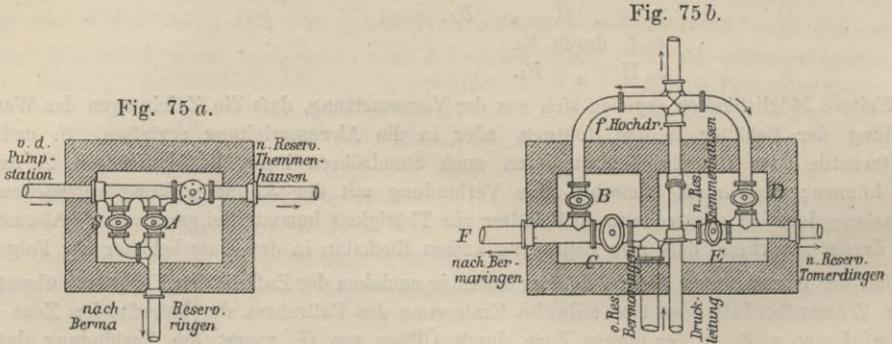
Beschränkt man die Ansprüche darauf, daß der obere Behälter den unteren und dieser den tiefer belegenen Teil der oberen Zone (bzw. die ganze obere Zone mit entsprechend ermäßigtem Drucke) speisen kann, so ergibt sich eine wesentliche Vereinfachung in der Lage und Zahl der Verbindungsleitungen und Schieber. Dies ist nicht zu unterschätzen, wenn die Behälter in größeren Entfernungen voneinander liegen, weil hierdurch die Wartung schon von vornherein erschwert wird. Daß in diesem Falle an jedem Behälter nicht bloß der eigene Wasserstand, sondern auch der des anderen Behälters in bequemer Weise sichtbar zu machen ist, braucht kaum erwähnt zu werden; ebenso sind die Wasserstandsanzeiger von Zeit zu Zeit auf ihre Richtigkeit zu prüfen, weil sonst viel Wasser unentdeckt durch die Überläufe entweichen kann. Eine deutliche Zeichnung der Leitungen und Absperrungen nebst kurzer Angabe ihrer Handhabung in den verschiedenen Fällen, die am besten in der Wärterstube ausgehängt wird, erleichtert den Überblick wesentlich; ferner empfiehlt es sich, zeitweise Proben mit den verschiedenen Versorgungsarten anzustellen, um die Wärter in Übung und die Schieber im Gange zu erhalten (vergl. auch Kap. VII, „Wasserwerksbetrieb“).

Ein hierher gehöriges, wenn auch für kleinere Verhältnisse eingerichtetes Beispiel zeigt Fig. 75, welches eine in Gruppe IV der Alb-Wasserversorgung getroffene Einrichtung darstellt. Sie dient dazu, bei Feuergefahr und in anderen Notfällen den Behälterdruck in den Ortschaften Bermaringen, Tomerdingen und Themmenhausen durch den stärkeren Druck des Pumpwerks zu ersetzen; ermöglicht aber außerdem, jeden der einzelnen Orte auszuschalten und dafür die übrigen verstärkt zu beschicken, sowie die in dem oberen Behälter vorhandenen Wasser für die unterhalb liegenden Ortschaften heranzuziehen. Schließt man den Behälter von Bermaringen mittels des Schiebers  $A$  in Fig. 75a von der durch das Pumpwerk gespeisten Zuleitung ab (wobei  $S$  als Sicherheitsventil dient) und bringt diese dafür mit dem Fallrohr  $F$  durch Öffnen des Schiebers  $B$  (Fig. 75b)

Fig. 75.

Vorrichtung zur Wasser- und Druckverteilung bei Gruppe IV der Wasserversorgung der Rauhen Alb.

M. 1:75.



sowie Abschluss von *C* und *E* in unmittelbare Verbindung, so erhält Bermaringen einen verstärkten Druck. Ist *A*, *B*, *C* und *E* geschlossen, so geht kein Wasser mehr nach Bermaringen, dagegen werden Themmenhausen stärker gespeist; durch *D* wird Tomerdingen abgeschlossen und die Speisung beschränkt sich auf Themmenhausen u. s. w.

§ 14. Das Pumpwerk. An verschiedenen Stellen dieses Kapitels, insbesondere in § 12, ist bereits von der Hebung des Wassers durch ein Pumpwerk die Rede gewesen, ohne dass Veranlassung zu näherer Besprechung desselben vorlag. Wenn dies jetzt an besonderer Stelle geschieht, so kann es sich weniger um die in das Maschinenfach gehörende eingehende Beschreibung der Pumpen und ihrer Betriebsmaschinen, als um die Besprechung der bei dem Entwurf der Gesamtanlage zu berücksichtigenden Punkte handeln. Dahin gehören namentlich

1. Örtliche Lage des Pumpwerkes.
2. Allgemeine Anordnung desselben.
3. Bestimmung seiner Hauptabmessungen.

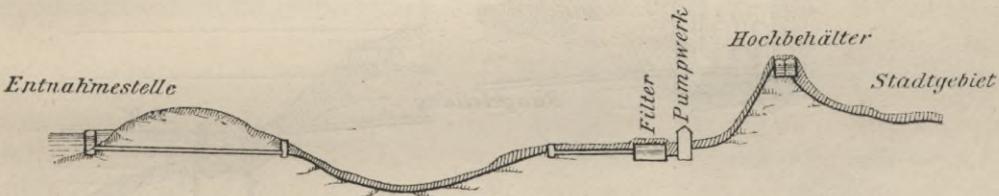
#### 1. Örtliche Lage des Pumpwerkes.

Zur besseren Beaufsichtigung des Pumpwerkes und zur Erleichterung seines Betriebes wird man dasselbe so nahe als möglich an die Stadt zu rücken und es mit dem Hochbehälter, sowie mit der etwa nötigen Filteranlage zusammen zu legen suchen. Eine Verbindung zwischen Pumpwerk und Filter lässt sich gewöhnlich eher erreichen, als die Nebeneinanderstellung von Pumpwerk und Behälter, weil die erforderliche hohe Lage des letzteren das Aufsuchen einer natürlichen Anhöhe zur Verminderung der Kosten des Unterbaues als lohnend erscheinen lässt. Ist eine solche Anhöhe nicht vorhanden, oder liegt sie so entfernt, dass die Mehrkosten der längeren Zuleitung und der erschwerten Aufsicht die Ersparnis am Behälter aufheben, so empfiehlt es sich, diesen über dem Pumpwerk aufzustellen und beide Anlagen in einem Gebäude zu vereinigen. Diese Anordnung setzt allerdings voraus, dass das Pumpwerk nicht allzuweit von der Stadt entfernt liegt, weil die von dem Hochbehälter dorthin führende Verteilungsleitung für den größten Stundenverbrauch ausreichen muss und somit teurer wird, als die auf gleichmäßigen Zufluss einzurichtende Druckleitung.

Entnimmt man das Wasser dem Flusse oberhalb der Stadt oder dem in der Nähe des Flusses befindlichen Grundwasser, so wird man auch das Pumpwerk nicht

allzuweit von der Gewinnungsstelle errichten, weil die Leitung des Wassers nach einem entfernt liegenden Punkte ohne künstliche Hebung zu teuer wird. In den letzten Jahren hat man mehrfach durch Anwendung von langen Heberleitungen (Kap. IV, § 6) die Herstellung tief im Grundwasser liegender Zuführungen vermieden und dadurch die Auswahl der Baustelle für das Pumpwerk bis zu einem gewissen Grade erleichtert. Immerhin sind auch in einem solchen Falle die zu überwindenden Schwierigkeiten größer, als wenn es möglich ist, das Wasser von einem höher liegenden Gewinnungs-orte aus mit natürlichem Gefälle so weit nach der Stadt zu führen, daß das Pumpwerk an einem bequem gelegenen Platze errichtet werden kann. Ein solcher Fall ist in Fig. 76 dargestellt, wo die Entnahmestelle (See oder Wasserlauf) in größerer Entfernung von der Stadt in solcher Höhe liegt, daß das Wasser zwar eine Strecke weit mit natürlichem Gefälle geleitet werden, aber nicht ohne Hebung zur Versorgung dienen kann. Es wird deshalb bis zum Fusse eines vor der Stadt belegenen Hügels geleitet, wo ein Pumpwerk es nach erfolgter Filterung in den oben liegenden Behälter hebt. —

Fig. 76.



Einen gewissen Spielraum in der Lage des Pumpwerkes gewährt auch die Anwendung langer Saugleitungen; doch sind die Grenzen hier enger gezogen, als bei den Hebern, weil das Wasser trotz der regelnden Wirkung der Saugwindkessel sich weniger gleichmäßig bewegt und weil der als bewegende Kraft dienende Atmosphärendruck im Vergleich zu der Heberleitung um die Saughöhe der Pumpe und um die beim Durchfließen der Saugventile entstehende Reibung vermindert wird.

Mehr als sonst ist man in der Wahl der Baustelle für das Pumpwerk beschränkt, wenn dasselbe auf eine mit mittlerem Gefälle arbeitende Wasserkraft angewiesen ist. Die Anlage eines Werkkanals (Kap. IV, § 1) für das Aufschlagwasser gestattet zwar auch hier einen gewissen Spielraum; doch ist derselbe gewöhnlich nur enge bemessen. In der Regel muß vielmehr das Pumpwerk in unmittelbarer Nähe des die Wasserkraft liefernden Flusses errichtet werden und es können sich unter Umständen die Ausgaben für Stauanlage und Werkkanal, sowie für Sicherheitsmaßregeln gegen Hochwasser und Eisgang so hoch stellen, daß es vorteilhafter wird, von der Benutzung der Wasserkraft ganz abzusehen und Dampfbetrieb zu wählen.

Auch die Entnahme von Flußwasser an und für sich zur Versorgung der Stadt erschwert häufig die Auswahl einer geeigneten Baustelle für das Pumpwerk. Einerseits ist es zweckmäßig, die Pumpen mit nicht zu großer Saughöhe arbeiten zu lassen, während man andererseits bestrebt sein muß, sie der Einwirkung des Hochwassers möglichst zu entziehen. Beide Anforderungen gleichzeitig zu erfüllen, ist bei stark wechselnden Wasserständen nur dadurch möglich, daß man das Maschinenhaus entweder als ein in das Hochwasser eintauchendes wasserdichtes Gefäß herstellt (Fig. 77), wie in Dresden und Frankfurt a. O., oder daß man die Pumpen in wasserdichte Schächte einbaut, in welche die Saugrohre vom Flusse her einmünden (Fig. 78). Oft ist —

Fig. 77. Pumpwerk am Flusse mit wasserdichtem Einbau.

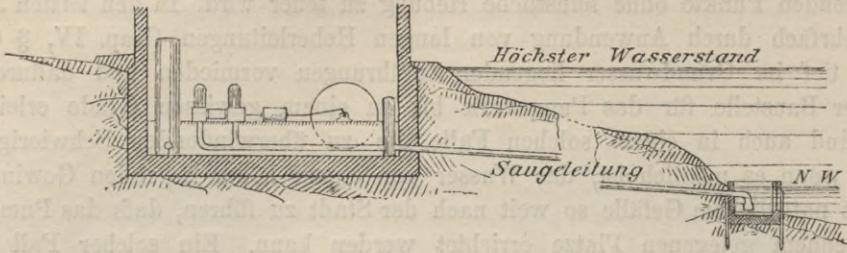


Fig. 78. Pumpwerk am Flusse mit tiefliegenden Pumpen und Saugleitung.

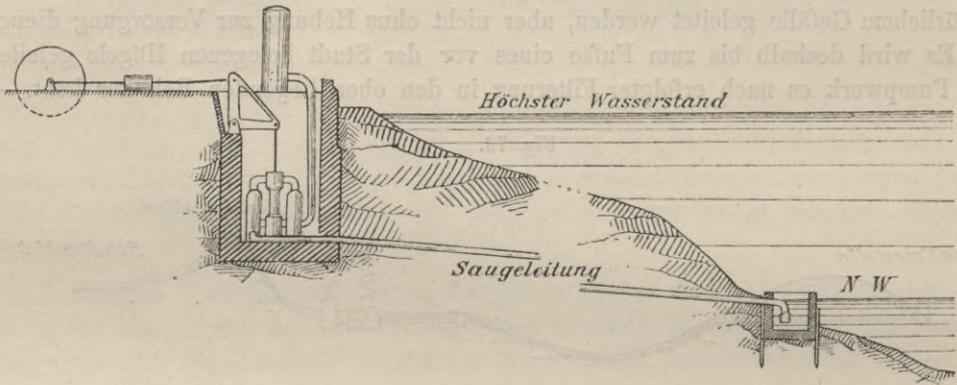
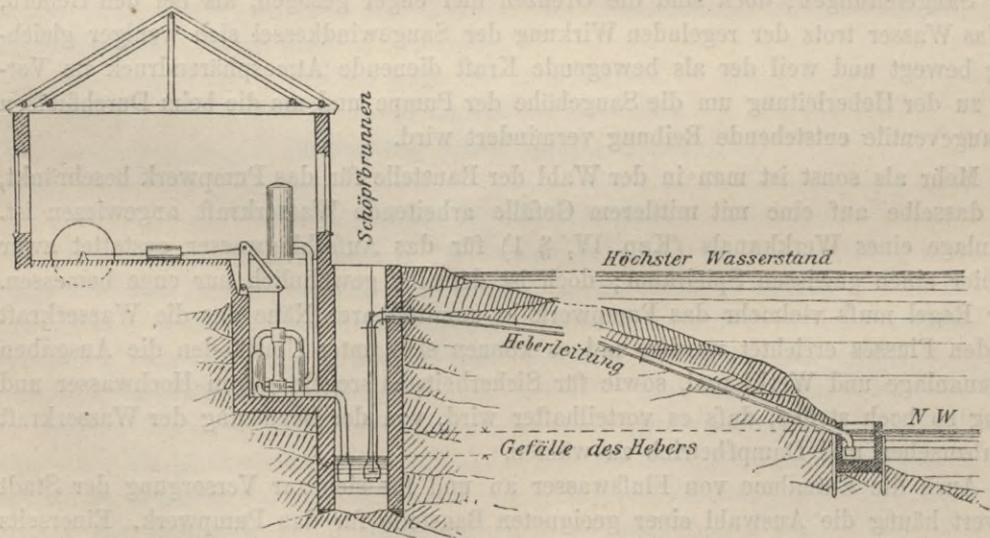


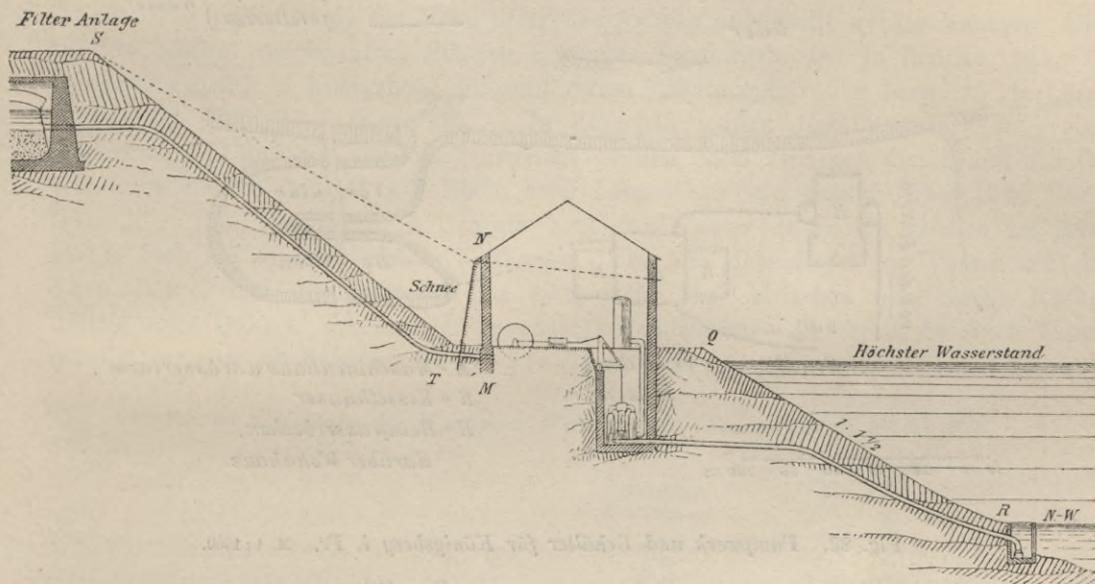
Fig. 79. Pumpwerk am Flusse mit tiefliegenden Pumpen und Heberleitung.



und dieser Fall tritt auch manchmal bei der Entnahme aus Seen ein — eine angemessene Baustelle für das Maschinenhaus nur in erheblichem Abstände von der Schöpfstelle zu finden. Um dann das Saugerohr nicht zu lang werden zu lassen, empfiehlt sich die Anlage einer besonderen Zuleitung, welche zweckmäßig in Form eines Hebers ausgeführt wird (Fig. 79). Behufs Einschränkung der Entfernung zwischen Pumpwerk und Entnahmestelle, sowie Sicherung der letzteren gegen Versandung und Zutreiben ist

eine Uferstrecke zu wählen, welche nicht mehr anlandet; aber auch eine Baustelle, welche durch Abbruch gefährdet werden kann, ist zu vermeiden. Bei einer unregelmäßigen und in leicht beweglichen Boden eingeschnittenen Flusstrecke kann es deshalb nötig werden, die Ufer in der Nähe der Schöpfstelle durch Buhnen oder sonstige Anlagen zu sichern, wie dies z. B. bei der aus der Weichsel schöpfenden Anlage für Warschau nachträglich hat geschehen müssen.

Fig. 80. Pumpwerk an hohen Flusuf fern.



Besondere Vorsicht erfordert ferner die Wahl des Aufstellungsortes an Flufs- oder Seeufern, welche tief in den thon- oder sandhaltigen Boden der Landschaft eingeschnitten sind. In solchen Fällen kann der zum Bau des Maschinenhauses erforderliche Platz mitunter nur durch teilweise Abgrabung des Ufers gewonnen werden. Es empfiehlt sich aber nicht, dazu eine Stelle zu wählen, wie die in Fig. 80 dargestellte, weil hier die Böschungslinie  $QR$  mit Rücksicht auf die Belastung durch Gebäude und Maschinen nicht flach genug ist und eine größere Summe für Befestigung des Ufers aufgewendet werden müßte. Auch darf man nicht unterlassen, sich davon zu überzeugen, daß durch die Abgrabung das Gleichgewicht der das Ufer bildenden Bodenschichten nicht gestört wird und daß keine unterirdischen Wasseradern angeschnitten werden, weil dadurch bedenkliche Rutschungen eintreten können. Die Bildung solcher Wasseradern wird auch dadurch ermöglicht, daß man nach Art der Fig. 80 die Filter in die Nähe des Ufers legt, weil das durch etwaige Undichtigkeiten der Filtersohle austretende Wasser seinen Weg durch die Böschung sucht und diese zerstört. Ein weiterer Nachteil dieser Stellung des Pumpwerkes besteht in der Ansammlung von Schnee bei  $N$ , welche man durch Behandlung von  $MN$  als Futtermauer und Herstellung der Böschungslinie  $SN$  verhindern kann; das Dach ist dann am besten als Gewölbe mit aufgebrachtener Erdschüttung herzustellen.

Diese Übelstände werden vermieden und man erlangt eine freiere Wahl in der Baustelle, wenn das Pumpwerk seinen Platz auf dem hohen Ufer erhält und die Pumpen in einem Schacht aufgestellt werden, der bis zu mäfsiger Höhe über Niedrigwasser ge-

führt werden muß. Um das Saugerohr zugänglich zu machen, empfiehlt sich die Verlegung desselben in einen Stollen, der vom Schacht zum Flusse führt. Die tiefe Lage der Pumpen und der zu ihrer Bewegung erforderlichen Gestänge ist zwar für den Betrieb nicht angenehm, doch lassen sich die damit verbundenen Unbequemlichkeiten durch zweckmäßige Ausführung wesentlich herabmindern.

Fig. 81. Pumpwerk und Hochbehälter für Breslau.

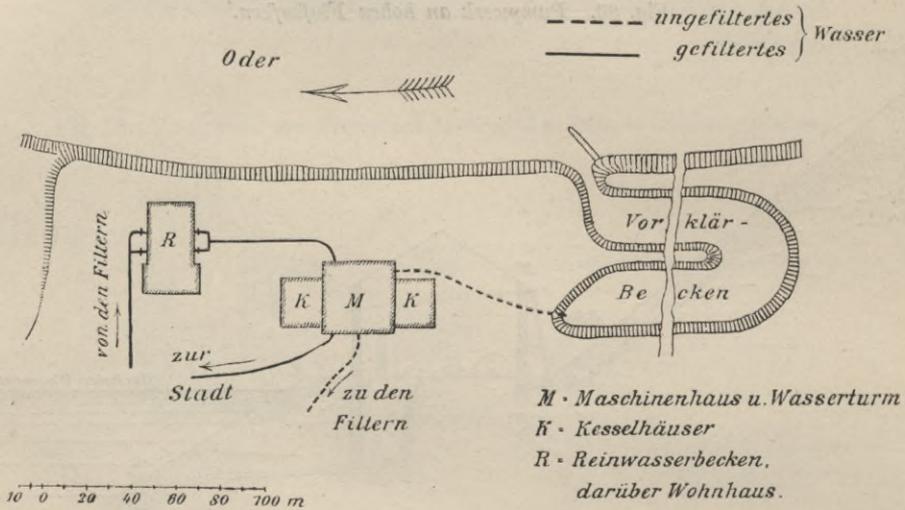
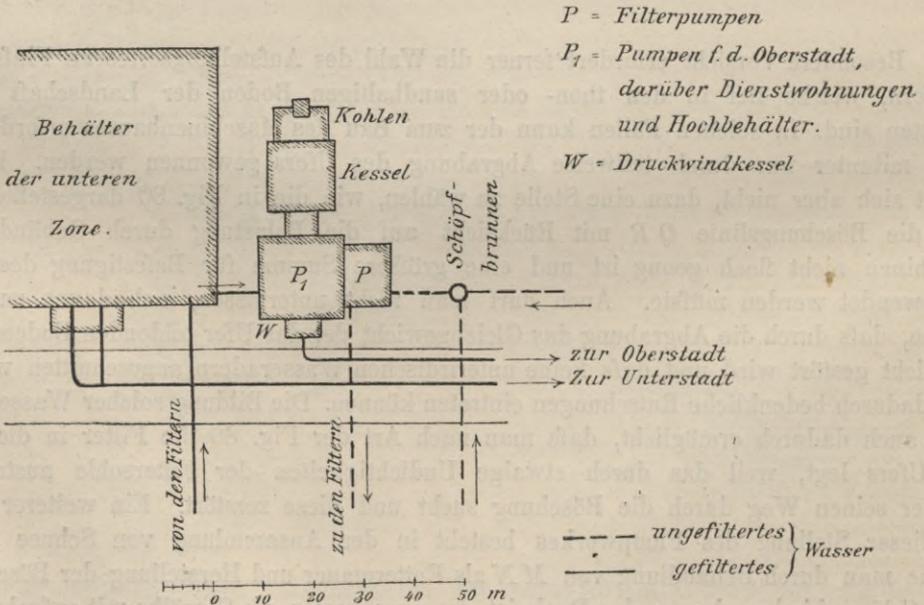


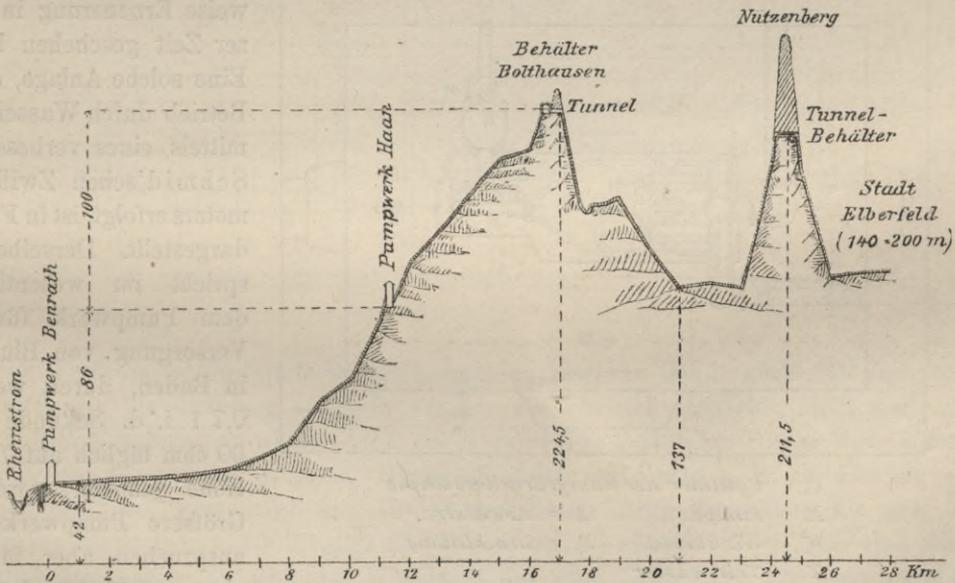
Fig. 82. Pumpwerk und Behälter für Königsberg i. Pr. M. 1:1500.



Als Beispiel für den oben erwähnten Fall, daß Pumpwerk, Filter und Hochbehälter dicht nebeneinander liegen, möge die in den Fig. 81 und 82 dargestellte Anordnung der Anlagen in Breslau und Königsberg i. Pr. dienen. Da an beiden Orten die Notwendigkeit vorlag, in Ermangelung eines natürlichen Höhenpunktes die Hoch-

behälter mit künstlichem Unterbau zu versehen, und für das Pumpwerk ein in der Nähe der Stadt liegender Platz vorhanden war, so ließen sich Pumpen und Behälter derartig miteinander verbinden, daß erstere im Erdgeschoß des Behältergebäudes aufgestellt wurden, dessen mittlere Räume in Königsberg zugleich zu Dienstwohnungen nutzbar gemacht sind. Hier ist außerdem noch ein Behälter für die Unterstadt vorhanden, dem das Wasser unmittelbar von den Filtern zufließt und aus dem die Pumpen für die Oberstadt schöpfen. Eine ähnliche Anordnung zeigen die Anlagen in Leyden und Bremen, während bei den Wasserwerken in Dresden und Hannover (Fig. 42 u. 43) die Behälter auf einer in der Nähe belegenen Anhöhe aufgestellt werden konnten. Auch in den beiden letztgenannten Städten liegt das Pumpwerk, wie in Breslau, nahe am Gewinnungsorte; in Königsberg dagegen waren Zuleitungen von 8 bezw. 25 km Länge erforderlich (Fig. 37 in Kap. IV). — In Elberfeld mußte das Pumpwerk in großer Entfernung (27 km) von der Stadt angelegt werden, weil zwischen dieser und der Gewinnungsstelle zu Benrath am Rhein zwei Bergrücken von beträchtlicher Höhe liegen (Fig. 83). Das Pumpwerk in Benrath hebt das Wasser 86 m, ein zweites bei Haan 100 m hoch bis zu dem Behälter Bolthausen. Von hier durchfließt das Wasser zunächst einen Tunnel und durchschreitet das 90 m tiefe Thal zwischen den beiden Rücken mittels eines Dükers, der auf der gegenüberliegenden Seite gleichfalls in einen Tunnel mündet, welcher als Behälter für die 11—71 m tiefer liegende Stadt Elberfeld dient. —

Fig. 83. Zuleitung des Elberfelder Wasserwerkes. Längen 1:200 000, Höhen 1:3000.



In Darmstadt liegt der Hochbehälter in etwa 9 km Entfernung vom Pumpwerk und zwar jenseits der Stadt auf einer Anhöhe, sodafs die Druckleitung gleichzeitig zur Wasserabgabe innerhalb des Stadtgebietes benutzt wird (Fig. 66, S. 148).

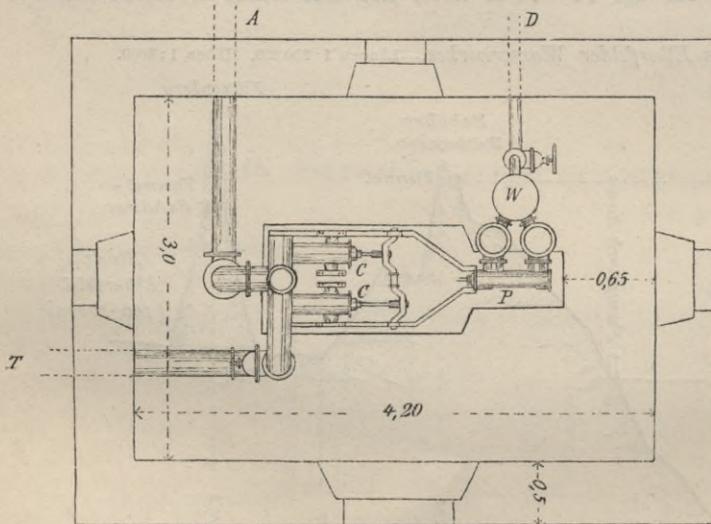
Schließlich ist noch zu erwähnen, daß man größere Pumpwerke, welche durch Dampf betrieben werden, mit Rücksicht auf die Anfuhr der Kohlen in möglichster Nähe der Wasserstraßen oder des Wege- und Eisenbahnnetzes anzulegen sucht und sie mit diesem durch einen fahrbaren Weg verbindet. — Bei Festungen machen es die sogenannten Rayonbestimmungen oft unmöglich, das Pumpwerk an einem sonst geeigneten

Punkte in der Nähe der Stadt auszuführen; auch ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß im Falle einer Belagerung eine Zerstörung der außerhalb der Festungswerke liegenden Baulichkeiten eintreten kann. Wenn irgend zulässig, ist deshalb die Anlage sowohl wie die Gewinnungsstelle in die Stadt selbst zu verlegen, oder, wenn dies nicht möglich ist, ein kleineres Pumpwerk, welches das Wasser dem Flusse u. s. w. innerhalb der Stadt entnimmt, so vorzubereiten und mit dem Rohrnetz in Verbindung zu bringen, daß es im Notfall leicht vervollständigt und in Betrieb gesetzt werden kann.

## 2. Allgemeine Anordnung des Pumpwerkes.

Mit Rücksicht auf die erforderliche Betriebssicherheit eines Wasserwerkes ist die Einrichtung so zu treffen, daß die Versorgung der Stadt nicht von einer Pumpe allein abhängig ist. Dieser Forderung wird teilweise schon durch Einfügung eines Hochbehälters Rechnung getragen und bei kleineren Anlagen, welche ohne Schwierigkeit und große Kosten die Aufspeicherung eines mehrtägigen Bedarfes gestatten, kann man sich hiermit auch begnügen. Allerdings müssen dann Ersatzstücke für die der stärksten

Fig. 84.  
Pumpwerk für Blumegg, betrieben durch Wasserdruckmaschine.  
M. 1:60.



*C* = Cylinder der Wasserdruckmaschine  
*P* = Pumpe      *A* = Abwasser  
*W* = Windkessel      *D* = Druckleitung  
*T* = Triebwasser

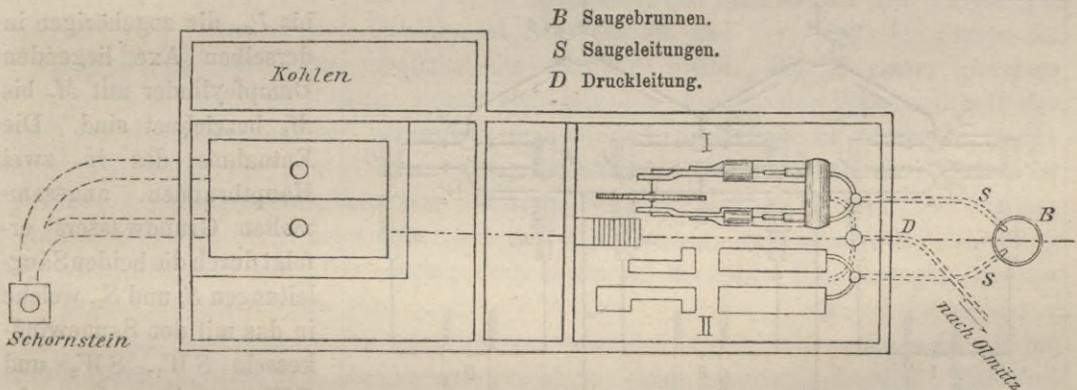
Abnutzung unterworfenen Teile vorhanden sein und die nächste Maschinenwerkstatt darf nicht zu entfernt liegen, damit eine teilweise Erneuerung in kurzer Zeit geschehen kann. Eine solche Anlage, deren Betrieb durch Wasserkraft mittels eines verbesserten Schmid'schen Zwillingsmotors erfolgt, ist in Fig. 84 dargestellt. Derselbe entspricht im wesentlichen dem Pumpwerk für die Versorgung von Blumegg in Baden, durch welches 0,7 l i. d. Sekunde oder 60 cbm täglich auf 73,5 m Höhe gehoben werden.<sup>76)</sup> Größere Pumpwerke beanspruchen aber für die oben erwähnten Instand-

setzungen eine längere Zeit und da die Herstellung von Behältern, welche inzwischen die Versorgung übernehmen, sehr kostspielig sein würde, so muß eine Ersatzpumpe vorhanden sein. Die einfachste Anordnung für eine größere Anlage besteht demnach aus zwei Maschinen, von denen jede einzelne im Stande ist, den Bedarf zu decken.

<sup>76)</sup> H. Becker. Die Wasserversorgung von Blumegg in Baden mittels einer Wasserdruckmaschine. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 525. — Bei den in den letzten Jahren mehrfach ausgeführten Anlagen ähnlicher Art ist eine weitere Vereinfachung dadurch erzielt, daß Kraftmaschine und Pumpe vereinigt sind.

Einen Spielraum bezüglich der Gröfse derselben gewährt dann die tägliche Betriebszeit, welche je nach der Jahreszeit und dem Fassungsraum der Behälter wechseln kann, siehe § 3. Wählt man die Maschinen so, dafs jede von ihnen die durchschnittliche Wassermenge in 20 Stunden pumpt, so läfst sich mit beiden zusammen der Bedarf der heifsen Jahreszeit, welcher das anderthalbfache des Durchschnittes beträgt, ebenfalls in 20 Stunden decken, sofern die Ersatzmaschine täglich 10 Stunden mit eingestellt wird. Durch weitere Ausdehnung dieser Zeit und nötigenfalls durch Vergröfserung der Umdrehungszahl der Maschinen kann alsdann einer weiteren Zunahme des Verbrauches bis zu einer bestimmten Grenze Rechnung getragen werden. Eine solche Anordnung mit zwei Maschinen zeigt das Wasserwerk der Stadt Olmütz (Fig. 85), dessen Behälter, wie in Darmstadt, auf dem dem Pumpwerk entgegengesetzten Teile der Stadt liegt.<sup>77)</sup> Der Fußboden des Maschinenhauses hat eine vertiefte Lage erhalten, um die Saugehöhe des aus dem Sammelbrunnen *B* zu entnehmenden Grundwassers zu vermindern. Dadurch war eine liegende Anordnung der Pumpen und der Betrieb derselben durch die verlängerten Kolbenstangen der beiden Cylinder jeder Maschine möglich geworden. Der Betrieb jeder Maschine erfolgt durch einen Kessel, sodafs zwei Maschinen und zwei Kessel vorhanden sind.

Fig. 85. Pumpenanlage für das Wasserwerk Olmütz. M. 1:375.



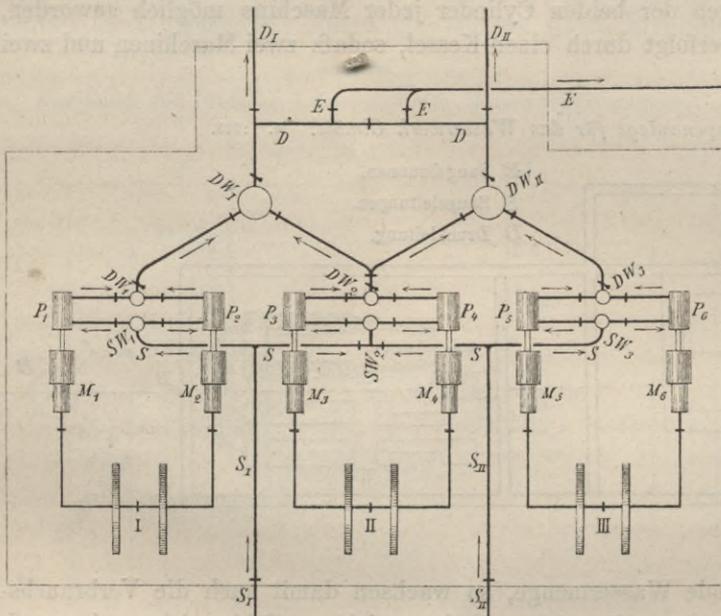
Wächst die zu fördernde Wassermenge, so wachsen damit auch die Verbrauchsschwankungen, bis dieselben so groß werden, dafs es sich empfiehlt, nicht mehr zwei, sondern drei Maschinen zu wählen, von denen zwei gewöhnlich im Gange sind, während die dritte zur Aushilfe bereit steht. Demgemäß verwendet man z. B. zur Hebung einer durchschnittlichen Tagesmenge von 15000 cbm besser zwei Maschinen, als eine, weil der Verbrauch zwischen 10000 und 23000 cbm zu schwanken pflegt und eine Einzelmaschine demgemäß während der Winterzeit nur zwei Drittel der Durchschnittszeit zu arbeiten brauchte und in der Zwischenzeit die Dampfkessel ruhen müßten. Verteilt man dagegen die Arbeitskraft auf zwei Maschinen, so kann die eine während der ganzen täglichen Betriebszeit laufen und die nicht arbeitende Dampfmenge wird erheblich vermindert. Im vorliegenden Falle würde diese Teilung etwa so vorzunehmen sein, dafs man drei Maschinen einstellt, von denen jede stündlich 500 cbm leistet. Hat man dann Tag- und Nachtbetrieb, so arbeitet bis zur Förderung von 12000 cbm nur eine Maschine, bei stärkerem Bedarf tritt die zweite ein und es bleibt die dritte zur Aushilfe. Bei

<sup>77)</sup> Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 249.

Tagesbetrieb wird dagegen auch die dritte Maschine zur Arbeit herangezogen und die Anpassung an die Verbrauchsschwankungen erfolgt durch Verlängerung der Arbeitszeit, deren grösste Dauer etwas über 15 Stunden betragen würde. — Welche von den beiden Betriebsarten den Vorzug verdient, kann nur durch vergleichende Kostenberechnung entschieden werden. Die Bedienung der Maschinen wird bei Tagesbetrieb billiger; dagegen erfordert dieser mehr Brennstoff, weil die Kessel in der Nachtzeit unter gedecktem Feuer zu halten sind.

Beispielsweise wird in Dresden der Tagesbedarf, welcher gegenwärtig (im Jahre 1892) durchschnittlich 21—22000 cbm erfordert und im Sommer bis auf 39000 cbm steigt, durch drei Maschinenpaare gedeckt, von denen jedes 750 cbm i. d. Stunde zu heben vermag. Soweit als möglich findet Tagesbetrieb statt; in den Sommermonaten veranlaßt aber der stärkere Bedarf eine Ausdehnung der Betriebszeit auf die Nachtstunden und bei weiterem Ansteigen des Verbrauches wird eine Vergrößerung der noch

Fig. 86. Anordnung der Pumpen des Dresdener Wasserwerkes.



aus dem Jahre 1875 stammenden Anlage erforderlich werden. Die Anordnung derselben ist aus Fig. 86 zu ersehen, in welcher die Pumpen mit  $P_1$  bis  $P_6$ , die zugehörigen in derselben Axe liegenden Dampfzylinder mit  $M_1$  bis  $M_6$  bezeichnet sind. Die Entnahme des in zwei Hauptbrunnen angesammelten Grundwassers erfolgt durch die beiden Saugleitungen  $S_1$  und  $S_2$ , welche in das mit den Saugwindkesseln  $SW_1$ ,  $SW_2$  und  $SW_3$  versehene Querrohr  $S$  einmünden.  $DW_1$ ,  $DW_2$  und  $DW_3$  sind die Druckwindkessel, welche wie die Saugwindkessel von je zwei Pumpen benutzt werden.  $DW_I$  und  $DW_{II}$  sind die Hauptwindkessel der beiden Druckleitungen, welche nach dem 20000 cbm fassenden Hochbehälter führen und durch  $D$  und  $E$  entleert werden können. Die Maschinen sind mit ihren Schwungradwellen unter Kurbelstellung von  $90^\circ$  bei I, II und III gekuppelt, können aber auch einzeln betrieben werden; ebenso ermöglichen es die durch Querstriche angedeuteten Abschlüssungen, irgend welche Pumpen, Saug- oder Druckröhren ausser Betrieb zu setzen. Zur selbstthätigen Entlastung der Pumpen während ihres Stillstandes sind hinter den Windkesseln Klappenventile angebracht.

Bisher wurde vorausgesetzt, daß der Inhalt des Hochbehälters, entsprechend den Ausführungen des § 3, ausreiche, um ein gleichmäßiges Arbeiten der Pumpen während der Betriebszeit eines Tages zu gestatten. Ist dies nicht der Fall, so müssen sich die Leistungen der Maschinen dem wechselnden Verbrauch der verschiedenen Tagesstunden anpassen, der stündlich zwischen 2 und 6% des Tagesverbrauches schwankt, also bei

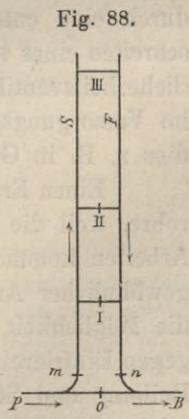
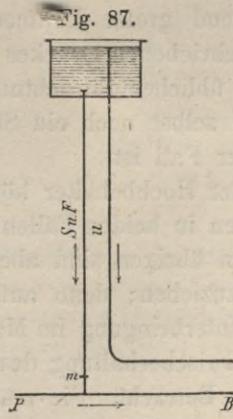
dem oben erwähnten Beispiel bis auf 200 cbm herabgehen würde. Trotz der Vervollkommnung, welche der Bau der Dampfmaschinen und Pumpen in den letzten Jahren erfahren hat, ist es aber auch heute noch mit Schwierigkeiten verbunden, eine für 500 cbm gebaute Pumpmaschine so zu regeln, daß sie den beständigen Schwankungen des Verbrauches bis auf 200 cbm und weniger (denn der Wechsel im Verbrauch in den unter einer Stunde liegenden Einheiten ist noch erheblicher) sicher folgt, abgesehen von dem ungünstigen Betriebe der Dampfessel. Dagegen ist dies eher möglich, wenn man kleinere und größere Maschinen anlegt, von denen die ersteren während der Nachtstunden arbeiten, und beispielsweise statt der drei Maschinen zu je 500 cbm

2 Maschinen zu je 750 cbm mittlerer Leistung,  
 2 „ „ „ 250 „ „ „

aufstellt. Diese Anlage ist zwar teurer, als die vorige, vermag sich aber dem Bedarf besser anzupassen. Eine ähnliche Anordnung findet sich z. B. bei den Berliner Wasserwerken, welche von vornherein ohne Verteilungsbehälter angelegt wurden und auch jetzt nur über einen sehr geringen Vorratsraum für die obere Zone verfügen.

**Standrohre.** Das Anpassen des Maschinenbetriebes an den Verbrauch wird erleichtert, wenn man ein offenes Rohr in der Nähe des Pumpwerkes — das sogenannte Standrohr — einfügt. Die Wasserhöhe in demselben giebt die Größe des an der betreffenden Stelle herrschenden Druckes im Rohrnetz an und der Gang der Pumpe ist so zu regeln, daß die Höhe möglichst die nämliche bleibt. Bis zu einem gewissen Grade geschieht dies selbstthätig, indem sich mit dem Sinken des Wasserspiegels der Druck auf den Pumpenkolben vermindert und dadurch die Pumpe zu rascherem Gange angetrieben wird; dies genügt aber nicht, eine stetige Aufmerksamkeit des Wärters ist nichtsdestoweniger unentbehrlich. Man hat deshalb eine Vorrichtung nach Art der Fig. 54, S. 142 angebracht, deren Schwimmer mit dem Dampfzulafs der Maschine in Verbindung steht und diesen zu schließsen sucht; doch kommen derartige Einrichtungen unseres Wissens nur ausnahmsweise vor.

Da die Wirksamkeit des Standrohres wesentlich durch seinen Wasserinhalt beeinflusst wird, so darf sein Durchmesser nicht zu klein genommen werden. Zur Vergrößerung des Inhaltes wird es mitunter an der Spitze mit einem kleinen Behälter versehen (Fig. 87), dessen größerer Querschnitt zugleich ein langsamerer Fallen und Steigen des Wasserspiegels bedingt und dadurch die Thätigkeit der Pumpen erleichtert. Das Standrohr bildet dann zugleich Steigeleitung und Fall-Leitung des Behälters (*S* u. *F* der Fig. 87); *m* ist der Absperrschieber, *u* ein Überlaufrohr. Statt eines einzelnen Rohres werden auch zwei nebeneinander stehende angewandt, welche in der erforderlichen Höhe miteinander verbunden werden, im übrigen aber zur Vermeidung von Luftansammlungen offen zu halten sind. Eine solche Anordnung, welche bei dem sogenannten intermittierenden Betrieb nicht selten vorkommt, ist in Fig. 88 dargestellt. Hier sind drei Verbindungen I, II, III vorhanden, von denen I und II für Speisung einer Unter- und Oberzone bestimmt sind; III gestattet nach Abschluß von I und II



eine Verstärkung des Druckes beim Ausbruch eines Feuers;  $m$ ,  $n$ ,  $o$  sind Absperrschieber zum Ein- und Ausschalten. Derartige doppelte Standrohre, in denen das Wasser stets in der Pfeilrichtung durch das Steigerrohr  $S$  aufsteigt und durch das Fallrohr  $F$  dem Rohrnetz zufließt, finden häufig ihren Platz an beiden Seiten des Schornsteins innerhalb eines diesen umgebenden Mantels, wo sie im Winter vor dem Einfrieren geschützt sind; der etwa oben angebrachte kleine Behälter erhält dann eine ringförmige Gestalt. — Im übrigen läßt sich nach Art der Fig. 58 u. 59, S. 144 für jedes Druckrohr ein besonderes Standrohr anordnen und die Einrichtung so treffen, daß die zugehörigen Schieber im Maschinenhause liegen.

Standrohre sind namentlich bei den Wasserwerken der Vereinigten Staaten sehr häufig und kommen in den verschiedensten Abmessungen vor. Die größeren bilden den Übergang zu den eigentlichen Behältern, werden aber ihrer Form wegen noch immer als Standrohre (*stand-pipes*) bezeichnet. Beispielsweise führen diesen Namen noch cylindrische Behälter von 50 m Höhe und 7 m Durchmesser. Das höchste Standrohr besaß bis zu seinem im Herbst 1886 erfolgten Einsturze die Stadt Gravesend im Staate New-York; der untere Teil hatte 21, der obere 55 m Höhe; die Durchmesser betragen 4,8 und 2,4 m. Das Standrohr der Stadt Hamburg hat die Form der Figur 88; die Rohre sind 0,76 m weit und haben in 39 und 57 m Höhe eine Querverbindung, von denen die obere als kleiner Behälter ausgebildet ist.

Windkessel. Ein weiteres Mittel zur Herstellung eines regelmäßigen Druckes in den Leitungen bilden die Windkessel (Behälter mit belastetem Wasserspiegel), welche zugleich den Vorteil haben, daß ihre Wirkung unabhängig von ihrer Höhenlage ist, weil die vorhandene Druckhöhe durch die Belastung des Wasserspiegels mit geprefster Luft zu der verlangten Druckhöhe ergänzt wird. Bei den Windkesseln ist der Druck allerdings insofern veränderlich, als dem Steigen des Wassers in denselben außer der durch den Höhenunterschied bedingten Druckzunahme noch der von der Pressung der Luft herrührende Zuwachs entspricht, und beim Sinken des Wasserspiegels das Umgekehrte stattfindet; doch lassen sich beide Unvollkommenheiten auf ein geringes Maß bringen: erstens durch thunlichst ausgedehnte Grundriffsfläche des Wasserraumes, sodas das Verhältnis der Änderung von Höhe und Inhalt möglichst klein wird, und dann durch eine entsprechend große Luftmenge im Windkessel. Übrigens wird das Überschreiten eines vorgeschriebenen Druckes meistens durch ein am Windkessel angebrachtes Sicherheitsventil von üblicher Einrichtung verhütet; auch kann zu demselben Zwecke im Versorgungsgebiet selbst noch ein Standrohr mit Überlauf angebracht werden, wie dies z. B. in Genf der Fall ist.

Einen Ersatz der Hochbehälter können Windkessel ebensowenig bieten als Standrohre, weil die Pumpen in beiden Fällen nie zur Ruhe und nur selten zum regelmäßigen Arbeiten kommen. Im übrigen sind aber Windkessel an und für sich den Standrohren gewöhnlicher Art vorzuziehen; denn außer ihrer Billigkeit kommen als Vorteile noch die Möglichkeit der Unterbringung im Maschinenraum, die bessere Übersicht, der Schutz gegen Einfrieren, die Frischerhaltung des Wassers sowie geringere Arbeitsverluste durch Reibung und Stoß in Betracht. Sie müssen allerdings, um wirksam zu sein, eine ausreichende Größe besitzen; entweder giebt man zu diesem Zwecke dem Druckwindkessel der Pumpe größere Abmessungen, oder man wendet besser besondere große Windkessel an. Der in diesen herrschende Druck ist dann mit einem Manometer zu messen, nach dessen Stand sich der Pumpenbetrieb richtet. Dies geschieht beispielsweise beim Wasserwerk für Mühlheim a. Rh., welches einen Windkessel von 2,5 m Durchmesser und 8 m

Höhe besitzt; ebenso bei dem Wasserwerk der Stadt Augsburg, wo vier Windkessel von je 10 m Höhe und 1,75 m Durchmesser vorhanden sind. Außerdem wird in Augsburg, um den Verbrauch möglichst wenig wechselnd zu gestalten, den Abnehmern das Wasser ständig laufend geliefert.

Als Nachteil des Betriebes mit Windkesseln wird geltend gemacht, daß das Wasser leicht einen Teil der gepressten Luft des Kessels in sich aufnimmt und diese, da der offene Wasserspiegel des Behälters oder Standrohres fehlt, an geeigneten Stellen des Netzes absetzt. Jedenfalls empfiehlt es sich, bei dieser Art der Druckregelung besonderes Gewicht darauf zu legen, daß wagerechte oder wenig geneigte Strecken in der Leitung vermieden werden und eine ausreichende Zahl von Lufthähnen vorhanden ist.

Das Pumpwerk ist stets so anzulegen, daß es bei eintretendem Bedarfe ohne Schwierigkeiten erweitert werden kann. Ob es sich zu diesem Zwecke empfiehlt, die Baulichkeiten von vornherein so groß zu bemessen, daß sich die erste Vergrößerung der Maschinen und Kessel noch im Rahmen der ursprünglichen Anlage bewirken läßt, hängt von den Aussichten auf die Entwicklung des Wasserwerkes ab. Die Weite der gemeinsamen Rohrleitungen und den Querschnitt des Schornsteins sollte man stets für diesen Fall bestimmen und sich auch den nötigen Grund und Boden für die nächste Erweiterung sichern.

Fig. 89. Pumpwerk für die Hamburger Wasserleitung. M. 1:200.

$M_{1-7}$  Maschinen und Pumpen.

$D_{1-3}$  Dampfkessel.

$K_{1-3}$  Kohlschuppen.

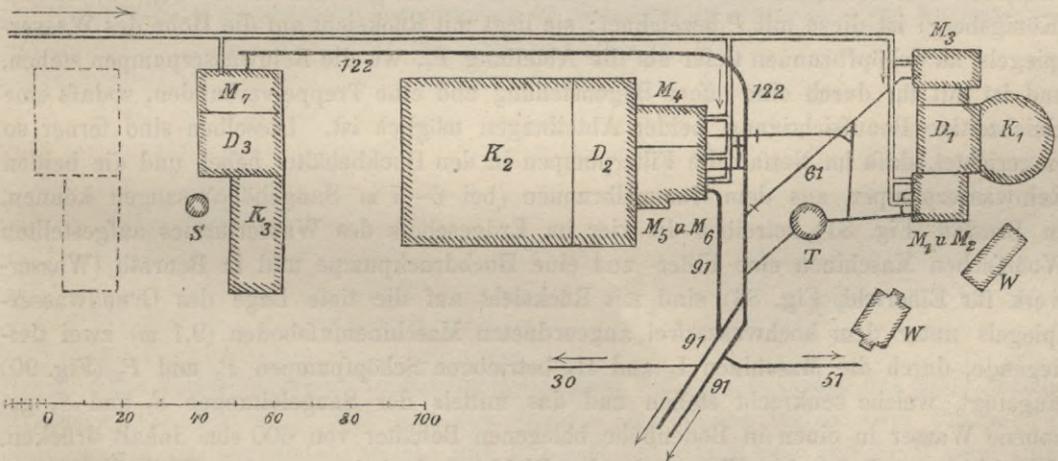
$T$  Wasserturm (Standrohr) und Schornstein.

$S$  Schornstein.

$W$  Beamtenwohnungen und Werkstatt.

== Zuleitungen bzw. Saugerohre.

— Druckrohre.



Ein anschauliches Bild der allmählichen Erweiterung zeigt die Anlage in Hamburg (Fig. 89). Dieselbe hat hier in der Weise stattgefunden, daß in dem ursprünglichen Maschinenhause an der rechten Seite der Figur zuerst (1848) die Maschinen  $M_1$  und  $M_2$  mit je 70 Pferdestärken (PS) aufgestellt wurden, an welche sich (1853)  $M_3$  mit 150 PS schloß. Darauf baute man (1867) ein neues Gebäude mit  $M_4 = 200$  PS, welches 1872  $M_5$  mit 250–350 PS und 1879  $M_6$  von gleicher Größe aufnahm. Im Jahre 1885 ist dann das dritte Maschinenhaus mit  $M_7 = 350$ –450 PS angelegt und ein gleich großes für die nächste Erweiterung in Aussicht genommen. Die Dampfkessel  $D_1$  und  $D_2$  benutzen gemeinschaftlich den bei  $T$  gelegenen 76 m hohen, die Kessel  $D_3$  den neuen Schornstein  $S$  von 50 m Höhe. Diese verschiedenen Erweiterungen entsprechen der allmählichen Vergrößerung des Absatzgebietes und der Steigerung des auf den Kopf der Abnehmer entfallenden Wasserverbrauchs, welcher aus den im § 3 angegebenen Gründen in Hamburg besonders groß ist und in den letzten Jahren durchschnittlich 204 l für Kopf u. Tag betragen hat.

Die Versorgung durch die Maschinen  $M_1$  bis  $M_4$  erfolgt unter Vermittelung des schon oben erwähnten Standrohres, welches in den Wasserturm  $T$  zu beiden Seiten des Schornsteins eingebaut und durch Treppen zugänglich gemacht ist. Die Maschinen  $M_5$  bis  $M_7$  pumpen unmittelbar ins Rohrnetz, in dessen Hauptleitungen die drei Behälter  $A$ ,  $B$ ,  $C$  liegen (F. 4, T. III), welche das unterwegs nicht verbrauchte Wasser aufnehmen. Der Inhalt derselben ist mit Rücksicht auf die überall vorhandenen Hausbehälter nicht hoch bemessen und beträgt bei  $A$  und  $B$  je 2400, bei  $C$  9700 cbm.

Dicht bei  $K_1$  am Ufer des Elbstromes legen die Kohlschiffe an und führen ihren Inhalt durch Gleise den Kohlschuppen  $K_1$ ,  $K_2$  und  $K_3$  zu. Das ganze Werk ist mit Entwässerungsleitungen versehen, durch welche neben dem Regenwasser der Dächer und Pflasterflächen das Kondensationswasser der Maschinen, das Kesselwasser gelegentlich der Reinigung und das Abwasser der Beamtenhäuser  $W$  abfließt.

Der stärkste tägliche Verbrauch in den Sommermonaten beträgt gegenwärtig (i. J. 1892) 120 000 cbm bei 500 000 Einwohnern der versorgten Bezirke. Es ist anzunehmen, daß die bevorstehende Filterung des bisher in ungereinigtem Zustande verteilten Elbwassers eine Minderung dieser hohen Ziffer zur Folge haben wird, obwohl die Hausbehälter bestehen bleiben und von der Einführung von Wassermessern Abstand genommen ist.

Die in Hamburg vorgenommene Unterbringung einzelner Maschinen und Maschinengruppen in besonderen Gebäuden gewährt die Möglichkeit, die Erweiterungsanlage der vorhandenen Baufläche anzupassen; auch wird der Betrieb der vorhandenen Pumpwerke möglichst wenig gestört: Vorteile, denen eine weniger leichte Übersichtlichkeit und höhere Baukosten gegenüberstehen.

Nicht selten muß das Wasser vor seiner Beförderung zur Stadt noch besonders gehoben werden, sei es von der Gewinnungsstelle auf die Filter, sei es von dort in den Saugschacht der eigentlichen Druckpumpen. Die hierzu erforderlichen Maschinen sucht man der einfacheren Wartung und Übersicht wegen mit den übrigen möglichst in einem Gebäude unterzubringen, wo sie eine besondere Abteilung erhalten. In Fig. 82, S. 158 (Königsberg) ist diese mit  $P$  bezeichnet; sie liegt mit Rücksicht auf die Höhe des Wasserspiegels im Schöpfbrunnen tiefer als die Abteilung  $P_1$ , wo die Reinwasserpumpen stehen, und ist mit ihr durch eine offene Bogenstellung und eine Treppe verbunden, sodafs eine gleichzeitige Beaufsichtigung beider Abteilungen möglich ist. Dieselben sind ferner so eingerichtet, daß im Notfall die Filterpumpen in den Hochbehälter heben und die beiden Reinwasserpumpen aus dem Sammelbrunnen (bei 6—7 m Saughöhe) saugen können. In Breslau (Fig. 81) betreiben die vier im Erdgeschoß des Wasserturmes aufgestellten Woolf'schen Maschinen eine Filter- und eine Hochdruckpumpe und in Benrath (Wasserkwerk für Elberfeld, Fig. 83) sind mit Rücksicht auf die tiefe Lage des Grundwasserspiegels unter dem hochwasserfrei angeordneten Maschinenfußboden (9,1 m) zwei tief liegende, durch die Maschinen  $I_s$  und  $II_s$  betriebene Schöpfpumpen  $P_1$  und  $P_2$  (Fig. 90) eingefügt, welche senkrecht stehen und das mittels der Saugleitungen  $S_1$  und  $S_2$  gehobene Wasser in einen in Bodenhöhe belegenen Behälter von 600 cbm Inhalt drücken. Von hier aus fließt das Wasser in der Richtung der eingetragenen Pfeile drei paar wagerechten Hochdruckpumpen zu, welche durch die Maschinen  $I_D$ ,  $II_D$  und  $III_D$  betrieben werden. Dieser Anordnung wurde der Vorzug vor einer einheitlichen Hebung gegeben, weil die Überwindung der großen Druckhöhe eine möglichst einfache und dauerhafte Verbindung der Pumpen mit den Kolbenstangen der Dampfzylinder erforderte und den wagerechten Pumpen auch eine größere Geschwindigkeit gegeben werden konnte, als den senkrechten. Jede der beiden Schöpfpumpen hebt das Wasser für drei paar Druckpumpen, während die zweite zur Aushilfe bleibt. Die Druckpumpen führen das Wasser den beiden Hauptwindkesseln  $DW_I$  und  $DW_{II}$  zu, deren Druckleitungen sich vor dem Maschinenhause zu einem Strange vereinigen. —

Fig. 90. Pumpenanlage zu Benrath (Wasserwerk Elberfeld).

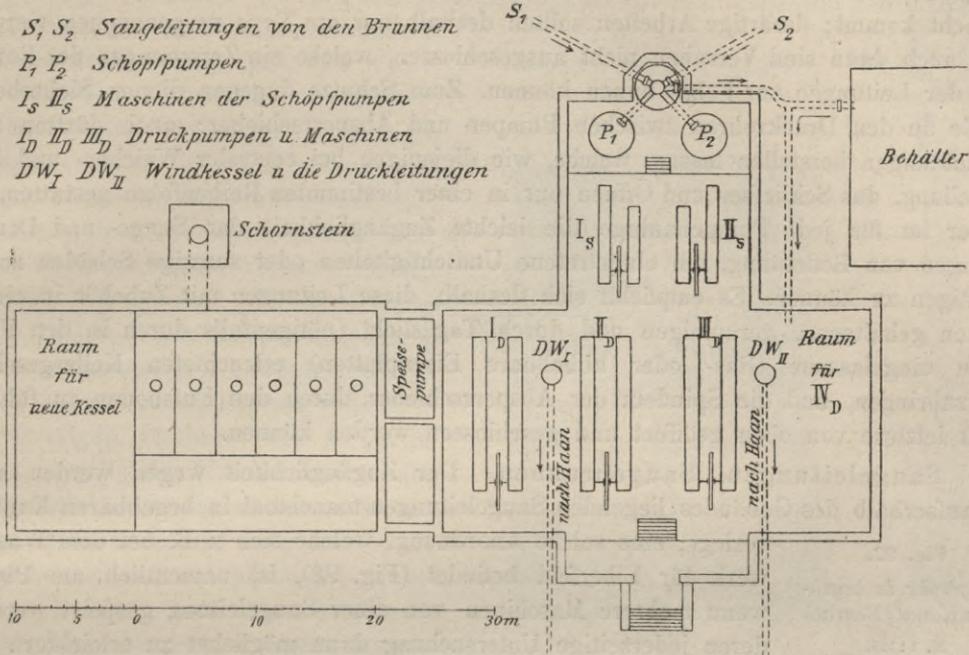
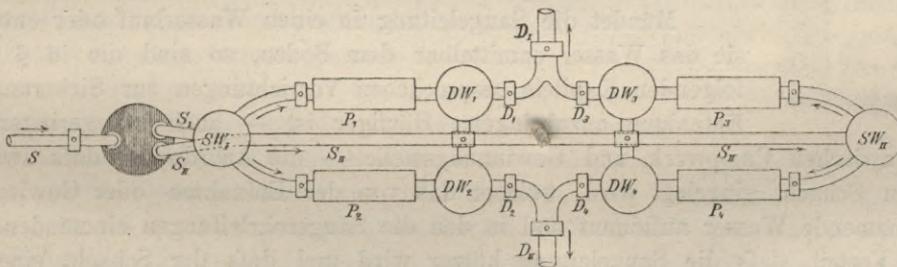


Fig. 91.

Schematische Darstellung der Pumpenanlage des alten Züricher Wasserwerks zur Versorgung der Unter- und Oberzone.



Eine bemerkenswerte Anordnung zeigt auch die Pumpenanlage des alten Züricher Wasserwerks (Fig. 91). Für jede der beiden Druckzonen waren zwei Pumpen, im ganzen also vier vorhanden, welche mit  $P_1$  bis  $P_4$  bezeichnet sind und ihr Wasser einem Brunnen entnehmen, welcher durch die Leitung  $S$  gespeist wurde. Die Pumpen  $P_1$  und  $P_2$  hatten den Saugewindkessel  $SW_I$  und die nach dem Saugeschacht  $A$  gehende Saugleitung  $S_I$  gemeinschaftlich; ebenso dienten  $S_{II}$  und  $SW_{II}$  für die Pumpen  $P_3$  und  $P_4$ ; dagegen waren sämtliche Pumpen mit besonderen Druckwindkesseln  $DW_1, DW_2, DW_3$  und  $DW_4$  versehen. Je zwei derselben versorgten eine Druckzone und zwar  $P_1$  und  $P_3$  durch das Druckrohr  $D_I$  die untere,  $P_2$  und  $P_4$  durch  $D_{II}$  die obere. Jede Pumpe mit zugehörigem Druckwindkessel konnte mittels der angedeuteten Absperrschieber ausgeschaltet werden; andererseits ist leicht erkennbar, daß sich durch entsprechenden Gebrauch derselben die Verwendung der Pumpen für die eine oder andere Druckzone beliebig einrichten und nötigenfalls die gesamte Wasserlieferung nach einer Seite lenken liefs.

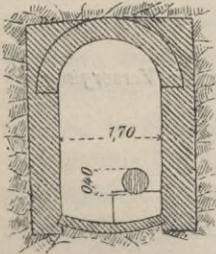
Der Gebrauch der verschiedenen Abschliefungen einer Pumpenanlage erfordert die grösste Aufmerksamkeit, da die Reihenfolge des Öffnens und Schliessens sehr in Betracht kommt; derartige Arbeiten sollten deshalb nur am Tage vorgenommen werden. Aber auch dann sind Versehen nicht ausgeschlossen, welche ein Zersprengen der Pumpe oder der Leitungen zur Folge haben können. Zum Schutze dagegen dienen Sicherheitsventile an den Druckrohren zwischen Pumpen und Absperrschieber; auch dürften sich Vorrichtungen herstellen lassen, welche, wie diejenigen bei centraler Weichen- und Signalstellung, das Schliessen und Öffnen nur in einer bestimmten Reihenfolge gestatten. — Ferner ist für jede Pumpenanlage die leichte Zugänglichkeit der Saug- und Druckleitungen von Bedeutung, um eingetretene Undichtigkeiten oder sonstige Schäden sofort beseitigen zu können. Es empfiehlt sich deshalb, diese Leitungen mit Zubehör in einem trocken gehaltenen, geräumigen und durch Tageslicht (nötigenfalls durch in den Fußboden eingelassene Glas- oder abhebbare Eisenplatten) erleuchteten Kellergeschoss unterzubringen, und die Spindeln der Absperrschieber durch den Fußboden zu führen, damit letztere von oben geöffnet und geschlossen werden können.

**Saugleitungen. Saugbrunnen.** Der Zugänglichkeit wegen werden auch die ausserhalb des Gebäudes liegenden Saugleitungen manchmal in begehbaren Kanälen verlegt; eine solche Anordnung, welche sich z. B. bei dem Wasserwerk für Elberfeld befindet (Fig. 92), ist namentlich am Platze, wenn mehrere Maschinen von einer Saugleitung gespeist werden, deren jederzeitige Untersuchung dann möglichst zu erleichtern ist; ferner bei grosser Saughöhe, weil hier die geringste Undichtigkeit nachtheilig wirkt und deshalb schnell beseitigt werden muss und endlich bei einer Bodenbeschaffenheit, welche Senkungen der in die Erde verlegten Röhren befürchten lässt.

Fig. 92.

*Saugrohr in begehbarem Kanal (Benrath).*

M. 1:125.



Mündet die Saugleitung in einen Wasserlauf oder entnimmt sie das Wasser unmittelbar dem Boden, so sind die in § 3 des folgenden Kapitels besprochenen Vorrichtungen zur Sicherung der Entnahme anzubringen. Häufiger ist — auch bei geringer Entfernung zwischen Pumpwerk und Gewinnungsstelle — die Anordnung, dass zwischen beide ein Schacht eingelegt wird, welcher das von der Entnahme- oder Gewinnungsstelle kommende Wasser aufnimmt und in den die Saugrohrleitungen einmünden. Sie hat den Vorteil, dass die Saugleitung kürzer wird und dass der Schacht einen die Saugethätigkeit der Pumpen ausgleichenden Zwischenbehälter bildet. Ein solcher Schacht, der den Namen Saugeschacht oder Saugbrunnen führt, ist zugleich Sammelbrunnen, wenn er das Wasser verschiedener Zuleitungen aufnimmt. Fig. 93 stellt den aus Mauerwerk gefertigten 6 m weiten Saugbrunnen des Wasserwerks Hannover dar, in welchen das zu der ursprünglichen Anlage gehörige Sammelrohr mündet; der daselbst angeordnete Schwimmer mit Kettenzug vermittelt die Übertragung der Wasserstandshöhe nach dem Maschinenhause. Zur Fernhaltung des durch die Schlitze der Sammelröhren etwa eingedrungenen und in den Brunnen gelangten Sandes dient die Mauer *m*; ausserdem liegt die Mündung des Saugrohres etwa 1 m über der Sohle.

Die Saugrohre müssen unter dem tiefsten, der stärksten Entnahme entsprechenden Wasserspiegel des Schachtes münden und erhalten, sofern das Wasser noch unge reinigt ist, gewöhnlich einen Saugkorb. Besser ist jedoch ein Gitter, welches in der Axe des Saugeschachtes angebracht wird, weil es einen gröfseren Querschnitt besitzt und weil die fern zu haltenden Schwimmstoffe aus den Öffnungen desselben leichter

entfernt werden können, als aus dem unter Wasser liegenden Saugekorb. Führt das Wasser Algen, so tritt im Sommer leicht ein Zusetzen der Gitteröffnungen ein und man muß, da ein Reinigen im Schacht zu umständlich und auch nicht zulässig sein würde, das Gitter zum Herausnehmen einrichten und es während der Reinigung durch ein anderes ersetzen. Die Einrichtung wird dann zweckmäßig so getroffen, daß beide Gitter an einer gemeinschaftlichen, über einer Rolle laufenden Kette befestigt werden, und das eine sich abwärts bewegt, während das andere aufgezogen wird. — Im übrigen gehören die Einrichtungen zum Fernhalten von Schwimmstoffen, Algen, Fischbrut u. s. w. an die Entnahmestelle des Wassers und werden demgemäß auch im nächsten Kapitel besprochen; es gelingt aber nur selten, die Ausscheidung so vollständig zu bewirken, daß von Vorsichtsmaßregeln im Sauge schacht abgesehen werden könnte.

Damit bei Betriebsunterbrechungen der Pumpe das Wasser im Saugerohr bleibt, erhält dieses ein unter Niedrigwasser liegendes Rücklauf- oder Rückschlagventil und behufs Wiederanfüllung bezw. Ersatz des etwa verloren gegangenen Wassers eine Verbindung mit der Druckleitung; außerdem ist die Anbringung eines Ablaufhahns behufs Entleerung des Saugerohres zweckmäßig.

Um das Rücklaufventil nebst dem etwa vorhandenen Saugekorb nachsehen und reinigen, sowie eingetriebenen Sand oder Schlamm aus dem Schacht beseitigen zu können, was bei dem Pumpen nicht gefilterten Fluß- oder Teichwassers von Zeit zu Zeit erforderlich wird, muß der Schacht entleert und zu diesem Zwecke ein Absperrn der Zuleitungen vorgenommen werden können. Auch empfiehlt es sich, eine durch Druckwasser betriebene Strahlpumpe (aber nicht am Boden des Schachtes, sondern in der Linie des Niedrigwassers oder noch höher) anzubringen und das Besteigen des Schachtes möglichst zu erleichtern.

Der Durchmesser der Saugleitungen ist im Interesse eines ruhigen Ganges der Pumpe so zu bemessen, daß die mittlere Geschwindigkeit des angesaugten Wassers 0,5 m, die größte 0,8 m nicht übersteigt; wichtig ist ferner eine ausreichende Bestimmung des Durchgangsquerschnittes der Saug- und Druckventile, welcher mindestens gleich dem der Saug- und Druckrohrquerschnitte, besser aber etwa 20% größer sein sollte. Dies gelingt am ersten und das Gewicht der bei jedem Pumpenhube zu bewegenden Teile des Ventils wird am geringsten, wenn man eine Anzahl von Durchgangsöffnungen anordnet, welche übereinanderliegen, ohne sich in der Grundriffsfläche zu decken. Der Ventilkörper erhält dadurch gewissermaßen die Gestalt eines abgestumpften Kegels, dessen Mantel jedoch treppenförmig gestaltet ist. — Daß die Ventile so ange-

Fig. 93 a.  
Senkrechter Schnitt des Brunnens  
und Grundriffs.

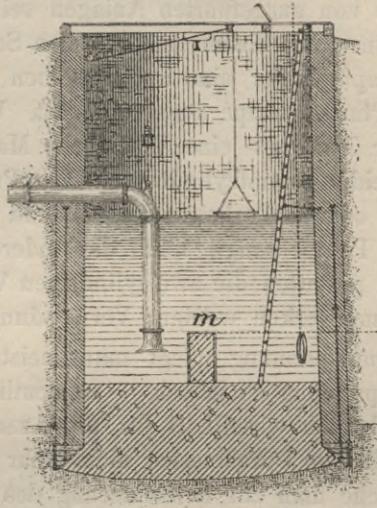


Fig. 93 b.  
Schnitt durch das  
Sammelrohr.

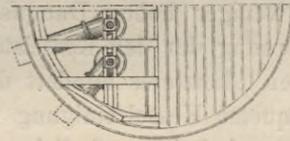
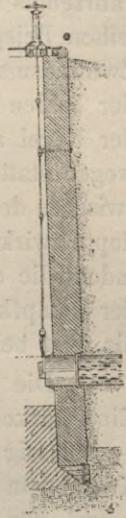


Fig. 93.  
Saugebrunnen  
des Wasserwerks  
Hannover.  
M. 0,005.

bracht sein müssen, daß sie leicht herauszunehmen und nachzusehen sind, ist bereits oben erwähnt.<sup>78)</sup>

**Kraftmaschinen.** Die Mehrzahl der Pumpwerke für Wasserleitungen wird durch Dampfmaschinen betrieben, auch hat der Bau solcher Maschinen während des letzten Jahrzehnts erhebliche Fortschritte gemacht. Unter Bezugnahme auf die oben mitgeteilten Beispiele von ausgeführten Anlagen sei erwähnt, daß man sehr häufig liegende Zwillingsmaschinen mit einem gemeinsamen Schwungrad anordnet; es treibt dann jeder der beiden Dampfzylinder eine auf derselben Kolbenstange sitzende Pumpe, welche in der Regel als Plungerpumpe ausgebildet ist. Wählt man der besseren Dampfausnutzung wegen statt der Zwillings- eine Woolf'sche Maschine, so bleibt die Art der Verbindung zwischen den beiden Dampfzylindern und den Pumpen die nämliche. Letztere sind meistens doppeltwirkend oder sie arbeiten einfach und ergänzen sich zu einer doppeltwirkenden, indem die eine Pumpe saugt, wenn die andere drückt. Eine noch bessere Ausnutzung der Dampfkraft gestatten die zweizylindrigen Verbundmaschinen, während dreizylindrige bis jetzt bei Pumpwerken weniger Verwendung gefunden haben.

Die Dampfspannung pflegt man meistens auf 6—8 Atmosphären zu bemessen. Eine stärkere Spannung ist jedoch — namentlich bei Anwendung von Verbundmaschinen — zulässig und auch vorteilhaft für die Ausnutzung der Kohle. Allerdings sind dann Kessel von größerem Durchmesser nicht mehr zulässig, vielmehr kommt man auf Röhrenkessel, für welche man zur Erleichterung des Betriebes stets sehr reines Speisewasser verwenden sollte, weil die Reinigung der Röhren von Kesselstein mit Schwierigkeiten und Umständen verknüpft ist. Ist jenes nicht zu beschaffen, so muß man sich entweder mit einer weniger hohen Dampfspannung begnügen, oder ein geeignetes Verfahren<sup>79)</sup> zur Entfernung der den Kesselstein bildenden Stoffe aus dem Speisewasser zur Anwendung bringen. Letzteres mindert den Verbrauch an Kohle wesentlich herab und beseitigt die unbequeme Kesselreinigung fast vollständig, sodafs eine solche Reinigung des Speisewassers auch bei gewöhnlichen Kesseln zu empfehlen ist.

Durch Wasserkraft betriebene Anlagen kommen an großen Flüssen vergleichsweise seltener vor; dagegen finden sich zahlreiche Pumpwerke, welche die Betriebskraft kleiner Wasserläufe und hoch gelegener Quellen für Wasserleitungszwecke ausnutzen. Die bemerkenswerteste Anlage dieser Art ist diejenige zur Versorgung der Rauhen Alb, welche 9 Ortschaftsgruppen mit ebensoviel Pumpwerken umfaßt und durch welche 100 Ortschaften täglich mit etwa 5000 cbm versorgt werden.

Das Pumpwerk der in F. 1, T. III im Lageplan und Längenschnitt dargestellten Gruppe I, deren Zuleitung schon in § 9 besprochen wurde, erhält sein Betriebswasser (0,34 bis 0,5 cbm i. d. Sekunde) aus dem Eyb-Fluß mittels eines geschlossenen Kanals von 1,8 km Länge und anschließender Leitung aus Gußeisen. Ein auf der Axe des kleinen Triebes (Fig. 94) sitzendes Tangentialrad betreibt durch Zahnradübersetzung vier einfach wirkende Plungerpumpen, deren Hauptabmessungen und Leistungen neben der Figur verzeichnet sind.

<sup>78)</sup> Über gesteuerte Ventile, bei denen der Hub nicht selbstthätig erfolgt, sondern durch eine Führung geregelt wird, s. Riedler. Neuere Wasserwerksmaschinen, in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 537, 567, 595 u. 627, wo sich auch nähere Mitteilungen über die Anordnung und zulässige Geschwindigkeit der Pumpen befinden.

<sup>79)</sup> Vielfach in Gebrauch sind die Verfahren nach den Patenten von Dehne (Halle a. d. S.), Dervaux (Reisert in Köln a. Rh.) und der Maschinenbau-Anstalt Humboldt in Kalk bei Köln a. Rh.

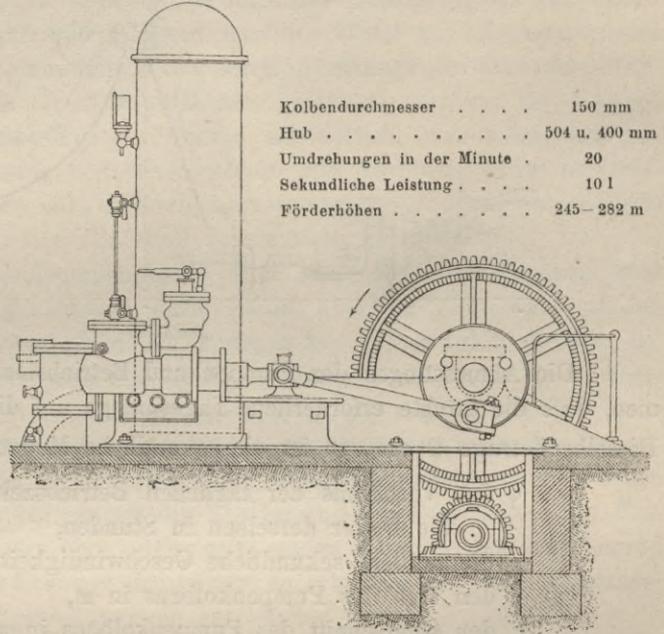
Am meisten findet bei den mit Wasserkraft betriebenen kleineren Pumpwerken die Wasserdruckmaschine Anwendung, welche sich nach Art der Fig. 84, S. 160 anordnen läßt. Sie verlangt nur wenig Platz und die Bedienung kann sich auf einmaliges tägliches Nachsehen, sowie auf eine zeitweise Erneuerung der Luft in den Windkesseln beschränken; dabei ist der Wirkungsgrad — eine gleichmäßige Betriebswassermenge und gute Ausführung der Maschine vorausgesetzt — ein verhältnismäßig hoher. Da es sich gewöhnlich um Benutzung einer Quelle als Betriebskraft handelt, so tritt auch keine Störung durch Winterfrost ein, namentlich wenn das Maschinenhaus durch eine Erddecke geschützt wird. — Die Hebung des Wassers durch einen hydraulischen Widder kommt, obwohl gleichfalls einfach in Anlage und Bedienung, seltener zur Ausführung, weil jener sich nicht für alle Gefällhöhen eignet und auch einen kleineren Wirkungsgrad besitzt, als die Wasserdruckmaschine.

Da das Pumpwerk meistens außerhalb des Stadtgebiets liegt, so kommt die Verwendung von Gasmaschinen nicht häufig in Frage. Ihr Vorteil besteht in der Möglichkeit, die Pumpen jederzeit in Gang setzen zu können, ohne das Heizen der Dampfkessel abzuwarten; ferner in der einfachen Wartung und in der Vermeidung des Rauches, sowie in den geringen Ausgaben für Gebäude und Grunderwerb, da Kesselhaus, Kohlenraum und Schornstein fortfallen. Als Nachteil gilt die Abhängigkeit von der Gasanstalt und die große Umdrehungszahl, welche den unmittelbaren Antrieb der Pumpe meistens ausschließt. Soweit deutsche Städte in Frage kommen, sind Gasmaschinen bei den Wasserwerken in Bamberg, Coblenz, Düren, Fürth i. B., Karlsruhe und Quedlinburg in Thätigkeit und zwar teilweise schon seit einer Anzahl von Jahren, ohne daß sich unseres Wissens Nachteile bemerkbar gemacht hätten. Die Kosten des Betriebes richten sich nach dem Preise, zu dem das Gas abgegeben bzw. berechnet wird; in dieser Beziehung ist zu berücksichtigen, daß der stärkste Bedarf an Wasser mit dem geringsten Verbrauch an Leuchtgas zusammenfällt und sonach eine Berechnung zu einem niedrigeren als dem sonst üblichen Satze wohl gerechtfertigt ist.

Die Benutzung der Windkraft zum Betriebe von Pumpwerken beschränkte sich bisher auf die Versorgung einzelner freistehender Grundstücke, für welche ein Behälter von ausreichender Größe zur Aushilfe in windstiller Zeit ohne Schwierigkeit beschafft werden kann. Der Betrieb größerer Anlagen ist bisher durch Windkraft nicht erfolgt und auch mit Rücksicht auf die Unzuverlässigkeit derselben nicht anzuraten.

Fig. 94.

*Pumpwerk bei Eybach zur Versorgung der I. Ortschaftsgruppe der Rauhen Alb. M. 1:150.*



Kolbendurchmesser . . . . .	150 mm
Hub . . . . .	504 u. 400 mm
Umdrehungen in der Minute . . . . .	20
Sekundliche Leistung . . . . .	10 l
Förderhöhen . . . . .	245–282 m

3. Bestimmung der Hauptabmessungen des Pumpwerks.

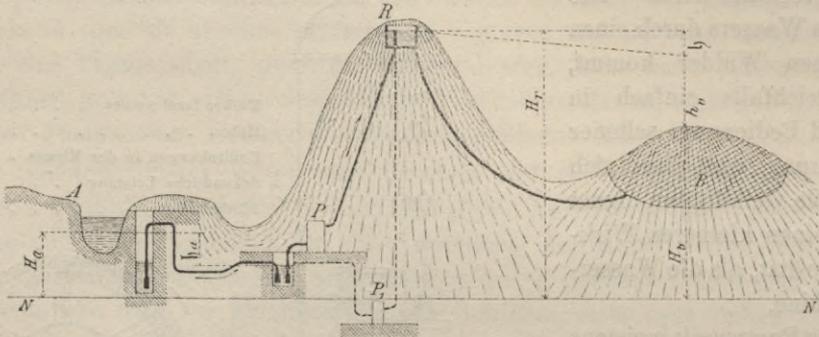
Hat man die Höhe  $H_r$  ermittelt, auf welcher der Behälter  $R$  (Fig. 95) liegen muß, damit das Wasser in der Stadt an den höchstgelegenen Punkten nach Abzug der Reibungshöhe  $h$  noch mit dem Druck  $h_v$  ankommt und bezeichnet

$h_a$  den Druckhöhenverlust von der Entnahmestelle  $A$  bis zum Pumpwerk  $P$   
(unter Voraussetzung des niedrigsten Wasserstandes bei  $A$ ),

$h_r$  den gleichen Verlust von  $P$  bis zum Hochbehälter,

so ist die erforderliche Hubhöhe des Pumpwerkes  $H = H_r - H_a + h_a + h_r$ .

Fig. 95.



Die Abmessungen der Pumpen und Betriebsmaschinen sind dann so zu bestimmen, daß die größte erforderliche Tagesmenge auf die Höhe  $H$  gehoben werden kann. Dieselbe betrage  $Q$  cbm, so ist die sekundliche Menge  $q = \frac{Q}{24 \cdot 60 \cdot 60}$ ; ferner bezeichne

$\phi$  das Verhältnis der täglichen Betriebszeit zur vollen Tageszeit, also  $24\phi$   
die Dauer derselben in Stunden,

$c$  die mittlere sekundliche Geschwindigkeit des Pumpenkolbens in m,

$s$  den Hub des Pumpenkolbens in m,

$F$  den Querschnitt des Pumpenkolbens in m<sup>2</sup>,

$n$  die minutliche Umdrehungszahl der Kurbelwelle,

$\varphi$  das Verhältnis der wirklich gelieferten zur rechnermäßigen Wassermenge,

so ist unter Voraussetzung einer doppelwirkenden Pumpe

$$Q = \phi \varphi 2 F s n 60 \cdot 24$$

$$q = \frac{\phi \varphi 2 F s n}{60}$$

Da  $c = \frac{2sn}{60}$ , so wird  $q = \phi \varphi F c$ ,  $F = \frac{q}{\phi \varphi c}$ .

Dies ist der gesamte Kolbenquerschnitt; verteilt man denselben auf  $i$  Pumpen vom Durchmesser  $D$  in m, so ist  $F = \frac{i D^2 \pi}{4}$  und

$$D = \sqrt{\frac{4 F'}{i \pi}} = \sqrt{\frac{4 q}{\phi \varphi i \pi c}} \dots \dots \dots 6.$$

Der Wert von  $\varphi$  ist insbesondere von dem mehr oder weniger vollkommenen Spiel der Ventile, von Undichtigkeiten u. s. w. abhängig und schwankt je nach der Ausführung und Abnutzung der Pumpen zwischen 0,8 und 0,95; er ist im Mittel zu 0,9 anzunehmen. Dann wird

$$D = 1,19 \sqrt{\frac{q}{\phi i c}}$$

und für einfachwirkende Pumpen

$$D_1 = D \sqrt{2} = 1,68 \sqrt{\frac{q}{\psi i c}}.$$

Die mittlere Kolbengeschwindigkeit beträgt 0,5—0,8 m; sie läßt sich zwar bei reichlichen Querschnitten der Ventile und Rohrleitungen noch höher bemessen, doch pflegt man mit Rücksicht auf einen ruhigen Gang der Ventile nicht über 1,2 m hinauszugehen; für den Kolbenhub ist ein gebräuchliches Verhältnis  $\frac{s}{D} = 2$ .

Was den Kraftverbrauch der Pumpen anbetrifft, so beträgt derselbe in Pferdekraften  $N = \frac{\alpha q H 1000}{75}$ , wenn  $\alpha$  einen Koeffizienten bezeichnet, dessen Wert von  $\varphi$ , ferner von den Reibungswiderständen der Kolbenstange in der Stopfbüchse, des Kolbens im Cylinder u. s. w. abhängig ist. Er schwankt je nach der Herstellungsart und Unterhaltung der Pumpen zwischen 1,25 und 1,5 und darf im Mittel zu 1,3 angenommen werden. Wird der Pumpenkolben unmittelbar von der Kolbenstange der Dampfmaschine bewegt, so kann diese gleichfalls für  $N$  Pferdekraften berechnet werden; ist dagegen eine Übersetzung von der Kraftmaschine zur Pumpe erforderlich, was namentlich bei Schachtpumpen, ferner bei Benutzung von Wasserrädern und Turbinen, sowie bei Gasmaschinen vorkommt, so bedingen die dadurch hervorgerufenen Reibungswiderstände eine entsprechende Arbeit, die für den Einzelfall zu ermitteln ist.

Der Wirkungsgrad der Kreiselpumpen bleibt hinter dem der Kolbenpumpen nicht unwesentlich zurück, da er im günstigsten Falle kaum über 70% beträgt und bei größeren Hubhöhen (etwa über 10 m) erheblich geringer ist. Sie werden deshalb bei Wasserwerken nur selten angewandt, während die Kreiselpumpen sich mehr für vorübergehende Arbeiten eignen.

Eine eingehendere Besprechung der Pumpwerke, insbesondere auch der Dampfkessel und Dampfmaschinen, findet sich in Band IV dieses Handbuches, auf welchen hier verwiesen werden möge. Im übrigen ist die Bearbeitung der Einzelheiten des Entwurfes Sache des Maschineningenieurs bzw. der ausführenden Maschinenfabrik, während der Bauingenieur die erforderliche Leistung der Anlage zu ermitteln und unter Zugrundelegung einer Bauskizze die Vertragsbedingungen aufzustellen hat.

In der Regel wird bei Ausführung eines Dampfpumpwerks vereinbart, daß mit 1 kg Kohle von einer bestimmten Heizkraft bzw. mit einer festgesetzten Wärmemenge eine bestimmte Arbeit zu leisten sei, welche am einfachsten durch Messung der in einen Behälter gehobenen Wassermenge ermittelt wird, wobei der in der Zuleitung entstehende Druckverlust zu berücksichtigen ist. Bezeichnet  $O$  den Querschnitt dieses Behälters und  $h$  die Höhe desselben (Fig. 96), so ergibt sich die Arbeit, welche zu einer einmaligen Füllung erforderlich ist, zu

$$O h \left( H + \eta + \frac{h}{2} \right)$$

in Metertonnen, wenn  $O$  in qm, die übrigen Maße in m gegeben sind oder in Meterkilogramm zu  $O h \left( H + \eta + \frac{h}{2} \right) 1000$ .

$H$  bezeichnet hier den Höhenunterschied zwischen dem Saugwasserspiegel und der Sohle des Behälters,  $\eta$  die Reibungshöhe, welche bei Bewegung des Wassers vom Austritt aus dem Druckwindkessel der Pumpe bis zum Eintritt in den Behälter entsteht. Letztere berechnet sich aus der Formel  $v = c \sqrt{R J} = c \sqrt{R \frac{\eta}{l}}$  zu  $\frac{l v^2}{R c^2} = \frac{4 l v^2}{d c^2}$ ,

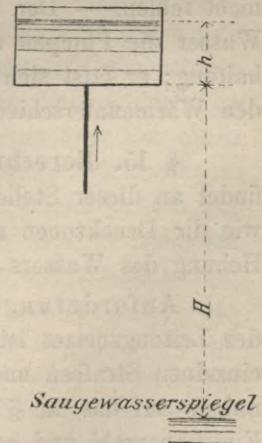


Fig. 96.

wo  $d$  den Durchmesser,  $l$  die Länge der Zuleitung,  $v$  die Geschwindigkeit und  $c$  den Geschwindigkeitskoeffizienten bezeichnen.  $v$  ergibt sich aus der zur Füllung des Behälters erforderlich gewesenenen Zeit und  $c$  aus Formel 10 in Kap. IV, S. 39 bzw. aus Figur 4, Tafel I.

Durch diese Versuche erhält man zugleich den genauen Wert für  $\varphi$  in Formel 6, der als Unterlage für den Betrieb dienen kann und dessen spätere Ermittlung einen Rückschluss auf das Maß der Abnutzung der Pumpe gestattet. Notwendig ist es, die Heizkraft der verwendeten Kohle vor Ausführung der Versuche ermitteln zu lassen oder wenigstens eine bestimmte Kohlenart zu Grunde zu legen und deren Aschengehalt zurückzuwiegen, da dieser zu wechseln pflegt. Dafs derartige Versuche mit großer Genauigkeit unter Berücksichtigung der Nebenumstände (gleiche Dampfspannung, Wassergehalt des Dampfkessels am Anfang und Ende der Versuche, Wärme des Speisewassers u. s. w.) vorzunehmen sind und sich nicht auf einige Stunden bzw. auf eine einmalige Füllung des Behälters beschränken dürfen, braucht kaum erwähnt zu werden; es empfiehlt sich deshalb, bei der Abnahme größerer Maschinenanlagen einen besonderen Sachverständigen zuzuziehen. Da ferner der Ausfall der Versuche wesentlich von der Beschaffenheit der Kessel und der Art ihrer Bedienung, sowie von dem Wärmeverlust in den Dampfleitungen abhängig ist, so liegt es nahe, die Lieferung von Maschinen, Pumpen und Kesseln in eine Hand zu legen und über die Person des Heizers Vereinbarung zu treffen.

Von dem Betriebe selbst wird in Kap. VII die Rede sein. Es sei deshalb hier nur bemerkt, dafs bei der Unterhaltung der Maschinenanlage eines Wasserwerkes die größte Sauberkeit am Platze ist, welcher schon bei Einrichtung und Ausführung des Gebäudes Vorschub geleistet werden sollte. Dahin gehören reichliche Beleuchtung durch Fenster, welche man behufs Lüftung öffnen und ohne Schwierigkeit reinigen kann, ein ebener, das Wasser nicht aufsaugender Fußboden, glatte Wandflächen, an denen der Staub nicht haftet, Schutz gegen aufsteigende Feuchtigkeit u. s. w. Ein Arbeitsplatz mit Schraubstock und den nötigen Werkzeugen, welcher zugleich Schmieröl, Petroleum und den Kasten mit Putzbaumwolle aufnimmt, sollte auch bei kleineren Anlagen nicht fehlen. — Der Umstand, dafs infolge des Wärmeunterschiedes zwischen Luft und Wasser die Pumpen und Windkessel häufig schwitzen, erschwert oft die gute Instandhaltung; er läßt sich durch Anbringen von Blehmänteln beseitigen, durch welche eine den Wärmeunterschied ausgleichende Luftschicht hergestellt wird.

**§ 15. Berechnung des Leitungsnetzes.** Die Berechnung des Leitungsnetzes findet an dieser Stelle und nicht im Anschluß an § 11 ihren Platz, weil durch die Art, wie die Druckzonen angeordnet werden, sowie durch die Lage des Behälters und die Hebung des Wassers die Abmessungen des Rohrnetzes wesentlich beeinflusst werden.

Anforderungen an die Wasserlieferung der Leitungen. Zur Berechnung des Leitungsnetzes ist zunächst die Kenntnis der Wassermenge erforderlich, welche den einzelnen Straßen und Plätzen zugeführt werden muß. Hierbei hat man unter Bezugnahme auf das in § 3 Gesagte bis zu einem gewissen Grade auf das Anwachsen der Einwohnerzahl und auf die Ausdehnung der Stadt Rücksicht zu nehmen und demgemäß einen Plan des zukünftigen bebauten Gebietes herzustellen, in welchem die berechneten Einwohnerzahlen in die einzelnen Straßenstrecken eingetragen sind. Einen Anhalt für diese Berechnung gewähren die in bestimmten Zwischenräumen erfolgenden Zählungen, namentlich auch hinsichtlich der Dichtigkeit der Bevölkerung in den vorhandenen Stadt-

teilen, welche sich mit der weiteren Entwicklung zu steigern pflegt. Bei sehr dichter Bebauung und engen Strafsen, wie sie sich in einzelnen Bezirken der meisten Groß- und Mittelstädte finden, kommen nur 10—15 qm Grundfläche auf den Kopf der Bevölkerung, während der eigentliche Kern der deutschen Städte von mehr als 100000 Einwohnern 20—35 qm für jeden Bewohner enthält.

Eine gute Übersicht gewährt die Darstellung der Bevölkerungsdichtigkeit durch Streifen, welche längs der Strafsen in den Plan eingetragen sind und deren Breite in Millimetern der Bewohnerzahl für ein Meter der Strafsen entspricht, s. Fig. 97. Multipliziert man dann die Kopfzahl mit dem auf den Einwohner voraussichtlich entfallenden größten Verbrauch (wobei die Wohlhabenheit und gewerbliche Thätigkeit der

Fig. 97. Verteilung der Bevölkerung nach Strafsen.

Mafsstab für die Längen 1:12000.



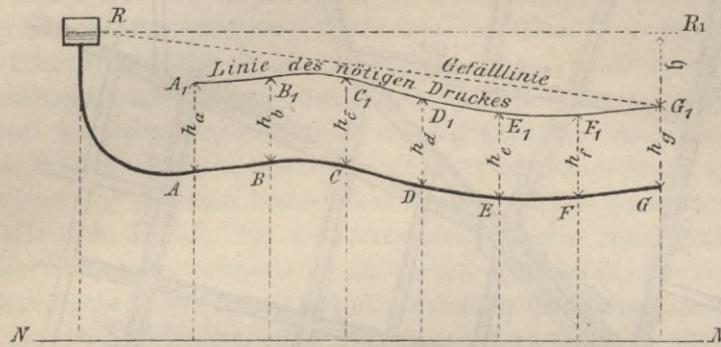
einzelnen Stadtviertel nicht außer acht gelassen werden dürfen), so erhält man die Wassermengen, welche die Leitung in den betreffenden Strafsen abzugeben hat. In § 3 ist der größte Verbrauch innerhalb einer Stunde angegeben; zur Berechnung eignet sich aber besser die Ermittlung der in einer Sekunde zu liefernden Wassermenge.

Um nun die für Bestimmung der Leitungsdurchmesser maßgebenden Wassermengen zu finden, trage man in den nach der beschriebenen Art vorgerichteten Stadtplan die wichtigsten Linien des Rohrnetzes nach bestem Ermessen ein und zwar vorläufig nach dem Verästelungssystem. Als Hilfsmittel — namentlich bei wechselnder Höhenlage des Gebietes — denke man sich an allen Verbrauchsstellen die erforderlichen Druckhöhen aufgetragen; es bilden dann die Endpunkte derselben eine über der Stadt liegende Fläche, welche durch Horizontalkurven zeichnerisch dargestellt werden kann. Legt man nun das Leitungsnetz so, als wären die einzelnen Stränge offene Gräben zur Bewässerung der genannten Fläche, so wird die beste Ausnutzung der vorhandenen Höhenunterschiede erzielt. Da die an den verschiedenen Stellen erforderlichen Druckhöhen nicht wesentlich voneinander abweichen, so kann in den meisten Fällen das Stadtgebiet selbst an Stelle der Fläche treten und es ergibt sich als Regel, die Hauptstränge möglichst in hochliegende Strafsen zu verlegen und von dort aus Leitungen zur Speisung der tieferen Gebiete abzuzweigen. In flach belegenen Städten, wo die Bedeutung der Höhenunterschiede mehr zurücktritt, suche man die Hauptlinien des Netzes nach den Ausführungen des § 11 so zu legen, daß das Stadtgebiet je nach seiner Größe in zwei oder mehr möglichst gleichwertige Abschnitte geteilt wird (Fig. 37—40, S. 132). Die an den verschiedenen Punkten der Leitungen zu führenden Wassermengen entsprechen der Summe des Bedarfes der unterhalb (im Sinne der Wasserbewegung)

belegenen Strafsen und werden als Zahlen (in Sekundenlitern) oder auch als Streifen von entsprechender Breite eingetragen.

Linie des Druckgefälles. Zur Bestimmung der Rohrdurchmesser gehört nun noch die Kenntnis der Linie der Druckgefälles, welche sich bei Lieferung des größtten Verbrauchs bilden darf. Sei  $A B C D E F G$  (Fig. 98) der Längenschnitt einer Leitung der Länge  $l$ ,  $A_1 B_1 C_1 D_1 E_1 F_1 G_1$  die Verbindungslinie der Druckhöhen  $h_a h_b h_c h_d h_e h_f h_g$ , welche an den zugehörigen Stellen

Fig. 98.



mindestens vorhanden sein müssen,  $R R_1$  die durch den Behälterspiegel gelegte Wagerechte, so bilden die Punkte  $R$  und  $G_1$  Anfang und Ende der Gefällelinie, welche zunächst als geradlinig aufgefasst werden möge. Das Gefälle  $J$  der Formel  $v = c \sqrt{RJ}$  (Kap. IV, S. 37) ist dann  $= \frac{h}{l}$  und

$R = \frac{d}{4}$ ,  $v = \frac{4q}{d^2 \pi}$ , wenn  $d$  den Rohrdurchmesser und  $q$  die sekundliche Wassermenge an einem der Punkte bezeichnet. Hieraus ergibt sich für  $d$  in m:

$$d = \sqrt[5]{\frac{64}{\pi^2} \frac{q^2 l}{c^2 h}} = 1,45 \sqrt[5]{\frac{q^2 l}{c^2 h}} \quad \dots \quad 7.$$

Dieser Ausdruck gilt für  $q$  in cbm; ist die Wassermenge in Sekundenlitern gegeben, so wird

$$d = 0,092 \sqrt[5]{\frac{q^2 l}{c^2 h}}, \quad \dots \quad 8.$$

wo  $c = \frac{100 \sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} = \frac{100 \sqrt{d}}{2b + \sqrt{d}}$  (S. 39).

Da der Koeffizient  $c$  von dem noch zu findenden Durchmesser abhängig ist, so gelangt man erst nach einigen Versuchsrechnungen zum Ziele. Diese lassen sich dadurch erleichtern, dass man mittels der einfachen Dupuit'schen Formel (No. 13, S. 44) zunächst einen Näherungswert für  $d$  berechnet, hierauf  $c$  (unter Zuhilfenahme von F. 4, T. I) ermittelt und in Formel 7 oder 8 einsetzt. Am bequemsten ist jedoch die Benutzung einer Hilfstafel, beispielsweise derjenigen in F. 6, T. I, deren Erklärung sich auf S. 42 findet und aus welcher sich die Durchmesser für Wassermengen bis zu 1 cbm i. d. Sekunde in den Grenzen der am meisten vorkommenden Gefälle nebst den zugehörigen Geschwindigkeiten ablesen lassen.<sup>80)</sup>

Bei dieser Bestimmung ist eine geradlinige Verteilung des vorhandenen Gefälles vorausgesetzt; dadurch erhält  $\sqrt{\frac{l}{h}}$  in Formel 7 und 8 für jeden Leitungsabschnitt den nämlichen Wert und die Rechnung gestaltet sich sehr einfach. Ein gleichmäßiges Gefälle lässt sich jedoch nicht immer innehalten; beispielsweise ist man bei einer Boden-

<sup>80)</sup> Außer den auf S. 43 genannten Darstellungen und Tabellen sind noch zu erwähnen die Darstellungen von Bouniol im Génie civil 1890/91, S. 395 (Bd. XVIII, Aprilheft) für Röhren von 0,04—1,2 m Weite und Gefälle von 1:10000 bis 1:5; ferner die Zahlentabellen im Kalender für Strafsen-, Wasserbau- und Kultur-Ingenieure 1892, I. Beilage, S. 65—68 für Röhren von 0,04—0,65 m Weite und Gefälle 1:2000 bis 1:10 (nach der Kutter'schen Formel No. 10 auf S. 39, unter Zugrundelegung der Rauigkeitsstufe IV).

gestaltung des Versorgungsgebietes, wie sie in Fig. 99 dargestellt ist, genötigt, dem oberen Teile der Leitung bis zum Punkte  $D$  ein schwächeres Gefälle zu geben, als dem unteren, weil bei einer gleichmäßigen Verteilung des Gefälles nur eine Druckhöhe  $DD_2$  entstehen würde, während  $DD_1$  erforderlich ist. Am günstigsten wird die Verteilung, wenn die Linie der erforderlichen Druckhöhen mit der Linie des Druckgefälles sich deckt (Fig. 100), weil dann an keiner Stelle der Leitung das Wasser unter einem unnötig hohen Druck ausfließt, während dies in Fig. 98 u. 99 an allen Punkten mit Ausnahme von  $G$  bzw.  $D$  und  $G$  geschieht. Eine solche Lösung ist aber selten möglich; sie würde sich nur dann finden lassen, wenn  $AG$  gewissermaßen den Rücken einer Bewässerungsfläche darstellt, von welchem aus der Boden nach beiden Seiten zu gleichmäßig abfällt.

Man kann sich auch die Frage vorlegen, ob es überhaupt zweckmäßig ist, das vorhandene Gefälle  $R_1 G_1$  (Fig. 101) statt nach einer geraden Linie nach einer Kurve zu verteilen, welche ihre konvexe Seite nach oben oder nach unten richtet. Da die Kosten der Rohrleitungen etwas stärker zunehmen als ihre Durchmesser (etwa mit  $d^{1,2}$ , wenn  $d$  den Durchmesser bezeichnet), so ist es im allgemeinen vorteilhafter, den größeren Röhren etwas mehr Gefälle zu geben, als den Endleitungen. Eine mächtig nach unten gebogene Linie  $RS G_1$  würde deshalb an und für sich vor der Geraden  $R G_1$  und noch mehr vor  $R S_1 G_1$  den Vorzug verdienen. Indessen ist mitunter eine höhere Lage der Gefällslinie erwünscht, weil

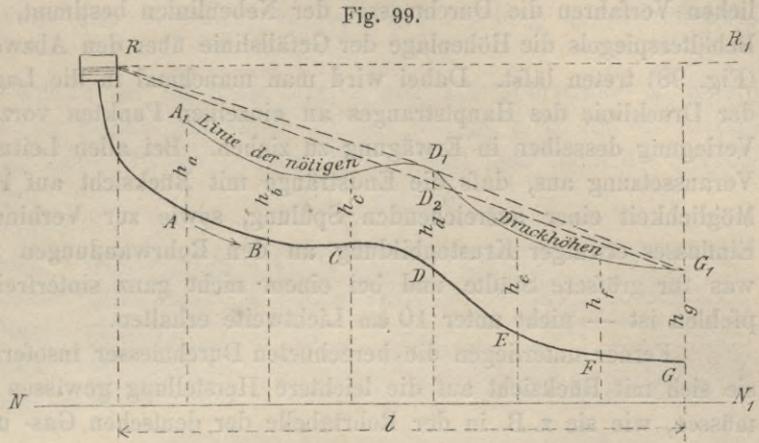


Fig. 99.

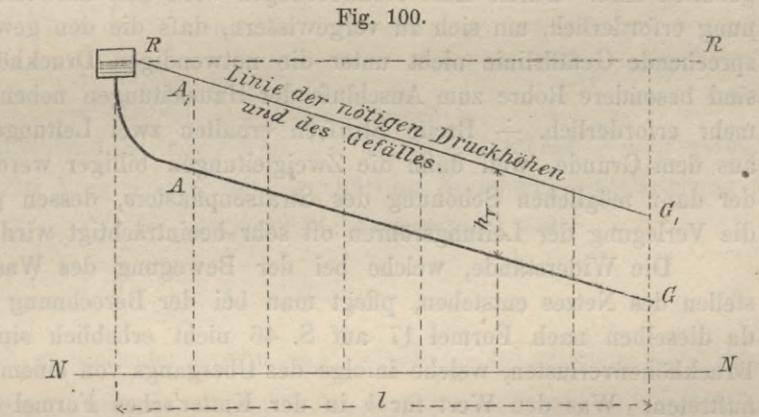


Fig. 100.

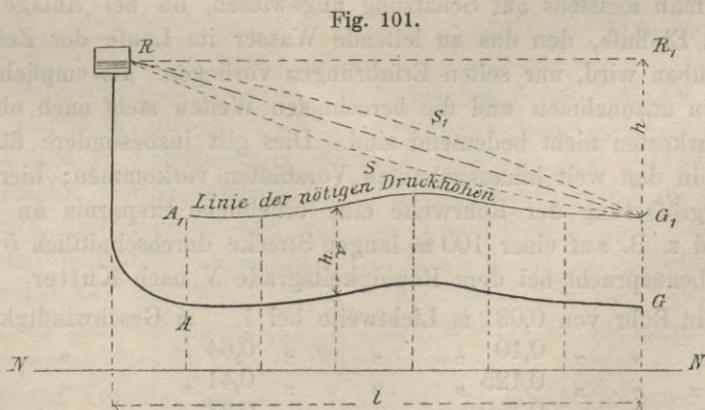


Fig. 101.

es nicht immer gelingt, die Hauptleitung auf den die Umgebung beherrschenden Strafsen zu führen und die Versorgung höher belegener Nebenbezirke zu vermeiden.

Sind die Abmessungen der Hauptleitung festgestellt, so werden nach dem nämlichen Verfahren die Durchmesser der Nebenlinien bestimmt, indem man an Stelle des Behälterspiegels die Höhenlage der Gefällslinie über den Abzweigpunkten *A B C* u. s. w. (Fig. 98) treten läßt. Dabei wird man manchmal in die Lage kommen, eine Hebung der Drucklinie des Hauptstranges an einzelnen Punkten vorzunehmen und selbst eine Verlegung desselben in Erwägung zu ziehen. Bei allen Leitungen gehe man von der Voraussetzung aus, daß die Endstränge mit Rücksicht auf Feuerlöschzwecke und die Möglichkeit einer ausreichenden Spülung, sowie zur Verhinderung eines nachteiligen Einflusses etwaiger Krustenbildung an den Rohrwandungen nicht unter 8 cm oder — was für größere Städte und bei einem nicht ganz sinterfreien Wasser mehr zu empfehlen ist — nicht unter 10 cm Lichtweite erhalten.

Ferner unterliegen die berechneten Durchmesser insofern einer Beschränkung, als sie sich mit Rücksicht auf die leichtere Herstellung gewissen Abstufungen anbequemen müssen, wie sie z. B. in der Rohrtabelle der deutschen Gas- und Wasserfachmänner eingehalten sind. Durch diese Abänderungen wird eine teilweise Wiederholung der Rechnung erforderlich, um sich zu vergewissern, daß die den gewählten Durchmessern entsprechende Gefällslinie nicht unter die notwendigen Druckhöhen herabgeht. Dagegen sind besondere Rohre zum Anschluß der Hausleitungen neben den Hauptsträngen nicht mehr erforderlich. — Breite Strafsen erhalten zwei Leitungen und zwar nicht allein aus dem Grunde, weil dann die Zweigleitungen billiger werden, sondern auch wegen der dann möglichen Schonung des Strafsenpflasters, dessen gute Beschaffenheit durch die Verlegung der Leitungsröhren oft sehr beeinträchtigt wird.

Die Widerstände, welche bei der Bewegung des Wassers durch die Abzweigestellen des Netzes entstehen, pflegt man bei der Berechnung nicht zu berücksichtigen, da dieselben nach Formel 17 auf S. 46 nicht erheblich sind; dasselbe gilt von den Druckhöhenverlusten, welche infolge des Übergangs von einem Durchmesser zum andern auftreten. Was den Wert für *b* in der Kutter'schen Formel 10 auf S. 39 betrifft, so ist man meistens auf Schätzung angewiesen, da bei Anlage eines Wasserwerkes über den Einfluß, den das zu leitende Wasser im Laufe der Zeit auf die Rohrwandungen ausüben wird, nur selten Erfahrungen vorliegen. Es empfiehlt sich deshalb, *b* nicht zu klein anzunehmen und die berechneten Weiten stets nach oben abzurunden, zumal die Mehrkosten nicht bedeutend sind. Dies gilt insbesondere für lange Endleitungen, wie sie in den weit hinausgebauten Vorstädten vorkommen; hier kann durch eine mäfsige Vergrößerung der Rohrweite eine erhebliche Ersparnis an Druckhöhe erzielt werden. Sind z. B. auf einer 100 m langen Strecke durchschnittlich 5 l i. d. Sekunde zu liefern, so beansprucht bei dem Rauheitsgrade V nach Kutter

ein Rohr von	0,08	m	Lichtweite	bei	1	m	Geschwindigkeit	6	m	Druckverlust,
"	"	"	0,10	"	"	"	0,64	"	"	1,69
"	"	"	0,125	"	"	"	0,41	"	"	0,48
"	"	"	0,150	"	"	"	0,28	"	"	0,17

während die Kosten dieser Strecke einschliesslich eines Absperrschiebers, jedoch ohne Erd- und Pflasterarbeit (welche bei den genannten Rohrweiten gleich hoch ist) sich nach den in Westdeutschland im Jahre 1890 üblichen Preisen berechnen

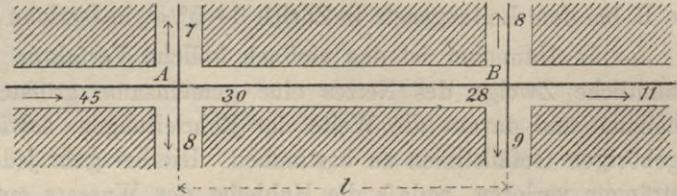
bei	0,08	0,10	0,125	0,150 m	Lichtweite
zu	534	570	710	872	Mark.

Hierbei fällt der Unterschied zwischen den Kosten insbesondere der 0,08 und 0,10 m weiten Rohre wenig ins Gewicht, sodafs man schon mit Rücksicht auf die Ersparnis an Druckhöhe das Mafs von 0,10 m wählen und dasselbe auf 0,125 oder auf 0,150 m erhöhen wird, wenn eine besondere bauliche Entwicklung der betreffenden Gegend zu erwarten ist.

Die Wassermenge, welche der zu einer Strafsse gehörige Rohrstrang zu liefern hat, nimmt mit der Länge der Strafsse allmählich ab und betrage z. B. für die Strafsse *AB* (Fig. 102) am oberen Ende 30, am unteren 28 sl. Legt man dann der Berechnung der Einfachheit wegen

Fig. 102.

die mittlere Wassermenge von 29 sl zu Grunde, so begeht man einen Fehler, der jedoch sehr geringfügig ist. Dies zeigt eine Vergleichung mit der von Dupuit<sup>80)</sup> angegebenen genaueren Formel



$$h = \frac{l}{d^5} \left( \frac{Q_1 + 0,55(Q - Q_1)}{20} \right)^2, \dots \dots \dots 9.$$

welche für  $Q = Q_1$  in

$$h = \frac{l}{d^5} \left( \frac{Q_1}{20} \right)^2 \dots \dots \dots 10.$$

übergeht und somit gleichlautend ist mit Formel 13 auf S. 44, sobald  $\frac{h}{l} = J$  gesetzt und  $h$  entwickelt wird. Zur Vergleichung der abgekürzten Rechnung mit Gleichung 9 ist in Gleichung 10 für  $Q_1 = \frac{Q_1 + Q}{2}$  einzustellen; dann ergibt sich

$$h = \frac{l}{d^5} \left( \frac{Q_1 + Q}{20} \right)^2.$$

Demnach ist  $\frac{Q_1 + Q}{2}$  an Stelle des Ausdrucks  $Q_1 + 0,55(Q - Q_1)$  getreten. Wählt man für diesen die Form  $0,45 Q_1 + 0,55 Q = \frac{Q_1 + Q}{2} + (0,05 Q - 0,05 Q_1)$ , so ergibt sich, dafs der Unterschied zwischen beiden Werten nur  $0,05(Q - Q_1)$ , also so klein ist, dafs er selbst bei  $Q_1 = 0$  noch nicht in Frage kommt.

Durch Ausführung der vorstehend besprochenen Berechnung erhält man ein Verästelungsnetz, welches im stande ist, die gestellten Ansprüche bezüglich der Lieferung der erforderlichen Wassermenge in ausreichender Weise zu erfüllen. Um dasselbe in ein Kreislaufnetz zu verwandeln, werden zunächst die Hauptstränge und soweit als möglich auch die Nebenleitungen untereinander und mit den Hauptsträngen nach den im § 12 gegebenen Regeln und Beispielen verbunden. Die Weite dieser Verbindungsleitungen läfst sich nur teilweise auf dem Wege der Rechnung bestimmen und zwar dadurch, dafs man annimmt, es habe bei Unterbrechung eines Stranges der nächstgelegene die Versorgung der abgesperrten Strecke mit zu übernehmen. Von diesem Gesichtspunkte aus hat man mitunter Veranlassung, eine Vergrößerung des berechneten Verästelungsnetzes an verschiedenen Stellen vorzunehmen, ist aber im übrigen bei Anordnung der Verbindungsleitungen mehr auf Beurteilung und Schätzung der örtlichen Verhältnisse, als auf die Berechnung angewiesen.

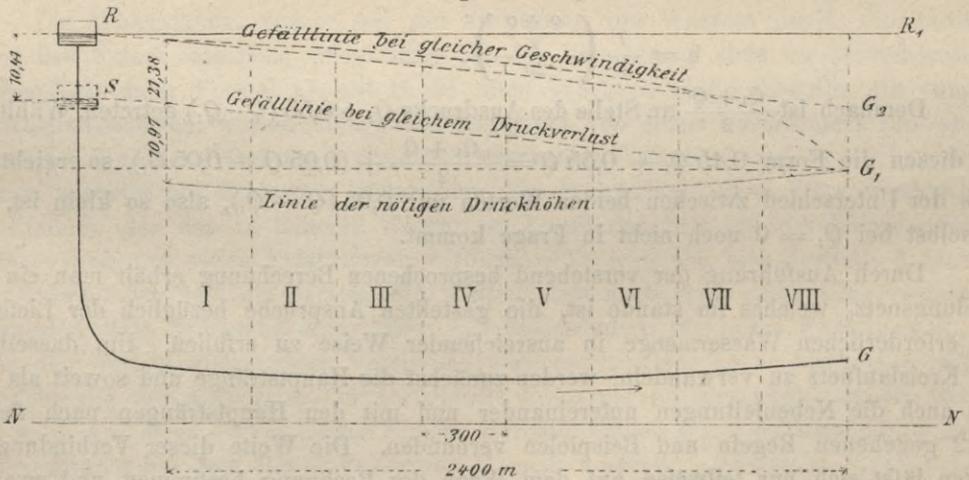
<sup>80)</sup> Dupuit. Die Ausführung und Unterhaltung der Wasserleitungen mit besonderer Berücksichtigung der Pariser Wasserwerke. Allg. Bauz. 1862, S. 207 u. folg.

Bisher wurde als Grundlage der Berechnung angenommen, daß das Wasser in ausreichender Höhe zufließe und die Gefällslinie durch Verbindung des Behälterspiegels mit den am ungünstigsten belegenen Druckhöhen gebildet werde. Wenn nun eine künstliche Hebung nötig ist, muß die Eintrittshöhe des Wassers in die Stadt erst gesucht und hieraus die Leistung der Maschinen und Pumpen ermittelt werden. Zu diesem Zwecke nimmt man die Gefällslinie vorläufig an und zwar geschieht dies, indem man von der Druckhöhe am Ende der längsten und zugleich höchstgelegenen Strecke beginnt. Man wird also von  $G_1$  der Fig. 98 ausgehen und die Linie  $R G_1$  so verzeichnen, daß sie stets über den höchsten Punkten der verschiedenen Druckhöhen liegt. Als Anhaltspunkt kann das Druckliniengefälle ausgeführter Leitungen dienen; dasselbe beträgt z. B. bei dem Leitungsnetz in Zürich 3—5<sup>0</sup>/<sub>100</sub>, in Iserlohn 5—6<sup>0</sup>/<sub>100</sub>, in Hannover 3—30<sup>0</sup>/<sub>100</sub>.

In Hannover ist das vielfach übliche Verfahren zur Anwendung gekommen, für sämtliche Zweige des Netzes eine gemeinsame grösste Geschwindigkeit (1,1 m) anzunehmen und daraus die Weite der Rohrleitungen, sowie die einzelnen Punkte der zugehörigen Gefällslinien zu bestimmen. Hierbei geht jedoch viel Druckhöhe in den Endsträngen verloren, sodafs die Hubhöhe des Wassers entweder zu hoch berechnet oder nicht genügend ausgenutzt wird. Um dies an einem Beispiele zu zeigen, habe ein Hauptstrang von 2400 m Länge in seinen acht Abteilungen, die der Einfachheit wegen gleich lang angenommen werden mögen (Fig. 103), folgende grösste Verbrauchsmengen zu führen:

Abteilung	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Wassermenge	261	215	156	121	91	54	26	8,6 Sekundenliter.

Fig. 103.



Legt man dann der Berechnung eine grösste sekundliche Geschwindigkeit von 1,1 m und die vierte Rauigkeitsstufe zu Grunde, so ergeben sich nach der Kutter'schen Formel folgende Druckverluste:

Rohrweite . . . . .	0,55	0,50	0,425	0,375	0,325	0,25	0,175	0,10 m
Druckverlust auf 300 m	0,74	0,84	1,07	1,26	1,57	2,31	3,95	9,64 „

Die Gefällslinie, welche diesen Werten entspricht, ist in Fig. 103 unter  $R G_1$  eingetragen und die Höhe, um welche der Behälterspiegel bei  $R$  über  $G_1$  liegen muß, berechnet sich aus der Summe der Druckverluste zu 21,38 m. Diese Verluste werden

wesentlich geringer, wenn man ein annähernd gleiches Gefälle der Drucklinie wählt, bezw. dasselbe so verteilt, daß es bei den großen Röhren etwas größer ist, als bei den kleinen. Es ergibt sich dann:

Gefälle . . . . .	1:185	1:200	1:200	1:238	1:192	1:218	1:261	1:300
Rohrweite . . . . .	0,475	0,45	0,40	0,375	0,325	0,275	0,225	0,15 m
Druckverlust auf 300 m	1,62	1,5	1,5	1,26	1,56	1,38	1,15	1,0 „

Die Summe der Druckverluste beträgt hier nur 10,97 m, also 10,41 m weniger, als vorhin. Liegt demnach die Hauptleitung so hoch, daß die Nebenleitungen durch natürliches Gefälle von ihr beherrscht werden, so läßt sich der Behälter nach dem Punkte  $S$  verlegen und  $SG_1$  bildet die Gefällslinie. Sind die Verhältnisse der Hauptleitung aber nicht so günstig und reicht die Höhenlage der Linie  $SG_1$  nicht aus, um das nötige Gefälle für die Zweigleitungen zu liefern, so muß der Behälter hinaufgerückt werden. Aber selbst für den Fall, daß es notwendig werden sollte, die ursprüngliche Lage bei  $R$  beizubehalten, gestaltet sich die neue Gefällslinie, welche dann nach  $R G_2$  rückt, für die Erweiterung des Rohrnetzes über  $G$  hinaus wesentlich günstiger.

Vergleicht man die Herstellungskosten der beiden Linien und legt folgende sich auf Westdeutschland beziehende Einheitspreise (für fertig verlegte Röhren ohne Erd- und Pflasterarbeiten und ohne Schieber) zu Grunde,

Rohrweite:													
0,55	0,50	0,475	0,45	0,425	0,40	0,375	0,325	0,275	0,25	0,225	0,175	0,15	0,10 m
Preis für 1 m:													
43,3	38,4	35,2	32,3	29,4	27,9	25,3	21	15,5	14	12,4	9,6	7,9	5,1 Mark,

so berechnen sich die Kosten der Leitung mit gleicher Geschwindigkeit zu 57570 M., wogegen eine Leitung mit nahezu gleichem Gefälle 53250 M. kostet, sodaß die letztere neben dem Vorteil eines geringeren Druckverlustes auch noch den einer größeren Billigkeit besitzt.

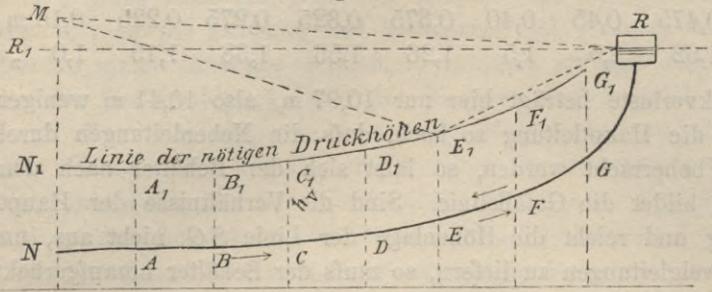
Da die Anlage- und Betriebskosten eines Pumpwerkes mit der Hubhöhe des Wassers steigen und auch der Bau des Behälters mit der größeren Höhenlage desselben teurer zu werden pflegt, so ist die richtige Berechnung des Leitungsnetzes (oder besser die richtige Verteilung des Gefalles auf die einzelnen Rohrstränge) sehr wichtig. Es fehlt zwar nicht an Versuchen, für die günstigste Lösung allgemeine Regeln zu entwickeln<sup>81)</sup>, doch pflegen im gegebenen Falle so viele örtliche Verhältnisse mitzusprechen, daß man meistens darauf angewiesen ist, die beste Lösung durch Aufstellung vergleichender Entwürfe ausfindig zu machen.

Bisher wurde vorausgesetzt, daß der Behälter auf derjenigen Seite der Stadt liege, welche der Gewinnungsstelle zugewendet ist. Nicht selten führt jedoch die Lage der Stadt zum Bau eines Endbehälters (Fig. 104), welcher auf der entgegengesetzten Seite der Stadt liegt. In § 13 ist die sich dann ergebende Art der Versorgung näher erörtert und darauf hingewiesen, daß der Behälter sich in den Stunden des geringeren Verbrauches füllt und das gesammelte Wasser zur Zeit des stärkeren Bedarfes an den am Fusse des Behälters liegenden Bezirk abgibt. Das Wasser gelange an der Stadtgrenze mit der Druckhöhe  $MN$  an und der Behälter  $R$  liege um  $MR_1$  unter  $M$ ; giebt man dann dem Punkt  $E_1$  der Druckhöhenkurve  $N_1 A_1 B_1 C_1 \dots G_1$  eine solche Lage, daß

<sup>81)</sup> Forchheimer a. a. O.; Thiem. Projekt eines Wasserwerkes für die Stadt Nürnberg. Leipzig 1879; Grashof. Theoretische Maschinenlehre I. 1876, S. 538.

das Versorgungsgebiet der links liegenden Hauptrohrstrecke zur Zeit des größten Bedarfes von der Zuleitung gespeist werden kann, so bleibt der rechts belegene Abschnitt für den Behälter übrig, dessen Inhalt sich daraus zugleich ergibt.  $RE_1$  und  $ME_1$  bilden dann die Gefällslinien für die Abschnitte  $EFGR$  und  $NABCDE$ , deren Weite hiernach berechnet werden kann. Dieselbe muß zugleich der Bedingung Genüge leisten, daß der Verbrauch des mittleren Stundenbedarfes in der Gefällslinie  $MR$

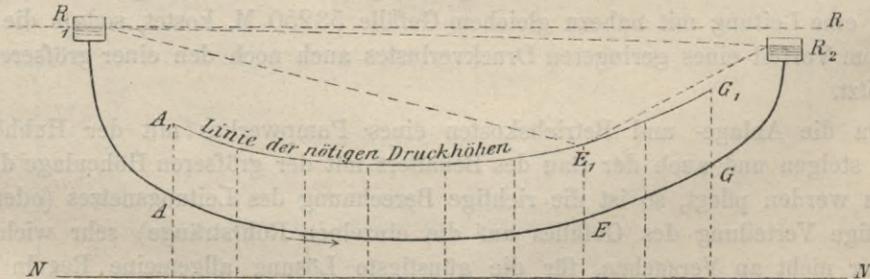
Fig. 104.



erfolgt, damit bei abnehmendem Bedarf das Gefälle geringer wird und der Behälter anfangen kann, sich zu füllen.

Bei gleichmäßigem Zulauf durch natürliches Gefälle fließen dem Behälter zu den Zeiten des größten Bedarfs nur 30% des mittleren Tagesverbrauchs zu; hierdurch ergibt sich ebenfalls ein Grenzwert für die Lage des Punktes  $E_1$ . Wird das Wasser dagegen gehoben, so läßt sich durch verstärkte Thätigkeit des Pumpwerks eine größere Füllung des Behälters erzielen und dadurch eine Ausdehnung der von ihm gespeisten Fläche bzw. der Dauer der Speisung herbeiführen, wodurch die Gesamtkosten des Rohrnetzes herabgemindert werden.

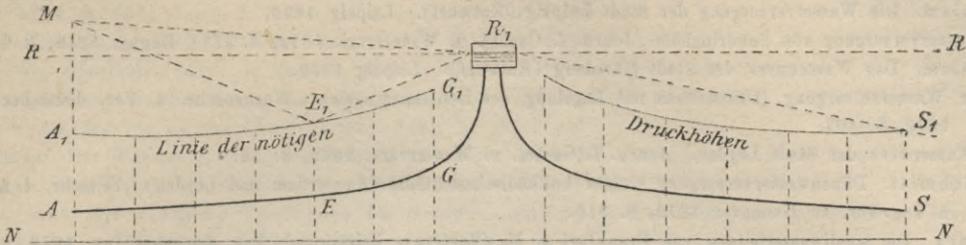
Fig. 105.



Die Anordnung von zwei einander gegenüberstehenden Behältern (Fig. 105) bedingt dasselbe Verfahren, mit dem Unterschiede, daß der Teilpunkt  $E_1$  weiter nach rechts zu liegen kommt, weil der Inhalt von  $R_1$  die Leistung der Zuleitung noch unterstützt. Welche Art der Gefällsverteilung für das Rohrnetz am günstigsten ist, hängt von der Gestaltung der Linie für die erforderlichen Druckhöhen ab; im allgemeinen wird die Verteilung vorteilhafter, wenn  $E_1$  mehr nach der Mitte des Rohrnetzes zu liegt. Da dieser Fall bei Anordnung eines Endbehälters eher eintritt, so verdient dieselbe auch von diesem Standpunkte aus neben den in § 12 hervorgehobenen Gründen den Vorzug vor der Anordnung zweier Gegenbehälter.

Befindet sich der Behälter im Versorgungsgebiet (Fig. 106) und wird die Zuleitung gleichzeitig auf der Strecke  $AEGR$  mit zur Verteilung benutzt (nach Fig. 63, S. 146), so treten für das von dieser gespeiste Gebiet die Verhältnisse der Fig. 104 ein, während für die Hauptleitung der übrigen Stadtfläche die Gefällslinie  $RS_1$  zu ermitteln und der Berechnung zu Grunde zu legen ist.

Fig. 106.



Die Anordnung mehrerer Druckzonen statt einer einzigen bedingt keine Änderung in der Art der Berechnung, sobald die Grenzen der einzelnen Zonen feststehen. Die Ermittlung der zweckmäßigsten Lage dieser Grenzen, namentlich in dem Falle, wo das Wasser gehoben werden muß, erfordert in der Regel einige Versuchsrechnungen, welche zu entscheiden haben, ob eine Erweiterung der Rohrdurchmesser oder die Zuführung des Wassers von einem höheren Punkte aus bezw. die höhere Hebung desselben den Vorzug verdient. Diese Rechnungen bewegen sich aber in dem Rahmen der obigen Erörterungen, sodafs von ihrer näheren Darlegung abgesehen werden kann.

### Litteratur.

Die wenigen besonderen Werke und Abhandlungen, welche die im zweiten Abschnitt dieses Kapitels besprochenen Gegenstände einzeln behandeln, sind bereits in den zugehörigen Fußnoten aufgeführt. Außerdem finden sich jedoch Beschreibungen von Rohrnetzen, Hochbehältern und Pumpwerken in den zahlreichen Veröffentlichungen aufgestellter Entwürfe und ausgeführter Anlagen, von denen die bemerkenswertesten unter Ausscheidung der älteren Schriften nachstehend aufgeführt sind.

#### Versorgungen mit Quell- und Grundwasser.

- Wasserversorgung der Stadt Orleans. *Nouv. ann. de la constr.* 1865, S. 33.  
 Die Wasserversorgung der Stadt Sorau. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1870, Mai.  
 B. Salbach. Das Wasserwerk der Stadt Halle. Halle 1871.  
 Die Wasserwerke zu Brighton. *Engineer.* 1872, Sept. S. 217.  
 Das Wasserwerk zu Dortmund. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1874, S. 279.  
 Gruner u. Thiem. Wasserversorgung von Regensburg. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1875, S. 872.  
 Gruner u. Thiem. Vorprojekt zu einer Wasserversorgung für Strafsburg. *Civiling.* 1875, S. 451.  
 Das Wasserwerk der Stadt Bernburg. *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1875, S. 517; *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1876, S. 18, 44.  
 B. Salbach. Das Wasserwerk der Stadt Dresden. Halle 1876.  
 L. Disselhoff. Das städtische Wasserwerk zu Iserlohn. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1876, S. 44 u. 76.  
 Die Wasserleitung in Halberstadt. *Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege* 1876, S. 454.  
 Die Quellwasserleitung der Stadt Salzburg. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1876, S. 346.  
 Das Wasserwerk der Stadt Mühlheim a. d. Ruhr. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1877, S. 640.  
 C. Kröber. Die neue Wasserversorgung des fürstlichen Schlosses zu Siegmaringen. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1877, S. 35.  
 J. Stübßen. Das Wasserwerk der Stadt Aachen. *Deutsche Bauz.* 1878, S. 283; *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1877, S. 489.  
 Wasserversorgung der Stadt Lille. *Ann. des ponts et chaussées* 1878, I., S. 380.  
 Wertheim. Vortrag über die Wasserversorgung von Kassel. *Deutsche Bauz.* 1878, S. 4.  
 Green. Das Potsdamer Wasserwerk. *Deutsche Bauz.* 1878, S. 425.  
 O. Lueger. Wasserleitung von Baden-Baden. *Deutsche Bauz.* 1878, S. 43.  
 Wasserversorgung von Regensburg. *Civiling.* 1878, S. 65.  
 Wasserversorgung von Horsens (mit Wasserkraft zum Betriebe des Pumpwerks). *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1878, S. 267.  
 Wasserversorgung des Arrondissement Lille. *Ann. des ponts et chaussées* 1878, I. S. 371.  
 Das neue Trinkwasser-Versorgungsprojekt für Augsburg. *Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1878, S. 189,

- Neue Wasserversorgung der Stadt Augsburg. Deutsche Bauz. 1879, S. 476.
- A. Thiem. Die Wasserversorgung der Stadt Leipzig (Entwurf). Leipzig 1879.
- Die Wasserversorgung von Sundringham. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 778; Engng. 1879, I. S. 91.
- A. Thiem. Das Wasserwerk der Stadt Nürnberg (Entwurf). Leipzig 1879.
- Calwer Wasserversorgung (Druckzonen mit Regelung des Behälterspiegels). Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1879, S. 407.
- Das Wasserwerk der Stadt Leyden. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 16.
- Ed. Schmitt. Dünenwasserversorgung einiger holländischen Städte (Amsterdam und Leyden). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 515.
- F. Marx. Die Quellwasserleitung von Frankfurt a. M. (Vortrag). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1878, S. 29; 1880, S. 157.
- Die neuen Wasserwerke der Stadt Augsburg. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 57.
- Berg. Das neue Wasserwerk von Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 189, 321, 493.
- Wasserwerk der Stadt Krefeld. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1881, S. 1 u. 90.
- V. Schneider. Die Rheinthalwasserleitung der Stadt Elberfeld. Elberfeld 1881.
- B. Salbach. Das neue Wasserwerk der Stadt Kiel. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1881, S. 395.
- Wasserversorgung von Karlsbad (Quell-, Grund- und Flufswasserversorgung). Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 378.
- Wasserwerk Siegmaringen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 382.
- Das neue Wasserwerk der Stadt Sulzbach (Oberpfalz). Deutsche Bauz. 1882, S. 3.
- B. Salbach. Wasserversorgung des oberschlesischen Industriebezirks. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1882, S. 2.
- B. Salbach. Das Wasserwerk der Stadt Groningen in Holland. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1882, S. 71.
- André. Distribution d'eau d'Albi. Génie civ., Bd. 3, 1883, S. 412.
- J. Wein. Die Wasserversorgung der Hauptstadt Budapest. 1883.
- Klett. Wasserversorgung von Cannstatt. Zeitschr. f. Bauk. 1884, S. 435.
- Distribution d'eau de Dieppe. Nouv. ann. de la constr. 1884, Bd. 30, S. 148.
- O. Smreker. Vorarbeiten für das Wasserwerk der Stadt Mannheim. Mannheim 1884; Detailprojekt 1885. (Nicht im Buchhandel.)
- L. Disselhoff. Das städtische Wasserwerk zu Remscheid. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 2.
- Ehmann. Die Versorgung der wasserarmen Alb mit fließendem Trink- und Nutzwasser und das öffentliche Wasserversorgungswesen im Königreich Württemberg. Stuttgart 1885.
- H. Glafs. Das Wasserwerk der Stadt Barmen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 277.
- Bokelberg. Erweiterung des Wasserwerks der Stadt Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 512.
- Die Quellwasserleitung für Neapel. Schweiz. Bauz. 1886, S. 7; Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 4.
- Mosmann. Distribution d'eau de Mulhouse. Bullet. de la soc. industrielle de Mulhouse 1886, Bd. 55, S. 552.
- Das Wasserwerk der Stadt Essen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 951.
- Wasserversorgung der Stadt Coethen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 117.
- v. Wessely. Das Prefsburger Wasserwerk. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 219.
- Berget. Distribution d'eau d'Albi. Ann. des ponts et chaussées 1886, II. S. 750.
- Amsterdam water works. Engineer. 1886, Bd. 62, S. 404.
- Wasserversorgung von Neapel. Gesundh.-Ing. 1887, S. 585.
- Erweiterung des Wasserwerks von Leipzig. Deutsche Bauz. 1887, S. 454.
- Grahn. Das Wasserwerk der Stadt Coblenz. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1887, S. 332.
- Wasserversorgung der Stadt Grénoble. Le Génie civil 1885, S. 49; Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 217; Nouv. ann. de la constr. 1887, S. 91.
- Das Wasserwerk der Stadt Fürth in Bayern. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1887, S. 1046.
- J. W. Grover. Chalk springs in the London basin, illustrated by the Newtons, Wokingham, Leatherhead and Rickmannsworth waterworks. Proceedings of the Inst. of Civ. eng. 1887, Bd. 90, S. 1.
- Die Wasserversorgung der Stadt Mühlhausen. Nouv. ann. de la constr. 1887, S. 19.
- Winter. Die Wasserversorgung der Stadt Wiesbaden. (Festschrift zur 60. Versammlung deutscher Naturforscher und Ärzte. Wiesbaden 1887. S. 1—80.)
- H. Becker. Die Wasserversorgung von Blumegg in Baden mittels einer Wasserdruck-Maschine. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 525.
- Siedamgrotzky. Das Aachener Wasserwerk. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 857.
- Ehmann. Die Wasserversorgung des württembergischen und badischen Heuberges. Stuttgart 1888.

- Wasserversorgung von Chaux de Fonds. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 220; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 662; Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1888, S. 979.
- Das Wasserwerk der Stadt Arnberg. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1888, S. 157.
- Flamant. Distribution d'eau de Naples. Ann. des ponts et chaussées 1888, II. S. 833.
- Wasserversorgung von Nürnberg. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 525.
- Wasserversorgung von s'Gravenhaage. Engng. 1889, S. 256.
- Genzmer. Zur Wasserversorgung der Stadt Köln. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 89.
- Lindley. Das Wasserwerk in Budapest. Schweiz. Bauz. 1889, S. 35.
- A. Rautert. Die künstliche Verstärkung der Grundwasserströme (Wasserversorgung von Mainz). Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 690.
- Beleuchtung, Wasserversorgung und Entwässerung von München. Festschrift zur 30. Jahresversammlung des deutschen Vereins von Gas- und Wasserfachmännern. München 1890.
- Richou. Distribution d'eau de Naples. Génie civ. 1890, Bd. 17, S. 257.
- E. Hieke. Wasserversorgung des alten und heutigen Rom. Gesundh.-Ing. 1891, S. 14.
- Das Wasserwerk der Stadt Olmütz. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 249.
- O. Smreker. Das Wasserwerk der Stadt Mannheim. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 599.
- Die Wasserversorgung der Stadt Frankfurt a. M. Ann. des ponts et chaussées 1891, I. S. 488—519.
- Wasserversorgung von Speyer. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 111.
- Vergrößerung der Lyoner Wasserleitung. Gesundh.-Ing. 1892, S. 91.

#### Versorgung aus Sammelteichen und Seen.

- Die Wasserleitung in Melbourne. Romberg's Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1866, S. 235.
- Wasserversorgung für Madrid. Revista de obras publicas 1867, Bd. V.
- Kirkwood. The Brooklyn water-works. New-York 1867.
- Wasserversorgung für Dundee. Engng. 1870, Dez. S. 429.
- Die Naypoor-Wasserwerke. Engng. Deutsche Ausg. (Polyt. Ztg.) 1874, Jan. S. 26.
- Ch. Beloe. Die Liverpooleser Wasserwerke. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, S. 331 u. 370.
- Wasserabgabe an der Thalsperre der Gileppe bei Verviers. Zeitschr. f. Bauk. 1879, S. 190.
- Wasserversorgung von Dublin. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 322 u. 358; Builder 1882, S. 368.
- Wasserversorgung von Lausanne. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 117.
- van Muyden. Distribution d'eau de Lausanne. Bulet. de la société vaud. des ingén. 1883, Bd. 9, S. 55.
- Leslie. Edinburgh Waterworks. Journ. of gas light 1883, Bd. 41, S. 696; Proceedings of the Institution of civil-engineers 1883, Bd. 74, S. 91.
- Bradford waterworks. Engineer 1883, Bd. 55, S. 379.
- Zobel. Das Stuttgarter Wasserwerk. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 148.
- Die Reservoirs zur Wasserversorgung von Edinburg. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1888, S. 51.
- Zobel. Die Wasserversorgung von Stuttgart (Erweiterung des Seewasserwerks). Journ. f. Gasbel. u. Wasserv. 1888, S. 840.
- The new Chicago water works. Scientific american 1889, Suppl. Bd. 27, S. 11 130.
- Das Loch-Katrine-Wasserwerk zur Versorgung von Glasgow. Deutsche Bauz. 1889, S. 434.
- Wasserversorgung von Liverpool. Engng. 1889, S. 99, 153.
- Die Wasserversorgung von Liverpool. Deutsche Bauz. 1889, S. 185.
- Wasserversorgung von Iglau in Mähren. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 316.
- Turretini. Utilisation des forces motrices du Rhone et régularisation du lac Lemman. Travaux exécutés par la ville de Genève (Wasserversorgung von Genf). Genf 1890.
- Wasserversorgung von Newark. Engng. news 1890, S. 312.
- Eaton. Description of the Sheffield waterworks. Proceed. of mech. Engin. 1890, No. 3.
- G. Becker. Die Wasserversorgung von Königsberg i. Pr. Berlin 1890. (Versorgung aus Sammelteichen und durch Grundwasser.)
- Vigreux. Projet d'alimentation d'eau de la ville de Lyon par le lac d'Annecy. Annecy 1891.
- Wasserversorgung von Bombay. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 279.

#### Flußwasserversorgungen.

- Wasserkunst der Stadt Rostock. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 388.
- W. Claufs. Das Wasserwerk der Stadt Braunschweig. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 25.
- Die Wasserwerke zu Madras. Engng. 1870, S. 173.

- Die Wasserversorgung der Stadt Zürich. Schweizerische polyt. Zeitschr. 1870, S. 105; 1871, S. 310 und Deutsche Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1871, S. 310.
- Die Wasserversorgung der Stadt Posen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1871, S. 97.
- Die Wasserversorgung der Stadt Montevideo. Eng. 1873, Juli, S. 1.
- W. Kummel. Die Wasserkunst in Altona. Altona 1876.
- Das Wasserwerk der freien Hansastadt Bremen. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 343, 493.
- Förster. Das Wasserwerk zu Brieg. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 381.
- E. Grahn. Zur Wasserversorgung Prags. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, S. 162 u. 299.
- Wasserversorgung der Stadt Buenos-Aires. Ann. des ponts et chaussées 1878, Aug. S. 248.
- Wasserwerk der Stadt Liegnitz. Deutsche Bauz. 1880, S. 399.
- Magdeburger Wasserwerk. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 34.
- Zur Wasserversorgung Hamburgs. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1881, S. 190, 224, 273 u. 351.
- Das Wasserwerk von Altona. Deutsche Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1881, S. 92.
- Anderson. The Antwerp waterworks. Engineer 1883, Bd. 55, S. 62; desgl. Engng. 1883, S. 64.
- Flußwasserleitung in Frankfurt a. M. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 516.
- V. Schneider. Die Wasserversorgung der Stadt Breslau (in der Festschrift zur XIII. Versammlung des Deutschen Vereins f. öffentl. Gesundheitspflege, 1886, S. 67—104).
- Die Wasserversorgung Hamburgs. Sonderabdruck aus der Festschrift über die öffentlichen Bauanlagen Hamburgs für die 27. Versammlung des Deutschen Vereins von Gas- und Wasserfachmännern. Hamburg 1887.
- Wasserleitung für Mostar. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 330.
- Das neue Wasserwerk in Amsterdam. Ann. des ponts et chaussées 1885, II. S. 212; Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 148.
- Die Wasserversorgungsanlage der Stadt Worms (Entwurf). Cöviling. 1888, S. 387.
- Distribution d'eau de Porto. Le Génie civil 1890, S. 81 (Betrieb durch Wasserkraft).
- Wasserversorgung von Tilsit. Centralbl. f. allgem. Gesundheitspflege 1891, Bd. X, 4./5. Heft.

#### Wasserversorgung von London, Paris, Berlin, Wien, New-York und Konstantinopel.

- Die Ausführung und Unterhaltung der Wasserleitungen mit besonderer Berücksichtigung der Pariser Wasserwerke (nach Dupuit). Allg. Bauz. 1862, S. 207.
- Die Hochquellenleitung der Stadt Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1871, S. 19.
- Projekt der neuen Wasserwerksanlagen in Berlin. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1874, S. 654.
- E. Grahn. Die Ausdehnung der Wasserwerksgesellschaften in London. Dasselbst 1876, S. 229.
- Wasserversorgung der zum äußeren Pariser Stadtgebiet gehörigen Gemeinden. Mémoires de la société des ing. civ. 1877, S. 666.
- Berlin und seine Bauten. Herausgegeben vom Berliner Architekten-Verein 1877. Abschnitt Wasserversorgung (S. 100—107).
- E. Grahn. Die Wasserversorgung von Paris. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1878, S. 99, 127, 159.
- Die Londoner Wasserversorgung. Eng. 1877, Sept. u. Nov., S. 211 u. 374.
- Die Wasserversorgung der Stadt Wien vor Inangriffnahme des Pottschacher Wasserwerks. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 21.
- C. Mihatsch. Die Wiener Hochquellenleitung. Wien 1881.
- Belgrand. Les travaux souterrains de Paris. IV. Les eaux. 1. Section. Les eaux anciennes. 2. Section. Les eaux nouvelles. Paris 1882.
- Hygienischer Führer durch Berlin 1882. Festschrift für die Versammlung des Deutschen Vereins für Gesundheitspflege. Abschnitt Wasserversorgung (S. 97—107).
- G. Bevan. The London water supply: its past, present and future. London 1884.
- A. Scott. London water: a review of the present condition and suggested improvements of the Metropolitan water supply. London 1884.
- A. Silverthorne. London and provincial water supply with statistics. London 1884.
- Die Wasserversorgung von London. Gesundh.-Ing. 1884, No. 23; Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1884, S. 778; Ann. des ponts et chaussées 1885, II. S. 153.
- E. Anklamm. Die Berliner Wasserwerke am Tegeler See. Berlin 1886.
- F. Briffault. Constantinople waterworks. Engineer. 1886, Bd. 62, S. 404.
- Neue Wasserleitung für New-York. Engineering news 1886, S. 274; Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 188; Scientific american 1888, S. 1 u. 6.

- F. Bolton. London water supply: A history and description of the London waterworks. London 1888.  
 Jacquot. Alimentation en eau de la ville de Paris. Paris 1889.  
 Peschek. Wasserversorgung von Paris. Centralbl. d. Bauverw. 1889.  
 R. Polzhofer. Die notwendige Ergänzung der Wasserversorgung Wiens. Wien 1889.  
 Wien-Neustädter Tiefquellenleitung (Entwurf). Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 248.  
 Neue Wasserleitung für New-York. Schweiz. Bauz. 1890, S. 22; Ann. f. Gew. u. Bauw. 1891, S. 42.  
 Forchheimer. Die ältere Wasserversorgung von Konstantinopel. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 868.  
 (Auszug: Deutsche Bauz. 1892, No. 27.)

### Pumpwerke.

- Über Wasserfördermaschinen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 589.  
 Über vertikale und horizontale Wasserfördermaschinen. Hannov. Wochenbl. f. Handel u. Gew. 1876, S. 101.  
 Hagen. Über vertikale und horizontale Pumpmaschinen. Maschinenb. 1876, S. 394.  
 E. Grahn. Dampfmaschinen für städtische Wasserversorgungen (Chaillot und Gros-Cailout). Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1878, S. 450.  
 Werner. Über Kohlenverbrauch von Pumpmaschinen. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1878, S. 333.  
 E. Grahn. Zur Wasserversorgung Prags, speziell die Dampfmaschinensysteme dort und diejenigen für Wasserversorgungen im allgemeinen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1878, S. 655 u. 697.  
 Pumpmaschine des Wasserwerks Potsdam. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 443; Deutsche Bauz. 1878, S. 425.  
 C. Kayser. Einige Bemerkungen über Wasserwerksmaschinen. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1878, S. 447.  
 L. Grabau. Über Wasserwerksmaschinen. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1878, S. 447.  
 G. Kuhn. Der Kohlenverbrauch von Pumpmaschinen. (Vortrag.) Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1879, S. 87.  
 J. Schlink. Über Maschinensysteme für Pumpwerke. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 91.  
 J. Schlink. Kohlenverbrauch von Pumpmaschinen. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1879, S. 217.  
 Maschinenanlage der neuen Wasserwerke der Stadt Augsburg. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 57.  
 Pumpenanlage des Wasserwerks Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 189, 321, 493.  
 B. Salbach. Pumpenanlage der Wasserwerke in Krefeld. Glaser's Annalen für Gewerbe und Bauwesen 1881, I. S. 1 u. 96.  
 G. Schmidt. Neue Pumpenanlage der Stadt Budapest. Dingler's polyt. Journ. 1881, I. S. 1.  
 Fr. Kordt. Druckmaschinen des Elberfelder Wasserwerks. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1881, S. 425.  
 W. Pfeffer. Windmotoren zum Betriebe von Wasserleitungen. Deutsche Bauz. 1882, S. 133.  
 Betrieb von Privatwasserleitungen durch Windmotoren. Deutsche Bauz. 1882, S. 395.  
 Bericht über die Ergebnisse der Pumpversuche in Darmstadt. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 198.  
 Pumpwerk der Wasserleitung für Düren (Gasbetrieb). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 1113.  
 Pumpwerk der Wasserleitung für die Festungswerke auf den Kahlenbergen bei Nizza (513 m Hubhöhe). Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 437.  
 Triple-expansion direct acting pumping engine at the Jamaica station of the Brooklyn waterworks. American machinist 1886, No. 11, S. 1.  
 Pumpwerk der Wasserleitung für Coblenz (Gasbetrieb). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, S. 519.  
 H. Becker. Die Wasserversorgung von Blumegg in Baden mittels einer Wasserdruckmaschine. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 525.  
 Kullmann. Die Pumpstation des Wasserwerks Fürth in Bayern (Gasbetrieb). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 373.  
 Installation hydraulique fonctionnant par l'électricité. Revue électrique No. 10, 1888, S. 54.  
 Courtright's water motor. Scientific american 1889, No. 62, S. 69.  
 Ruoff. Die Pumpwerksanlage der Stadt Regensburg. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 545.  
 Gaskill's triple expansion pumping engine. Railroad and Engineering Journal 1889, S. 183.  
 Rife's automatic hydraulic engine. Scientific american 1890, No. 63, S. 5.  
 Riedler. Neuere Wasserwerksmaschinen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 537.  
 Ruoff. Verhalten der Luft zum Wasser beim Betriebe von Wasserpumpen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 424.  
 Bunte. Zur Wertbestimmung der Kohle. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 21.

## Verschiedenes.

- Berkowitsch. Über Selbstschlußventile. Wien 1879.
- Grahn. Die Art der Wasserversorgung der Städte des deutschen Reichs mit mehr als 5000 Einwohnern. München 1883. (Schließt an das Werk desselben Verfassers an: Statistik der städtischen Wasserversorgung und Beschreibung der Anlagen in Bau und Betrieb. München 1878.)
- Thiem. Anlage und Betriebsergebnisse deutscher Wasserwerke. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1884, S. 411 u. folg.
- Johnson. Water supply in some ports of Peru and Provands destilling apparatus at Iquique. Proceed. of the Inst. of civ. eng. 1884, Bd. 77, S. 342.
- Deacons waste-water-meter. Engng. 1885, S. 489; Gesundh.-Ing. 1885, S. 723.
- G. Specht. Die Wasserleitungen in den hydraulischen Bergwerksdistrikten Kaliforniens, nebst Untersuchungen über Wasserräder. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 45.
- Anwendung des Mikrophons zur Auffindung von Verlusten in Wasserleitungen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 601.
- Bokelberg. Beleuchtung, Wasserversorgung und Entwässerungs-Anlagen in den Städten Salzburg, München, Stuttgart, Frankfurt a. M. und Hamburg (Vortrag). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 173.
- The water supply of some Italian towns (Venedig, Genua, Rom). Proceed. of the Inst. of civ. eng. 1890, Bd. 99, S. 264.

## VI. Kapitel.

# Anlagen zur Gewinnung, Reinigung und Aufspeicherung des Wassers.

Bearbeitet von

**A. Frühling,**

Stadtbaurat a. D. in Dresden.

*Für die erste und zweite Auflage wurde dieses Kapitel von Professor Sonne in Darmstadt bearbeitet.*

**§ 1. Einleitung.** Die Anlagen zur Gewinnung und Entnahme des Wassers dienen nicht allein der Wasserversorgung, sondern auch manchen anderen Zwecken, z. B. der Bewässerung von Ländereien, der Speisung von Aufschlaggräben, der Versorgung gewerblicher Betriebe u. s. w. Auch die Reinigung des Wassers wird nicht nur für den Fall notwendig, daß dasselbe zum Trinken und zum Hausgebrauch verwendet werden soll, wengleich die Anforderungen an den Grad der Reinheit hier am höchsten zu sein pflegen. Endlich ist eine Aufspeicherung des gewonnenen Wassers in allen Fällen Bedürfnis, in denen der Unterschied zwischen Verbrauch und Zufluß ausgeglichen werden soll.

Diese Erwägungen haben veranlaßt, daß die in der Überschrift genannten Anlagen im Zusammenhange behandelt werden und daß die Besprechung nicht ausschließlich auf die städtische Wasserversorgung beschränkt ist, welcher im übrigen wegen ihrer hervorragenden Bedeutung die erste Stelle eingeräumt wurde. Soweit die Einrichtungen im Innern des Hauses in Frage kommen, sind diese nur insoweit berücksichtigt, als es der Zusammenhang erfordert, weil die Wasserversorgung der Gebäude im Handbuche der Architektur (Teil III, Band 4, 2. Aufl. 1890) und in der Baukunde des Architekten (Band I, erster Teil, 2. Aufl. 1891) einer eingehenden Erörterung unterzogen ist.<sup>1)</sup> Auch die Staudämme (Thalsperren) konnten bei der neuen Bearbeitung ausscheiden, nachdem dieselben im III. Kapitel im Anschluß an die Stauwerke bereits behandelt worden sind. Ähnliches gilt von den Wasserstationen der Bahnhöfe, bezüglich welcher auf das Handbuch der speziellen Eisenbahntechnik (I. Band, Kap. XVI, 4. Aufl. 1877) verwiesen wird.

<sup>1)</sup> Siehe auch R. Gottgetreu. Lehrbuch der Hochbau-Konstruktionen, 1888, V. Teil (Anhang), sowie W. Beielstein jun. Die Wasserleitung im Wohngebäude. Weimar 1885.

In geschichtlicher Beziehung ist im Anschluß an das in der Einleitung zum V. Kapitel Gesagte zu erwähnen, daß Anlagen zum Fassen von Quellen schon im frühesten Altertum ausgeführt sind. Nicht allein die Griechen (und nach ihnen die Römer) verstanden es, zur Freilegung von Quellen lange Gänge in Felsen herzustellen (beispielsweise auf der Insel Kos, wo ein 40 m langer Gang in eine ausgemauerte und durch einen Schacht gelüftete Brunnenstube führt, in welche eine Quelle aus einer Felspalte sich ergießt), sondern es lassen auch in Kleinasien aufgefundene Reste aus vorgriechischer Zeit auf ähnliche Arbeiten schließen. Nicht minder ist die Entnahme aus offenen Wasserläufen durch Aufstau derselben bereits in frühen Zeiten erfolgt; so findet sich in einem persischen Flusse noch heute ein aus dem Altertum stammender, 300 m langer und 6 m breiter aus Quadern erbauter Staudamm, durch welchen das aufgestaute Wasser einem seitlich abzweigenden Kanal zugeführt wurde.<sup>2)</sup> Der bis in die älteste geschichtliche Zeit zurückreichenden Anlage von Brunnen ist schon in der Einleitung des vorigen Kapitels gedacht; dagegen gehört die Anwendung von Sammelröhren zur Gewinnung von Wasser mehr der neueren Zeit an, wenngleich den Römern die Drainierung nasser Ländereien durch Röhren aus gebranntem Thon nicht unbekannt war. — Im Altertum spielen ferner, namentlich bei nichtrömischen Bauten, die Anlagen zur Aufspeicherung des Wassers eine wichtige Rolle, da man vielfach mit einem starken Nachlassen oder völligen Versiegen desselben während der heißen Jahreszeit rechnen mußte und oft nur auf den Zufluß von Regenwasser angewiesen war. Hier sind u. a. die sogenannten salomonischen Teiche zwischen Jerusalem und Bethlehem zu erwähnen, welche aus drei Behältern von 8, 12 und 15 m Tiefe bestehen und zum Teil im natürlichen Felsen eingehauen, zum Teil gemauert sind. Sie liegen terrassenförmig übereinander und fassen gegen 300 000 cbm. Die Versorgung des alten Karthago erfolgte vor der römischen Eroberung ausschließlich durch große Cisternen; auf gleiche Weise wurde das Wasser für zahlreiche griechische Städte gesammelt und im heutigen Konstantinopel befanden sich noch ausgedehnte unterirdische Behälter, welche entweder ebenfalls als Cisternen dienten oder welche die Bestimmung hatten, das von außen zugeführte Wasser aufzuspeichern und es während der trockenen Jahreszeit oder während einer Belagerung abzugeben. Reste von Anlagen, welche unseren heutigen Filtern entsprechen, sind jedoch unseres Wissens bisher noch nicht gefunden; demnach scheint diese Art der Reinigung großer Wassermengen, welche seit Erbauung der ersten Sandfilter im Jahre 1839 (durch Simpson für die Chelsea-Wasserwerke in London) eine weitgehende Bedeutung erlangt hat, den Alten unbekannt gewesen zu sein. Wahrscheinlich begnügte man sich bei großen Wassermengen mit der Reinigung durch Abklären, während für den Hausbedarf ähnliche Anlagen, wie die venetianischen Cisternen, schon vor unserer Zeitrechnung bestanden haben mögen. Neben der Verbesserung der Wasserbeschaffenheit durch Filterung ist es namentlich die weitere Ausbildung der Grundwassergewinnung durch Sammelrohre und Brunnen, insbesondere durch Rohr- und Tiefbrunnen, welche als wesentlichster Fortschritt der letzten Jahrzehnte auf dem Jahrhunderte hindurch vernachlässigten Gebiete der Wasserversorgung hervorzuheben ist. Hand in Hand damit ging die durch die Darcy'schen Versuche eingeleitete Erkenntnis über das Wesen und die Bewegungsart des Grundwassers, welche in den letzten beiden Jahrzehnten namentlich durch Thiem gefördert wurde, sowie die Benutzung des Eisens zur Herstellung eiserner Behälter und die Entwicklung ihrer zweckmäßigsten Formen.

<sup>2)</sup> C. Merkel. Zur Geschichte des antiken Ingenieurwesens. Deutsche Bauz. 1892, S. 303.

Neben diesen Fortschritten auf dem Gebiete des technischen Wissens dürfen auch diejenigen auf dem Gebiete der Gesundheitslehre nicht unerwähnt bleiben, soweit sie die Erforschung der im Wasser enthaltenen Beimengungen organischer und unorganischer Art betreffen. Harrt hier auch noch manches der Aufklärung, so hat doch namentlich die von Robert Koch begründete Schule in der Bakterienkunde wichtige Erfolge zu verzeichnen, die zur weiteren Ausbildung der Filteranlagen und zur Auffindung neuer Verfahren zur Verbesserung des Wassers wesentlich beigetragen haben.

## A. Anlagen zur Gewinnung des Wassers.

(Hierzu Tafel IV und 72 Textfiguren.)

**§ 2. Verschiedene Arten der Wassergewinnung. Ergiebigkeit der Quellenfassungen. Allgemeine Gesichtspunkte für die Gewinnung von Grundwasser. Ergiebigkeit der Grundwasserfassungen.**

### Verschiedene Arten der Wassergewinnung.

Im Anschluß an das, was in § 6 des V. Kapitels über die Bezugsquellen des Wassers gesagt wurde, ist zunächst hervorzuheben, daß nur zwei Arten der Wassergewinnung sich scharf voneinander unterscheiden. Die Natur bietet uns das Wasser entweder oberirdisch in geschlossenen Mengen oder unterirdisch in der Weise, daß dasselbe den Erdboden in Streifen oder auch netzartig durchzieht; tropfenweise kommt es im Regen vor. Wenn es sich nun um eine Gewinnung des Wassers handelt, so genügt im ersten Falle die Herstellung baulicher Anlagen, welche den natürlichen fließenden und stehenden Gewässern einen Teil ihres Wassers entziehen, im zweiten Falle aber muß das Wasser durch besondere Vorkehrungen gesammelt oder aufgefangen werden, bevor es als gewonnen betrachtet werden kann. Der erste Fall liegt bei Fluß-, See- und Teichwasserversorgungen, der zweite bei der Grundwasserversorgung, bei manchen Quellwasserversorgungen und bei der Gewinnung des Regenwassers vor; beide sind auch dann gebräuchlich, wenn es sich um Wasser für landwirtschaftliche Zwecke handelt.

Unter den Anlagen der ersten Art sind zu unterscheiden: die Bauwerke zur Entnahme des Wassers aus Bächen und Flüssen, welche im folgenden Paragraph zur Besprechung gelangen, und die Vorrichtungen, durch welche das Wasser natürlichen stehenden Gewässern entnommen wird. Zum Teil bestehen diese Bauwerke aus Stauanlagen, insbesondere bei Entnahmeverrichtungen für landwirtschaftliche und gewerbliche Zwecke; diese Anlagen sind im Zusammenhange mit den übrigen Stauwerken im III. Kapitel besprochen, wo — wie bereits erwähnt — auch die Staudämme (Thal-sperrn) mit den zugehörigen Ablässen näher erörtert sind.

Als Anlagen der zweiten Art, also als Wassersammler, treten auf:

1. Dach- und ähnliche Flächen,
2. Sammelgräben für Regenwasser,
3. Anlagen zur Sammlung des Grundwassers in wagerechter oder fast wagerechter Erstreckung: Offene Gräben, Sickerkanäle, Drainleitungen, Sammelrohre, Sammelkanäle und Sammelstollen,
4. Sammelanlagen in senkrechter Erstreckung (Sammelbrunnen).

Den unter 3. und 4. genannten Anlagen sind die Paragraphen 5 und 6 dieses Kapitels gewidmet; das Wenige, was über das Auffangen von Wasser mittels Dach- und sonstiger Flächen zu sagen ist, mag hier seinen Platz finden.

Dachflächen mit ihren Regenrinnen und Abfallrohren dienen bekanntlich ziemlich allgemein zur Ansammlung des Regenwassers bzw. zur Leitung desselben nach Behältern. Sie liefern ein von Staub, Ruß u. s. w. oft verunreinigtes Wasser, welches indessen bei manchen häuslichen Arbeiten eine nicht zu unterschätzende Rolle spielt und in wasserarmen Orten, wo es mitunter das einzig brauchbare Wasser ist, in den in § 8 dieses Kapitels besprochenen Cisternen gesammelt und in ihnen geklärt wird. Ein Fall, in welchem auch gröfsere Wassermassen durch Auffangen des Regenwassers gesammelt werden, liegt bei der Station Percović der Dalmatinischen Staatsbahn vor.<sup>3)</sup> Der Kalk des sehr pflanzenarmen Karst-Gebirges ist dort so zerklüftet, dafs das Regenwasser in unerreichbare Tiefen versinkt, wenn nicht besondere Vorkehrungen dagegen getroffen werden. An einer steilen Thallehne wurde deshalb in Ermangelung aller anderen Bezugsquellen eine gegen 15000 qm grofse Fläche teils mit Beton gedichtet, teils mit Dachplatten auf geeigneter Unterlage belegt. Auferdem wurden etwa 10000 qm eingeebnet, aber nicht gedichtet. Es gelang, etwa 80% des auf die gedichteten Flächen fallenden Regens für die Wasserversorgung des Bahnhofs nutzbar zu machen.

Die Sammelgräben für Regenwasser spielen bei den für die Zwecke des Bergbaues hergestellten umfangreichen Wasserbauten eine grofse Rolle. Sie werden in möglichst grofsen Längen an den Bergabhängen angelegt und fangen in Regenzeiten das an denselben herabfliefsende Wasser auf, um es benachbarten Sammelteichen oder auch den Werkkanälen zuzuführen; in regenarmer Zeit sind sie meistens ganz trocken. Die aus dem Graben geworfene Erde bildet die Grabenbrust, lockere und humusreiche Stellen werden durch Stampfen einigermafsen gedichtet. Der nordwestliche Oberharz allein weist an derartigen Gräben mehr als 115 km auf.<sup>4)</sup> Von ähnlich angelegten Gräben macht das Forstwesen Gebrauch, auch wurden dieselben in neuerer Zeit nicht selten als ein Mittel zur Verminderung der Hochwasserschäden genannt, vergl. die zweite Abteilung dieses Bandes, Kap. XI.

Die obengenannten Hauptarten der Wassersammler treten häufig in Verbindung miteinander auf. So kommen nicht selten Sammelkanäle im Anschlufs an Sammelbrunnen vor, z. B. in Augsburg, wo drei je 100 m voneinander entfernte Brunnen durch einen Sammelkanal verbunden sind; ferner in Dresden, Dortmund, Essen, Bochum, Hagen, Mühlhausen i. E. und an anderen Orten. Auch Sammelstollen sind mitunter von Brunnen aus getrieben, beispielsweise bei den in § 5 des V. Kapitels erwähnten Anlagen für englische Städte, sowie bei solchen der Odessa-Balta-Bahn.<sup>5)</sup> Einen Brunnen mit anschließenden Stollen hat ferner das Rautert'sche Wasserwerk in Mainz. Hier sind die Stollen aber nicht zum unmittelbaren Ansammeln des Wassers, sondern als Arbeitsraum zur Ausführung einer Reihe von Bohrlöchern benutzt, mittels welcher aus den tertiären Kalken des Mainzer Beckens Wasser erschlossen wird (siehe auch die Bemerkung am Schlusse von § 5).

<sup>3)</sup> Plate. Die Wasserversorgung der Istrianer und Dalmatiner Staatsbahnen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 64, 110.

<sup>4)</sup> Dumreicher. Die Wasserwirtschaft des nordwestlichen Oberharzes. Clausthal 1868. S. 19.

<sup>5)</sup> Askenasy. Über Quellengebiete und Wasserversorgung der Odessa-Balta-Bahn. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1874, S. 3.

Durch Sammelleitungen und Sammelbrunnen gewinnt man sowohl Quell- wie Grundwasser, ohne daß sich eine scharfe Grenze zwischen beiden ziehen läßt. Wenn das in den Schichten älterer Formationen befindliche und unter natürlichem Druck stehende Wasser erschlossen wird, so pflegt man dasselbe Quellwasser zu nennen, während das dem Alluvium und Diluvium entstammende Wasser gewöhnlich Grundwasser heißt, wohl deshalb, weil das Wasser im ersten Falle häufig in Quellenform zu Tage tritt.

#### Ergiebigkeit der Quellenfassungen.

Die zur Fassung der Quellen vorgenommenen Arbeiten führen meistens eine Erleichterung des Abflusses der die Quelle speisenden Wasseradern und Wasserschichten herbei und es kann dadurch unter Umständen eine Vermehrung der Ergiebigkeit eintreten. Dies geschieht namentlich, wenn die gefasste Quelle nicht den einzigen Ausgangspunkt des unterirdischen Wasserlaufs bildet, sondern wenn dieser noch andere Abflüsse hat, welche gleichzeitig so liegen, daß ihnen die neue Fassung weniger Widerstand bietet, als der bisherige Weg. Beispielsweise hat man an den Wiesbadener Anlagen beobachtet, daß die Ergiebigkeit einiger Quellfassungen um etwa ein Drittel höher ist, als diejenige der entsprechenden natürlichen Quellen. Sind derartige Abflüsse in der Nähe der Hauptmündung vorhanden und gelingt es nicht, sie durch die Fassung allein heranzuziehen, so empfiehlt es sich, mit dieser die Anlage von Sammelstollen, Sickerschlitzten oder einer anderen Sammelleitung zu verbinden. Stets ist jedoch zu berücksichtigen, daß durch die Erleichterung des Abflusses auch eine Senkung des oberhalb der Quellenmündung liegenden Wasserspiegels und somit eine Verminderung der aufgespeicherten Wassermenge erfolgen muß. Da nun in trockenen Zeiten die Quellen ausschließlich aus den vorhandenen Vorräten gespeist werden, so bringt eine den Abfluß erleichternde Fassung stets eine Vergrößerung der Ergiebigkeitsschwankungen mit sich, ohne daß eine Spiegelsenkung der Abflußstelle vorgenommen zu sein braucht. Man hat deshalb mit der Möglichkeit zu rechnen, daß nach der Fassung ein Herabgehen unter die bisher beobachtete kleinste Ergiebigkeitsziffer eintritt, deren Größe in jedem einzelnen Falle möglichst genau ermittelt werden muß. Allgemeine Regeln für diese Ermittlung lassen sich nicht aufstellen, weil die örtlichen Verhältnisse zu verschieden sind. So liefert die Quelle zu Armentières, deren Fassung in Fig. 23 (siehe § 4) dargestellt ist, gewöhnlich 200—300 sl; in trockenen Zeiten geht sie jedoch bis auf 37 sl zurück, während die größte Ergiebigkeit über 1100 sl beträgt. — Die Schwankungen der Wiener Hochquellenleitung betragen — bei einer mittleren Wassermenge von 1000 sl — nach Gravé zwischen 2881 und 278 sl; es scheint aber nach den Betriebsergebnissen des Wiener Wasserwerks, als ob die untere Grenze zeitweise noch weiter herabgeht. — Die zur Versorgung von Wiesbaden nutzbar gemachten Pfaffenbornquellen ergeben 103 bis 8, im Mittel 51 sl; die Quellen für das Wasserwerk der Stadt Freiburg i. B. 140 bis 70, die Quellen des Dhuis 460 bis 197 sl und die Wassermenge der mächtigen Quelle der Sorgue bei Vaucluse schwankt zwischen 120 und 5,5 cbm i. d. Sekunde. Manche Quellen versiegen in trockenen Zeiten vollständig, obwohl sie von einem ausgedehnten Niederschlagsgebiet versorgt werden. Der Grund liegt dann in einer zu geringen Mächtigkeit des Grundwasserträgers, dessen Wasserinhalt zu gering ist, um über die Zeit der mangelnden Niederschläge hinwegzuhelfen. Jedenfalls geht aus den angeführten Beispielen und den sonst gemachten Erfahrungen hervor, daß man die Erwartung, es werde ein Quellengebiet auch in trockenen Zeiten eine bestimmte

Wassermenge liefern, erst auf Grund mehrjähriger und sicherer Beobachtungen aussprechen kann.

Es würde zu weit führen, hier den Zusammenhang zwischen der Ergiebigkeit und dem Speisungsgebiet einer Quelle näher zu untersuchen, vielmehr muß in dieser Beziehung, sowie hinsichtlich der Erscheinungsformen der Quellen und ihrer Beziehungen zu den Gebirgs- und Bodenbildungen auf die am Schlusse dieses Paragraphen aufgeführte Litteratur verwiesen werden.

#### Allgemeine Gesichtspunkte für die Gewinnung von Grundwasser.

Die Anlage einer Entnahmestelle in einem unterirdischen Wassergebiet ist der Herstellung einer künstlichen Quelle vergleichbar, welche die bis dahin bestandenen Abflußverhältnisse des Gebiets in ähnlicher Weise beeinflusst, wie dies oben bezüglich der durch Fassung erweiterten Quellenmündungen dargelegt ist. Hieraus erklärt sich auch, daß die Ergiebigkeit einer neu erschlossenen Gewinnungsstelle für Grundwasser im Anfange am größten ist und allmählich abnimmt, bis sich ein von dem Speisegebiet, der Höhe und Verteilung der Niederschläge und dem Aufspeicherungsvermögen des Grundwasserträgers, sowie von der entnommenen Wassermenge abhängiger Zustand herausstellt. Wenn dieser Vorgang bei manchen Anlagen wenig oder gar nicht zur Erscheinung gekommen ist, so liegt dies daran, daß bis dahin die geringste Ergiebigkeit den größten Bedarf stets zu decken vermochte oder ihn vielleicht erheblich übertraf. Weiter wird durch jene Beeinflussung die Möglichkeit hervorgerufen, daß das Grundwasser aus Schichten herangezogen wird, welche früher mit dem die Gewinnungsstelle durchfließenden Wasser in keiner unmittelbaren Verbindung standen. Dadurch wird zwar einerseits die Wassermenge vermehrt, andererseits aber oft die Beschaffenheit derselben nachteilig beeinflusst.

Infolge der abwärts gerichteten Bewegung des Grundwassers sind unter sonst gleichen Umständen tiefer liegende Gegenden besser zur Aufschließung großer Wassermengen geeignet, als hoch gelegene Gebiete. Demgemäß findet man zahlreiche Sammelanlagen in den Flußthälern, in deren Kies- und Sandlagern sich das Grundwasser nach dem Flusse zu bewegt. Ein Beispiel für die Art, in welcher sich diese Bewegung vollzieht, zeigt F. 2, T. IV, in welche die von Smreker<sup>6)</sup> in der weiteren Umgebung von Mannheim ermittelten Höhenlinien des Grundwassers dargestellt sind. Zwischen dem Fusse des Odenwaldes und dem dazu parallel laufenden Rheinstrom befinden sich Ablagerungen diluvialer Sandschichten von teilweise großer Mächtigkeit, in welchen das Grundwasser sich nach dem Rhein zu bewegt. Die allgemeine Stromrichtung desselben wird beeinflusst durch den Neckar, dessen Lauf jener Richtung ungefähr parallel ist und der durch Aufnahme von Grundwasser aus den ihn umgebenden durchlässigen Schichten starke Einbiegungen in den sonst ziemlich regelmäßig verlaufenden Höhenlinien hervorruft. — Wie sehr örtliche Verhältnisse die Art bedingen, in welcher das Grundwasser in das Flußbett eintritt, läßt sich aus F. 3, T. IV entnehmen, welche den Höhenplan des Grundwassers von der Einmündung des Beraun-Flusses in die Moldau darstellt.<sup>7)</sup> Das dem Niederschlagsgebiete des Radotin-Baches entstammende Grundwasser mündet bei der Ortschaft Radotin in geschlossenem Querschnitt unter starkem

<sup>6)</sup> O. Smreker. Vorarbeiten für das Wasserwerk der Stadt Mannheim. Mannheim 1885.

<sup>7)</sup> Bericht der Wasserversorgungs-Kommission an den Rat der königl. Hauptstadt Prag bezüglich der Versuchsarbeiten zur Gewinnung des Trinkwassers. Prag 1888.

Gefälle in das Thal der Beraun, ergießt sich aber nicht in den ganz naheliegenden Fluß, sondern ändert seine Richtung und bildet in dem Thale einen Parallelstrom zur Beraun, der weiter unterhalb noch durch das Wasser des Flusses gespeist wird. Die Ursache für dieses Verhalten dürfte darin zu suchen sein, daß Ufer und Sohle der Beraun bei Radotin nahezu dicht sind, sodaß das Grundwasser bei dem Durchfließen der Kiesschichten des Thales weniger Widerstand findet, als beim Eintritt in den Fluß. Weiter unterhalb hört die Undurchlässigkeit des Ufers auf und das Wasser der Beraun tritt auf der konkaven Uferstrecke bei Kl. Lahovic teilweise in das Grundwasser über. — Befindet sich die durchlassende Schicht ausschließlich unter dem von ihr durch eine dichte Decke getrennten Flußbett, so wird das Grundwasser als ein unter dem Flusse liegender Parallelstrom auftreten.

Je nach dem Grade der Durchlässigkeit der Ufer ändert sich auch die Wirkung, welche das Flußwasser auf die Beschaffenheit des in seiner Nähe gewonnenen unterirdischen Wassers ausübt. Es kann vorkommen, daß ein mehrere hundert Meter vom Ufer entfernter Brunnen eine Mischung aus Fluß- und Grundwasser, ein benachbarter aber reines Grundwasser liefert, obwohl er dem Ufer ganz nahe steht. Im allgemeinen sind jedoch Gewinnungsanlagen an konkaven Ufern einer Einwirkung des Flusses mehr ausgesetzt, als an konvexen, weil durch den Angriff und die größere Geschwindigkeit der Strömung die Ablagerung dichtender Sinkstoffe erschwert wird. Ob und in welchem Grade eine Mitaufnahme von Flußwasser stattfindet, läßt sich annähernd durch Vergleichung der Wärme des reinen Grund- und Flußwassers mit der des geschöpften Wassers ermitteln. Bezeichnet  $Q$  die geschöpfte Wassermenge,  $Q_1$  das darin enthaltene Flußwasser,  $Q_2$  „ „ „ „ Grundwasser, und  $t$ ,  $t_1$  und  $t_2$  die zugehörigen Wärmegrade, so ist

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad \text{und} \quad tQ = t_1 Q_1 + t_2 Q_2.$$

Hieraus ergibt sich

$$Q_1 = \frac{Q(t - t_2)}{t_1 - t_2}; \quad Q_2 = \frac{Q(t_1 - t)}{t_1 - t_2}.$$

Wird z. B. bei  $t_1 = 15^\circ$  und  $t_2 = 8^\circ$  ein Wasser von  $t = 12^\circ$  geschöpft, so besteht dasselbe zu  $\frac{4}{7}$  aus gefiltertem Fluß- und zu  $\frac{3}{7}$  aus Grundwasser. — Die Formel läßt bei  $t_1 = t_2$  im Stich und berücksichtigt auch nicht die Wärmeänderung des Flußwassers auf dem Wege zur Schöpfstelle, bietet aber immerhin einen Anhalt zur Beurteilung der Wirksamkeit der Anlage. Bei ihrer Anwendung ist  $t_2$  in möglichster Nähe der Schöpfstelle zu ermitteln, etwa durch einen auf der Zuströmungsseite des Grundwassers eingeschlagenen Rohrbrunnen.

Im übrigen läßt sich gegen die Anlage der Gewinnungsstelle in unmittelbarer Nähe sandiger oder kiesiger Flußbetten nichts einwenden, sofern die erforderliche Wassermenge auf keinem anderen Wege als durch Mitbeanspruchung des Flusses gewonnen werden kann. Denn das durch die Sandschichten des Flußbettes gefilterte Wasser eines nicht durch Abwässer verunreinigten Flusses ist mit seltenen Ausnahmen von genügender Beschaffenheit; auch stellen sich Anlage- wie Betriebskosten bei einer solchen Gewinnungsart erheblich niedriger, als wenn man ausschließlich Flußwasser entnehmen und durch künstliche Filterung reinigen wollte. Jedenfalls ist es, trotz der großen Annehmlichkeit des kühlen Wassers im Sommer, besser, zu den Zeiten des stärksten Bedarfs eine reichliche, wenn auch etwas wärmere Wassermenge zur Verfügung zu haben, als gerade dann den Verbrauch einschränken zu müssen.

Die Zusammensetzung der wasserführenden Schichten des Bodens ist keineswegs derart, daß an jeder Stelle desselben größere Mengen brauchbaren Wassers gewonnen werden können. Namentlich in denjenigen Gebieten unseres Vaterlandes, in welchen das Alluvium und Diluvium am meisten vorherrscht, ist die Wassergewinnung oft besonders schwierig. Dies gilt u. a. von zahlreichen Flusniederungen, in denen sich brauchbare Schichten oft nur ganz vereinzelt vorfinden und zwar in der Form von Nestern und Adern, welche in mächtige Lehm- und Mergelschichten eingelagert sind. Vielfach läßt auch das gewonnene Wasser infolge seiner großen Härte oder seines Gehalts an Eisensalzen, Schwefelwasserstoff und organischen Bestandteilen sehr zu wünschen übrig. Derartige Verhältnisse finden sich nicht selten auch im oberen Laufe der Flüsse; so ist z. B. das Grundwasser aus den Uferschichten der in F. 2, T. IV dargestellten Rheinstrecke wegen seines Eisengehalts und das Grundwasser im Neckarthale oberhalb Mannheim wegen seiner großen Härte zu Versorgungszwecken unbrauchbar und verschiedene Thalstrecken der Weser, Oder sowie der Weichsel liefern eisenhaltiges Wasser. Die zwischen den Flusniederungen liegenden Teile der norddeutschen Tiefebene besitzen zwar im allgemeinen eine für die Wassergewinnung günstigere Beschaffenheit; doch hat man auch hier oft genug mit den genannten Übelständen zu kämpfen. Auf weiten Gebieten der nordöstlichen Provinzen finden sich geeignete wasserführende Schichten in der Nähe der Oberfläche überhaupt nicht; sie liegen vielmehr erst in größerer Tiefe, aus welcher sie durch artesisch wirkende Brunnen erschlossen werden müssen. In Gegenden, wo die Anschwemmungen grobkörniger und reiner sind, ist die Gelegenheit, gutes Grundwasser in größeren Mengen zu gewinnen, viel häufiger; dies gilt insbesondere von den Ausläufern der Höhenzüge und Gebirgshänge, in deren Ablagerungen von Trümmern sich das Grundwasser thalabwärts bewegt. — In jedem Falle bedarf es zur Ermittlung einer geeigneten Gewinnungsstelle gründlicher Voruntersuchungen, namentlich wenn es sich um die Versorgung einer Stadt handelt. Von derartigen Untersuchungen sind u. a. diejenigen über die Wasserversorgung der Städte Straßburg, Berlin, München, Mannheim und Leipzig durch Veröffentlichung näher bekannt geworden. In Mannheim ist es im Anfange der achtziger Jahre nach langjährigen erfolglosen Bemühungen gelungen, durch Ausdehnung der Untersuchungen auf das in F. 2, T. IV dargestellte Gebiet von etwa 7 Quadratmeilen Größe und durch das Studium der geologischen Verhältnisse eine Bezugsstelle für eine ausreichende Menge brauchbaren Grundwassers und die Gründe für die Erfolglosigkeit der bis dahin ausgeführten Vorarbeiten nachzuweisen. — Der Umfang der erforderlichen Voruntersuchungen ist bereits in § 7 des vorigen Kapitels näher angegeben; hier möge nur noch ergänzend bemerkt werden, daß nach dem gegenwärtigen Stande der bakteriologischen Forschung das Wasser aus Schichten, welche flacher liegen als 4—5 m, nicht mit Sicherheit als keimfrei angesehen werden darf. Dabei ist vorausgesetzt, daß der überdeckende Boden dicht genug ist, um als Filter zu wirken und daß nicht Oberflächenwasser durch vorhandene Spalten und Risse bis zu der Fassungsanlage gelangt.

Was die äußeren Merkmale betrifft, welche auf das Vorhandensein von Grundwasser schließen lassen, so ist das Fehlen oder spärliche Auftreten von offenen Wasserläufen in der weiteren Umgebung der in Aussicht genommenen Gewinnungsstelle, das geringe Anschwellen kleiner Wasserläufe nach starkem Regen, die durchlässige Beschaffenheit der Oberfläche, die Speisung tief eingeschnittener Wasserläufe und Seen durch Grundwasser oder das Auftreten von Grundwasserbächen und die Erscheinung von Quellen am Fusse von Abhängen als Zeichen für das Vorhandensein größerer

unterirdischer Wassermengen anzusehen. Als Sammelorte desselben bzw. als Lagerstellen des Grundwasserträgers kommen außer den Flufsthälern und verlassenen Flussbetten die Gebiete zwischen Berghängen und Niederungen, ferner große Mulden mit fehlendem oder geringem Oberflächenablauf in Betracht; es finden sich aber auch manchmal oberirdische Wasseransammlungen und Sumpfbildungen, von denen das aus der weiteren Umgebung stammende Grundwasser durch eine undurchlässige Schicht getrennt ist.

Nicht selten liegt die Möglichkeit vor, die Ergebnisse früherer Bohrungen, die Wasserstände vorhandener Brunnen, sowie geologische Karten zu benutzen oder die Ansicht eines mit den örtlichen Schichtungsverhältnissen vertrauten Geologen zu Rate zu ziehen, sodass die Zahl der neu vorzunehmenden Bohrungen von vornherein auf ein bestimmtes Gebiet beschränkt werden kann. Mit diesen Bohrungen, welche meistens mit 3—5 cm weiten Röhren ausgeführt werden, sind, sofern eine wasserführende Schicht von ausreichender Stärke angetroffen wird, Untersuchungen über Beschaffenheit und Menge des erschlossenen Wassers vorzunehmen. Jedes Bohrloch lässt sich in einen Rohrbrunnen (§ 6) verwandeln, aus welchem Wasser entnommen und auf seine Beschaffenheit geprüft werden kann. Misst man bei solchen, meistens durch Handpumpen stattfindenden Entnahmen neben der Wassermenge zugleich die Absenkung des Wasserspiegels, so erhält man, da kleine Absenkungen sich wie die Ergiebigkeiten verhalten (siehe weiter unten), in dem Quotienten  $\frac{\text{Ergiebigkeit}}{\text{Absenkung}}$ , welchen Thiem die „spezifische Ergiebigkeit“ nennt, einen Maßstab für die Durchlässigkeit der verschiedenen Bodenarten; doch ist diese Messung, da sie während des Betriebes der Pumpe ausgeführt werden muss, in den engen Bohrlöchern mit einigen Schwierigkeiten verbunden. Die Durchlässigkeit lässt sich annähernd auch dadurch ermitteln, dass man einen oben offenen Cylinder mit durchlöcherter Boden mit einer angefeuchteten Probe des Grundwasserträgers füllt und die Zeit misst, innerhalb der eine bestimmte Wassermenge zum Durchfluss gelangt; hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass es nur selten gelingt, die natürliche Lagerung der erbohrten Schicht genau genug nachzuahmen. Immerhin ergeben sich aus der vergleichenden Zusammenstellung der gewonnenen Ergebnisse genügende Anhaltspunkte für die Lage desjenigen Gebiets, welches die Lieferung der größten Wassermenge bei der kleinsten Absenkung verspricht. Gleichzeitig ist eine genaue Ermittlung der Stärke der wasserführenden Schicht und eine Prüfung der erbohrten Bodenarten bezüglich ihrer Aufnahmefähigkeit an Wasser und der Korngröße ihrer einzelnen Bestandteile vorzunehmen. Beständen die einzelnen Körner aus Kugeln von gleichem Durchmesser, so wäre die Summe der leeren Zwischenräume gleich dem 0,476 fachen des Gesamtinhalts; mit Rücksicht auf die verschiedene Größe und Form der Einzelbestandteile bleibt der mit Wasser gefüllte Raum aber stets erheblich hinter dem obigen Werte zurück. Die Grenzzahlen 0,1 und 0,35 werden nur selten überschritten, wobei man häufig die Beobachtung macht, dass ein mittelgrober Sand von gleichmäßiger Beschaffenheit mehr Wasser fasst, als grober Kies. Im übrigen ist das Fassungsvermögen aber auf ein und demselben Gebiete sehr verschieden und es ist deshalb eine größere Zahl von Proben erforderlich, um einen zuverlässigen Mittelwert zu finden. Dieselben werden in der Art vorgenommen, dass man unter Benutzung des oben erwähnten Cylinders die Bodenproben so lange mit Wasser trinkt, bis dasselbe unten auszutreten beginnt. Der so durchnässte Boden wird dann in ein Gefäß mit bekanntem Inhalt gefüllt und darauf die Wassermenge bestimmt, welche zur Ausfüllung der Poren erforderlich ist. Auf diese Weise trägt man annähernd dem wirklichen Vor-

gang Rechnung, bei welchem stets eine bestimmte Wassermenge an der Oberfläche der einzelnen Körner, sowie durch die Kapillarität des Bodens zurückgehalten wird. Im übrigen bedingt ein größeres Fassungsvermögen nicht immer eine größere Durchlässigkeit, weil der Widerstand, welchen der Grundwasserträger dem Durchfließen des Wassers entgegensetzt, wesentlich von der benetzten Oberfläche, also von der Korngröße der Schichten abhängt.

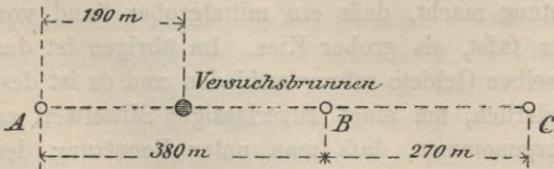
Zu einer ausreichenden Beurteilung der vorliegenden Verhältnisse ist ferner die Kenntnis der Höhenlage des Grundwasserspiegels auf dem untersuchten Gebiete erforderlich. Demgemäß ist die Oberkante der (gegen das Eindringen von Oberflächenwasser zu schützenden) Bohrröhren durch Höhenmessung festzulegen und der Abstand des Grundwasserspiegels von dieser Oberkante aus zu messen (S. 51 in Kap. I). Durch diese Messungen gewinnt man zunächst ein Urteil darüber, ob man es mit einem Grundwasserbecken mit fehlendem bzw. geringem Gefälle oder mit einem unterirdischen Wasserlaufe zu thun hat und durch Verbindung der gleich hohen Punkte erhält man einen Höhenschichtenplan des Grundwassers, welcher die Stromrichtung sowie das Gefälle und die Ausdehnung des Stromes zur Zeit der Messung unmittelbar ergibt. Aus dem Gefälle, dem wasserhaltenden Querschnitt und der Durchlässigkeit läßt sich dann die Ergiebigkeit des unterirdischen Wasserlaufs berechnen. Nach den namentlich von Darcy bezüglich der Bewegung des Wassers in Filterschichten vorgenommenen Versuchen ist (Kap. I, S. 44)

$$v = k \frac{h}{l},$$

wenn  $v$  die Geschwindigkeit,  $k$  einen von der Beschaffenheit der Schicht abhängigen Koeffizienten und  $\frac{h}{l}$  das Gefälle des Grundwassers bezeichnet. Ist ferner  $F$  der wasserhaltende Querschnitt (d. h. die Summe der vom Wasser erfüllten Zwischenräume nach Abzug des zur Benetzung der Oberfläche erforderlichen und des durch Kapillarität zurückgehaltenen Wassers), so beträgt die dem Grundwasserstrom zu entnehmende Menge  $Q = k F \frac{h}{l}$ .

Die Durchlässigkeit pflegt bei einem größeren Versuchsfelde so verschieden zu sein, daß man besser thut, statt der Berechnung der Geschwindigkeit den Weg der unmittelbaren Beobachtung einzuschlagen. Hierzu empfiehlt sich insbesondere die in Kap. I, S. 45 beschriebene Ermittlung nach den Angaben von Thiem, bei welcher die Zeit gemessen wird, welche eine Kochsalzlösung gebraucht, um den Weg von einem Bohrloch zu einem zweiten stromabwärts belegenen zu durchfließen. Ist die zwischen beiden Bohrlöchern befindliche Schicht von nahezu gleichmäßiger Beschaffenheit, so können die gemessenen Werte annähernd als die mittleren Geschwindigkeiten des wassergebenden Querschnitts angesehen und unmittelbar zur Bestimmung der durchfließenden

Fig. 1.



Wassermenge benutzt werden. Bei unregelmäßiger Lagerung ist jedoch eine größere Zahl von Beobachtungen erforderlich, um einen brauchbaren Mittelwert zu erhalten. Wie verschieden die gefundenen Geschwindigkeiten sein können, zeigen beispielsweise die Messungen

in der Nähe von Prag auf dem in F. 3, T. IV dargestellten Versuchsfelde, wo an den in der Richtung der Grundwasserströmung liegenden Bohrlöchern A, B und C (Fig. 1) beobachtet wurde, daß die Salzlösung die Strecke AB in 72 Stunden zurücklegte, während

sie 240 Stunden gebrauchte, um von *B* nach *C* zu gelangen. Dabei weicht das Spiegelgefälle beider Strecken nicht wesentlich voneinander ab und auch der Unterschied der in den drei Punkten entnommenen Proben des Grundwasserträgers ist nicht groß genug, um die erhebliche Abweichung der Geschwindigkeit zu erklären. Unter der Voraussetzung, daß die Versuche mit der nötigen Sorgfalt angestellt sind, kann diese Abweichung nur in der Änderung des Querschnitts und der Beschaffenheit der wasserführenden Schicht zwischen den Bohrlöchern begründet sein; vielleicht ist dieselbe auch zum Teil darauf zurückzuführen, daß infolge des stattgefundenen Betriebes des Versuchsbrunnens die feinen Sande auf der Strecke *AB* zum Teil ausgewaschen waren.

Ist durch die vorstehend beschriebenen Untersuchungen eine Grundlage für die Bewegungsrichtung, Geschwindigkeit und Abflussmenge des unterirdischen Wasserlaufs gewonnen, so läßt sich mit einiger Sicherheit die zweckmäßigste Stelle für die Gewinnung ermitteln und zur Herstellung einer größeren Versuchsanlage schreiten. Von einer solchen ganz abzusehen, empfiehlt sich nur, wenn jeder Zweifel an der Erlangung der erforderlichen Wassermenge durch die örtlichen Verhältnisse ausgeschlossen ist. Derartige günstige Umstände gehören aber zu den Ausnahmen und man wird deshalb bei wichtigen Anlagen nicht gern auf einen größeren Versuch verzichten, oft auch nicht darauf verzichten können, weil dieser das einzige Mittel bildet, den Beteiligten den Beweis des Augenscheins von dem Vorhandensein des gesuchten Wassers zu liefern. Andererseits ist es aber nicht zu empfehlen, an einen solchen Versuch ohne genauere Vorarbeiten heranzutreten. Wenn auch verschiedene Wasserwerke auf diesem Wege mit Erfolg zur Ausführung gebracht sind, so fehlt es doch nicht an Beispielen, wo man schon in den ersten Jahren des Betriebs zu der Erkenntnis gelangen mußte, daß auf eine dauernde Ergiebigkeit trotz des günstigen Erfolges der Versuchsanlage nicht zu rechnen sei. Meistens hatte man in solchen Fällen von den angesammelten Beständen des Grundwassers gezehrt, während die laufenden Zuflüsse den Bedarf nicht zu decken vermochten.

Aber auch bei sorgfältiger Ausführung der genannten Vorarbeiten in Verbindung mit dem Probeversuch ist zu berücksichtigen, daß sich durch sie nur die zeitige Ergiebigkeit des Grundwasserlaufs mit einiger Sicherheit bestimmen läßt. Eine längere Ausdehnung der Beobachtungen, die stets zu empfehlen ist, gewährt zwar durch Vergleichung der bei verschiedenen Grundwasserständen gewonnenen Höhenlinien ein Urteil über den Einfluß der Schwankungen auf Gefälle und Ergiebigkeit des unterirdischen Wasserlaufs; doch wird es nur selten möglich sein, den Zeitpunkt abzuwarten, wo das Grundwasser den niedrigsten Stand erreicht hat. Man ist demnach bis zu einem gewissen Grade auf den Weg der Schätzung angewiesen, wobei sich manchmal Beobachtungen an benachbarten Brunnen mit Nutzen verwenden lassen. Ist ein Brunnen viele Jahre im Gebrauch gewesen, ohne vertieft zu sein, so muß das Grundwasser stets etwas über der Sohle gestanden haben und man kann annehmen, daß es auch bei seinem tiefsten Stande nicht unter dieselbe herabsinken wird.

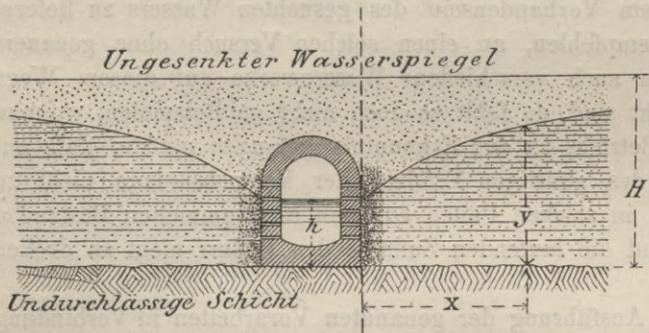
Um in dieser Beziehung einen weiteren Anhalt zu gewinnen, empfiehlt sich der Versuch, auch das Speisungsgebiet des beobachteten Grundwasserlaufs zu ermitteln und unter Zugrundelegung der geringsten Niederschlagshöhe während eines längeren Zeitraums, sowie der in Kap. I mitgeteilten Zahlen über Versickerung die kleinste zu gewinnende Wassermenge wenigstens annähernd zu berechnen. Wie sehr dieselbe in trockenen Zeiten abnehmen kann, zeigen u. a. die oben angegebenen Ziffern über die Ergiebigkeitsschwankungen der Quellen.

Nachdem das Vorhandensein einer ausreichenden Grundwassermenge nachgewiesen ist, kommt es darauf an, sich über die Art der Gewinnung schlüssig zu machen. Bei mäfsiger Tiefe und ebener Lage der undurchlässigen Schicht ist ein auf dieser liegender Sammelkanal am geeignetsten, die ihm seitlich zufließenden Wasserfäden abzufangen. Liegt der Träger des Grundwassers in grösserer Tiefe oder bildet die undurchlässige Schicht Mulden, über welche der mit Gefälle zu verlegende Sammelkanal hinwegführen oder Erhöhungen, welche er durchschneiden würde, so ist die Anlage von Brunnen am Platze. Diese passen sich den Unebenheiten der Schichten besser an und haben auch den Vorzug, daß es möglich ist, jeden einzelnen Brunnen vom Betriebe auszuschließen. Demgemäfs sind die Sammelleitungen auf ein vergleichsweise beschränktes Feld angewiesen; in einzelnen Fällen kommen sie mit den Brunnen auf die engere Wahl oder es empfiehlt sich eine Verbindung beider Anlagen.

Ergiebigkeit der Grundwasserfassungen.

Die Sammelleitungen sind so einzurichten, daß die zugeführte Grundwassermenge möglichst vollständig abgefangen wird. Erfolgt die Gewinnung durch einen Kanal,

Fig. 2.



so muß derselbe neben einer ausreichenden Größe zur Abführung des Wassers auch eine genügende Zahl von Öffnungen zum Eintritt desselben haben. Ist dies der Fall, so zeigt ein Schnitt senkrecht zur Axe des Kanals das in Fig. 2 dargestellte Bild und die Gleichung der eine Parabel bildenden Schnittlinie des Wasserspiegels lautet (Kapitel I, S. 44):

$$y^2 = \frac{2 Q x}{k k_1 b} + h^2, \dots \dots \dots 1.$$

wo  $b$  die Länge des Kanals,  $k$  den Geschwindigkeits-,  $k_1$  den Durchlässigkeitskoeffizienten und  $Q$  die in der Zeiteinheit zufließende Wassermenge bezeichnet. Hieraus ergibt sich

$$Q = \frac{k k_1 b (y^2 - h^2)}{2 x}$$

und für den Grenzwert  $y = H$  und  $x = L$ :

$$Q = \frac{k k_1 b (H^2 - h^2)}{2 L} \dots \dots \dots 2.$$

$L$  entspricht hier derjenigen Entfernung vom Sammelkanal, in welcher der Abstand des gesenkten vom ungesenkten Grundwasserspiegel vernachlässigt werden kann.

Die Gleichung 2 gilt für den Zufluss von einer Seite; tritt das Wasser (wie in Fig. 2) von beiden Seiten in den Kanal, so ist  $Q$  doppelt so groß.

Die Geschwindigkeit, mit welcher sich das Wasser nach der Leitung zu bewegt, wächst mit der Abnahme des wasserführenden Querschnitts und erreicht ihren größten Wert an der Eintrittsstelle in den Kanal. Hieraus geht die Notwendigkeit hervor, die Umgebung des Kanals möglichst durchlässig zu gestalten, was durch die Umhüllung mit Steinschlag bzw. Kies geschieht. Je mehr sich die Geschwindigkeit der Eintritts-

stelle derjenigen des natürlichen Wasserlaufs nähert, desto weniger ist eine Versandung zu fürchten.

An dieser Stelle möge auch darauf hingewiesen werden, daß die auf die Längeneinheit eines Versuchsschlitzes entfallende Entnahmemenge viel erheblicher ist, als bei einem Sammelkanal von größerer Erstreckung. Das Wasser, welches den Endpunkten von den außerhalb liegenden Gebieten zufließt, bildet bei der Versuchsstrecke einen beträchtlichen Teil der Gesamtmenge, während es bei der endgiltigen Anlage nur wenig ins Gewicht fällt.<sup>8)</sup>

Entschließt man sich zu einer Entnahme durch Brunnen, so ist die Entfernung derselben in erster Linie von der Stärke und Beschaffenheit der durchlässigen Schicht abhängig; außerdem kommt noch die Art der Ausführung, insbesondere der Brunnendurchmesser und die Handhabung des Betriebes in Frage. Bei gleichmäßiger Durchlässigkeit und Tiefe des Grundwasserträgers ist es nicht schwer, die Ergiebigkeit eines Brunnens durch Rechnung zu bestimmen und aus dem Ergebnis die erforderliche Anzahl der Entnahmestellen bezw. den Abstand derselben zu ermitteln. Hat man z. B. durch die Vorarbeiten gefunden, daß der Grundwasserlauf bei einer Breite  $B$  (Fig. 3) die erforderliche Wassermenge  $M$  mit Sicherheit zu liefern vermag, und bezeichnet  $Q$  die Ergiebigkeit jedes Brunnens bei der zulässigen Absenkung, so sind mindestens  $\frac{M}{Q}$  Brunnen in einer Entfernung  $\frac{BQ}{M} = 2R$  und in einer senkrecht zur Gefällrichtung liegenden Linie anzulegen.

Um  $Q$  zu berechnen, möge die weitere vereinfachende Voraussetzung eines wagerechten Grundwasserspiegels gemacht werden. Dann ist (siehe auch Kap. I, S. 45) der Zufluß von allen Seiten gleich groß und nach Fig. 4 bei durchlässigen Seitenwandungen

$$Q = y 2 x \pi v_x k_1,$$

wenn  $v_x$  die Geschwindigkeit bezeichnet, mit welcher das Wasser eines Ringeylinders vom Halbmesser  $x$  und der Höhe  $y$  dem Mittelpunkt des Brunnens zufließt und die Durchlässigkeits-

ziffer des Grundwasserträgers ( $= \frac{\text{Wasserquerschnitt}}{\text{Gesamtquerschnitt}} = k_1$ ) gesetzt wird. Nach den oben erwähnten Untersuchungen von Darcy über die Bewegung des Wassers durch Sand und Kies wächst die Wassermenge (bezw. die Geschwindigkeit) gleichmäßig mit dem

Fig. 3.

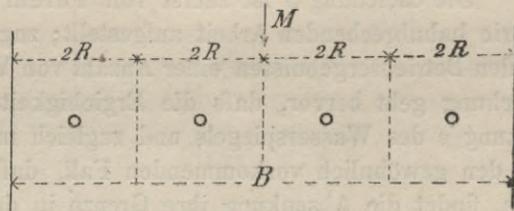
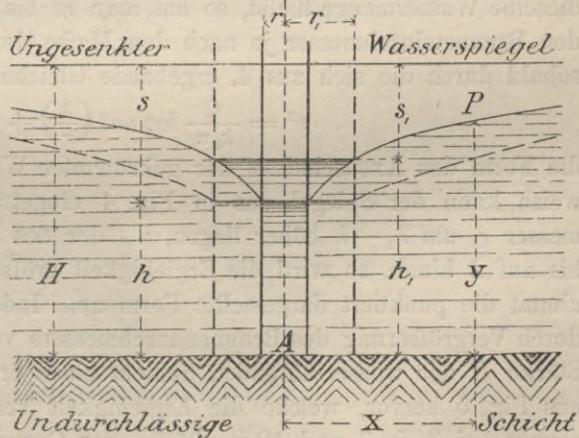


Fig. 4.



<sup>8)</sup> Die Form des gesenkten Wasserspiegels beim Betriebe eines Sickerschlitzes von beschränkter Länge wird unter Voraussetzung einer wagerechten Lage der ungesenkten Wasserfläche ermittelt von Ph. Forchheimer in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 553. Die Ergiebigkeit eines solchen Schlitzes der Länge  $l$  ist hiernach so groß, wie diejenige eines Brunnens vom Durchmesser  $\frac{l}{2}$  bei gleicher Spiegelsenkung.

Gefälle; es ist also für einen Punkt  $P$  der Ordinaten  $x$  und  $y$  die Geschwindigkeit  $v = k \frac{dy}{dx}$ , worin  $k$  von der Beschaffenheit der wasserführenden Schicht abhängt. Demnach wird

$$\begin{aligned}
 Q &= 2xy\pi \frac{dy}{dx} k k_1 \\
 Q \frac{dx}{x} &= 2\pi k k_1 y dy \\
 Q \log \text{nat } x &= k k_1 y^2 \pi + C \dots\dots\dots 3.
 \end{aligned}$$

Für  $x = r$  ist  $y = h$ ; demnach  $Q \log \text{nat } r - k k_1 h^2 \pi = C$  und

$$\begin{aligned}
 Q \log \text{nat } \frac{x}{r} &= k k_1 \pi (y^2 - h^2) \\
 \text{oder} \quad Q &= \frac{k k_1 \pi (y^2 - h^2)}{\log \text{nat } \frac{x}{r}} = \frac{k_0 \pi (y^2 - h^2)}{\log \text{nat } \frac{x}{r}} \dots\dots\dots 4.
 \end{aligned}$$

Dieser Ausdruck geht für die Grenzwerte  $y = H$  und  $x = R$  über in

$$Q = \frac{k_0 \pi (H^2 - h^2)}{\log \text{nat } \frac{R}{r}} = \frac{k_0 \pi (H + h) (H - h)}{\log \text{nat } \frac{R}{r}} \dots\dots\dots 5.$$

Die Gleichung 5 ist zuerst von Thiem<sup>9)</sup> in der unten genannten, für die Brunnen-  
theorie bahnbrechenden Arbeit aufgestellt; zugleich ist von ihm die Richtigkeit derselben  
an den Betriebsergebnissen einer Anzahl von Versuchsbrunnen nachgewiesen. Aus dieser  
Gleichung geht hervor, daß die Ergiebigkeit mit abnehmendem  $h$ , d. h. mit der Ab-  
senkung  $s$  des Wasserspiegels und zugleich mit dem Halbmesser des Brunnens wächst.  
Für den gewöhnlich vorkommenden Fall, daß das Wasser künstlich gehoben werden  
muß, findet die Absenkung ihre Grenze in der Saughöhe und in der Erwägung, daß  
 $h$  groß genug bleiben muß, um die Eintrittsgeschwindigkeit nicht über ein bestimmtes  
Maß anwachsen zu lassen. Da durch alle Ringcylinder des gesenkten Grundwassers  
dieselbe Wassermenge fließt, so hat man es bis zu einem gewissen Grade in der Hand,  
den Brunnendurchmesser je nach dem Maße der gewünschten Absenkung zu bestimmen,  
sobald durch die sich aus 4. ergebende Gleichung

$$y^2 = \frac{Q}{k_0 \pi} \log \text{nat} \left( \frac{x}{r} \right) + h^2 \dots\dots\dots 6.$$

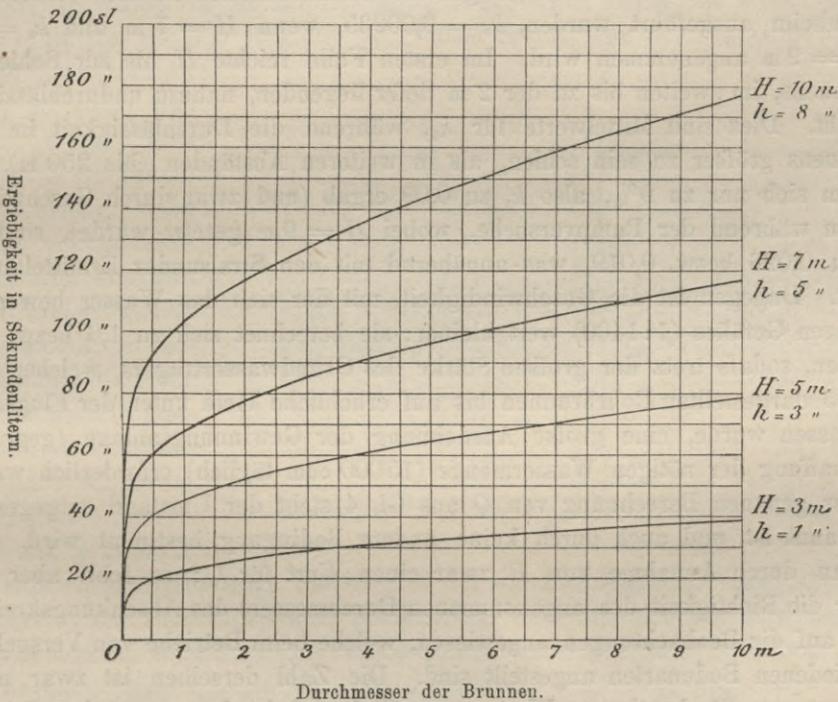
die Form des Axenschnittes der gekrümmten Wasseroberfläche festgelegt ist. Beispiels-  
weise kann der Spiegel des in Fig. 4 eingetragenen größeren Brunnens vom Halb-  
messer  $r_1$  um  $h_1 - h$  höher liegen, als der des kleineren; senkt man ihn aber ebenfalls  
bis auf  $h$  hinab, so wird die Ergiebigkeit größer und der Schnitt der Krümmungsfläche  
nimmt die punktiert dargestellte Form an. Indessen ist die Zunahme der Ergiebigkeit  
durch Vergrößerung des Brunnendurchmessers verhältnismäßig gering; dagegen hat die  
Stärke  $H$  der wasserführenden Schicht einen erheblich größeren Einfluß. Beides geht  
aus Fig. 5 hervor, welche die Ergiebigkeit verschiedener Brunnen von 0—5 m Halb-  
messer bei 3, 5, 7 und 10 m Stärke des Grundwasserträgers unter der Voraussetzung  
darstellt, daß  $k_0$  überall = 0,005 sei, der Wasserspiegel im Brunnen stets um 2 m  
abgesenkt werde und der in 250 m von der Brunnenaxe noch vorhandene Unterschied  
zwischen dem abgesenkten und dem natürlichen Wasserspiegel vernachlässigt werden

<sup>9)</sup> A. Thiem. Die Ergiebigkeit artesischer Brunnen, Schachtbrunnen und Filtergallerien. Journ. f. Gas-  
bel. u. Wasservers. 1870, S. 450. — Ferner sind zu vergleichen folgende Abhandlungen desselben Verfassers:  
Resultate an dem Versuchsbrunnen für die Wasserversorgung von Straßburg. Das. 1876, S. 707. — Ergiebigkeits-  
bestimmung eines artesischen Beckens. Das. 1879, S. 518. — Der Versuchsbrunnen für die Wasserversorgung  
der Stadt München. Das. 1880, S. 156. — Die Wasserversorgung der Stadt Nürnberg. Leipzig 1879. S. 26.

könne. Mit der Stärke der wasserführenden Schicht nimmt die Ergiebigkeit rasch zu: außerdem läßt die Art des Ansteigens der Kurven ersehen, daß der Einfluß der Brunnenweite nur gering ist. Ein Rohr von 0,20 m Weite liefert z. B. bei gleicher Absenkung theoretisch über zwei Drittel der Wassermenge eines Brunnens von 2 m und etwa 60% derjenigen eines solchen von 4 m Durchmesser. Mit Rücksicht auf die niedrigeren Herstellungskosten empfiehlt sich deshalb die Anwendung kleiner Durchmesser, vorausgesetzt, daß die erhöhte Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers nicht die einzelnen Teile der wasserführenden Schicht in der Nähe des Brunnens in Bewegung setzt und diesen dadurch versandet, bezw. daß gegen eine solche Versandung durch eine ausreichende Zahl der Brunnen oder durch Anlage umhüllender Filterschichten geeignete Vorsorge getroffen ist.

Fig. 5.

Ergiebigkeit von Brunnen mit durchlässigem Mantel  
für  $r = 0$  bis 5 m,  $R = 250$  m,  $H - h = 2$  m,  $H = 3$  bis 10 m,  $k_0 = 0,005$ .



Nimmt man innerhalb märsiger Absenkungen  $R$  als unveränderlich an, so ergibt sich für die gelieferten Wassermengen eines Brunnens bei verschiedenen Werten von  $h$  nach Gleichung 5 das Verhältnis

$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{H^2 - h^2}{H^2 - h_1^2} = \frac{(H + h)(H - h)}{(H + h_1)(H - h_1)} = \frac{(H + h)s}{(H + h_1)s_1},$$

wenn  $s$  und  $s_1$  die Absenkungen bezeichnen. Bei nicht zu geringer Stärke der wasserführenden Schicht weicht  $H + h$  nicht erheblich von  $H + h_1$  ab, sodafs die Ergiebigkeit in solchen Fällen annähernd in gleichem Verhältnis mit der Absenkung zunimmt.

Die Größe von  $Q$  hängt ferner wesentlich von dem Koeffizienten  $k_0 = k k_1$  ab, dessen Wert je nach der Beschaffenheit der wasserführenden Schicht in weiten Grenzen schwankt. Die Ermittlung von  $k$  erfolgt aus den Geschwindigkeitsmessungen, die-

jenige von  $k_1$  aus der Bestimmung des nutzbaren Wassergehalts (des sogenannten Porenvolumens) des Grundwasserträgers. Beispielsweise ermittelte Thiem die Tagesgeschwindigkeit eines unterirdischen Wasserlaufs in der Nähe von Stralsund<sup>10)</sup> bei einem Gefälle von 2 Prozent zu 39,4, 36,8 und 38,6, also im Mittel zu 38,3 m, woraus sich  $k$  zu

$$\frac{38,3}{\frac{1}{50} \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} = 0,022$$

berechnet. Gleichzeitig wurde  $k_1$  aus den Bohrproben zu 0,22 gefunden, sodafs sich für  $k_0$  der Wert  $0,022 \cdot 0,22 = 0,0048$  ergab. — Bei dem Betriebe eines Versuchsbrunnens läfst sich  $k_0$  zwar aus der geschöpften Wassermenge, der Absenkung des Brunnenspiegels und aus der im Abstände  $x$  vom Brunnenmittelpunkte gefundenen Ordinate  $y$  nach Gl. 1 berechnen; man erhält jedoch, wenn der Brunnen nicht auf der undurchlässigen Schicht aufsteht, verschiedene Werte, je nachdem  $H$  gröfser oder kleiner angenommen wird. Unter anderem ergibt sich aus den Pumpversuchen und Ordinatenmessungen, welche von Smreker gelegentlich der Vorarbeiten für die Wasserversorgung von Mannheim ausgeführt wurden,  $k_0 = 0,00235$ , wenn  $H = 7$  m und  $k_0 = 0,00175$ , wenn  $H = 9$  m angenommen wird. Im ersten Falle reichte  $H$  bis zur Sohle des Versuchsbrunnens, im zweiten bis zu der 2 m tiefer liegenden, nahezu undurchlässigen Flugsandschicht. Dies sind Mittelwerte für  $k_0$ , während die Durchlässigkeit in der Nähe des Brunnens gröfser zu sein schien, als in weiteren Abständen (bis 250 m). Da der Porenraum sich nur zu 9%, also  $k_1$  zu 0,09 ergab (und zwar durch Geschwindigkeitsmessungen während der Pumpversuche, wobei  $H = 9$  m gesetzt wurde), so berechnete sich  $k$  zu 0,026 bzw. 0,019, was annähernd mit den Stralsunder Ermittlungen übereinstimmt. Dagegen ist die Geschwindigkeit, mit der sich das Wasser bewegt, infolge des geringen Gefälles (1:1400) weit kleiner; sie berechnet sich zu 1,6 bzw. 1,2 m für 24 Stunden, sodafs trotz der grofsen Stärke des Grundwasserträgers, welcher durch die in Fig. 65 dargestellten Rohrbrunnen bis auf erhebliche Tiefe unter der Flugsandschicht aufgeschlossen wurde, eine grofse Ausdehnung der Gewinnungsanlage (gegen 2,5 km) zur Beschaffung der nötigen Wassermenge (15000 cbm täglich) erforderlich wurde.

Der genauen Berechnung von  $Q$  aus Gl. 4 steht der Umstand entgegen, dafs  $R$  nicht bekannt ist und auch durch keine andere Bedingung bestimmt wird. Demnach erhält man durch Annahme von  $R$  zwar einen Wert für  $Q$ ; es fehlt aber an einer Probe für die Richtigkeit des angenommenen Durchmessers des Absenkungskreises. Man ist somit auf die Beobachtungen angewiesen, welche beim Betriebe von Versuchsbrunnen in verschiedenen Bodenarten angestellt sind. Die Zahl derselben ist zwar noch nicht grofs genug, um für bestimmte Werte von  $H$ ,  $h$  und  $k_0$  das zugehörige  $R$  entnehmen zu können; doch hat sich ergeben, dafs der Punkt der Absenkungskurve, dessen Abstand von dem ursprünglichen Grundwasserspiegel vernachlässigt werden kann, oder in den täglichen Schwankungen des Grundwassers verschwindet, meistens in mäfsiger Entfernung von dem Brunnen liegt. Bei dem Versuchsbrunnen in Darmstadt betrug dieselbe z. B. reichlich 250 m bei  $s = 2-3$  m; der Untergrund bestand zu 22% aus feinem Sande (Korngröfse bis 0,5 mm), zu 22% aus grobem Sande (Korngröfse 0,5 bis 2 mm) und zu 56% aus Grand und kleinen Steinen. — Die bei dem Mannheimer Versuchsbrunnen vorgenommenen Messungen ergaben folgende Zahlen:

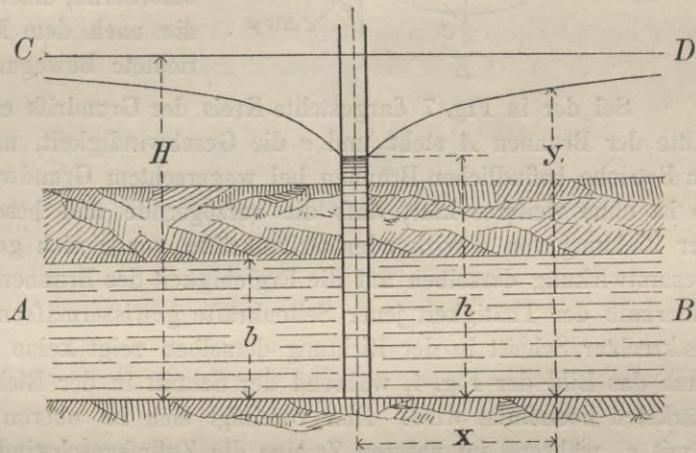
<sup>10)</sup> Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, S. 1133. Die vier im Stromstriche liegenden Bohrlöcher hatten Entfernungen von 23, 23 und 44 m; zur Ermittlung der Geschwindigkeit wurde das oben belegene mit 150 kg Kochsalz beschickt und auf Beseitigung des Einflusses der Diffusion Bedacht genommen (Kap. I, S. 45).

Abstand von der Brunnenaxe	150	175	200	250 m
Wert von $H - y$ bei $s = 1,38$ m . .	0,31	0,28	0,26	0,25 m
„ „ $H - y$ „ $s = 2,10$ „ . .	0,35	0,32	0,28	0,25 „
„ „ $H - y$ „ $s = 3,20$ „ . .	0,51-0,53	0,48	0,43-0,44	0,37 „

Piefke<sup>11)</sup> fand bei seinen Beobachtungen an dem Gill'schen Filterbrunnen der Berliner Wasserwerke (Fig. 52) in dem dort vorhandenen ziemlich feinen Sande für  $R = 225-375$  m je nach dem Steigen oder Fallen des Grundwassers. —  $Q$  wird um so kleiner, je mehr  $R$  wächst; es empfiehlt sich deshalb, bei der Ergiebigkeitsbestimmung eines Brunnens  $R$  nicht zu klein zu wählen, obwohl andererseits die unrichtige Annahme von  $R$  keinen weitgehenden Einfluss auf  $Q$  ausübt, weil der  $\log \text{nat}$  bei größeren Zahlen nur langsam wächst. Nimmt man z. B. einmal  $R = 250$  m, ein zweites Mal  $R = 400$  m an, so erhält man im letzteren Falle nur eine um 20% kleinere Wassermenge.

Steht das Wasser in der durchlässigen Schicht unter Druck, so wirkt der Brunnen artesisch. Es sei  $AB$  (Fig. 6) eine solche Schicht von der Stärke  $b$ ; wird dann in dieselbe ein Brunnen

Fig. 6.



abgesenkt, so steigt das Wasser bis zu einer Höhe  $H - b$  über die Oberkante der Schicht empor. Setzt man wieder voraus, daß der Zufluß zum Brunnen von allen Seiten gleichmäßig stattfindet, so besteht gegen den Fall der Fig. 4 der einzige Unterschied, daß der wasserdurchlassende Ringcylinder eines Punktes der Ordinaten  $x$  und  $y$  stets die nämliche Höhe besitzt und seine Fläche  $= b 2 x \pi k_1$  ist. Demnach muß auch die Absenkungskurve nach allen Richtungen die nämliche sein und die Oberfläche des frei und wagerecht gedachten Wasserspiegels wieder einen Umdrehungskörper bilden, in dessen Axe der Brunnen liegt. Es gilt also wie früher  $v = k \frac{dy}{dx}$ ; da nun

$$Q = b 2 x \pi k_1 v = b 2 x \pi k_1 k \frac{dy}{dx},$$

so wird

$$dy = \frac{dx}{x} \frac{Q}{2 \pi b k k_1}$$

$$y = \frac{Q}{2 \pi b k k_1} \log \text{nat } x + C.$$

Für  $x = r$  wird  $y = h$ ; demnach  $C = h - \frac{Q}{2 \pi b k k_1} \log \text{nat } r$ ; und, wenn  $k k_1$  wieder  $= k_0$  gesetzt wird,

$$y = \frac{Q}{2 \pi b k_0} \log \text{nat } \frac{x}{r} + h$$

$$Q = \frac{2 \pi b k_0 (y - h)}{\log \text{nat } \frac{x}{r}}$$

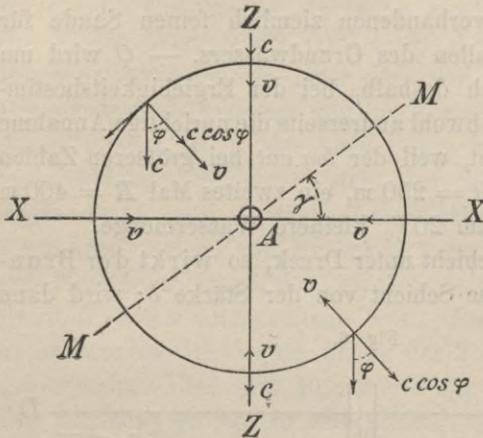
<sup>11)</sup> Piefke. Über natürliche und künstliche Sandfiltration. Berlin 1881. — Derselbe. Die Bodenfiltration. Berlin 1883.

Ist  $R$  die Entfernung, in welcher  $y$  nahezu  $= H$  wird, so ergibt sich

$$Q = \frac{2 \pi b k_0 (H-h)}{\log \text{nat} \frac{R}{r}}, \dots \dots \dots 7.$$

woraus hervorgeht, dafs die Wassermenge eines artesischen Brunnens in gleichem Verhältniß mit der Absenkung wächst, vorausgesetzt, dafs der Zufluß eine ausreichende Stärke besitzt und die Eintrittsgeschwindigkeit in den Brunnen nicht zu groß wird.

Fig. 7.



Die Entwicklung der vorstehenden Gleichungen ist unter der Voraussetzung erfolgt, dafs der natürliche Grundwasserspiegel wagerecht sei und sich demnach in Ruhe befindet. Besitzt derselbe aber ein der Neigung der undurchlässigen Schicht entsprechendes Gefälle und demgemäß die Geschwindigkeit  $c$ , so wirkt diese oberhalb der Linie  $XX$  (Fig. 7) befördernd, unterhalb derselben verzögernd auf die nach dem Mittelpunkt des Brunnens gerichtete Bewegung der Wasserteilchen.

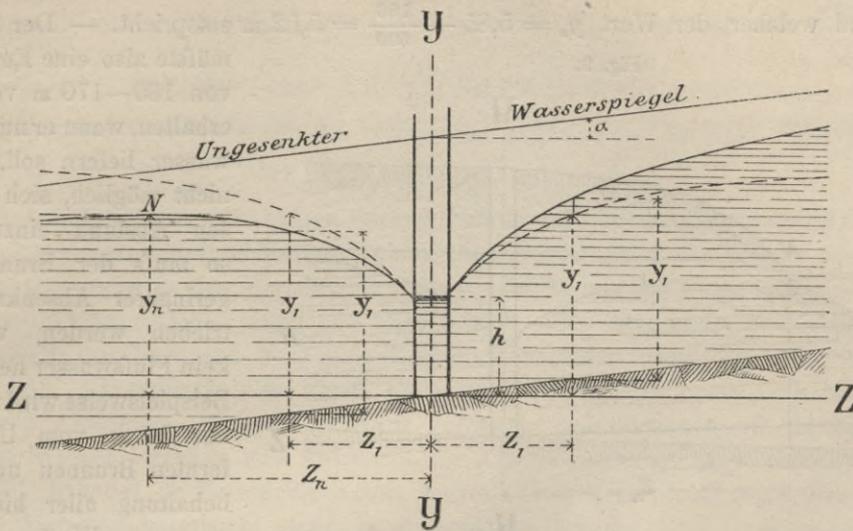
Sei der in Fig. 7 dargestellte Kreis der Grundriß eines Ringzylinders, in dessen Mitte der Brunnen  $A$  steht und  $v$  die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser dem im Betriebe befindlichen Brunnen bei wagerechtem Grundwasserspiegel zufließen würde, so ist ohne weiteres klar, dafs die verzögernde und beschleunigende Wirkung der in der Richtung von  $v$  wirkenden Seitenkräfte von  $c$  sich gegenseitig aufheben, also die Gesamtwirkung derselben auf die Ergiebigkeit des Brunnens gleich Null ist.  $XX$  bildet innerhalb der Thätigkeit jener Seitenkräfte gewissermaßen eine neutrale Axe und ein senkrechter Schnitt in der Richtung derselben zeigt keine Einwirkung von  $c$  und demnach das Bild der Fig. 4, während der Schnitt in der Richtung der  $Z$ -Axe (Fig. 8) am stärksten beeinflusst wird. Hier vereinigt sich im oberen Zweige der Absenkungslinie  $c$  mit  $v$ , während im unteren Zweige die Zufußgeschwindigkeit dem Unterschiede von  $v$  und  $c$  entspricht und an der Stelle gleich Null wird, wo  $v = c$  geworden ist.

Dabei wird allerdings vorausgesetzt, dafs die von der undurchlässigen Schicht aus gemessenen Werte von  $y_1$  die nämliche Gröfße haben, wie bei der Absenkung des wagerechten Grundwasserspiegels bzw. dafs die Geschwindigkeit, mit der das Wasser dem Brunnen zufließt, in den senkrecht übereinanderliegenden Punkten des Ringzylinders gleich groß ist, eine Annahme, die nur bei kleinerem Gefälle des Grundwassers und großer Stärke der wasserführenden Schicht in genügender Weise zutrifft.<sup>12)</sup> — Was die Gestalt des Schnittes  $ZZ$  anbelangt, so ergibt sie sich unter der gemachten Voraussetzung zeichnerisch dadurch, dafs die aus Gl. 6 für den wagerechten Spiegel geltenden Ordinaten von der geneigten Schnittlinie der undurchlässigen Schicht aus aufgetragen werden; in der nämlichen Weise kann man leicht auf zeichnerischem Wege die Form aller übrigen Schnitte ermitteln.

Ein besonderes Interesse beansprucht der Punkt  $N$  der Fig. 8, wo die Tangente der Kurve in eine wagerechte Lage übergeht, weil jenseits derselben wohl noch eine Ablenkung der Wasserfäden von ihrem ursprünglichen Wege, aber kein Eintritt in den

<sup>12)</sup> Vergl. die in Anm. 8 erwähnte Abhandlung von Forchheimer, S. 589.

Fig. 8.



Brunnen mehr stattfindet. Die Ordinaten von  $N$  sind gleichwertig mit denjenigen eines Punktes der Absenkungskurve in Fig. 4, dessen Tangente mit der  $X$ -Axe den Winkel  $\alpha$  bildet. Aus Gl. 6 ergibt sich

$$2y \, dy = \frac{Q}{k_0 \pi} \frac{dx}{x}; \quad \frac{dy}{dx} = \frac{Q}{2y k_0 \pi x}$$

und wenn man  $\frac{dy}{dx} = -\tan \alpha, x = z_n$  setzt, so folgt

$$z_n = - \frac{Q}{2y k_0 \pi \tan \alpha} \dots \dots \dots 8.$$

Bei Benutzung dieses Ausdrucks ist  $y$  vorläufig  $= H$  anzunehmen und dann genauer aus Gl. 6 zu berechnen.

Für jeden weiteren Schnitt durch die Brunnenaxe, welcher mit der  $X$ -Axe den Winkel  $\gamma$  bildet (Fig. 7), gilt

$$z_n = - \frac{Q}{2y k_0 \pi \tan \alpha \frac{\gamma}{90^\circ}} \dots \dots \dots 9.$$

Hat die wasserführende Schicht eine große Stärke, so ist  $y$  bzw.  $H$  von  $h$  nicht sehr verschieden und man erhält aus Gl. 8:

$$z_n = - \frac{Q}{2h k_0 \pi \tan \alpha},$$

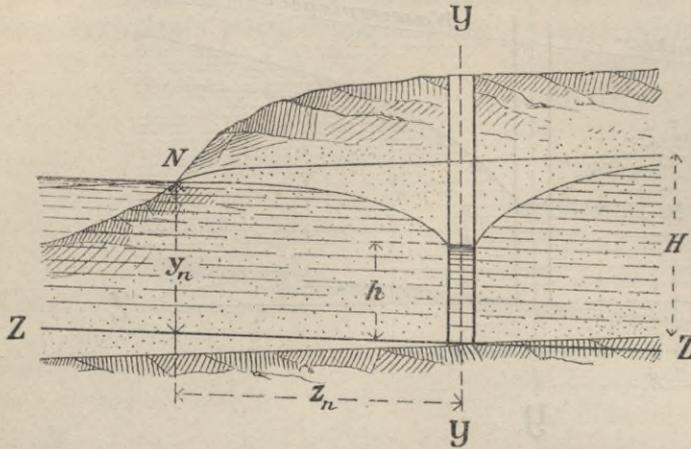
ein Ausdruck, der mit dem von Forchheimer<sup>13)</sup> auf anderem Wege gefundenen übereinstimmt.

Annähernd kann hieraus die Entfernung bestimmt werden, in welcher ein Brunnen vom Ufer eines Sees oder eines Flusses anzulegen ist, damit nur Grundwasser geschöpft wird. Sei z. B. bei der in Fig. 9 dargestellten Anlage  $k_0 = 0,005$  und  $\tan \alpha = \frac{1}{500}$  (wobei von der stärkeren Neigung an der Einmündungsstelle des Grundwassers abgesehen wird), ferner  $H = 6$  m,  $h = 4$  m und  $r = 1,5$  m, so wird für  $R = 250$  m nach Gl. 5  $Q = 61$  sl. Unter der Voraussetzung, daß der Grundwasserstrom senkrecht zum Ufer gerichtet ist, berechnet sich  $z_n$  aus Gl. 8 für  $y = 6$  m zu  $-162$  m. Bei Einsetzung dieses Wertes in Gl. 6 findet man für  $y = 5,85$  m, woraus sich nach Gl. 8

<sup>13)</sup> A. a. O. S. 560.

$z_n$  zu  $-166$  m ergibt, eine Zahl, die demnach nur wenig von der erstberechneten abweicht und welcher der Wert  $y_n = 5,85 - \frac{166}{500} = 5,52$  m entspricht. — Der Brunnen

Fig. 9.



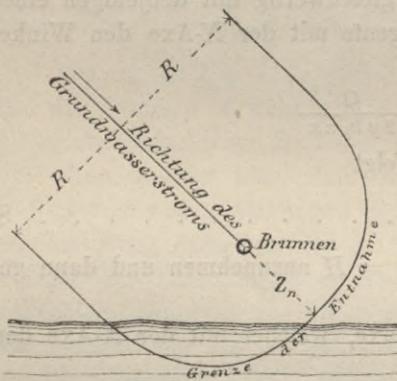
müßte also eine Entfernung von 160—170 m vom Ufer erhalten, wenn er nur Grundwasser liefern soll. Ist es nicht möglich, sich auf diesen Abstand einzurichten, so muß der Brunnen mit geringerer Absenkung betrieben werden, wenn er kein Flußwasser liefern soll. Beispielsweise wird für einen nur 50 m vom Ufer entfernten Brunnen unter Beibehaltung aller hier angenommenen Werte nach Gl. 8

$$Q = 50 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 0,005 \cdot 3,14 \cdot \frac{1}{500} = 18,8 \text{ sl,}$$

woraus sich nach Gl. 6 für  $h = 5,4$  m, also die zulässige Absenkung zu 0,6 m ergibt. Unter sonst gleichen Umständen bedarf man dann einer größeren Zahl von Brunnen, deren größter Abstand sich aus der Ergiebigkeit des Grundwasserstroms bestimmen läßt.

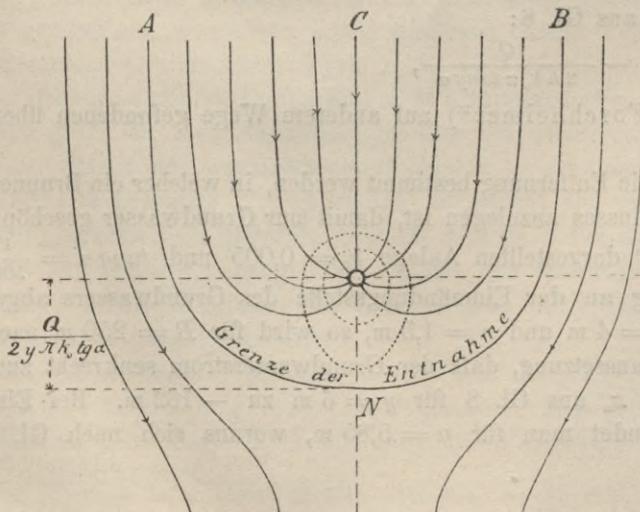
Fließt das Grundwasser unter einem von  $90^\circ$  abweichenden Winkel gegen das Ufer, so empfiehlt es sich, die Entnahmegrenze des Brunnens im Grundriss aufzutragen; dieselbe darf dann nicht, wie in Fig. 10, teilweise außerhalb der Uferlinie fallen, sondern muß vollständig auf dem Lande bleiben,

Fig. 10.



wenn die Mitbeanspruchung des Wasserlaufs vermieden werden soll.

Fig. 11.



In Fig. 11 sind die Zufluslinien der einzelnen Wasserfäden eines im Betriebe befindlichen Brunnens in grösserem Mafsstabe aufgetragen; hier bezeichnet die Linie  $A N B$  die Grenze der Entnahme, außerhalb welcher nur noch eine Ablenkung der Wasserfäden von ihrem ursprünglichen Wege stattfindet. Der Eintritt in den Brunnen ist ziemlich gleichmäÙig auf den Umfang der Brunnenwand verteilt und die Speisung erfolgt, sofern nicht der vorhin besprochene Fall eintritt, nur von oben her.

Die Gleichung des Axenschnitts  $ZZ$  der Fig. 7 erhält man dadurch, daß in Gl. 6  $z$  statt  $x$  und  $y \pm z \tan \alpha$  statt  $y$  gesetzt wird. Dann ergibt sich

$$y = \pm z \tan \alpha + \sqrt{\frac{Q}{k_0 \pi} \log \text{nat} \frac{z}{r} + h^2}, \dots \dots \dots 10.$$

wobei das positive Vorzeichen für die rechte, das negative für die linke Seite gilt. Für einen Schnitt  $MM$  ist  $\frac{\gamma}{90^\circ} \alpha$  statt  $\alpha$  zu setzen.

Bei der Aufstellung der obigen Formeln wurde vorausgesetzt, daß die Wandungen des Sammlers bis zur undurchlässigen Schicht hinabreichen und das Wasser ausschließlich durch Öffnungen in den Wandungen eintritt. Reicht nun die wasserführende Schicht noch unter die Brunnensohle hinab und wird letztere offen hergestellt, so findet bei der Beanspruchung des Brunnens noch eine Entnahme aus den unter der Sohle liegenden Schichten statt. Über die Grenzen dieser Entnahme herrschen indessen auch heute noch verschiedene Ansichten. Während Thiem annimmt, daß Brunnen mit hochliegender Sohle alles Wasser, welches sich zwischen der Absenkungsfläche und der undurchlässigen Schicht befindet, in Bewegung setzen, kommt Fink<sup>14)</sup> zu einem wesentlich anderen Ergebnis. Derselbe untersucht einen in strömendem Grundwasser stehenden Brunnen mit durchlässigen Wandungen und geschlossener Sohle. Die offene Sohle verwandelt er dadurch in eine geschlossene, daß er den Mantel des Brunnens um ein der Sohlenfläche entsprechendes Stück verlängert. Bei einem Brunnen mit geschlossener Sohle ist nach ihm die Form der unteren Begrenzung des in Bewegung begriffenen Grundwassers unabhängig von der Lage der undurchlässigen Schicht und es wird die Annahme gemacht, daß diese untere Begrenzung symmetrisch zu der Absenkungsfläche liegt, wobei eine durch die Mitte des Brunnenwasserstandes und parallel zum natürlichen Grundwasserspiegel gelegte Ebene Symmetrie-Ebene ist. — Lueger<sup>15)</sup> weist nach, daß bei der Speisung eines Sammelkanals aus einem Grundwasserbecken die Zufußgrenze durch einen Parabelbogen  $AB$  (Fig. 12) gebildet wird, während das darunter befindliche, durch dichter gestellte Linien angedeutete Grundwasser in Ruhe verbleibt.<sup>16)</sup> Da der Schnittpunkt der unteren Parabel mit der wasserführenden Schicht in den meisten Fällen nicht sehr entfernt vom Brunnen liegt, so ist fast immer eine Beanspruchung des Grundwasserträgers in seiner ganzen Stärke anzunehmen. Bemerkenswert ist ferner aus seinen ausführlichen Darlegungen der Hinweis darauf, daß bei Ermittlung der Bewegungsgesetze des Grundwassers nur die Reibungsarbeit desselben an den Körpern des Grundwasserträgers, nicht aber die Zähflüssigkeit des Wassers und seine Adhäsion berücksichtigt werde, zu deren Überwindung eine mit der Feinheit des Kornes zunehmende Geschwindigkeit erforderlich ist. Bleibt die durch Rechnung ermittelte Zuströmungsgeschwindigkeit unter dieser Grenze, so tritt eine Speisung der Entnahmestelle nicht

Fig. 12.



durch dichter gestellte Linien angedeutete Grundwasser in Ruhe verbleibt.<sup>16)</sup> Da der Schnittpunkt der unteren Parabel mit der wasserführenden Schicht in den meisten Fällen nicht sehr entfernt vom Brunnen liegt, so ist fast immer eine Beanspruchung des Grundwasserträgers in seiner ganzen Stärke anzunehmen. Bemerkenswert ist ferner aus seinen ausführlichen Darlegungen der Hinweis darauf, daß bei Ermittlung der Bewegungsgesetze des Grundwassers nur die Reibungsarbeit desselben an den Körpern des Grundwasserträgers, nicht aber die Zähflüssigkeit des Wassers und seine Adhäsion berücksichtigt werde, zu deren Überwindung eine mit der Feinheit des Kornes zunehmende Geschwindigkeit erforderlich ist. Bleibt die durch Rechnung ermittelte Zuströmungsgeschwindigkeit unter dieser Grenze, so tritt eine Speisung der Entnahmestelle nicht

<sup>14)</sup> Fink. Theorie und Konstruktion der Brunnenanlagen, Kolben- und Centrifugalpumpen. 2. Aufl. Berlin 1878 (1. Abteilung: Brunnen).

<sup>15)</sup> Lueger. Die Wasserversorgung der Städte. III. Heft. Darmstadt 1892. S. 467.

<sup>16)</sup> Zu einem ähnlichen Ergebnis kommt M. Clavenad in den Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 265 (Mémoire sur la filtration).

mehr ein. — Ein äußerer Antrieb zum Durchfließen der Brunnensohle ist nach ihm bei Brunnen und Sammelkanälen in der Form einer durch die Senkung des Wasserspiegels gebildeten Druckhöhe nicht vorhanden, vielmehr muß die lebendige Kraft zum Eintritt in die Sohle lediglich der Geschwindigkeit des von außen zuströmenden Wassers entnommen werden; diese ist aber so gering, daß sie einen nennenswerten Einfluß nicht ausübt, sodaß das unter der Sohle befindliche Wasser (auch bei Brunnen mit undurchlässigem Mantel) als in Ruhe befindlich anzusehen ist. — Bei der Entnahme aus einem Grundwasserstrom wird dieser nach Lueger nur bis zu einer Grenzfläche beansprucht, welche jenseits der sich bis zum Abstände  $L$  (Gl. 2) erstreckenden Absenkung parallel zu dem geneigten Grundwasserspiegel liegt und die Stärke  $b = \frac{h k \tan \alpha}{v_m}$  besitzt, wenn  $v_m$  die mittlere Zuflußgeschwindigkeit in der Linie  $AB$  bezeichnet (Fig. 13).

Fig. 13.

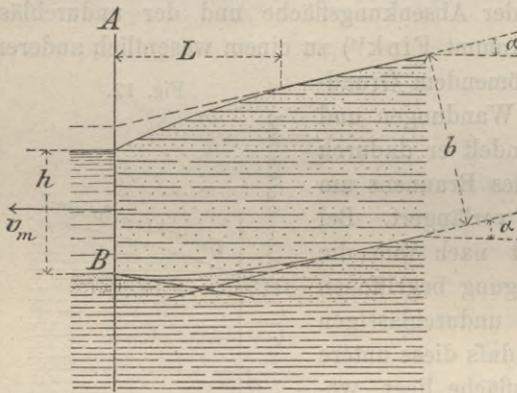
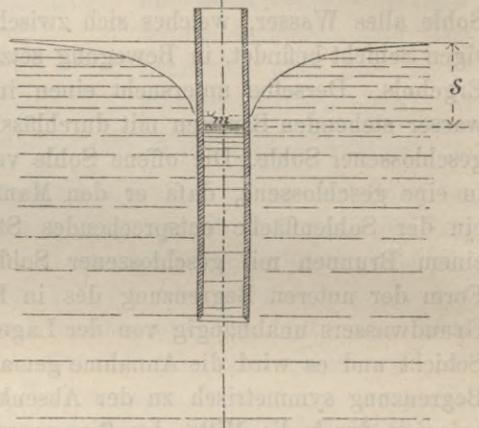


Fig. 14.



Da eine vollständige Übereinstimmung der Ansichten bezüglich der Wirkung der Gewinnungsanlagen auf die unterhalb ihrer Sohle befindlichen Wasserschichten zur Zeit noch nicht vorhanden ist, so empfiehlt es sich, bei der Ausführung die Brunnen der Sicherheit wegen bis zu derjenigen Tiefe abzusenken, welche die Grenze der Entnahme bilden soll.

Besteht der Untergrund vorzugsweise aus grobem Kies, so kann es sich empfehlen, Brunnen mit undurchlässigem Kessel anzulegen, in welche das Wasser ausschließlich von der Unterseite aus eintritt. Ein Schnitt durch die Axe des Brunnen ergibt die in Fig. 14 dargestellte, sich mit dem unteren Teile dicht an den Brunnenmantel anschließende Senkungskurve, bezüglich deren Gleichung auf die unten angegebene Quelle<sup>17)</sup> verwiesen werden muß. Der Anfang der Kurve am Brunnenmantel liegt um das Maß  $m$  höher, als der Wasserspiegel im Brunnen; dieses Maß bezeichnet die Widerstandshöhe, welche das Wasser bis zum Eintritt in die Brunnensohle (genau genommen bis zur Erreichung des Brunnenwasserspiegels) zurücklegen muß. — Da der Eintritt vorzugsweise in der Nähe des Mantelumfanges stattfindet, so ist dem Kessel eine ausreichende Weite zu geben, damit nicht die feineren Teile des Grundwasserträgers in Bewegung geraten und eine Versandung des Brunnen herbeiführen.

An dieser Stelle möge auch darauf hingewiesen werden, daß beim Betriebe eines Brunnen oder eines Sammelkanals eine bestimmte Zeit verfließt, bis sich der Behar-

<sup>17)</sup> Lueger a. a. O. S. 470.

rungszustand eingestellt und das Wasser den Weg von der äußersten Grenze des Entnahmegebiets bis zum Brunnen zurückgelegt hat. Bis dahin schöpft man aus den vorhandenen Vorräten und erhält ein zu günstiges Bild von der Leistungsfähigkeit der zukünftigen Anlage. Der Betrieb des Versuchsbrunnens muß deshalb lange genug fortgesetzt werden, was auch den Vorteil hat, daß man über die Beschaffenheit des aus den entfernten Schichten herangezogenen Wassers Kenntnis erhält. Während der Betriebszeit ist nicht allein eine genaue tägliche Messung der Grundwasserstände in der Nähe des Brunnens — und zwar vorzugsweise in der Bewegungsrichtung des Grundwassers, sowie senkrecht zu derselben — vorzunehmen, sondern es sind auch die Schwankungen des Spiegels außerhalb des Entnahmegebiets zu beobachten, um das Steigen und Fallen des Grundwasserlaufs bei der Beurteilung der Ergiebigkeit berücksichtigen zu können. Diese Schwankungen sind mitunter recht beträchtlich; sie wurden z. B. in der weiteren Umgebung des Mannheimer Versuchsbrunnens innerhalb 1½ Jahren an den verschiedenen Punkten zu 0,37 bis 0,93 m ermittelt. Ändert sich mit ihnen auch das Gefälle des Wasserspiegels bzw. der Abstand der Höhenlinien, so ist daraus zu schließen, daß die Oberfläche der undurchlässigen Schicht keine mit dem Spiegel parallele Lage besitzt.

Die oben besprochenen Ergiebigkeitsermittelungen hatten eine gleichmäßige Beschaffenheit des Grundwasserträgers zur Voraussetzung, die aber in Wirklichkeit nur selten vorhanden ist. Viel häufiger ist ein Wechsel zwischen Schichten verschiedener Korngröße, der sich, wenn er in größerem Umfange auftritt, bei sonst gleichem Querschnitt des Grundwasserbettes gleichfalls durch Änderung des Abstandes der Höhenlinien bemerkbar macht. Unter ungünstigen Umständen treten selbst auf örtlich beschränkten Versuchsfeldern Schichten auf, deren Durchlässigkeit in den weitesten Grenzen schwankt. Häufig finden sich auch inselartige Einlagerungen von Letteschichten, die nur eine geringe Stärke haben, gleichwohl aber infolge ihrer Undurchlässigkeit die Bewegung des Grundwassers erheblich beeinflussen. Bei der Unregelmäßigkeit ihres Vorkommens entgehen sie oft den angestellten Bohrungen oder werden in den Bohrproben übersehen, weil der Thongehalt derartiger dünner Schichten infolge der in den Bohrröhren stattfindenden Mischung von Wasser und Boden manchmal ganz unbemerkt bleibt.<sup>15)</sup>

Nicht selten wird die wasserführende Schicht mittels undurchlässiger Einlagerungen von größerer Ausdehnung in mehrere Abschnitte geteilt, welche Thiem Wasserstockwerke nennt. Das in denselben enthaltene Grundwasser ist, wie in § 11 des I. Kapitels an mehreren Beispielen nachgewiesen wurde, nicht allein hinsichtlich seiner Bewegung selbständig, sondern manchmal auch von sehr verschiedener Beschaffenheit in Bezug auf Härte, Eisengehalt u. s. w. Liegen solche Verhältnisse vor, so ist bei der Ausführung der Vorarbeiten besondere Sorgfalt erforderlich, um das weniger gute Wasser einzelner Schichten auszuschließen; dies gilt insbesondere für tiefe Rohrburgen, durch welche derartige Wasserstockwerke oft in größerer Zahl durchfahren werden.

### Literatur

(zugleich als Ergänzung für die in Kap. I über Grundwasser und Quellen angeführten Schriften).

Dupuit. *Traité théorique et pratique de la conduite et de la distribution des eaux.* Paris 1854.

Darcy. *Les fontaines publiques de la ville de Dijon.* Paris 1856. (Bewegung des Wassers durch Sandschichten S. 590 u. folg.)

Weiß. *Studien über die Filtration des Wassers im großen und Theorie derselben.* Civiling. 1865.

<sup>15)</sup> Thiem. Über Wasserbeschaffung für Städte. *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1887, S. 1133.

- Paramelle. L'art de découvrir les sources. (Unter dem Titel „Quellenkunde“ übersetzt von Cotta. Leipzig 1865.)
- Gerstner. Hofwasserwerk zu Karlsruhe. Karlsruhe 1871. (S. 14. Über den Zufluss des Wassers zum Pumpenschacht.)
- Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst, 3. Aufl., I. Teil, 1. Bd. (Bewegung des Wassers in Sandschichten S. 253 u. folg.)
- Veitmeyer. Vorarbeiten zur Wasserversorgung Berlins. Berlin 1871—75.
- P. Havrez. Recherches expérimentales des lois de la filtration. Revue univers. des mines 1874, S. 469.
- Gruner u. Thiem. Vorprojekt zu einer Wasserversorgung von Straßburg. Straßburg 1875.
- Salbach. Das Wasserwerk der Stadt Dresden. Halle 1876.
- Volger. Die wissenschaftliche Lösung der Wasserfrage. Frankfurt 1877. — Ursprung der Quellen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1877, S. 481.
- Wollny. Kritik zu Volgers Theorie der Quellenbildung. Forsch. a. d. Gebiete d. Agrikulturphysik 1879, S. 51.
- Smreker. Entwicklung eines Gesetzes für den Widerstand bei der Bewegung des Grundwassers. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1878, S. 117.
- E. Sonne und A. Simons. Zur Frage der Wassergewinnung für die Stadt Darmstadt und für Orte mit verwandten Bodenverhältnissen. Darmstadt 1879. (Nicht im Buchhandel.)
- Oesten. Über Brunnen (namentlich über die Art der Zuströmung des Wassers in verschiedenen Tiefen). Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 407, 636.
- Thiem. Kritische Bemerkungen hierzu. Dasselbst 1879, S. 515.
- A. Sommer und A. Nowak. Über Ergiebigkeitsschwankungen von Quellen. Prag 1880.
- Smreker. Die Depressionsfläche bei Schachtbrunnen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, Heft 5—8.
- Thiem. Berichtigende Bemerkungen hierzu. Dasselbst 1880, S. 101.
- Derselbe. Der Versuchsbrunnen für die Wasserversorgung der Stadt München. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1880, S. 156. (S. 190: Betrieb des Brunnens.)
- Derselbe. Zur Wirkungsweise der Grundwasserfassungen. Dasselbst 1881, S. 782; 1882, S. 111, 225. — Wochenschrift d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 451.
- Oesten. Bemerkungen zu vorstehenden Abhandlungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 83, 224 und Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 245.
- Salbach. Das Wasserwerk der Stadt Crefeld. Berlin 1881. (Abdruck aus den Ann. f. Gew. u. Bauw. 1881.)
- Thiem. Beitrag zur Kenntnis der Grundwasserhältnisse im norddeutschen Tieflande. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1881, S. 686.
- Lueger. Verteilung des Wassers, insbesondere des Quellwassers, über dem Festlande. Journ. für Gasbel. u. Wasservers. 1881, S. 427.
- Einfluss des Atmosphärendrucks auf die Ergiebigkeit von Brunnen und Quellen. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 8.
- Lueger. Theorie der Bewegung des Grundwassers in den Alluvionen der Flußgebiete. Stuttgart 1883.
- Thévenet. Expériences sur le débit des puits en terrains sablonneux aquifères. Ann. des ponts et chaussées 1884, I. S. 200.
- Kröber. Versuche über die Bewegung des Wassers durch Sandschichten. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 593.
- Derselbe. Versuche über die Beziehungen zwischen Spiegelabsenkung und Ergiebigkeit der Quellen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1885, S. 853.
- Gravé. Hydrologische Studien. Wien 1887.
- P. Hayn. Ursprung der Grundwasser. Freiberg 1887.
- Soyka. Schwankungen des Grundwassers mit besonderer Berücksichtigung der mitteleuropäischen Verhältnisse. Wien 1888.
- Lembke. Le mouvement des eaux souterraines. Revue univ. 1888, S. 155.
- Blaas. Die Trinkwasserquellen der Stadt Innsbruck. Innsbruck 1890.
- Fossa-Mancini. Sur le débit des puits dans les terrains perméables. Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 823.
- Thiem. Grundwasserströme in der Umgebung von Leipzig. S. 21 der Einleitung des Werkes: „Leipzig und seine Bauten.“ Leipzig 1892.

### § 3. Wasserentnahme aus oberirdischen Wasserläufen und Seen.

#### Entnahme aus oberirdischen Wasserläufen.

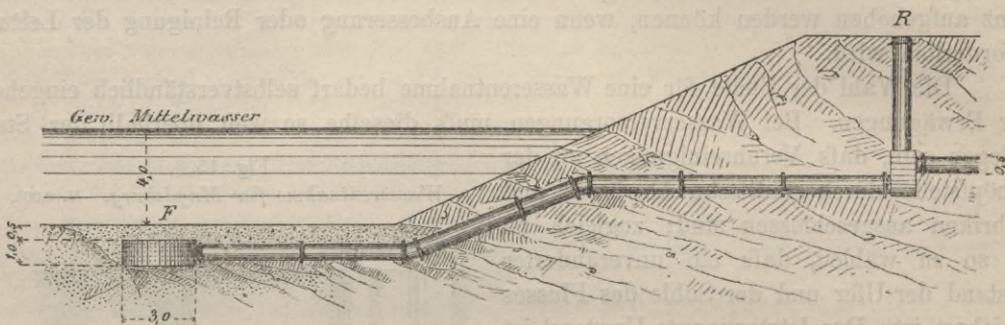
Die meisten oberirdischen Wasserläufe sind bezüglich ihres Wasserstandes und der abgeführten Wassermenge starken Schwankungen unterworfen; außerdem führen dieselben zeitweilig große Mengen von Sinkstoffen mit sich. Mittels der Wasserleitung soll aber in der Regel eine nahezu gleich bleibende Wassermenge entnommen werden



schiedene Fischarten, Krustaceen, Muscheln und dergleichen heimisch geworden sind, zeigt, wie schwer es ist, die im Wasser lebende Tierwelt ohne Filter zurückzuhalten.

Die Entnahme für das Wasserwerk Breslau erfolgt in ähnlicher einfacher Weise, jedoch nicht unmittelbar aus dem Flusse, sondern aus einem neben demselben angelegten Becken (Kap. V, Fig. 81, S. 158), dessen Mündung durch eine abwärts weisende Buhne offen gehalten wird; es dient, wenn auch in geringem Maße (sein Inhalt beträgt nur etwa ein Drittel des durchschnittlichen Tagesverbrauchs) zur Abklärung des zu filternden Oderwassers. Die Reinigung erfolgt durch Abschluß der Mündung; inzwischen saugen die Maschinen aus einem zweiten, weiter unterhalb liegenden Becken.

Fig. 16. Entnahme aus dem Rheinstrom für das Wormser Wasserwerk. M. 1:300.



In Fig. 16 ist die Entnahme für das Wasserwerk der Stadt Worms dargestellt. Die 1750 m lange, 0,5 m weite gusseiserne Zuleitung zur Pumpenanlage endet hier in einen durchlocherten, teilweise mit Kies ausgefüllten gusseisernen Cylinder *F* von 3 m Durchmesser und 1 m Höhe; derselbe liegt 1,5 m unter der Sohle und 5,20 m unter dem Nullspiegel des Rheins in 28 m Entfernung vom Ufer an einer Stelle, wo die Stromgeschwindigkeit über 1 m beträgt. Die Versenkung der Rohrleitung erfolgte gleichzeitig mit dem eisernen Einsteigeschacht *R* und dem Cylinder *F* von einem fahrbaren Holzgerüst aus, nachdem die am Ufer durch Spundwände gesicherte Baugrube in genügender Tiefe ausgebaggert war.<sup>19)</sup>

Die Verlegung des Mündungsstücks der Leitung in die Flußsohle ist im allgemeinen wegen der möglichen Versandung, mit welcher auch die Ablagerung verunreinigender Sinkstoffe verbunden sein kann, nicht zu empfehlen, vielmehr ist es in den meisten Fällen — auch des Grundeises wegen — richtiger, das Wasser in einiger Höhe über der Sohle zu entnehmen. Die Ausfüllung mit Kies ist bei einer zu Versorgungszwecken dienenden Entnahme nur dann zulässig, wenn (wie in Worms) die Ansammlung von Schmutzstoffen in den Zwischenräumen nicht zu befürchten ist oder wenn von Zeit zu Zeit eine Erneuerung der Füllung bezw. eine Reinigung derselben stattfindet. Sonst ist es sicherer, die Vorrichtung zum Fernhalten von gröberem Sinkstoffen u. s. w. in einen am Ufer befindlichen und bequem zugänglichen Schacht zu verlegen.

Einen unter dem natürlichen Wasserlaufe liegenden Sammelbehälter (Fassungsschacht) findet man in Aulendorf (Württemberg) bei der Wasserentnahme für den dortigen Bahnhof, s. Fig. 17.<sup>20)</sup> Unterhalb der Sohle des mit Futtermauern eingefasteten

<sup>19)</sup> Nach gefälliger Mitteilung des Wasserwerks-Direktors Fischer in Worms.

<sup>20)</sup> Geiger. Wasserstationsanlage mit Sammelbassin für den Bahnhof der württembergischen Staatsbahnen. Allg. Bauz. 1873, S. 291.

Mühlbaches ist ein 1 m tiefer Schacht hergestellt, in welchem die mit einer Klappe verschließbare Rohrleitung beginnt; derselbe ist mit einer aus drei Teilen bestehenden durchlöcherten Gufsplatte abgedeckt. Der in dem Schachte sich niederschlagende Schlamm

wird wöchentlich einmal durch Aufrühren entfernt. Diese Art der Entnahme hat den Vorteil, kleineren Wasserläufen mit geringer Tiefe den größten Teil ihres Wassers ohne Aufstau entziehen zu können, dagegen den Nachteil, daß der Schacht schwer zugänglich ist. Damit die Kälte nicht von oben eindringen kann, ist unter einer in Straßenhöhe liegenden Bohlenabdeckung, welche zugleich als Fußweg dient, und zwar in 0,4 m Abstand von derselben eine zweite Abdeckung angebracht und es kann der Zwischenraum zwischen beiden im Winter mit Stroh ausgefüllt werden. An den Seiten dieser Abdeckungen erfolgt die Absperrung der kalten Luft durch zwei in Scharnieren hängende und in das Wasser eintauchende Klappen, welche sich mit dem Wasser heben und senken.

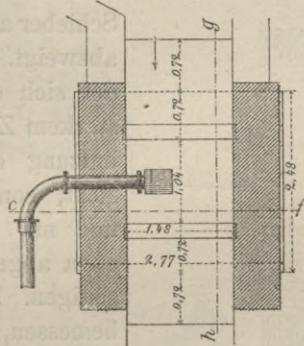
Das zur Versorgung des Bahnhofes Herzberg nötige Wasser wird einem aus dem Siber-Fluss abzweigenden Mühlgraben durch den in Fig. 18 dargestellten, in Holz ausgeführten Schacht entnommen. Eine aus Pfählen und Bohlen hergestellte Wand umschließt in diesem Falle den Hauptraum des Behälters; zum Schutz gegen Frost hat derselbe eine Bohlenabdeckung und darüber eine Erdschüttung erhalten. In das Sammelbecken ist ein Kasten eingebaut, welcher den durch ein feines Sieb geschützten Rohrkopf aufnimmt. Die Sinkstoffe lagern sich außerhalb dieses Kastens ab und werden von Zeit zu Zeit entfernt.<sup>21)</sup>

Bei einer verwandten Anordnung, welche für kleine Pumpwerke nicht selten ausgeführt wird, mündet das Saugerrohr in einen in der Nähe des Ufers hergestellten Behälter (Brunnen), welcher mit dem Wasserlauf durch eine unter den Spiegel desselben mündende Leitung verbunden ist, während ein Steinwurf die gröberen Sinkstoffe von

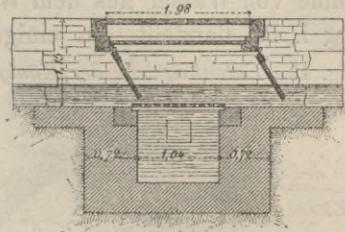
Fig. 17.  
Wasserentnahme für Bahnhof  
Aulendorf.

M. 1:100.

Grundrifs.



Schnitt g h.



Schnitt e f.

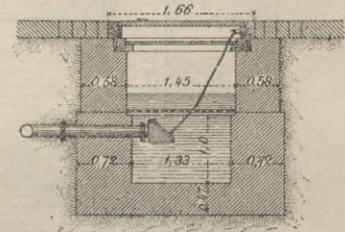
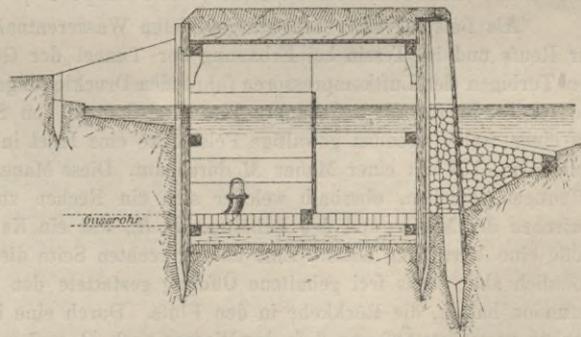


Fig. 18. Wasserentnahme für Bahnhof Herzberg.

M. 1:100.

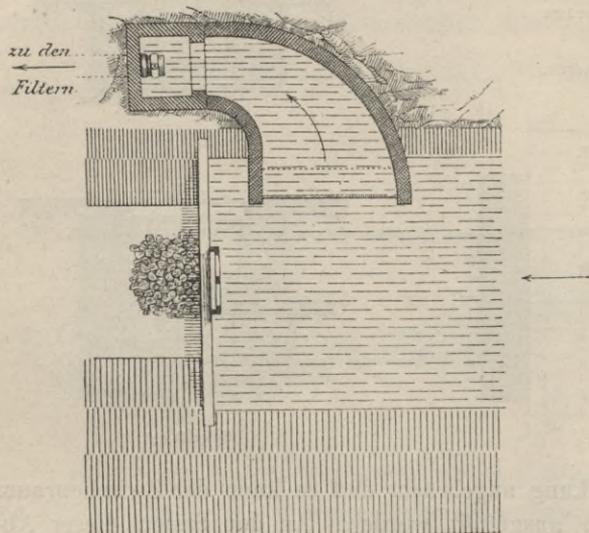


<sup>21)</sup> Reitemeier. Die Wasserleitung vom Siber-Thale zum Bahnhof Herzberg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 384.

derselben fernhält. Ein Ausfüllen der Verbindungsleitung mit grobem Kies u. dergl. ist jedoch wegen der möglichen Ansammlung von Schmutzstoffen und wegen der schwierigen Reinigung und Erneuerung der Füllung nicht zu empfehlen.

Eine andere Anordnung für kleine Wasserläufe zeigt Fig. 19, welche die Entnahme von Wasser aus dem Wirrgraben für das Wasserwerk zu Hardershof bei Königsberg i. Pr. darstellt. In einiger Höhe über der Sohle des durch ein kleines Wehr

Fig. 19. Entnahmestelle der Königsberger Wasserleitung aus dem Wirrgraben. M. 1:120.



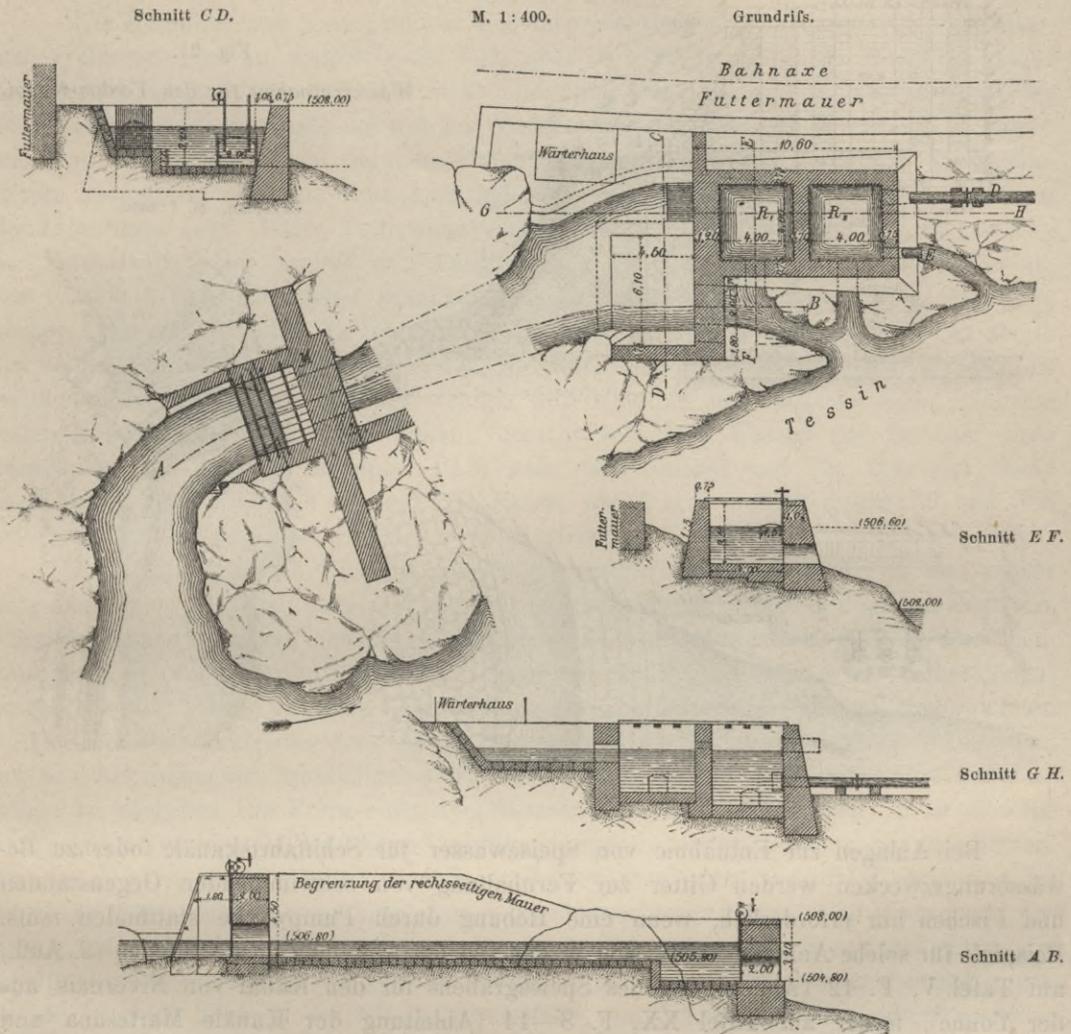
aufgestauten Grabens (welcher das durch Lüftung vom Eisen befreite Grundwasser zuführt) befindet sich der mit einem Gitter versehene Einlauf, von welchem die durch einen Schieber abschließbare Rohrleitung abzweigt. In der Stauwand befindet sich eine Schütze, welche bei starkem Zufluss oder bei Nichtbenutzung der Anlage etwas offen steht, sonst aber geschlossen ist und nur geöffnet wird, um den etwa abgelagerten Schlamm zu beseitigen. Der Einlauf ist geräumig bemessen, um genügende Durchgangsfläche für das Gitter zu haben und nötigenfalls noch ein zweites anbringen zu können.

Wird eine Filterung des entnommenen Wassers erforderlich, so ist es zweckmäßig, die Filteranlage möglichst nahe an die Entnahmestelle zu legen, wie dies z. B. mit der in F. 3<sup>a</sup>, T. V dargestellten Versorgungsanlage für Bahnhof Patsch (Brenner-Bahn) geschehen ist. Das ungereinigte Wasser erzeugt in Rohrleitungen leicht Ablagerungen, welche der Fortbewegung desselben hinderlich sind und eine vollständige Verstopfung der Rohre herbeiführen können (siehe Kap. IV, S. 45).

Als Beispiel einer sehr ausgebildeten Wasserentnahme sind die Anlagen anzuführen, welche in der Reufs und im Tessin bei Erbauung der Tunnel der Gotthardbahn als Ausgangspunkte für die nach den Turbinen der Luftkompressoren führenden Druckleitungen hergestellt wurden und von denen in Fig. 20 die im Tessin für die sogenannte Biaschina-Gruppe von Spiraltunneln erbaute Anlage dargestellt ist.<sup>22)</sup> An einer Stelle, woselbst gewaltige Felsblöcke eine Insel in dem stark fallenden Flusse bilden, wurde der Seitenarm *AB* mit einer Mauer *M* durchbaut. Diese Mauer war mit zwei durch Schützen verschließbaren Öffnungen versehen, oberhalb welcher sich ein Rechen zur Abhaltung der gröberen Sinkstoffe befand. Zwischen der Mauer und den Behältern *R, R<sub>1</sub>*, war ein Kanal gebildet, dessen Sohle an seinem unteren Ende eine Vertiefung hatte. Eine an der rechten Seite dieser Vertiefung befindliche verschließbare, gewöhnlich aber etwas frei gehaltene Öffnung gestattete den Sinkstoffen, welche ihren Weg in den Kanal gefunden hatten, die Rückkehr in den Fluß. Durch eine höher und links liegende, wiederum mit einem Rechen verwahrte Öffnung floß das Wasser nach *R*, und sodann in den etwas tieferen Behälter *R<sub>1</sub>*. Beide Behälter waren mit Holzwerk abgedeckt und faßten etwa 130 cbm Wasser. Die Strömung in denselben war sehr mäßig, der in dem Wasser enthaltene Schlamm lagerte sich somit ab und wurde durch zwei mit punktierten Linien angedeutete Öffnungen abgeführt, deren Schützen stets ein wenig gehoben waren. Wenn bei Hochwasser der Fluß stark getrübt war, so wurden besondere Reinigungen und Spülungen der Behälter vorgenommen. In dem zweiten Behälter begann das mit einem Siebe verwahrte Druckrohr *D*, welches zur Innehaltung einer bestimmten Druckhöhe mit einem Überlaufrohre *E* ausgerüstet war.

<sup>22)</sup> Rapport trimestriel No. 33 du conseil fédéral suisse aux gouvernements des états, qui ont participé à la subvention de la ligne du St. Gotthard, sur la marche de cette entreprise. Bern 1882. S. 24.

Fig. 20. Wasserentnahme für Luftkompressoren (Gotthardbahn).



Eine Wasserentnahme in Verbindung mit einer größeren Wehranlage zeigt Fig. 21, in welcher die Abzweigung des Verdon-Kanals aus dem Verdon-Flusse dargestellt ist. Der Fluß wurde durch ein Wehr von 12 m Höhe und 42 m Länge aufgestaut und zwar wählte man diese große Höhe, um eine Verlängerung der ohnehin zahlreichen Tunnelstrecken des Kanals um 4–5 km zu vermeiden.

Der Kanal erweitert und teilt sich in der Nähe der Kanalmündung derart, daß sich schliesslich vier Öffnungen *d* bilden. Dieselben sind verschließbar und liegen mit ihrer Sohle 1,5 m unter Wehrkrone, 1,77 m unter Niedrigwasser und 6,5 m unter Hochwasser. Für die gewöhnliche Wassermenge des Kanals von 6 cbm i. d. Sekunde genügen drei dieser Öffnungen, die vierte dient als Aushilfe bei Ausbesserung der übrigen. Die Regelung bezw. Abstellung des Wasserzuflusses geschieht durch eiserne Schützen, deren Aufzugsvorrichtungen auf einer über Hochwasser liegenden Brücke angebracht sind. Unterhalb der Kanalmündungen und nahezu in der Höhe der Flußsohle ist ein mit „links Ableitung“ bezeichneter Stollen durch die Felswand geführt. Während des Baues bezweckte derselbe in Verein mit einem zweiten, an der rechten Seite des Flusses ausgeführten eine Entlastung des oberen Fangdammes; er dient bei hohen Wasserständen zur Abführung von Wasser und namentlich auch von Geschieben. Bei niedrigen und mittleren Wasserständen sind die drei Mündungen desselben durch je zwei eiserne Schützen geschlossen. — Wegen sonstiger Einzelheiten ist auf die näheren Beschreibungen des Verdon-Kanals, s. S. 35, Anm. 40, zu verweisen.

Ansicht und Querschnitt des Wehrs. M. 1:400.

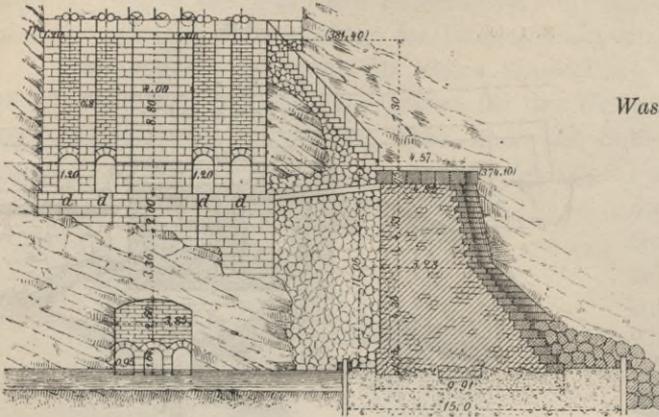
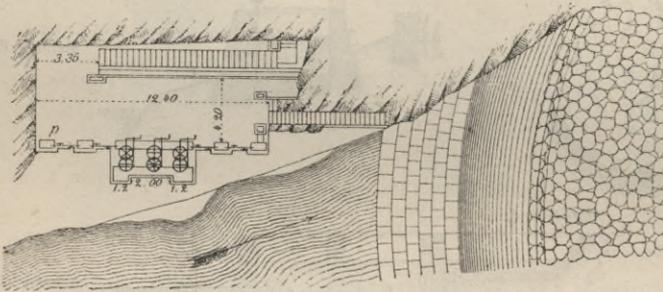


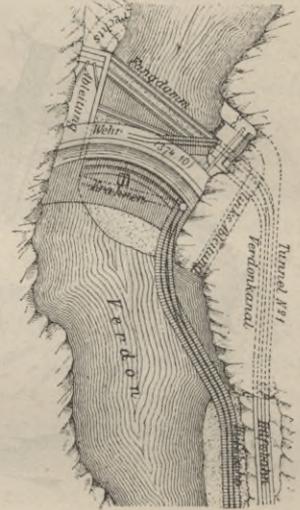
Fig. 21.

Wasserentnahme für den Verdon-Kanal.

Lageplan. M. 1:2000.



Grundriss.



Bei Anlagen zur Entnahme von Speisewasser für Schiffahrtskanäle oder zu Bewässerungszwecken werden Gitter zur Fernhaltung von schwimmenden Gegenständen und Fischen nur erforderlich, wenn eine Hebung durch Pumpwerke stattfinden muß. Beispiele für solche Anlagen finden sich in der zweiten Abteilung dieses Bandes (2. Aufl.) auf Tafel V, F. 12 (Abzweigung des Speisegrabens für den Kanal von Nivernais aus der Yonne), ferner auf Tafel XX, F. 8—14 (Ableitung der Kanäle Martesana und Naviglio Grande aus der Adda bzw. aus dem Ticino, sowie Zuleitung für den Cavour-Kanal aus der Dora-Baltea) und auf Tafel XXI, F. 2—9 (Einlaßschleuse des Cavour-Kanals am Po).

Die beweglichen Teile der Entnahmeverrichtungen werden mitunter so eingerichtet, daß den Leitungen nur dann Wasser zuströmt, wenn der speisende Wasserlauf Überfluß hat, oder so, daß der Leitung stets eine bestimmte und vom Stande jenes Wasserlaufs unabhängige Menge zufließt. Eine nähere Besprechung dieser und anderer vereinzelt vorkommenden Anlagen, deren schwacher Punkt nicht selten in der teilweisen Aufhebung ihrer Thätigkeit durch den Winterfrost liegt, würde jedoch hier zu weit führen.<sup>23)</sup>

<sup>23)</sup> Vergl. Selbstthätige Regulierungen bei Wasserentnahmen. Zeitschr. f. Bauhandw. 1865, S. 173. — Drehbare, an Schwimmern befestigte Rohre. Humber. Water-supply, Taf. 33, 34. — Puichards selbstthätige Schützvorrichtung. Ann. du génie civil 1876, Okt. S. 654 und Ann. des ponts et chaussées 1877, I. S. 497. — Entnahme des Wassers eines Baches für den denselben kreuzenden Speisegraben des Behälters von Panthier. Ann. des ponts et chaussées 1880, II. S. 257.

## Entnahme aus Seen.

Die Entnahme aus Seen schließt sich im wesentlichen zwar derjenigen aus natürlichen Wasserläufen an, unterscheidet sich aber von ihr in einzelnen Punkten, welche der Erwähnung bedürfen. Sie hat nicht nur unter dem niedrigsten Wasserspiegel des Sees, sondern auch unterhalb der sich im Winter bildenden Eisdecke stattzufinden, welche eine Stärke von 60 cm und darüber erlangen kann. Die Berücksichtigung dieser Umstände bedingt es, daß die Entnahme bei Seen mit flachen Ufern ziemlich weit vom Rande entfernt liegt. Diese Entfernung vergrößert sich noch, wenn es für die Zwecke der Wasserversorgung gemäß den Ausführungen in § 6, Kap. IV darauf ankommt, das Wasser in möglichst guter Beschaffenheit zu beziehen, weil dasselbe in der Nähe flacher Ufer meist reicher an pflanzlichen Beimengungen und auch wärmer ist, als in den tieferen Schichten. Andererseits darf die Entnahme nicht in der Nähe des Bodens stattfinden, weil dieser mehr oder weniger mit Schlamm und abgestorbenen Pflanzenresten bedeckt ist. Wenigstens haben Versuche mit dem Wasser des Züricher Sees dargethan, daß dasselbe an einem 16 m unter dem Spiegel und 1 m über der Sohle liegenden Punkte zwischen 58 und 634 Keime auf 1 ccm enthielt gegen 39 und 388 bei Entnahme an derselben Stelle aus 12 m Tiefe.<sup>24)</sup>

Die Leitungen vom Ufer bis zur Entnahmestelle werden entweder in den vorher ausgebaggerten Seeboden nach Art der Düker versenkt und erhalten dann an dem seawärts belegenen Ende ein nach oben gerichtetes Knie mit Mundstück, welches von einem kastenartigen, von oben zugänglichen Umbau mit zahlreichen Öffnungen (Seiherkasten) umgeben wird. Häufig ruht die Leitung auch auf Querhölzern, welche an eingerammten Pfählen befestigt sind; das Knie ist in diesem Falle nach unten gerichtet. Wählt man, um das Anbringen der Querhölzer unter Wasser und das Befestigen der Rohre auf denselben zu umgehen, die Form einer über Wasser liegenden Heberleitung, so ist dieselbe durch Anbringen einer kastenartigen Umhüllung gegen Frost und Wellenschlag zu schützen. Manchmal ist es auch möglich, den See teilweise abzulassen und die Rohrleitung im Trocknen bezw. unter Anwendung eines Fangedamms auszuführen. Das Einrammen der Pfähle muß genügend tief geschehen, damit sie bei steigendem Seespiegel durch die anhaftende Eisdecke nicht ausgehoben werden können. Am Ufer mündet die Entnahmeleitung in einen Schacht, der Gitter bezw. Siebe zum Fernhalten etwa mitgekommener Fische oder sonstiger Seetiere enthält.

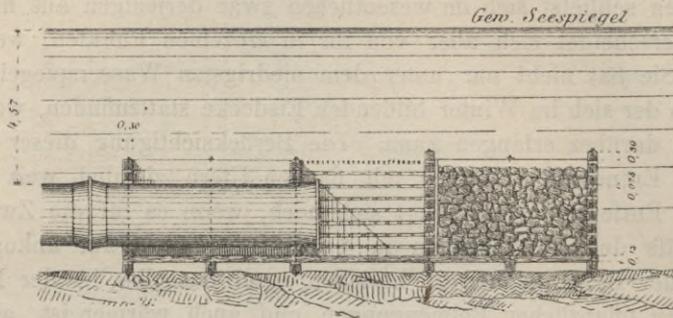
Größere Anlagen zur Entnahme von Seewasser sind für Glasgow, ferner für Zürich und Genf, sowie namentlich für einige nordamerikanische Städte ausgeführt. Die Entnahme im Ontario-See für die Stadt Toronto ist in Fig. 22 a u. b dargestellt. Dieselbe besteht aus einem aus kräftigen Hölzern gebildeten Kasten von quadratischer Grundriffsform und 14,20 m Seitenlänge, welcher durch vier sich kreuzende Balkenwände in 9 Kammern geteilt und durch Anfüllung mit Steinen auf den Boden des Sees versenkt ist. In die mittelste Kammer mündet das 1,83 m weite, durch gußeiserne Flanschen verbundene Holzrohr, dem das Seewasser durch das in Fig. 22 b im Querschnitt gezeichnete Holzgitter, sowie durch die offen hergestellten Fugen der Kastenwände zufließt. Die Oberkante des Kastens liegt etwa 4 m über dem Seespiegel, sodaß er vor Wellen und Eisschollen geschützt ist und die Schiffe darüber hinwegfahren können.

Fig. 23 zeigt die vor kurzem hergestellte Entnahme im Michigan-See für die Wasserleitung der Stadt Chicago. Der untere, 3,97 m hohe Teil des cylinderförmigen, oben offenen Kastens von 36 m äußerem und 21,4 m innerem Durchmesser wurde aus 30 cm starken, gut verbolzten Balken auf einer Werft erbaut, mit 6 Einlaßschützen versehen und nach der 6,4 km vom Ufer entfernten Baustelle ge-

<sup>24)</sup> Bertschinger. Untersuchungen über die Wirkungen der Sandfilter des städtischen Wasserwerks in Zürich. Zürich 1889.

Fig. 22 a u. b. Entnahme aus dem Ontario-See für Toronto.

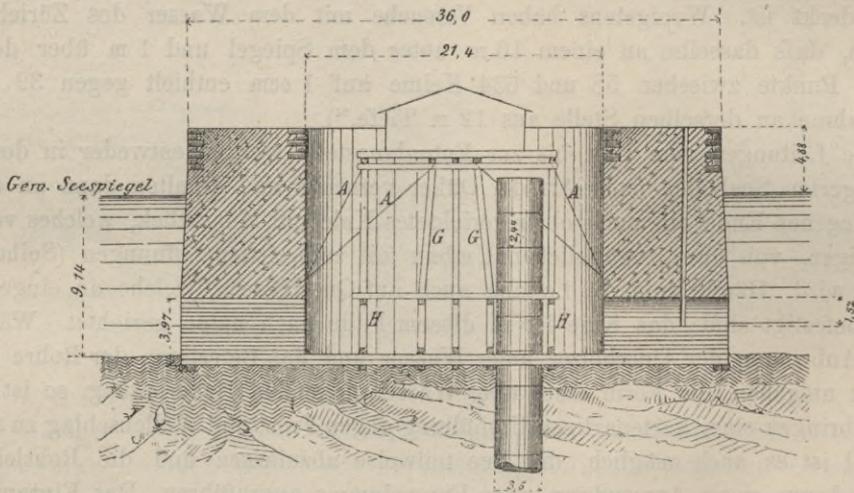
a. Längenschnitt. M. 1: 225.



b. Querschnitt des Gitters.



Fig. 23. Entnahme aus dem Michigan-See für Chicago. M. 1: 500.



schleppt, wo seine Versenkung stattfand. Er bildet die Unterlage für die oberen Umfassungswände, welche innerhalb zweier schmiedeiserner und mit Verbindungsböden versehener Cylinder durch Beton-schüttung hergestellt wurden. Beide Cylinder waren gegeneinander durch 24 senkrechte Zwischenwände versteift; sie wurden am Lande fertig vernietet, dann schwimmend an die Baustelle gebracht und dort versenkt. *HH* sind fünf Howe'sche Träger, welche in Verbindung mit dem Gerüst *G* und den Ankern *A* zur Absteifung des Bodens gegen Wasserdruck dienen. — Der in der Figur dargestellte 3,5 m weite gußeiserne Schacht führt senkrecht zu dem etwa 20 m unter der Seesohle liegenden Tunnel, welcher die Verbindung mit dem Rohrnetz von Chicago herstellt. Der Schacht liegt mit der Oberkante 3,45 m über Wasser und ist mit Einlaßschützen versehen; am Ufer des Sees befindet sich gleichfalls ein Schacht, in den der Tunnel mündet. — Die Verlegung der bisherigen, 2,5 km vom Ufer entfernten Mündung wurde nötig, um das Wasser der Leitung dem nachteiligen Einflusse des dem Michigan-See gleichfalls zufließenden Kanalwassers der Stadt Chicago möglichst zu entziehen.

Die Anlage ist mit Rücksicht auf die Schifffahrt mit einem kleinen Leuchtturm versehen und erforderte einen Kostenaufwand von 1 260 000 M.<sup>25)</sup>

Die Ausführung von Wasserentnahmen bei Sammelteichen ist mit weniger Schwierigkeiten verbunden, als bei tiefen Seen, weil sie vor Anfüllung des Teiches hergestellt werden kann. Sie erfolgt Hand in Hand mit derjenigen der Staudämme und ist deshalb in Kap. III näher besprochen.

<sup>25)</sup> Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 50 und 1892, S. 10 (nach dem Engng. Record v. 10. Okt. 1891).

**§ 4. Fassungen der Quellen mittels Brunnenstuben.** Das gewöhnliche Mittel, zu Tage tretende Quellen derart zu fassen, daß ihr Wasser nutzbar gemacht und einer Leitung übergeben werden kann, besteht in der Herstellung eines geeignet ausgerüsteten Sammelbehälters für das Quellwasser. Diese Behälter werden Brunnenstuben, Quellschächte, Brunnenkammern oder, wenn sie sehr ausgedehnt sind, Wasserschlösser genannt und bilden den Hauptteil der sogenannten Quellfassung.

Die Erschließung von Quellen durch Stollenanlagen und durch Bohrungen wird weiter unten (§ 5 und 6) besprochen werden.

Als Sammelbehälter genügen mitunter offene Kästen, mit welchen die Quelle eingeschlossen wird oder andere einfache Einrichtungen, auf welche ein näheres Eingehen nicht erforderlich ist.<sup>26)</sup>

Wenn es sich um die Herstellung ausgebildeter Anlagen handelt, so müssen zunächst die Quellen durch Entfernung der lockeren Massen, welche sich über und vor den wassergebenden festeren Schichten zu befinden pflegen, möglichst frei gelegt werden. Erst wenn dies geschehen ist, lassen sich die Einzelheiten der Ausführung ermitteln. Dieselben gestalten sich äußerlich in der mannigfaltigsten Art; in der Regel sind die folgenden Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

1. Tritt die Quelle in ebener Umgebung von unten her zu Tage, so bedarf es keiner besonderen Mittel zum Abfangen des Wassers. Liegt sie dagegen an einem Abhange, so dient zum Abfangen eine wasserdicht hergestellte und an geeigneten Stellen durchbrochene Wand, welche an der Bergseite nicht selten mit einer Packung aus durchlässigem Material versehen wird. Wasser, welches sich in der Nähe der Quellen befindet, wird durch Sammelkanäle oder Sickerschlitze in die Brunnenstube geleitet.
2. Die Umfassungen der Brunnenstube umgeben die von unten aufsteigende Quelle und schließsen sich bei den aus Abhängen tretenden Quellen an die oben erwähnte Wand an. Der so entstandene Behälter, welcher den Ausgangspunkt für die Leitung bildet, hält den etwa mitgeführten Sand zurück und ist mit Vorrichtung zum Lüften, sowie nötigenfalls mit Entleerungsrohr und Überlauf, in einzelnen Fällen auch mit besonderen Reinigungsanlagen versehen.
3. Eine Überdeckung der Brunnenstube ist erforderlich, um Frost, Sonnenschein und Unreinigkeiten von dem gesammelten Wasser fern zu halten.
4. Die Brunnenstube muß entweder seitlich oder von oben her zugänglich sein, damit dieselbe nachgesehen, ausgebessert und gereinigt werden kann.

Bei größeren Anlagen pflegt es sich darum zu handeln, eine Gruppe von Quellen nutzbar zu machen. Alsdann vereinigen sich die einzelnen Quellenleitungen nach und nach miteinander und werden schließlic an einer Stelle zusammengeführt, um in die Hauptleitung überzugehen. Jene Vereinigungen können durch kleine gemauerte Behälter bewerkstelligt werden, während an der Vereinigungsstelle eine Hauptsammelstube entsteht. Ein Beispiel bietet F. 1, T. IV, in welcher die Quellen durch kräftige Punkte, die Leitungen durch punktierte Linien angedeutet sind.

Der Anschluß der von den Quellen gespeisten Zweigleitungen an eine überdeckte Hauptleitung mit natürlichem Gefälle wird derart bewerkstelligt, daß man neben der

<sup>26)</sup> Über kleinere Quellfassungen vergl. u. a. Winter. Die Thermalquellen Wiesbadens. Zeitschr. f. Baukunde 1880, Ergänzungsheft, S. 108 und Kap. XIV der 2. Auflage dieses Bandes, S. 390.

letzteren einen kleinen, zugänglichen und mit Entleerungsvorrichtung versehenen Behälter aus Mauerwerk herstellt, in welchen sich das Quellwasser ergießt. In der Scheidewand zwischen diesem Behälter und der Hauptleitung wird ein Überfall angelegt, der sich zur Feststellung der Ergiebigkeit der Quelle benutzen läßt. Auf die bequeme Ausführung einer solchen Feststellung ist Gewicht zu legen, namentlich wenn es sich um Teilung des Quellwassers unter verschiedene Nutzungsberechtigte handelt.

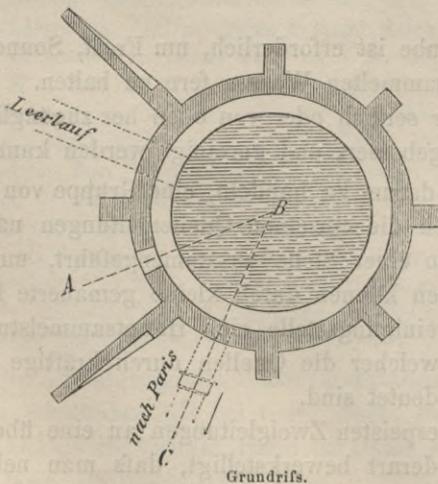
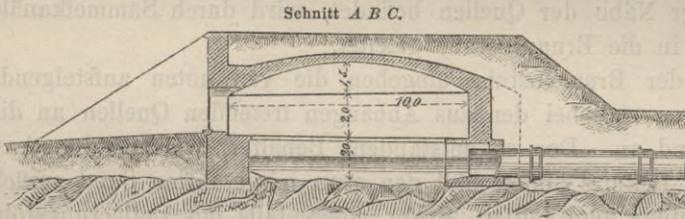
Was die zu verwendenden Baustoffe betrifft, so sollte Holz mit dem zum Genuß bestimmten Wasser nicht in Berührung gebracht werden, da seine Oberfläche einen günstigen Nährboden für Algen und Kleinwesen bildet. Mauerwerk aus hydraulischem Mörtel und festen natürlichen Steinen oder aus gut gebrannten Ziegeln, sowie Beton ist in erster Linie geeignet; außerdem empfiehlt es sich, die Brunnenstube bis zur Linie des höchsten Wasserstandes mit einem glatten Cementputz zu versehen bzw. sie mit Fliesen oder glasierten Ziegeln auszukleiden, damit das Anhaften von Algen möglichst erschwert wird. Die Eisenteile sind mit einem gut schützenden Überzuge (z. B. Asphaltlack) zu versehen, um die bei der feuchten Luft leicht eintretende Rostbildung zu verhindern.

Über Einzelheiten geben die nachstehend aufgeführten Beispiele Aufschluß.

**Fassungen für aufsteigende Quellen.**

Fig. 24 stellt eine Quellfassung bei Armentières für die zur Versorgung von Paris dienende Vanne-Leitung dar. — An der Stelle, wo das Wasser zu Tage tritt, ist ein

Fig. 24.  
Quellfassung bei Armentières (Vanne-Leitung für Paris). M. 1:300.



kreisförmiger Schacht von 10 m Durchmesser hergestellt und mit einem wasserdicht abgedeckten, sowie durch eine Erdschicht geschützten Gewölbe versehen. Der Zutritt zum Schacht erfolgt mittels einer seitlich angebrachten Thür, welche zugleich der Lüftung dient; die Begehung wird durch einen als Rundgang ausgebildeten Mauervorsprung erleichtert. Die Fassung hat einen besonderen Leerlauf zur Reinigung der Sohle erhalten; ein Überlauf ist jedoch nicht vorhanden.

Zu den aufsteigenden Quellen gehört auch diejenige, welche bei Guermanez für die Stadt Lille gefaßt wurde (Fig. 25). Sie entstammt dem Grundwasser, welches sich in einer sandhaltigen

und durchlässigen, von Mergel und Lehm überlagerten Kreideschicht bewegt und an der Fassungsstelle als Quelle zu Tage tritt. Hier ist aber nicht, wie in Fig. 24, der

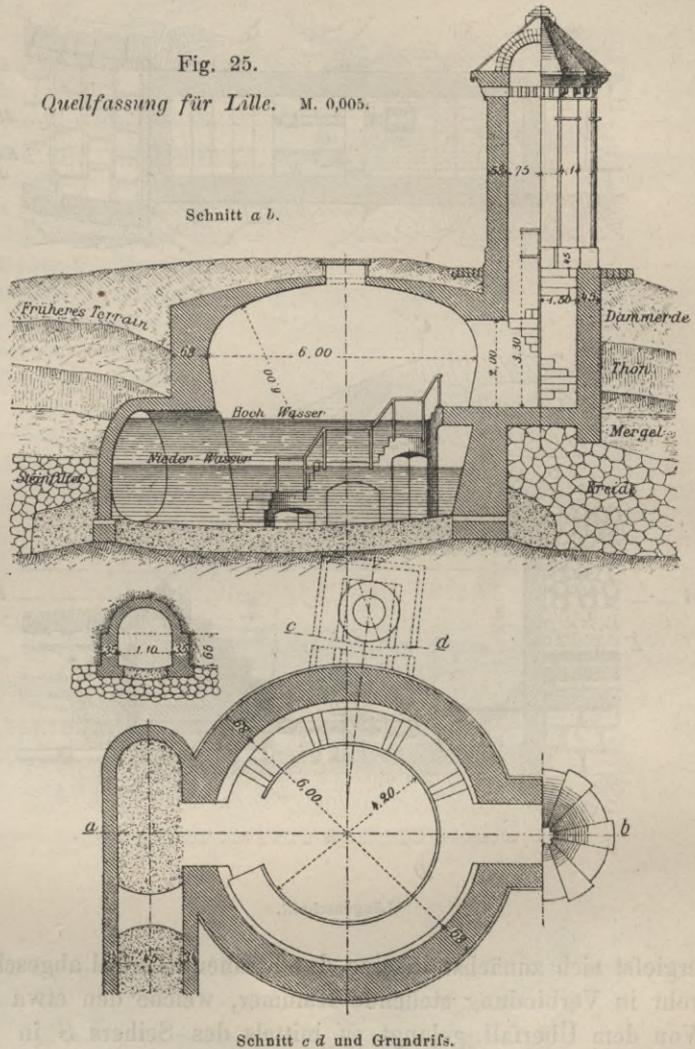
ursprüngliche Boden der Quelle als Sohle der Brunnenstube beibehalten, sondern es wurde die wasserführende Kreide entfernt, um eine ausreichende Tiefe für das Becken zu gewinnen. Das Wasser tritt durch ausgesparte Schlitzte in den kreisförmigen Umfassungsraum, welcher, um das Zuführen des Sandes zu verhindern, mit Kies hinterfüllt ist. Auch die Sohle der Brunnenstube hat aus demselben Grunde eine Kies-schüttung erhalten; eine solche findet sich ferner in dem Sammelkanal, der das in der Nähe gewonnene Grundwasser der Fassungsanlage zuleitet. Letztere ist durch einen mit Lüftungsöffnungen und bequemer Treppe versehenen Treppenturm nebst Rundgang für Besucher zugänglich und hat im Scheitel des überdeckenden Gewölbes eine Öffnung zum Durchbringen von Materialien bei Reinigungs- und Ausbesserungsarbeiten erhalten. Eine Vorrichtung zur Entleerung und ein Überlauf erwiesen sich nicht als notwendig; hierzu kann der Ablauf benutzt werden.

Eine sehr einfache Fassung für aufsteigende Quellen ist im badischen Schwarzwalde von Lubberger in der Weise ausgeführt, daß der Raum, in welchem die Quelle aufstieg, mit einer Pfahlwand umgeben und nach vorheriger Reinigung mit großen Steinen ausgefüllt wurde; diese erhielten dann eine wasserdichte, mit Luftrohr versehene Abdeckung, in welche das Ableitungsrohr einmündet.<sup>27)</sup>

**Fassungen für Quellen an Abhängen.**

Die Ortschaft Reiselfingen im Großherzogtum Baden wird durch das Wasser einer im Buntsandstein entspringenden Quelle versorgt, welche durch die in Fig. 26 dargestellte Brunnenstube gefasst wird. Dieselbe ist überwölbt und durch eine schräg liegende, zu einer kleinen Treppe führende Thür zugänglich. Das zufließende Wasser

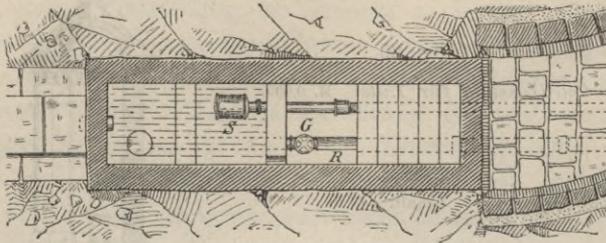
Fig. 25.  
 Quellfassung für Lille. M. 0,005.



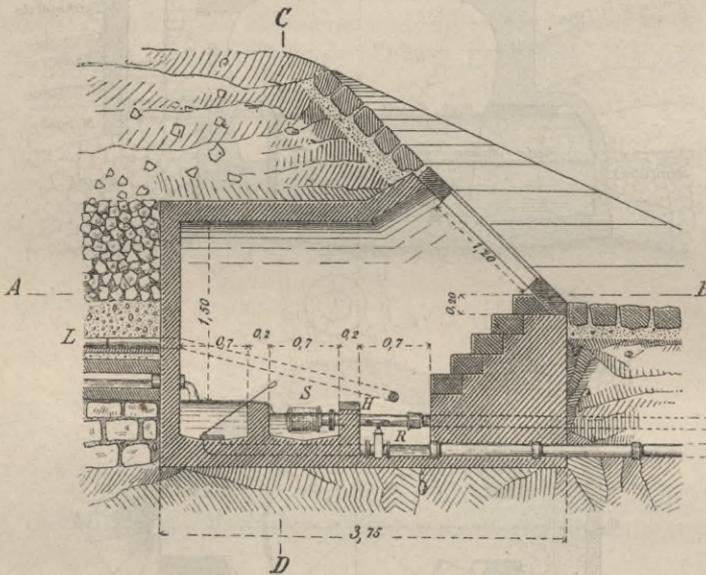
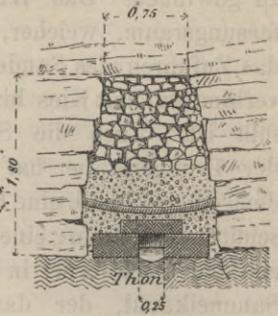
<sup>27)</sup> Lueger. Die Wasserversorgung der Städte. Drittes Heft. Darmstadt 1892. S. 384.

Fig. 26. Brunnenstube für Reiselöffeln. M. 1 : 75.

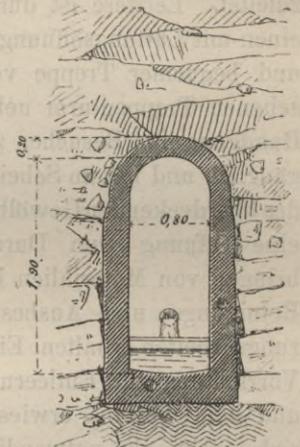
Grundriss (Schnitt A B).



Stollenquerschnitt.



Längenschnitt.



Schnitt C D.

ergießt sich zunächst in eine durch einen Überfall abgeschlossene, mit dem Entleerungsrohr in Verbindung stehende Kammer, welche den etwa mitgeführten Sand zurückhält. Von dem Überfall gelangt es mittels des Seihers *S* in die gußeiserne Abflußleitung. Fließt mehr Wasser zu, als verbraucht wird, so läuft dasselbe bei *H* über und gelangt durch die Rinne *R* in das aus Thonröhren hergestellte Überlaufrohr, welches zugleich die Entleerung nach Öffnung des Schiebers *G* besorgt. Die Abschlußwand der Brunnenstube steht auf der Sohle der wasserführenden Schicht; die Quelle selbst wurde noch 20 m weit mit einem Stollen verfolgt, um einige Seitenzuzflüsse abzufangen. In die Sohle des Stollens wurde ein mit Einlaufschlitzen versehener Steinkanal (Dohle) eingebaut, welcher zunächst mit Kies und dann mit einer muldenförmigen Thonschicht abgedeckt wurde, um das von oben durchsickernde, möglicherweise verunreinigte Regenwasser aufzunehmen und es mittels der Leitung *L* der Rinne *R* zuzuführen. Die Brunnenstube ist durch eine Erdaddeckung gegen Frost geschützt und die Umgebung der Eingangsstelle durch Pflaster gegen Abspülung gesichert.<sup>28)</sup>

<sup>28)</sup> Becker. Ausgeführte Konstruktionen des Ingenieurs, 8. Heft. Leipzig 1883. S. 64.

Ein Teil der Quellfassungen im Eyb-Thale (vergl. S. 142 u. 171) ist aus Fig. 27 ersichtlich. Die wasserführenden Schichten bestehen hier aus einem feinen Tuffsand und es sind deshalb besondere Vorkehrungen zur Abhaltung des Sandes von dem Saugrohre des Pumpwerks getroffen. Aus der links befindlichen, kleineren Abteilung der gemauerten und überwölbten Brunnenstube gelangt das Wasser nicht unmittelbar in die Saugleitung, sondern es fließt durch ein kurzes, verschließbares Rohr zunächst in die rechts befindliche, größere Abteilung und sodann über einige in dieser angebrachte Quermauern. Hierbei findet eine vollständige Ausscheidung der feineren Sandteile statt. In die genannte Abteilung ergießt sich auch ein unter dem Eyb-Flusse hindurch geführtes Rohr, welches das Wasser der am rechten Ufer des Flusses befindlichen Quellfassungen bringt; *u* ist das in den Eyb-Fluss mündende Überlaufrohr.

Von den Quellfassungen im Wermingerthale bei Iserlohn ist in F. 1, T. IV der Lageplan gegeben; dieselbe Figur zeigt auch den vom Lägerthale ausgehenden Sammelstollen. Um die Quellen des erstgenannten Thales vollständig zu erschließen, hat man dieselben theils durch Herstellung von Einschnitten, theils durch Vortreiben von Stollen in dem mit Gerölle vermischten Lehm Boden bis

Fig. 27. Quellfassung im Eyb-Thale. M. 1:250.

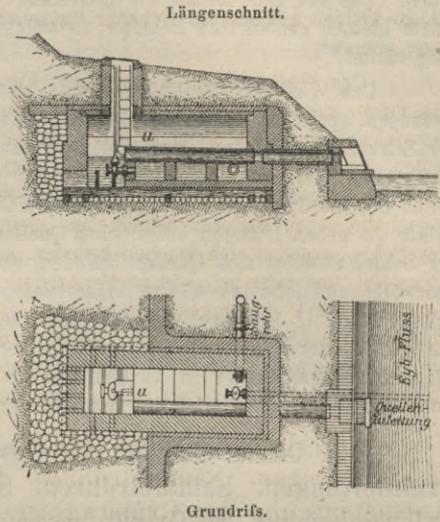
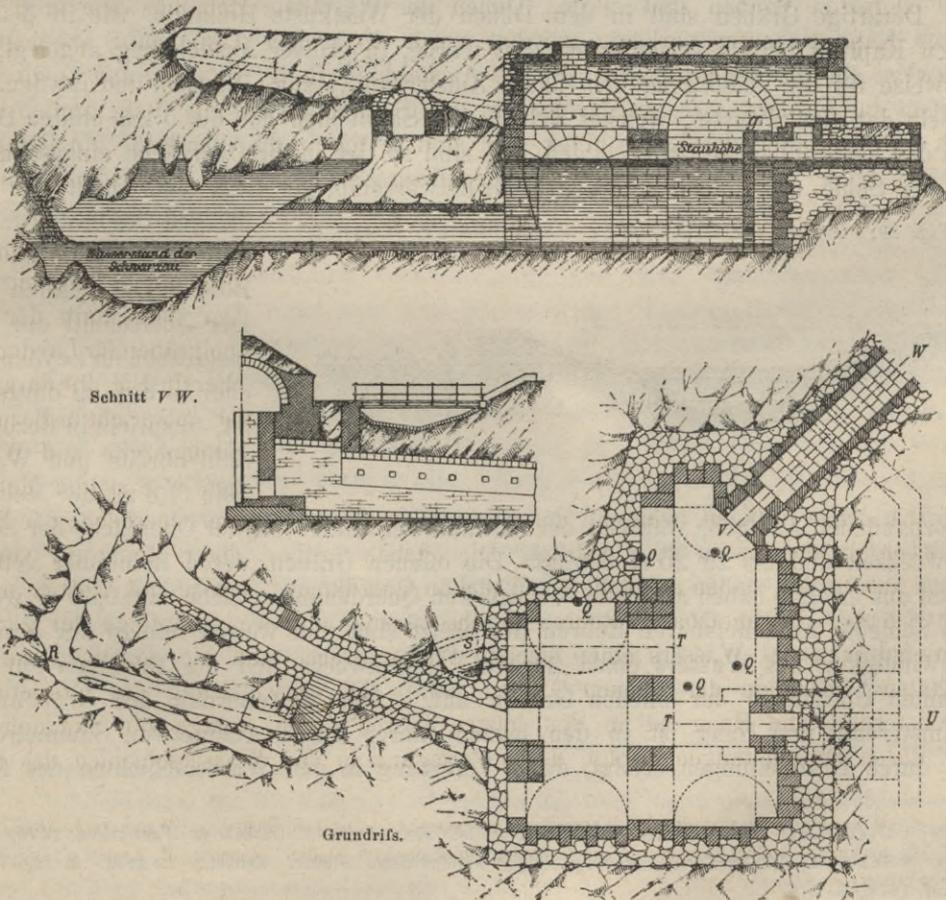


Fig. 28. Wasserschloß Kaiserbrunn. M. 1:400.

Schnitt R S T U.



an die Felsen verfolgt. In die Einschnitte sind bergmännisch verzimmerte Stollen eingebaut und die ersteren dann wieder ausgefüllt. Die Zimmerungen sollen, wenn sie abgängig sind, durch Trockenmauerwerk ersetzt werden. Die Sohle der Stollen ist mit Steinschlag bedeckt und mit einem Abflussskanal versehen. Das aus dem Kanale hervortretende Wasser sammelt sich an der rechten Seite des Stollens in einem kleinen gemauerten Behälter, in welchem die zu der Quelfassung gehörige Zweigleitung ihren Anfang nimmt.<sup>29)</sup>

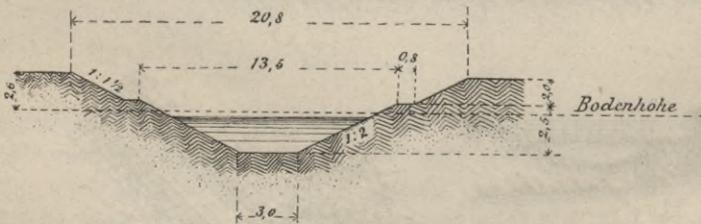
Das Wasserschloß Kaiserbrunn, Fig. 28, wohl die größte der in neuerer Zeit hergestellten Quelfassungen, speist im Verein mit dem Wasserschloß Stixenstein die Wiener Hochquellenleitung. Im Thale der Schwarzau wurde an einer Stelle, woselbst mächtige Quellen aus zerklüfteten Kalksteinfelsen hervortreten, der Fels auf einer Fläche von 260 qm unter großen Schwierigkeiten weggesprengt. An zwei Seiten des hierdurch gewonnenen Raumes sind Mauern, an den beiden anderen einzelne Pfeiler aufgeführt, sodafs die neben letzteren befindlichen Quellen freien Ausflufs haben. Auch die mit Q bezeichneten Stellen der Sohle, woselbst sich Quellen befinden, sind in ihrem natürlichen Zustande belassen. Der Behälter ist überwölbt und fafst bei 4,74 m Wassertiefe rund 570 cbm. Zwei Stollen, deren Höhenlagen aus dem Schnitt *RSTU* hervorgehen, verstärken die Zuflüsse; dieser Schnitt läfst auch den Kanal für überflüssiges Wasser erkennen. Die Anfangsstrecke *VW* der Hauptleitung steht durch eine Schützöffnung mit dem Sammelbehälter in Verbindung; zu der Aufziehvorrichtung der Schützen gelangt man mittels eines Ganges *g*. — Zur Zeit ist man mit der Herstellung neuer Zuflusstollen beschäftigt.

### § 5. Offene Gräben zur Gewinnung von Grundwasser. Sickerkanäle und Drainleitungen. Sammelröhren. Sammelkanäle. Sammelstollen. Unterirdische Aufspeicherung des Grundwassers.

#### Offene Gräben zur Gewinnung von Grundwasser.

Derartige Gräben sind in den Dünen der Westküste Hollands, wie in § 5 des vorigen Kapitels bereits vorläufig erwähnt wurde, in großer Ausdehnung angelegt, beispielsweise für die Versorgung der Städte Amsterdam, Haag, Haarlem und Leyden. Sie sammeln das Grundwasser, welches sich in dem Sandboden der bis 5 km breiten Dünen durch den niederfallenden Regen bildet, und sind so tief in die Oberfläche eingeschnitten, dafs ihre Sohle unter dem natürlichen Grundwasserspiegel liegt und somit das Ein-

Fig. 29. Graben zur Gewinnung von Dünenwasser. M. 1:400.



dringen des Grundwassers durch die Sohle und die Böschungen möglich wird. Der Querschnitt der Sammelgräben für Leyden, welcher in Fig. 29 dargestellt ist, entspricht in Bezug auf Sohlenbreite und Wassertiefe (1,8 m) der Mehrzahl

der vorhandenen Anlagen, während der Abstand der Sohle von der Oberfläche der Dünen sehr wechselt und bis zu 20 m beträgt. Die offenen Gräben, deren Reinigung von den Bermen aus erfolgt, haben an Stelle von Brücken Querdämme, welche mit 0,40 m weiten, durch Schieber abschließbaren Röhren durchsetzt sind und weisen infolge der geringen Geschwindigkeit des Wassers einen starken Pflanzenwuchs und die sonstigen auf S. 2 erwähnten Übelstände der offenen Gräben auf.<sup>30)</sup> Die Erweiterung des Grabennetzes für Amsterdam und Haag ist in den letzten Jahren durch Anlage von Sammelröhren bzw. durch Drainleitungen erfolgt, deren Verlegung in den Wasserschichten des feinen

<sup>29)</sup> Disselhof. Das städtische Wasserwerk zu Iserlohn. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 77.

<sup>30)</sup> Schmitt. Dünenwasserversorgung einiger holländischen Städte. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 515.

Dünensandes nur dadurch möglich ist, daß die Baugrube sorgfältig mit dicht schließenden Spundbohlen eingefasst wird, welche durch Wasserspülung verhältnismäßig rasch und billig eingetrieben werden. Diese Sammelröhren entnehmen auch das Wasser in den von der See entfernter liegenden Strecken aus einer Tiefe bis zu 4 m unter N. N., während die Sohle der offenen Gräben meistens über dem höchsten Meeresspiegel liegt, weil man den ungünstigen Einfluß des Meerwassers fürchtete. Nach den gelegentlich der Wasserversorgung von Norderney vorgenommenen Untersuchungen ist aber anzunehmen, daß auch in größerer Tiefe noch süßes Wasser vorhanden ist, weil dieses gewissermaßen auf dem schwereren Meerwasser schwimmt.<sup>31)</sup> Man würde demnach in den Dünen wahrscheinlich auch Brunnen zur Anwendung bringen können.

Die Sammelgräben für die Versorgung von Amsterdam entziehen einem Gebiet von 2500 ha jährlich gegen 7 Millionen cbm Wasser, was einer Wasserschicht von 28 cm Stärke bei einer Regenhöhe von 75 cm entspricht. Die Ergiebigkeit anderer Gebiete soll jedoch wesentlich größer sein und nach der unten angegebenen Quelle auf 50 bis 60 cm Wasserhöhe steigen.<sup>32)</sup>

#### Sickerkanäle und Drainleitungen.

Die Aufgabe, mittels Sickerkanälen und Drainleitungen Wasser zu gewinnen, ist derjenigen ganz ähnlich, einem allzu wasserreichen Boden das überflüssige Wasser zu entziehen und ihn dadurch für die Landwirtschaft tauglicher oder, wenn es sich um Einschnittböschungen handelt, haltbarer zu machen. Man findet deshalb in den genannten Fällen nicht selten die nämlichen baulichen Anlagen, als deren einfachste der Sickerkanal anzusehen ist, dessen Herstellung aus Steinen oder grobem Kies als bekannt betrachtet werden darf. Besonderes Gewicht ist darauf zu legen, daß der Sickerkanal nicht mit gewöhnlicher Erde bedeckt wird, welche in die Zwischenräume des Kieses geschlämmt werden würde, sondern daß er nach oben und nach den Seiten eine Umhüllung erhält, deren Korngröße nach Art der Filter von innen nach außen allmählich abnimmt. Nötigenfalls wird die Oberseite durch Lehm abgedeckt, damit das Sammelwasser nur seitwärts eintritt und Verunreinigung von oben vermieden wird. Gleiche Vorsicht ist anzuwenden, wenn man zum Sammeln des Wassers Drainleitungen benutzt, deren Ausführung und Wirkungsweise in dem Kapitel „Meliorationen“ näher beschrieben sind. Aus dem dort Gesagten sei hervorgehoben, daß sowohl Sickerkanäle wie Drainrohrstränge mindestens 8 m entfernt von Bäumen und Sträuchern zu halten oder in deren Nähe durch geschlossene, gut gedichtete Leitungen zu ersetzen sind, weil die sich weit ausdehnenden Saugwurzeln gern in die Fugen hineinwachsen und eine vollständige Verstopfung der Drains herbeiführen können. Auch einzelne Feldgewächse (z. B. Raps) haben tiefgehende Wurzeln und dürfen bei flachliegenden Leitungen nicht gebaut werden. Um den Ort etwaiger Verstopfungen besser ermitteln zu können, empfiehlt sich bei ausgedehnten Anlagen die Einfügung von Schächten, welche eine Untersuchung der Leitungen gestatten und zwischen denen die einzelnen Stränge in möglichst geraden Linien geführt werden. Soll das Wasser zu Versorgungszwecken dienen, so muß

<sup>31)</sup> Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 252. Das für Norderney erschlossene Wasser konnte jedoch erst nach Befreiung von dem Schwefelwasserstoffgehalt benutzt werden.

<sup>32)</sup> Betrachtungen über das wassergebende Vermögen der Dünen behufs städtischer Wasserversorgungen. Dasselbst 1891, S. 192 (nach der Tijdschr. van het koninglijk Institut van Ingenieurs 1889—90, S. 173?). Es wird hier der Nachweis zu führen versucht, daß ein wesentlicher Teil des in Dünen enthaltenen Wassers aus der feuchten Luft durch Kondensation abgeschieden sei.

der Sickerkanal eine Tiefe von 4 bis 5 m besitzen; entnimmt derselbe das Wasser in diesem Falle aus einem Gebiete, welches der landwirtschaftlichen Nutzung unterliegt, so sind außerdem vor der Anlage Versuche darüber anzustellen, ob nicht infolge der Durchlässigkeit des Bodens Ammoniak und salpetrige Säure auch bis in diese Tiefe gelangen.

Als ein hierher gehöriges Beispiel mag die Drainierung der Wiesen und Weiden der Alpen angeführt werden. In diesem Falle wird die Gewinnung von Wasser zum Tränken des Viehes fast eben so hoch angeschlagen, wie der sonstige Nutzen der Drainierung. Auch auf der Rauhen Alb hat man früher an einzelnen Stellen die Drainage zur Wassergewinnung verwendet.<sup>33)</sup>

#### Sammelrohre.

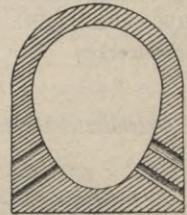
Zu den Sammelrohren (bei denen der Begriff des „Sammelns“ dem des Gewinnens entspricht) gehören genau genommen auch die Drains; sie unterscheiden sich nur dadurch von ihnen, daß das Wasser lediglich durch die Stofsfugen eintritt, während die Sammelrohre zu dem gleichen Zwecke eine Anzahl mehr oder weniger gleichmäßig verteilter Öffnungen in den Wandungen erhalten. Zur Herstellung der Sammelrohre eignen sich alle für die Rohrleitungen üblichen Stoffe, insbesondere Eisen, Cementbeton und gebrannter Thon. Von diesen besitzt das Eisen die größte Festigkeit; doch ist es bisher nicht möglich gewesen, eisernen Röhren einen solchen Überzug zu geben, daß die Rostbildung auf die Dauer völlig verhindert wird. Einen wesentlich größeren Widerstand gegenüber der chemischen Einwirkung des reinen Wassers zeigen die Röhren aus Cementbeton, welche sowohl aus diesem Grunde wie wegen ihrer geringeren Kosten in großem Umfang Verwendung finden; auch können sie leicht in solcher Stärke hergestellt werden, daß sie den Druckwirkungen des darüber liegenden Bodens mit Sicherheit widerstehen. Dagegen erfordern sie einen sicheren Baugrund und ein gleichmäßiges Auflager, weil ihre Biegefestigkeit nur gering ist. — Hart gebrannte und gut glasierte Thonröhren werden vom Wasser gar nicht angegriffen, stehen jedoch an Festigkeit gleichfalls den Eisenröhren nach. — Die in Kapitel IV erwähnten Holzröhren eignen sich nicht zu Sammelanlagen für Versorgungszwecke, weil sie der Bildung von Algen u. s. w. Vorschub leisten und dadurch eine Verschlechterung des Wassers herbeiführen; insbesondere ist dies der Fall, wenn ein Teil ihres Querschnitts mit Luft ausgefüllt ist.

Die Einlauföffnungen für die einzelnen Wasserfäden müssen dem Wasser in ihrer Gesamtheit eine solche Fläche bieten, daß bei Entnahme der größten Wassermenge, für welche die Anlage ausgeführt wird, die sich bildende Eintrittsgeschwindigkeit klein genug ist, um die in der wasserführenden Schicht vorhandenen kleinsten Teile nicht in Bewegung zu setzen. Eine Geschwindigkeit von 2—3 mm i. d. Sekunde wird auch bei feinem Sande für genügend angesehen; bei Berechnung der Eintrittsöffnungen ist indessen zu berücksichtigen, daß ein Teil derselben durch davor liegende oder eingeklemmte Kiesteile versperrt wird. Die Öffnungen werden entweder als runde Löcher oder als kurze Schlitzte hergestellt und zwar pflegt man die Abmessungen derselben

<sup>33)</sup> E h m a n n. Die Versorgung der wasserarmen Alb und das öffentliche Wasserversorgungswesen im Königreich Württemberg. Stuttgart 1881. S. 16. Ferner: Beschreibung der Wasserleitung nach dem Bahnhofe Dransfeld. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1859, S. 191. (Im letztgenannten Falle bildet die Drainierung eine Ergänzung der sonst angewandten Art der Wassergewinnung.) — S p e c k. Über Drainage zum Zwecke der Wassergewinnung. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1870, S. 609.

nicht geringer als 8 mm zu nehmen, weil sonst ein Zusetzen durch Rost oder durch Sinterbildung nicht ausgeschlossen ist und auch die Ausführung erschwert wird. Da aber die wasserführenden Schichten durch die oberen und seitlich gelegenen Öffnungen des Rohres hindurch treten würden, so wird die Herstellung einer schützenden Hülle erforderlich, welche zunächst durch Bedeckung mit einer Schicht von gewaschenem und gesiebtem Kies von entsprechender Korngröße gebildet wird. Dieser Decke schliessen sich mehrere andere von immer feiner werdendem Korn an, sodafs der schon bei den Drainleitungen erwähnte filterartige Mantel gebildet wird, welcher den ganzen mit Eintrittsöffnungen versehenen Teil der Leitungen umgiebt. Die Verfüllung der Baugrube erfolgt bis zur Höhe des Grundwasserstandes mit gesiebtem Kies von allmählich abnehmender Korngröße, welcher schliesslich in den natürlichen, mit einer Rasendecke zu versehenen Boden übergeht. Bei einer Tiefenlage der Röhren von 4—5 m genügt diese Anordnung zur Filterung des von oben eindringenden Tagewassers; ist aber die Tiefe geringer und kommt es (für Versorgungszwecke) auf vollkommene Reinhaltung des gewonnenen Wassers an, so empfiehlt es sich, eine 0,3—0,5 m starke Abdeckung aus Lehm über der Linie des höchsten Grundwassers einzubringen und die in Gefälle zu legende Oberfläche derselben mit einer nach aufserhalb führenden Drainleitung zu versehen. — Eine Erschwerung des Sandeintritts lässt sich auch dadurch herbeiführen, dass man den Eintrittsöffnungen eine von aufsen nach innen aufsteigende Richtung giebt (Fig. 30), sodafs sich die feinen Sandteilchen unter einem ihrer Gröfse entsprechenden Ruhewinkel lagern können.

Fig. 30.



Da die sorgfältige Ausführung der filterartigen Hülle namentlich an den Seiten der Röhren und bei starkem Wasserzudrange mit Schwierigkeit verknüpft ist und beim Ausziehen der Absteifungsbohlen leicht eine Verschiebung der Kiesschüttung stattfindet, so bleibt die Leitung nach längerem Betriebe selten sandfrei und es ist deshalb zu empfehlen, schon bei der Anlage dafür Sorge zu tragen, dass der Sand von Zeit zu Zeit beseitigt werden kann. Dies wird dadurch ermöglicht, dass man, ähnlich wie bei den städtischen Entwässerungskanälen (Kap. VIII), besteigbare Schächte mit vertiefter Sohle einschaltet, in denen sich der Sand ablagert und von welchen aus durch Aufstau des von oben zufließenden Wassers eine Spülung der unterhalb belegenen Rohrleitung vorgenommen oder der festgelagerte Sand mittels Durchziehens einer Bürste beseitigt werden kann.

Das untere Ende der Sammelröhren mündet in einen Sammelschacht oder in eine Sammelstube, welche den etwa noch mitgeführten Sand aufnimmt, bevor das Wasser zur Verbrauchsstelle geführt oder von den Maschinen gehoben wird. Die Anlage ist so einzurichten, dass die verdrängte Luft einen Ausweg findet und eine Untersuchung nebst Reinigung möglich ist. Letztere wird erleichtert, wenn man die Sammelstube in zwei Teile teilt, von denen jeder für sich abgesperrt und durch einen Leerlauf oder durch Auspumpen entleert werden kann. Eine solche Anordnung zeigt z. B. die Sammelstube für die Grundwasserleitung der Stadt Königsberg i. Pr. (Fig. 39), während der Sammelschacht für das Wasserwerk Hannover (Fig. 93 in Kap. V, S. 169) eine einfache Quermauer enthält, hinter welcher sich der Sand ablagert.

Weitere Einzelheiten ergeben die folgenden Beispiele:

Die von Salbach ausgeführte Stammanlage der Grundwasserversorgung für die Stadt Halle a. S. besteht aus glasierten Thonröhren von 0,47 m Lichtweite, welche mit 8 mm großen Löchern so dicht bedeckt sind, dass die Summe der Öffnungen auf einer Rohrstrecke von 2,82 m Länge gleich dem Rohr-

querschnitt ist. Die in 4—4,5 m Tiefe verlegten Röhren liegen 2,82 m unter dem niedrigsten Wasserstande der benachbarten Elster und sind mit Kies von Haselnufsgröße umhüllt.<sup>34)</sup>

Die Sammelanlage für das gleichfalls von Salbach ausgeführte Wasserwerk zu Dresden besteht aus asphaltierten Gufsrohren von 3 m Baulänge, von denen jede mit 1 cm weiten und 7 cm langen Schlitzn versehen ist. Das Sammelrohr liegt mit der Oberkante rund 3 m unter dem niedrigsten Elbwasserspiegel in mäfsigem Abstände von der Sohle der undurchlässigen Granitschicht und ist mit einer 0,4 m starken Kieshülle umgeben. In der Mitte der Leitung befinden sich zwei Sammelbrunnen mit offener Sohle von je 7 m Weite, in welche die von beiden Seiten längs der Elbe verlegten Röhren münden; außerdem hat jede Leitung zwei gleichfalls mit offener Sohle hergestellte Zwischenschächte von je 2,5 m Durchmesser erhalten, in welchen der Wasserzufluß der von oben mündenden Röhren durch Schieber abgesperrt werden kann, sodaß die Beseitigung des etwa eingedrungenen Sandes durch Spülung möglich ist. Die Weite der Röhren beträgt in der oberen Strecke 0,45, in der Mitte 0,55 und am unteren Ende 0,65 m; ihre Gesamtlänge mißt etwa 1500 m. Die seit 1874 im Betriebe befindliche Anlage hat bisher die Stadt Dresden in auskömmlichster Weise versorgt, obwohl der Verbrauch gegenwärtig (1893) bis zu 40 000 cbm täglich gestiegen ist, entsprechend einer Zuflußgeschwindigkeit von 0,75 m in den unteren Rohrstrcken. Das Sammelrohr liegt am Fusse der sandigen und bewaldeten Höhen des rechten Elb-

Fig. 31.  
Geschlitztes Gufsrohr der Sammelanlage für Hannover.  
M. 1 : 40.

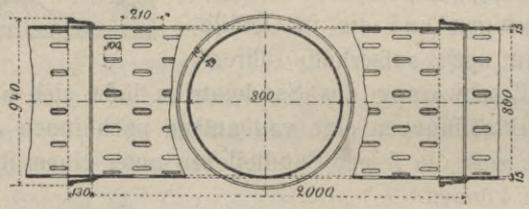


Fig. 34.  
Zwischenschacht der Sammelanlage für Hannover.  
M. 1 : 150.

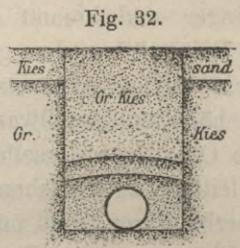
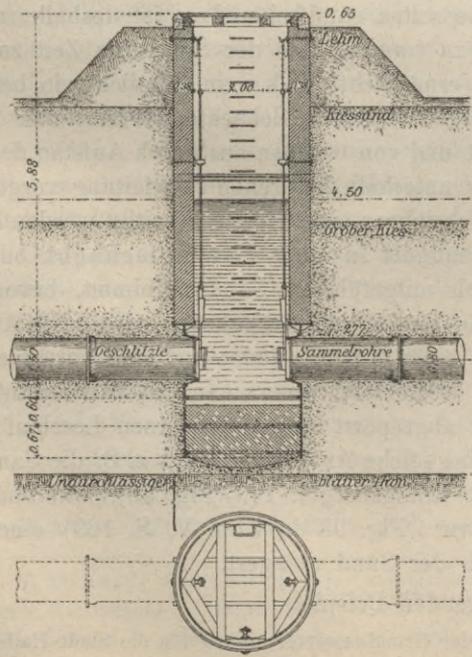


Fig. 33.

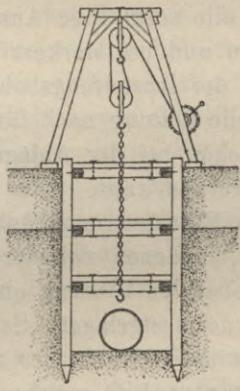
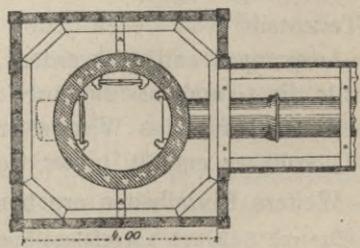


Fig. 35.  
Schachtzimmerung. M. 1 : 150.



<sup>34)</sup> Salbach. Das Wasserwerk der Stadt Halle. Halle 1871.

ufers und fängt das unter starkem Gefälle zufließende Grundwasser ab. Über den wechselnden Wärme-grad des von der Anlage gelieferten Wassers ist näheres auf S. 110 mitgeteilt.

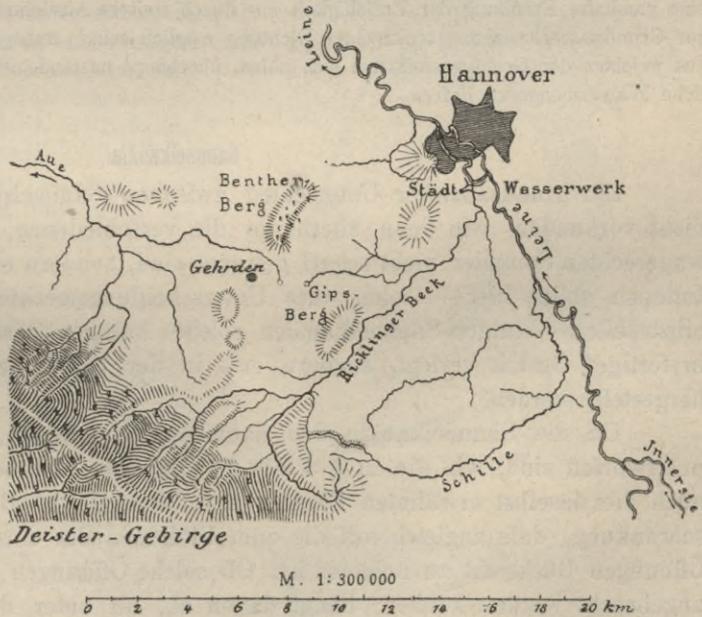
Bei der Sammelrohranlage für das Wasserwerk der Stadt Hannover hat man auf die Anwendung verschiedener Durchmesser verzichtet und den ganzen Strang aus Gußrohren von 0,80 m Lichtweite und 2 m Baulänge hergestellt. Die einzelnen Rohre (Fig. 31) haben 15 mm Wandstärke und sind mit 12 aus je 13 Stück bestehenden Reihen von Schlitzfenstern versehen, welche an der Außenfläche des Rohres 10 mm, an der Innenseite desselben aber 20 mm weit sind, wodurch das Einklemmen von Steinen verhindert werden soll. Da die Länge der Schlitzfenster etwa 100 mm beträgt, so wird bei etwa 6,5 m Rohrlänge die Summe der äußeren Schlitzöffnungen gleich dem Rohrquerschnitt. Die gesamte Fläche der Schlitzfenster des 918 m langen Rohrstranges berechnet sich zu 70 qm und wenn man annimmt, daß davon ein Drittel durch vorliegende Kiesstücke versperrt wird, so bildet sich bei einer größten Entnahme von 15000 cbm täglich (oder 189 sl bei 22 stündiger Arbeitszeit der Pumpen) eine Eintrittsgeschwindigkeit von 4 mm in der Sekunde, vorausgesetzt, daß der Eintritt überall gleichmäßig stattfindet; die Abfluggeschwindigkeit in dem mit einem Gefälle von 1:1850 angelegten Rohrstrange (F. 5, T. IV) steigt in diesem Falle von Null am oberen bis zu 0,38 m am unteren Ende. Die Röhren sind an den Seiten und über dem Scheitel mit Steinschlag umgeben; dann folgt eine 0,4 m starke Schicht von gesiebttem groben Kies und darauf der ausgehobene kieshaltige Boden, welcher 0,3 m stark mit Lehm abgedeckt ist (Fig. 32). Die Verlegung der Röhren geschah in einer nach Fig. 33 abgesteiften Baugrube, in welcher der Wasserspiegel von den zuerst hergestellten Zwischenschächten (Fig. 34) aus durch kräftige Dampfpumpen bis zur Rohraxe gesenkt wurde.<sup>35)</sup> Fig. 35 stellt die Schachtzimmerung für diese Schächte dar.

Die Anlage entnimmt das Grundwasser einer auf blauem Thon ruhenden, zwischen 3 und 5 m starken Kiesschicht des Leinethals an einer Stelle, wo der Fluß durch ein Wehr gestaut ist und die als

Flutkanal dienende Ihme sich von ihm abzweigt (F. 4, T. IV). Das Wasser entstammt dem Gebiete zwischen Deister und Leine, insbesondere demjenigen Teile desselben, aus welchem die Ricklinger Beek ihre Zuflüsse erhält (Fig. 36). Bei den unter Leitung des Bau-rats Hagen ausgeführten Vorarbeiten wurden zwei je 50 m lange, mit ihrer Sohle etwa 1 m über der undurchlässigen Schicht liegende Versuchsschlitzfenster hergestellt, von denen der eine in F. 4, T. IV angedeutet ist; sie lieferten zusammen 69 sl oder 6000 cbm täglich bei 1 m Absenkung, deren Einfluß bei 120 m Abstand von der Schöpfstelle nicht mehr bemerkbar war. Auch ergab ein auf der Wallenwiese in 150 m Entfernung vom Flußufer angelegter Versuchsbrunnen bei 1,3 m Absenkung 4 Wochen lang täglich 800 cbm Wasser von 8° Wärme, während das Flufswasser 15—18° zeigte, ein solcher von 0,9 m Weite auf dem Stammeschen Grundstück 1380 cbm.<sup>36)</sup> Bei dieser Ergiebigkeit glaubte man von eingehenderen Untersuchungen über Gefälle, Geschwindigkeit und Richtung des Grundwasserstroms, sowie von der Aufnahme eines Höhenschichtenplans desselben absehen zu können

Fig. 36.

Übersichtsplan der auf dem linken Leine-Ufer bei Hannover befindlichen Wasserläufe.



<sup>35)</sup> Berg. Das neue Wasserwerk der Stadt Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 189.

<sup>36)</sup> Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 112. — Hagen. Vorarbeiten behufs Gewinnung von Wasser für die Stadt Hannover. 1873. S. 12.

und führte das oben beschriebene Sammelrohr aus, welches drei Zwischenschächte von der in Fig. 34 dargestellten Anordnung erhalten hat. Aus dem in F. 5, T. IV dargestellten Längenschnitt geht hervor, daß das Rohr mit der Oberkante 0,7 bis 3,2 m unter dem mittleren Grundwasserstande und dieser durchschnittlich 4,9 m über der undurchlässigen Schicht liegt.

Da die Versuchsschlitzte auf 1 m Länge 60 cbm Wasser täglich geliefert hatten, so hoffte man aus dem 918 m langen Sammelrohr mindestens 25000 cbm entnehmen zu können und hielt deshalb den Wasserbedarf der 140 000 Einwohner zählenden Stadt auf lange hinaus für gedeckt. Allein bereits in den Jahren 1882 und 1883 (die Anlage war 1878 fertig gestellt) zeigten sich bei einer Entnahme von 14000 cbm erhebliche Trübungen des Wassers, was eine zeitweise Beschränkung des Verbrauchs und die Erweiterung der Anlage notwendig machte. Diese wurde durch Ausführung der Brunnen  $B_1$  bis  $B_9$  (F. 4, T. IV) bewirkt, welche insbesondere das zwischen der Unterkante des Sammelrohres und der undurchlässigen Schicht unbenutzt abfließende Wasser, sowie den Grundwasserstrom auf der Wallenwiese abfangen sollen, von dem man annahm, daß er sich infolge der Wehranlage parallel zur Ihme am Ufer derselben hinziehe. Der Ausführung von Brunnen war der Vorzug vor der Verlängerung des Sammelrohres gegeben, weil sich diese nur in etwa 400 m Länge hätte ausführen lassen und weniger wirksam, dabei aber teurer gewesen sein würde (1 m des Sammelrohres kostete ohne den Hauptschacht 260 M.). Ein Eindringen von Flußwasser durch die in 40–100 m entfernten Ufer der Ihme und Leine wurde auf Grund der vorgenommenen Schöpfversuche nicht befürchtet, obwohl bei hohen Flußwasserständen eine verstärkte Ergiebigkeit der Versuchsbrunnen beobachtet war. Jeder Brunnen ist durch eine abstellbare Heberleitung mit einem Hauptstrange verbunden, welcher in einen neben dem Maschinenhause angelegten Sammelschacht mündet.

Eine wesentliche Rolle bei der Ergiebigkeit der alten und neuen Anlage spielt die Geschwindigkeit, mit welcher der speisende Grundwasserstrom zufließt. Der Übersichtsplan (Fig. 36) läßt darauf schließen, daß das Grundwasser in der Nähe der Gewinnungsstelle in beträchtlicher Ausdehnung in die oberirdischen Gewässer (namentlich auch in die Ricklinger Beek) eintritt und seine Geschwindigkeit keine große sein kann. Da zugleich die Stärke der wasserführenden Schicht nur eine mäßige ist, so dürfte eine namhafte Erhöhung der Ergiebigkeit nur durch weitere Ausdehnung der Gewinnungsanlagen in einer zur Grundwasserbewegung senkrechten Richtung möglich sein, vorausgesetzt, daß das Niederschlagsgebiet, aus welchem der Grundwasserstrom sich nährt, überhaupt imstande ist, in trockenen Jahren die erforderliche Wassermenge zu liefern.

#### Sammelkanäle.

Ein grundsätzlicher Unterschied zwischen Sammelrohren und Sammelkanälen ist nicht vorhanden, wie denn überhaupt die verschiedenen Arten der ganz oder nahezu wagerechten Sammler nicht scharf getrennt sind, sondern mehrfach ineinander übergehen. Indessen sollen hier — ohne dies Unterscheidungsmerkmal als ein allgemein giltiges hinzustellen — unter Sammelkanälen solche Anlagen verstanden werden, welche nicht in fertiger Gestalt verlegt, sondern erst in der Baugrube aus einzelnen Bestandteilen hergestellt werden.

Da die Sammelkanäle den nämlichen Einflüssen des Erd- und Wasserdrucks unterworfen sind, wie die in § 4 des IV. Kapitels besprochenen Leitungen, so kommen auch die daselbst erwähnten Formen und Baustoffe in Betracht, jedoch mit der Einschränkung, daß zugleich auf die zum Einlassen der einzelnen Wasserfäden dienenden Öffnungen Rücksicht zu nehmen ist. Ob solche Öffnungen auch in der Sohle des Kanals angebracht werden können, hängt davon ab, ob unter dem Kanal Wasser vorhanden ist, welches mit ausreichendem Druck einzutreten vermag. Liegt der Kanal auf einer undurchlässigen Schicht und ist nur auf ein Eintreten der Wasserfäden von der Seite oder von oben zu rechnen, so beschränkt sich die Anbringung von Einlauföffnungen auf die Seitenwandungen bzw. das obere Gewölbe und der untere Teil wird als wasserdichte Rinne hergestellt. Umgibt der Grundwasserträger dagegen den Kanal von allen Seiten oder liegt er vorzugsweise in der Nähe der Sohle, so ist eine durchlässige Gestaltung des unteren Teiles am Platze.

Die Sammelkanäle erhalten entweder nur den Querschnitt, der sich aus der abzuleitenden Wassermenge und dem vorhandenen Gefälle ergibt, oder sie werden von vornherein so groß gemacht, daß sie begehbar bzw. bekriechbar sind. Wie bei den Sammelrohren sind auch hier besteigbare Zwischenschächte einzulegen, von denen aus die einzelnen Strecken nach erfolgter Abschließung entleert, untersucht und gereinigt werden können. Wird das gesammelte Wasser zu Versorgungszwecken gebraucht, so ist besondere Sorgfalt auf die Fernhaltung von verunreinigendem Außenwasser zu verwenden, die in einem weiter unten zu besprechenden Falle dazu geführt hat, den Kanal in zwei Abteilungen herzustellen, von denen die zur Ableitung des Sammelwassers dienende als besonderes Rohr ausgebildet ist.

Näheres ergeben die nachfolgenden Beispiele, in denen zugleich die Einrichtung der zugehörigen Sammelstuben berücksichtigt ist.

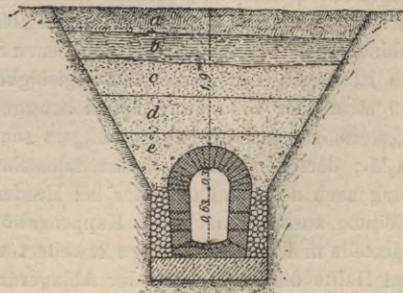
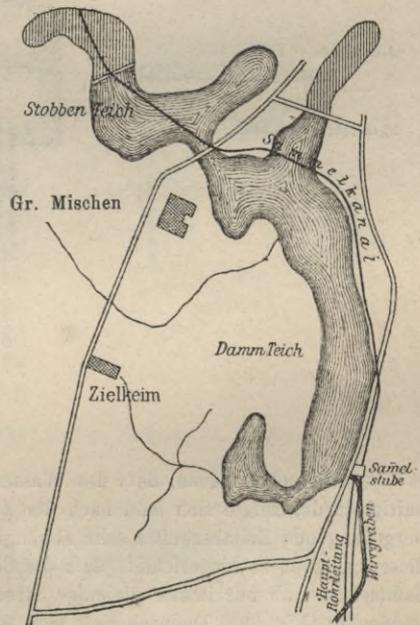
Ein für das Wasserwerk der Stadt Königsberg nach den Angaben von Henoch ausgeführter Sammelkanal ist 1 m hoch und oben 0,63 m, unten 0,50 m breit (Fig. 37). Er ruht auf einer 0,32 m starken Betonschicht und ist aus Backsteinen in Cementmörtel hergestellt. Der Eintritt des Wassers findet durch offene Stofsfugen der Wangenmauern statt und zwar in der ersten, dritten, fünften und siebenten Schicht derselben. Diese sog. Sickerfugen sind gegeneinander versetzt und 20 mm weit. Die Sohle des Kanals hat einen Cementputz erhalten; im übrigen ist der Kanal an der Innenseite gefugt. Die äußeren Wände des Kanals sind bis zum Kämpfer des Gewölbes mit Stein Schlag umgeben, welchem zum Teil Kies zugesetzt ist. Diese Umhüllung hat jedoch ihren Zweck nicht ganz erfüllt, da der feine Sand der wasserführenden Schicht auf einzelnen Strecken in größeren Mengen in den Kanal dringt; diese Strecken werden dann durch Auspumpen der Sammelstube möglichst entleert und der Inhalt wird durch die Zwischenschächte mittels Handarbeit herausbefördert.

Der 5165 m lange Kanal liegt, wie aus dem Lageplan hervorgeht, zum größeren Teile am Ufer des von den alten Ordensrittern zur Versorgung der Königsberger Mühlen angelegten Damnteiches (siehe Kap. IV, S. 24), zum Teil durchschneidet er diesen und den mit ihm in Verbindung stehenden Stobbenteich. Der Querschnitt des Kanals und der Baugrube betrifft die Kreuzungsstrecke mit den Teichbetten; es bezeichnet *a* aufgefüllte Dammerde (aus der Sohle des Teiches stammend), *b* Thon, *c* feinen Sand, *d* groben Sand, *e* das Material der wasserführenden Schicht, welches vorzugsweise aus feinem Sande in Mischung mit größerem Sande und eingelagerten Kiesstückchen besteht. Die Umhüllung sollte dazu dienen, das Eindringen des Teichwassers in den Kanal zu verhindern; doch ist dieses nur teilweise gelungen, da der Kanal auf die Teiche eine stark drainierende Wirkung ausübt.

Die Sohle des Kanals liegt auf der undurchlässigen Schicht und steigt mit dieser im Gefälle von 1:2000 bzw. 1:4000 an. Seine Wirksamkeit war darauf berechnet, daß er zunächst das Versickerungswasser einer muldenförmig gestalteten Fläche von 2500 ha Inhalt abführen sollte, welche sich durch Verlängerung des Kanals später noch vergrößern liefs. Seine Höhenlage war so gewählt, daß die Unterstadt mit natürlichem Druck versorgt werden konnte.<sup>37)</sup>

Fig. 37. Sammelkanal für das Wasserwerk Königsberg i. Pr.

a. Lageplan.



b. Querschnitt des Sammelkanals.

<sup>37)</sup> G. Becker. Die Wasserversorgung der Stadt Königsberg i. Pr. Berlin 1890.

Fig. 38. Bewirtschaftung des Sammelkanals der Königsberger Wasserleitung.

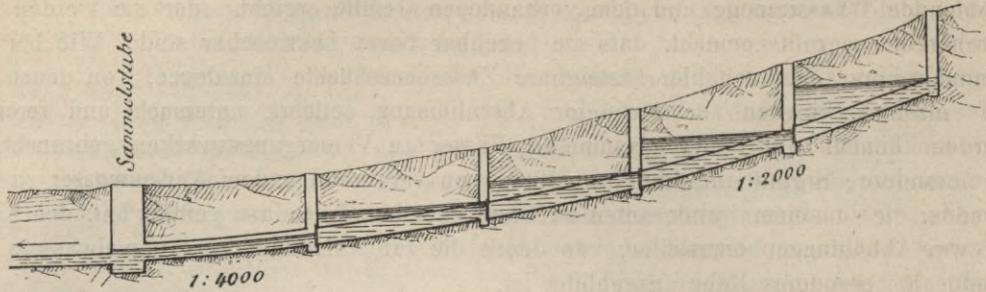
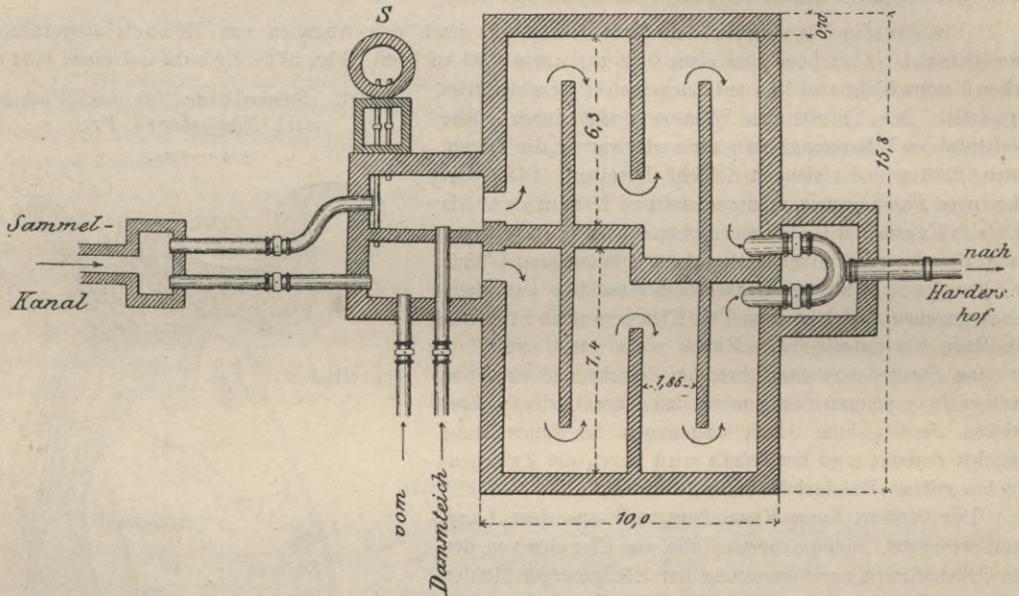


Fig. 39. Sammelstube des Königsberger Wasserwerks. M. 1:250.



Abgesehen davon, daß das Wasser des Kanals durch die Teiche beeinflusst und außerdem eisenhaltig wurde, zeigte sich bald nach der Anlage, daß die Ergiebigkeit von der Regenhöhe des kurz vorhergegangenen Zeitabschnitts sehr abhängig war und demnach stark schwankte. Der Betrieb wurde aus diesem Grunde so eingerichtet, daß die Schieber der Zwischenschächte geschlossen blieben und von der Sammelstube ab nur immer diejenige Strecke in Betrieb genommen wurde, welche den Bedarf zu decken vermochte (Fig. 38). Dadurch liefs sich wenigstens teilweise der Übelstand beseitigen, daß nach längerem Regen oder nach Abgang des Schnees das in den oberen Schichten reichlich vorhandene Wasser die unteren Kanalstrecken vollständig anfüllte und entweder von selbst durch die Sickerfugen nach außen austrat bzw. in Form eines Grundwasserbachs abließ oder durch einen Überfall abgelassen werden mußte. Eine Verbindung der einzelnen abgeschlossenen Strecken durch Vermittelung der wasserführenden Schicht findet auch jetzt noch statt, sodaß die Ergiebigkeit in trockenen Zeiten sehr gering ist und z. B. im Herbst 1879 nicht über 1400 cbm täglich betragen hat; diese Abnahme läßt auf ein nur mäßiges Aufspeicherungsvermögen des Grundwasserträgers schließen. — Die Baukosten für 1 m des Kanals betragen etwa 200 M.; derselbe mündet in eine Sammelstube, von welcher die 8176 m lange, 0,63 m weite Eisenrohrleitung nach dem Hauptbehälter bei Hardershof abgeht. Die Stube, welche ursprünglich aus einem durch Umleitung ausschaltbaren, mit Kappengewölben überdeckten Raume bestand, ist später in zwei Abteilungen hergestellt und durch Kammern erweitert worden, um den Sinkstoffen auch während der Reinigung der einen Hälfte die Möglichkeit der Ablagerung zu gewähren (Fig. 39). Die Entleerung erfolgt, da anderweite Vorflut nicht zu beschaffen war, durch Auspumpen mittels einer Centrifugalpumpe, welche über dem Saugschacht S aufgestellt ist.

Die Sammelkanäle der Stadt Wiesbaden, welche zur Herstellung der Pfaffenbornleitung und der Anlagen im Adams- und Nerothal ausgeführt wurden, haben eine Länge von mehr als 7000 m, von denen ein kleiner Teil in elliptischer Form von 1,2 m Höhe und 0,8 m Breite hergestellt wurde. Die Mehrzahl der Kanäle hat einen kreisförmigen Querschnitt von 0,66 m Durchmesser; sie sammeln das Wasser aus den verwitterten und unregelmäßig gelagerten Gesteinsmassen der genannten Thäler, liefern aber nur einen Teil des zur Versorgung der Stadt erforderlichen Bedarfs, dessen grössere Hälfte dem weiter unten erwähnten, zwischen Nero- und Adamsthal angelegten Tiefstollen entnommen wird.<sup>38)</sup>

Bei der (älteren) Wasserleitung für Grenoble hat man versucht, die obere Hälfte des in Beton ausgeführten Sammelkanals durchlässig für Wasser und undurchlässig für Sand herzustellen, indem das Deckgewölbe aus Kies mit sehr wenig Mörtel gebildet wurde; doch scheint dies Verfahren, welches das Vorhandensein eines sehr reinen und zu Sinterungen nicht geneigten Wassers zur Voraussetzung hat, keine weitere Nachahmung gefunden zu haben.

Wenn die Axe des Sammlers senkrecht zum Laufe der unterirdischen Wasserzüge liegt, so sind Kanäle am Platze, welche nur an einer Seite offene Fugen haben. Derartige Sammelkanäle sind u. a. für die Wasserwerke der Nicolay-Gesellschaft zu Genua am Ufer der Scrivia bei Busalla ausgeführt, wo sich in mächtigen Kieslagern ein unterirdischer Strom neben dem mit kräftigem Gefälle fließenden Flusse befindet. Die Sammelkanäle sind bis auf den unter dem Kiese befindlichen Felsen hinuntergeführt und das Wasser tritt an der stromaufwärts belegenen Seite durch Röhren ein, welche in das Mauerwerk eingelegt sind. Die Kanäle sind überwölbt, 1,53 m im Lichten breit und 2,14 bis 2,44 m hoch; ihre tägliche Ergiebigkeit soll nie weniger als 79,6 cbm f. d. lfd. m des Kanals betragen haben.

Die Sammelkanäle für Baden-Baden fassen das den Buntsandstein des Badener Stadtwaldes durchsickernde Wasser, welches sich auf dem darunter liegenden undurchlässigen Granit fortbewegt; in diesen sind die teilweise als Stollen vorgetriebenen Kanäle mit ihrer Sohle eingeschnitten. Die älteren Anlagen an der Scherrhalde und Kugelau sind im ganzen 1200 m lang und durch Zwischenleitungen von 800 m Länge miteinander verbunden; ihre Höhe beträgt 1,6, ihre Breite 0,7 m. Die in Reihen austretenden einzelnen Wasserfäden fließen in ein Rohr aus Cementbeton, welches unter der Kanalsohle liegt (Fig. 40),

Fig. 40.  
Sammelkanal der Quellwasserleitung  
für Baden-Baden. M. 1:75.

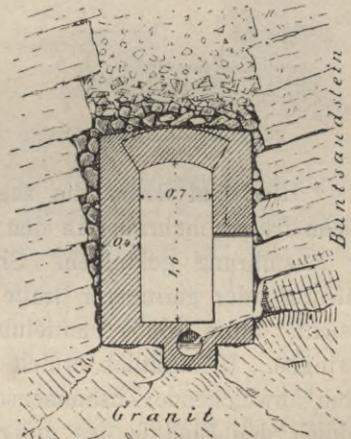
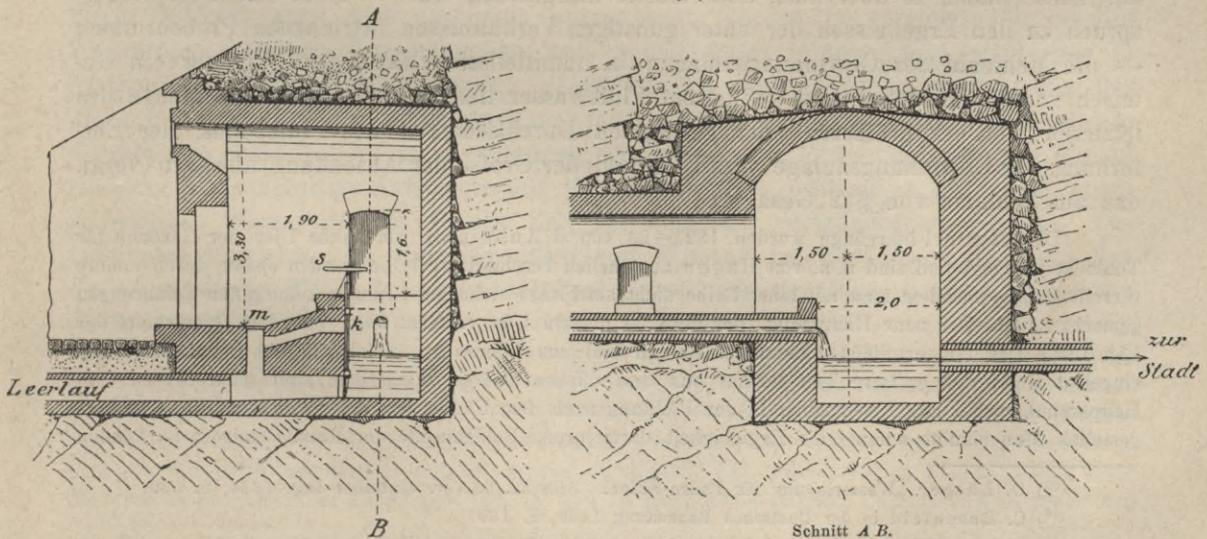


Fig. 41. Sammelstube der Quellwasserleitung für Baden-Baden. M. 1:125.

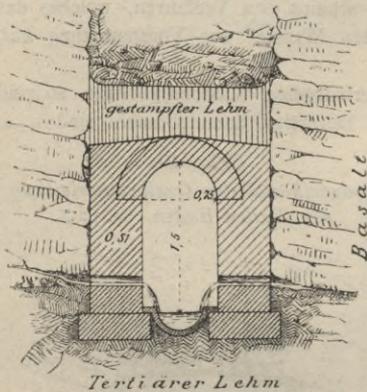


<sup>38)</sup> E. Winter. Die Wasserversorgung von Wiesbaden. Erster Teil der Festschrift zur 60. Versammlung deutscher Naturforscher und Ärzte in Wiesbaden. 1887.

während diese nur das durchtropfende Tagewasser aufnimmt und es der Sammelstube (Fig. 41) zuführt, wo es mittels der Öffnung *m* in die Entleerungsleitung fließt, welche auch das Überlaufwasser der Quelle aufnimmt. Durch Öffnung des Schiebers *s* wird der Leerlauf der Kammer bewirkt, wenn diese gereinigt werden soll. — Besonderes Gewicht ist auf Grund der bei einer anderen Anlage gemachten Erfahrung

Fig. 42.  
Sammelkanal für die Wasserleitung  
der Stadt Gießen.

M. 1:75.



auf das Verhindern von Trübungen bei starkem Regenwetter gelegt und der Kanal deshalb in solcher Tiefe ausgeführt, daß die Bodendeckung über den Eintrittstellen der Wasserfäden überall 5 m beträgt.<sup>39)</sup>

Fig. 42 zeigt den Sammelkanal für die Wasserversorgung der Stadt Gießen, welcher an der Grenze zwischen dem undurchlässigen Tertiärlehm und dem darunter gelagerten, mit wasserhaltenden Klüften und Spalten versehenen Basalt hergestellt ist. Er liegt durchschnittlich 6—8 m unter Geländehöhe und wurde nur zum kleineren Teil als Stollen ausgeführt, weil die offene Baugrube die Beobachtung der Zufüsse und deren Einleitung in den Kanal erleichterte. Zur Abhaltung des Tagewassers ist über dem Scheitel eine 0,5 m starke Lehmschicht aufgestampft; außerdem sind die Widerlager mit einem starken Cementputz versehen. Das durch den Boden der Baugrube auf die Lehmschicht gelangende Wasser wird von dieser in Gefälle abgeführt. — Der Kanal mündet in eine Sammelstube mit zwei Abteilungen, von denen die eine mit Überfall und Mefsvorrichtung, die zweite mit Überlauf versehen ist; beide können durch eine besondere Leitung entleert werden.<sup>40)</sup>

Hier sind ferner die sogen. Filtergänge oder Filtergalerien zu erwähnen, welche früher mehrfach in den wasserführenden Kiesschichten an den Ufern der Flüsse zur Ausführung gelangten. Sie bestehen aus Sammelkanälen mit offener Sohle von größerer oder geringerer Breite und verdanken ihren Namen der ursprünglich gehegten Absicht, durch ihre Vermittelung das auf natürlichem Wege gefilterte Flußwasser zu gewinnen. Bekanntlich erhielt man jedoch Wasser, welches sich von dem des Flusses durch abweichende Zusammensetzung und Wärme unterschied und erkannte daraus allmählich den Einfluß des unterirdisch zufließenden Grundwassers, dessen Entstehung, Bewegung und Erscheinungsform seitdem Gegenstand näherer Untersuchungen geworden ist. Diese haben es aber auch andererseits klargestellt, daß — nicht selten im Widerspruch zu den Ergebnissen der unter günstigen Verhältnissen betriebenen Probebrunnen — die Mehrzahl der Gewinnungsanlagen in unmittelbarer Nähe der Flußufer ein Gemisch von Grundwasser und gefiltertem Flußwasser liefert, in welchem die Menge des letzteren von der größeren oder geringeren Durchlässigkeit des Flußbettes, der Entfernung der Gewinnungsanlage vom Ufer und der Größe der Absenkung abhängt (vergl. das am Schlusse von § 2 Gesagte).

Die ältesten Filtergänge wurden 1825—28 von d'Aubuisson am linken Ufer der Garonne für Toulouse angelegt und sind u. a. von Hagen ausführlich beschrieben.<sup>41)</sup> Sie wurden später durch andere vervollständigt, nachdem man mit einer Reihe dicht am Flusse stehender Brunnen keine guten Erfahrungen gemacht hatte. Der neue Hauptgang, der etwa 20 m vom Ufer entfernt liegt, hat den Querschnitt der Fig. 43a. Das Wasser fließt hier zum kleineren Teil aus Röhren zu, welche in die Seitenwände eingelegt sind; der größere Teil kommt aus dem offenen Boden. Außerdem sind senkrecht zu dem Hauptkanal noch kurze Nebengänge in der Richtung nach dem Flusse von der Form der Fig. 43b hergestellt. Man glaubte anfangs die Ergiebigkeit durch große Sohlenbreite der Kanäle steigern zu können

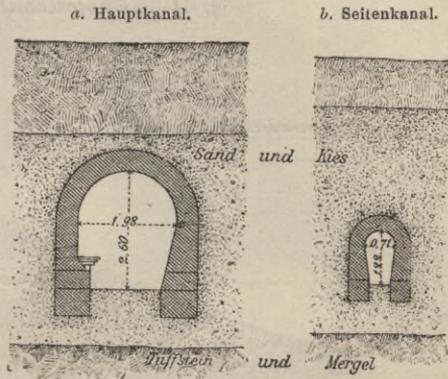
<sup>39)</sup> O. Lueger. Wasserleitung für Baden-Baden. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 539.

<sup>40)</sup> C. Rosenfeld in der Deutschen Bauzeitung 1889, S. 169.

<sup>41)</sup> Hagen. Wasserbaukunst, I. Bd., 3. Aufl., S. 241. Die ersten Mitteilungen über die älteren Anlagen bei Toulouse findet man: Ann. des ponts et chaussées 1838, S. 273.

und führte deshalb am Rhone-Ufer bei Lyon Filtergänge von 10 m Breite aus, mußte jedoch hier wie an anderen Orten die Erfahrung machen, daß die Breite (ähnlich wie der Durchmesser bei Brunnen) nur einen geringen Einfluß auf die Ergiebigkeit ausübt. Letztere beträgt nach Kirkwood<sup>42)</sup> täglich in Lyon (neuer Filtergang von 10 m Breite) mindestens 5,98, in Angers 12,21 und in Perth, wo die Entnahme auf einer Insel im Fluß stattfindet, 7,41 cbm f. d. qm Bodenfläche; ein bei Lyon angelegter unterirdischer Behälter mit offenem Boden ergab nur 4,1 cbm. Ähnliche Behälter, sowie Sammelgalerien finden sich am Ufer der Donau bei Pest und dienen bis zur Fertigstellung der neuen Gewinnungsanlagen zur Versorgung der Stadt. — Hier ist auch die Art zu erwähnen, wie ein Teil des zur Versorgung von Florenz dienenden Wassers gewonnen wird. Dort sind Filtergänge in 3,66—4,27 m Tiefe unter dem Bette des Arno angelegt, in welche das Wasser von unten und durch die Seitengänge eintritt. Die näheren Umstände, welche zu dieser Anordnung geführt haben, sind nicht bekannt geworden; vermutlich handelt es sich hier um Abfangung eines unter dem undurchlässigen Bette des Flusses befindlichen Parallelstroms von Grundwasser.

Fig. 43.  
Sammelkanäle am Garonne-Ufer für Toulouse.  
M. 1:175.



#### Sammelstollen. Unterirdische Aufspeicherung des Grundwassers.

Während es bei den vorhin besprochenen Anlagen auf die Gewinnung von Grund- und Quellwasser in mäfsigen Tiefen ankam, werden die eigentlichen Sammelstollen in bedeutenderen Tiefen angelegt, wobei man sie in das geschichtete und mit Wasser gesättigte Gestein vortreibt. Mit den Sammelkanälen gemeinsam haben sie die seitlichen Eintrittsöffnungen für das Wasser und, je nach Bedarf, die Verdoppelung des Ablaufs, um neben dem Nutzwasser auch unbrauchbares Wasser ableiten zu können. Die letztgenannte Anordnung ist namentlich dann erforderlich, wenn eine Verlängerung des Stollens stattfinden soll, während der vordere Teil desselben sich bereits im Betriebe befindet. Die Ausführung der Stollen, deren Schwierigkeit mit stärkerem Wasserzudrang wesentlich zunimmt, ist eingehend besprochen in der dritten Abteilung des ersten Bandes dieses Werkes; auch sind die unten angegebenen Quellen zu vergleichen.<sup>43)</sup> — Ein Unterschied zwischen Sammelkanälen und Sammelstollen besteht darin, daß man in letzteren Dammthüren oder sonstige Verschlussvorrichtungen zur Aufspeicherung des Wassers in dem Gebirge anbringen kann, falls nämlich in dem wasserhaltenden Gestein durchlässige Schichten mit undurchlässigen abwechseln und letztere unter steilem Winkel einfallen. Eine derartige Aufspeicherung hat großen Wert, weil sie es ermöglicht, einen zeitweiligen Wassertüberfluß für die Zeit des stärksten Verbrauchs aufzusparen. Die erwähnten Vorrichtungen sind namentlich von Winter bei dem neuen Sammelstollen des Wasserwerks Wiesbaden ausgebildet und es soll hier eine kurze Beschreibung dieser Anlagen folgen:

Der Wiesbadener Sammelstollen durchsetzt den in der Nähe der Stadt belegenen Münzberg bis zum Eichelberg und liegt mit seiner unteren Strecke im Serecit, welcher den Hauptbestandteil der Taunusabhänge bei Wiesbaden ausmacht; alsdann folgt Phyllit und darauf der den Kamm des Gebirges bildende Quarzit (Grauwacke). Die durchhörterten Schichten fallen unter 60—80° und sind bald wenig durchlässig, bald von zahlreichen mit Wasser gefüllten Spalten durchsetzt. Am spaltenreichsten ist der Quarzit, welchen der Stollen bei einer Länge von 1980 m und an einer Stelle erreicht, welche 165 m unter der

<sup>42)</sup> Kirkwood. Die Filtration des Flußwassers, übersetzt von Samuelson, S. 19.

<sup>43)</sup> G. Haupt. Die Stollenanlagen. Berlin 1884. — G. Köhler. Lehrbuch der Bergbaukunde. Leipzig 1884.

Oberfläche des Berges, jedoch noch so hoch liegt, daß die Versorgung der Stadt unter natürlichem Druck möglich ist. Bei 2650 m Länge gelangte der Stollen im August 1887 bis zur nördlichen Grenze des Quarzit-Zuges; es lag damals die Absicht vor, ihn 3500 m lang zu machen, womit er eine hinter dem vorderen Quarzit liegende Phyllit-Schicht durchsetzt und den darauf folgenden Quarzit-Zug erreicht haben würde.<sup>44)</sup> Im Jahre 1891 betrug die ausgeführte Länge etwa 3000 m; die Einführung der angeschnittenen Wasseradern erfolgte durch Schlitzte in der Stollenwand.

Fig. 44. Längenschnitt des Sammelgebiets bei Wiesbaden.

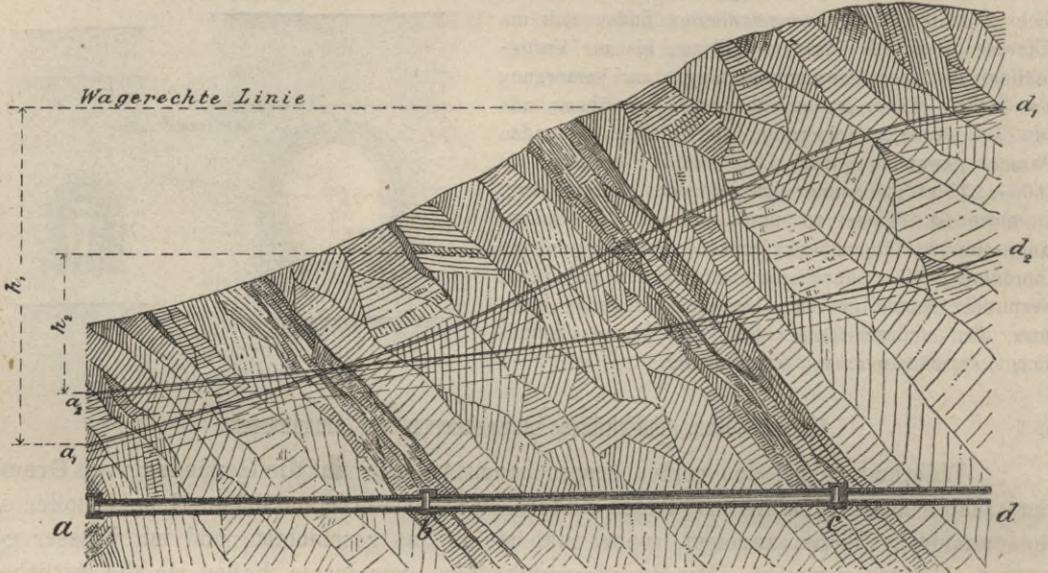
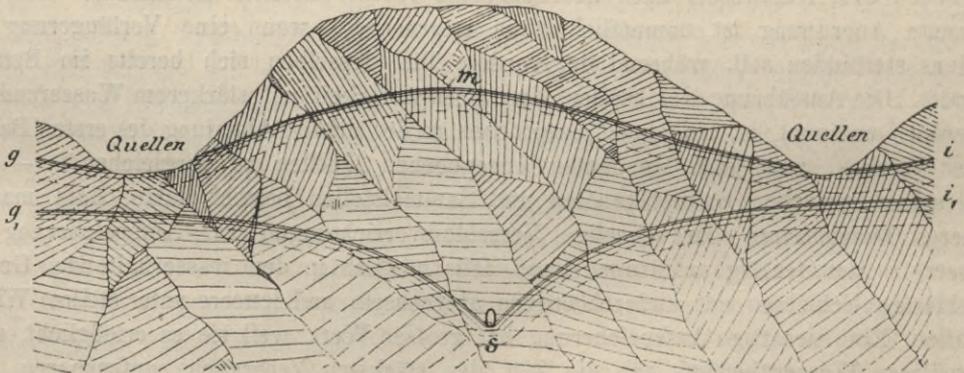


Fig. 45. Querschnitt des Sammelgebiets.

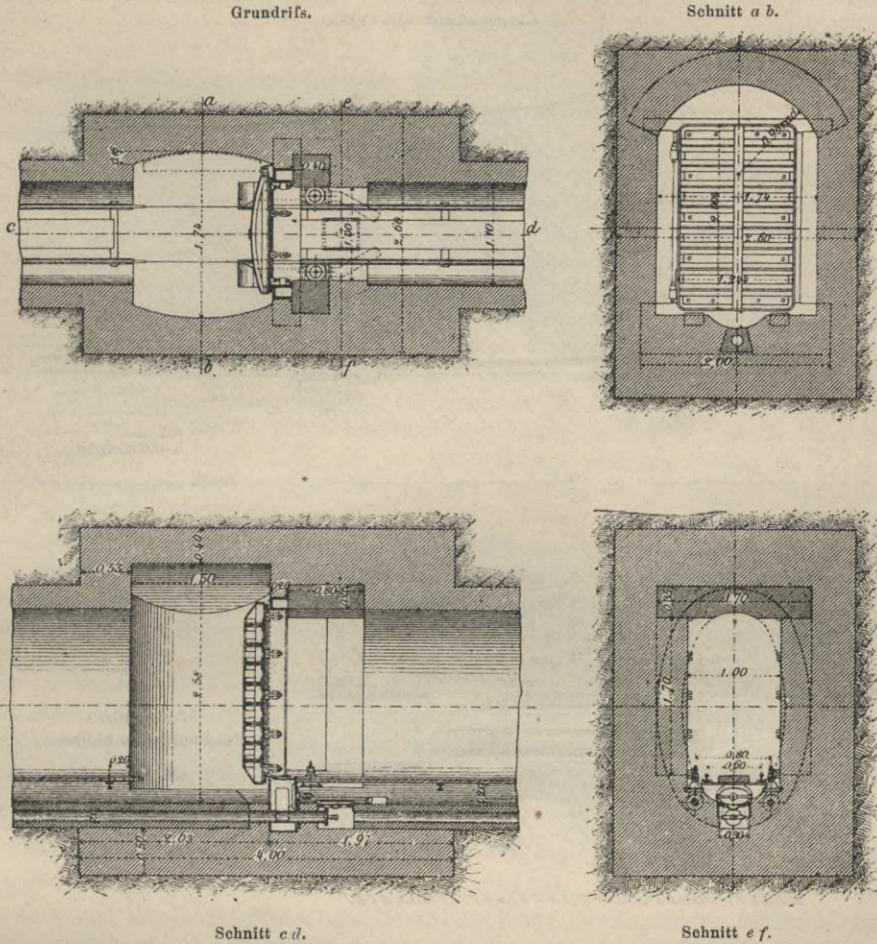


Der Stollen ist möglichst rechtwinklig gegen das Streichen der Schichten angelegt und hat ein Gefälle von etwa 1‰ erhalten; sein Querschnitt ist in Fig. 46 mit punktierten Linien dargestellt. Die Fortschaffung des ausgebrochenen Gesteins und die Anfuhr des Baumaterials erfolgte mittels eines auf eisernen Schwellen liegenden Schienenstrangs; das unter der Sohle verlegte 0,12 m weite Cementrohr führte während der Bauzeit das durch die Arbeiten verunreinigte Wasser ab. Das Vortreiben des Stollens geschah seit 1885 durch Bohrmaschinen; die Ausmauerung erfolgte durch hartgebrannte Ziegel in Cementmörtel.

Um die Wirkung der Stollenverschlüsse klar zu machen, bezeichne  $a_1 d_1$  den Längenschnitt (Fig. 44),  $g m i$  den Querschnitt (Fig. 45) des ungesenkten,  $g_1 s_1 i_1$  denjenigen des gesenkten Wasserspiegels bei geöffnetem Stollen. Wird nun bei  $a$  (Fig. 44) ein Verschluss angebracht und findet keine Entnahme statt,

<sup>44)</sup> Winter a. a. O. S. 14.

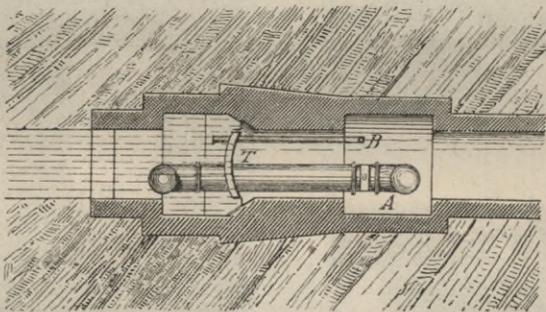
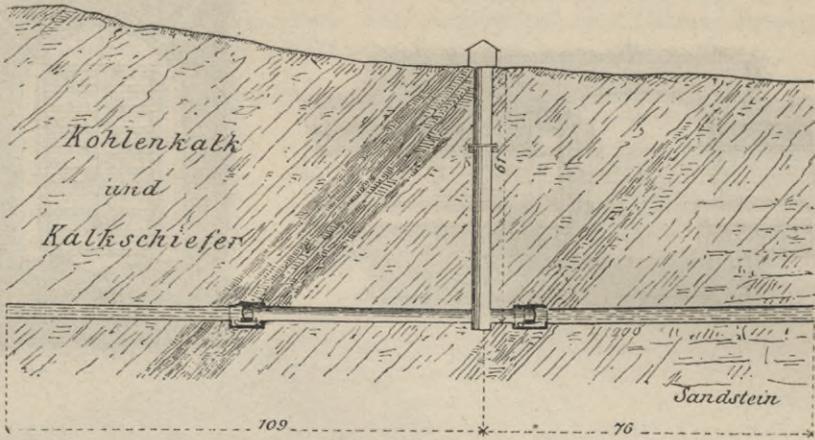
Fig. 46. Dammtür im Wiesbadener Sammelstollen. M. 1:80.



so füllt das Wasser zunächst die hinter *a* belegene Stollenstrecke und dann die benachbarten Gesteinspalten. Da aber der Stollen mit seinen Eintrittsöffnungen eine früher nicht vorhandene gewesene Verbindung mit den höher gelegenen wasserführenden Schichten herstellt, so wird der Abfluss aus diesen erleichtert und ein Wasserfaden, der früher das Gefälle  $h_1$  gebrauchte, um von  $d_1$  nach  $a_1$  zu kommen, beansprucht jetzt ein geringeres Gefälle  $h_2$ , welches sich durch Senkung in der oberen Strecke bis  $d_2$  und Hebung in der unteren bis  $a_2$  zu bilden sucht. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die andauernd stattfindende Entnahme oder auch der Abfluss nach den in Fig. 45 angedeuteten Quellen der Seitenthäler die Hebung bei *a* abschwächt, das Absinken der oberen Schichten aber befördert. Dieses Absinken, welches eine Verminderung der aufgespeicherten Wassermenge zur Folge hat, läßt sich dadurch beschränken, daß man zwischen *a* und *d* mehrere Verschlüsse anbringt, welche den Widerstand bei der Bewegung des Wassers verstärken und demgemäß einen größeren Wert für *h* bedingen. Die sich bildende Wasseroberfläche liegt dann zwischen den beiden Spiegeln  $a_1 d_1$  und  $a_2 d_2$  und zeigt über den Verschlüssen einen Absturz in der Gefällslinie. — Bei dem Wiesbadener Stollen sind drei solcher Abschlüsse angebracht und zwar bei *a* (in 240 m Entfernung vom Mundloch), *b* und *c*; *a* und *b* haben die Form von Dammtüren erhalten, während *c* als Mauer hergestellt ist. Maßgebend für die Wahl dieser Stellen war das Vorhandensein möglichst undurchlässiger Schichten (in Fig. 44 etwas dunkler als die übrigen dargestellt), welche gewissermaßen stauend auf das Gebirgsgrundwasser einwirken und dadurch die aufzuspeichernde Menge vermehren helfen. Wie groß diese ist, läßt sich wegen Unkenntnis des körperlichen Inhalts der mit Stauwasser erfüllten Hohlräume nur annähernd schätzen. Einen ungefähren Anhalt über die Wirkung des Anstauens gewähren die Beobachtungen beim Betriebe eines 190 m langen Stollens von 1,2 qm Querschnitt im Nerothal, welchem nach Herstellung des Verschlusses innerhalb 612 Stunden in

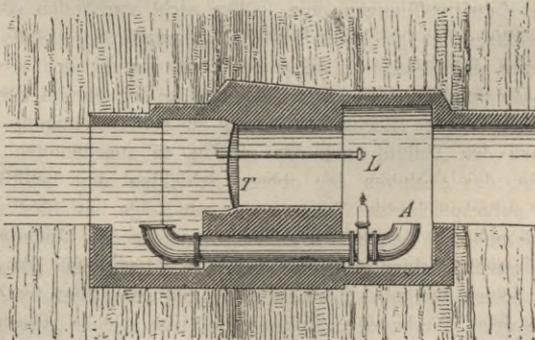
Fig. 47. Neuer Sammelstollen für das Aachener Wasserwerk.

a. Längenschnitt. M. 1:1800.



Fester oberdevonischer Schiefer

b. Grundrifs  
des Stollenverschlusses.  
M. 1:160.



c. Längenschnitt  
des Stollenverschlusses.  
M. 1:160.

T Verschlussstür. A Abfuhrrohr. B Schlammrohr. L Luftrohr.

den 40 Tagen vom 9. Juni bis 19. Juli 1887 zusammen 10 346 cbm entnommen werden konnten, während er vorher in der gleichen Zeit nur 6376 cbm geliefert hatte. Dabei stieg das Wasser hinter dem Verschluss nur bis 16 m, da bei höherem Steigen die trocken gelegten Quellen der Seitenthäler wieder zu fließen begannen. Die Stauhöhe hinter den Verschlüssen des Hauptstollens ist viel erheblicher und beträgt bei c über 130 m.

Die Einrichtung der Verschlüsse *a* und *b* ist in Fig. 46 dargestellt. Der aus Eisenblech gebildete Thürkörper ist an der Wasserseite kräftig versteift; zwischen ihm und dem Anschlagrahmen liegt eine Gummidichtung, gegen welche die Thür von der Tagseite aus durch Anziehen von Schraubbolzen geprefst wird. Die Entnahme von Wasser erfolgt durch die beiden in der Figur angedeuteten Schieber, bei deren Öffnung das Wasser durch die anschließenden, auf die Stollensohle führenden Röhren ausströmt. Das oben erwähnte, unter der Stollensohle belegene Cementrohr ist unter der Thür aus Eisen hergestellt und auf der Tagseite durch einen lösbaren Deckel abgeschlossen.

In Aachen erhielt der 2317 m lange Sammelstollen für das im Jahre 1880 fertiggestellte Wasserwerk gleichfalls einen Verschluss, welcher aus 2,3 m starkem Mauerwerk mit eingefügtem Abflus- und Entleerungsrohr hergestellt wurde. Ein Anstau über 29 m liefs sich aber wegen der bei dieser Höhe in Thätigkeit tretenden Seitenquellen nicht erreichen, die aufgespeicherte Wassermenge war deshalb nicht erheblich; vielmehr trat eine allmähliche Abnahme der Ergiebigkeit des Stollens ein, im Jahre 1886 bis zu 4000 cbm. Da eine Verlängerung desselben wegen der voraussichtlichen Verschlechterung des Wassers durch eisenhaltiges Gebirge nicht ratsam schien und auch wegen der wagerechten Lage der Stollensohle mit Schwierigkeiten verknüpft war, so beschlofs man, in einem benachbarten Gebiete eine neue Anlage herzustellen, deren Längenschnitt in Fig. 47 a dargestellt ist. Die beiden von der Sohle eines 61 m tiefen Schachtes aus getriebenen Stollen haben zusammen eine Länge von 185 m und ein nach dem Schacht gerichtetes Gefälle von 1:1000. Jeder der mit Querschlägen versehenen Stollen ist da, wo besonders dichter und unter steilem Winkel einfallender Schiefer durchschnitten wurde, mit einer Stauthür abgeschlossen, deren allgemeine Einrichtung aus Fig. 47 a u. b hervorgeht und einen Aufstau bis zu 56 m Höhe gestattet. Der neue Stollen, dessen Wasser der alten Anlage zugeführt werden kann, liefert durchschnittlich 9600 cbm täglich; die Pumpen sind in den zweiteilig hergestellten Schacht eingebaut. In der unten angegebenen Quelle<sup>45)</sup>, auf welche bezüglich der weiteren Einzelheiten verwiesen werden mufs, wird die stark drainierende Wirkung eines jeden derartigen Stollens hervorgehoben; hierdurch wird die Anlage in besiedelten Gegenden sehr erschwert. Ferner wird darauf aufmerksam gemacht, dafs einzelne Schichten unbrauchbares Wasser liefern, welches durch wasserdichte Ausmauerung möglichst fern zu halten ist. — Die abnehmende Ergiebigkeit des älteren Stollens wird dadurch erklärt, dafs eine teilweise Verschlammung der Wasserwege durch feine Lehm- und Sandteilchen eingetreten ist.

Die Grenze des Gebiets, aus welchem ein Stollen sein Wasser bezieht, liegt da, wo der Widerstand, den die Wasserfäden auf dem Wege zum Stollen zu überwinden haben, ebenso grofs wird, als derjenige, welcher sich ihnen beim Einschlagen der bisherigen Wege entgegenstellte. Da ein Sammelkanal, welcher in offener Baugrube hergestellt und mit durchlässigem, nach oben im Korn abnehmenden Material bedeckt ist, die Wasserfäden bis zur Oberfläche abfängt, so verdient er an sich — abgesehen von den Herstellungskosten tiefer Einschnitte — den Vorzug vor einem Stollen, dem bei ungünstiger Lagerung der Schichten erhebliche über seinem Scheitel befindliche Wassermengen entgehen können; dagegen gestattet er keine oder nur eine in engen Grenzen liegende Aufspeicherung eines Wasservorrats.

Eine solche Aufspeicherung läfst sich auch dadurch herbeiführen, dafs die Ablaufstelle eines ausgedehnten, mit dichten Wandungen versehenen Grundwasserbehälters durch einen unterirdischen Damm geschlossen oder dafs das von der Sammelanlage gelieferte Überschufswasser einem tiefer liegenden, mit durchlässigem Material gefüllten Becken von ausreichender Gröfse zugeführt wird, aus welchem der Fehlbedarf bei nachlassender Ergiebigkeit des Sammlers bezogen werden kann. Hierher gehört auch der Vorschlag von Rautert, die zur Versorgung von Mainz verfügbare Wassermenge dadurch zu vergrößern, dafs in das unterirdische, 15 m tiefe Becken, aus welchem jetzt der Bezug stattfindet, gefiltertes Rheinwasser eingelassen wird<sup>46)</sup>; ferner die von Lueger getroffene Einrichtung der Schöpfstelle für die Versorgung von Müllheim in Baden,

<sup>45)</sup> Siedamgrotzki. Das Aachener Wasserwerk. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 857, 892, 923.

<sup>46)</sup> A. Rautert. Die künstliche Verstärkung der Grundwasserströme. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 690.

welche auf der Verstärkung der Grundwassermenge durch das bei einer Bewässerungsanlage versickernde Wasser beruht.<sup>47)</sup> — Ein Beispiel der Aufspeicherung von Wasser in einem durch Brunnen entwässerten Gebiet bieten die weiter unten beschriebenen Gewinnungsanlagen der Nürnberger Wasserleitung.

**§ 6. Brunnen. Haus- und Wasserwerksbrunnen. Gemauerte und eiserne Brunnen.** Unter „Brunnen“ im engeren Sinne des Wortes versteht man Anlagen für die Wassergewinnung, deren Längenerstreckung senkrecht und nicht, wie bei den Sammelleitungen, nahezu wagerecht gerichtet ist. Da jenes Wort auch für manche andere zur Wasserabgabe dienende Vorrichtungen gebraucht wird, so nennt man die hier in Rede stehenden Anlagen Schacht-, Rohr- oder allgemein Sammelbrunnen im Gegensatz zu den Leitungsbrunnen, fließenden Brunnen u. s. w. Das durch die Brunnen erschlossene Wasser wird in der Regel als Grundwasser bezeichnet; entstammt dieses einer Tiefe, in welcher es unter einem die Höhe der oberen Wasserschichten übersteigenden Druck steht, so hebt sich der Brunnenspiegel über diese Schichten und bei geeigneten Höhenverhältnissen über die Oberfläche des Bodens empor (Kap. I, S. 43). Derartige Brunnen nennt man artesische Brunnen oder man bezeichnet sie als artesisch wirkend, während sich bei den gewöhnlichen Brunnen der Wasserstand mit dem benachbarten Grundwasser ausspiegelt, sofern keine Senkung durch den Betrieb stattfindet.

Die Brunnen treten unter sehr verschiedenen Umständen und Formen auf; doch lassen sich dieselben nach der Art ihrer Benutzung unterscheiden, je nachdem diese eine zeitlich unterbrochene oder eine dauernde ist. Brunnen der erstgenannten Art, aus der zugleich die jeweilige Entnahme nur in kleinen Mengen stattfindet, kann man als Hausbrunnen, letztere als Wasserwerksbrunnen bezeichnen; jene gehören meistens zu den Flachbrunnen, deren Sohle in märsiger Tiefe unter dem Wasserspiegel liegt; diese zu den Tiefbrunnen. — Eine andere Scheidung ergiebt sich aus der Art der verwendeten Baustoffe; meistens überwiegen Stein und Eisen, während Holz weniger oft verwendet wird und der Fall, daß ein Brunnen ohne Mantel in gut stehendem Boden oder in natürlichem Gestein hergestellt werden kann, zu den Ausnahmen gehört. Unterabteilungen bei dieser Art der Einteilung ergeben sich aus der Beschaffenheit der Wandungen, insofern diese entweder wasserdicht oder durchlassend hergestellt werden können.

#### Brunnen für zeitweisen Betrieb (Hausbrunnen).

Die gewöhnlichen Hausbrunnen bestehen in der Regel aus einem senkrechten Schacht, der sich 0,5—1 m unter den niedrigsten Grundwasserstand erstreckt und durch Mauerwerk oder Holzbekleidung gegen Einsturz gesichert ist. Letztere Art der Bekleidung kommt in Gegenden mit billigen Holzpreisen noch öfter vor; der Querschnitt des Schachtes ist dann meistens ein Quadrat, und die Seiten werden durch senkrecht gestellte, im Innern durch Rahmen abgesteifte Bohlen umschlossen. Vielfach findet man auch die Anordnung, daß viereckige, aus Riegelholz oder behauenen schwachen Stämmen hergestellte Rahmen übereinander gelegt oder daß in den Ecken des Brunnens Ständer aufgestellt sind, welche der Höhe nach durchgehen und gegen welche sich die aus wagerechten Bohlen bestehende Bekleidung von außen legt. Die Verwendung von Holz

<sup>47)</sup> Lueger. Die Wasserversorgung der Städte. III. Wiesbaden 1892. S. 357. — Bei dem Wasserwerk von Hohenlimburg erfolgt die unterirdische Aufspeicherung durch Lettenwände, welche in 55 m Abstand auf der dichten Thalsohle hergestellt sind. Vergl. Disselhof in Glaser's Annalen für Gewerbe und Bauwesen 1886, I. S. 103, 125, 144.

zu Brunnenwandungen ist aber nicht zu empfehlen, wenn das Wasser zu Genusszwecken dienen soll; es pflegen sich nämlich am Holze — namentlich in der Gegend des wechselnden Wasserspiegels — Algen und Schimmelpilze anzusiedeln, welche zahlreichen Kleinwesen als Nährboden dienen und die Beschaffenheit des Wassers sehr beeinträchtigen können. Eine Bekleidung der Wandungen aus Mauerwerk verdient deshalb den Vorzug und bei der Anwendung von Mauerwerk pflegt man der größeren Festigkeit wegen den Grundriß des Brunnens kreisförmig zu gestalten.

Trockenmauerwerk, dessen Fugen offen bleiben oder mit Moos ausgefüllt werden, kommt nur bei den einfachsten Anlagen vor und hat den Nachteil, daß die Vertiefungen der rauhen Oberfläche und die Fugen zu Herden für zahlreiche, das Wasser verschlechternde organische Bildungen werden. Schon das Ausfüllen der Fugen mit Lehm ist besser, doch steht dieser weit hinter gutem Mörtel zurück. Die noch aus der Zeit des Mittelalters stammenden Brunnen, welche oft bis zu erheblicher Tiefe hinabreichen, scheinen meistens mit einem aus Wasserkalk und Sand hergestellten Mörtel ausgeführt zu sein; ihr Mauerwerk besteht vielfach aus Bruchsteinen und hat sich, wohl infolge der großen Wandstärke und sorgfältigen Ausführung, meistens gut gehalten. Die Herstellung der Brunnenwandungen aus bearbeiteten Werkstücken kommt nur in Gegenden vor, wo natürliche Steine wohlfeil sind; in Schlesien werden zu diesem Zwecke vielfach Ringe verwendet, welche aus dem Ganzen gearbeitet sind und eine elliptische Grundform haben. Am häufigsten wird der Brunnenmantel aus Ziegelmauerwerk hergestellt; die Steine sind dann in der Regel keilförmig (sog. Brunnensteine) und werden am besten in Cement-, Trafs- oder einem anderen hydraulischen Mörtel, vielfach aber nur in Kalkmörtel verlegt; in manchen Gegenden begnügt man sich auch mit Lehmmauerwerk. Soll das Grundwasser nicht allein durch den Boden, sondern auch von den Seiten zutreten, so werden die Fugen in der weiter unten beschriebenen Art durchlässig hergestellt oder es werden Lochsteine benutzt. Seit einigen Jahren sind auch vielfach Formstücke aus Cementbeton üblich und zwar meistens in der Gestalt ringförmiger Trommeln, welche in Weiten bis zu 2 m und mehr und in 1 m Höhe aus einem Stück ausgeführt werden und ihrer Glätte wegen zu empfehlen sind.

Der Durchmesser der Hausbrunnen beträgt gewöhnlich 1–1,5 m; diese Weite ermöglicht die Aushebung des Bodens durch Ausgrabung oder Baggerung und die Ansammlung eines bestimmten Wasservorrats, sowie die Besteigung und Reinigung des Brunnenkessels. Neuerdings hat man jedoch gefunden, daß sich in dem angesammelten Wasser schon nach kurzer Zeit eine große Zahl von Kleinwesen entwickelt<sup>48)</sup> und zwar um so mehr, je weniger der Brunnen benutzt wird. Aus diesem Grunde ist es besser, statt der Kesselbrunnen Rohrbrunnen anzuwenden, weil bei diesen die mit der Luft in Berührung kommende Wassermenge sehr gering ist und durch einige Kolbenhübe der Pumpe leicht entfernt werden kann.

Die Entnahme aus einem mit Kessel versehenen Hausbrunnen erfolgt vielfach noch in althergebrachter Weise derart, daß der Mantel bis zur Brusthöhe über das umgebende Erdreich erhöht und mit einer Vorrichtung versehen wird, welche das Schöpfen mittels eines Eimers gestattet. Entweder ist zu diesem Zwecke ein schlagbaumartiger Balken vorhanden, an dessen längerem Ende die den Eimer haltende Stange befestigt ist oder es findet sich bei tieferen Brunnen eine hölzerne Kurbelwelle, um welche sich die den Schöpfeimer tragende Kette wickelt. Die letztgenannte Anordnung hat den

<sup>48)</sup> Hüppe im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 15, 42, 80.

Fig. 48. Einfacher Pumpbrunnen. M. 1: 60.

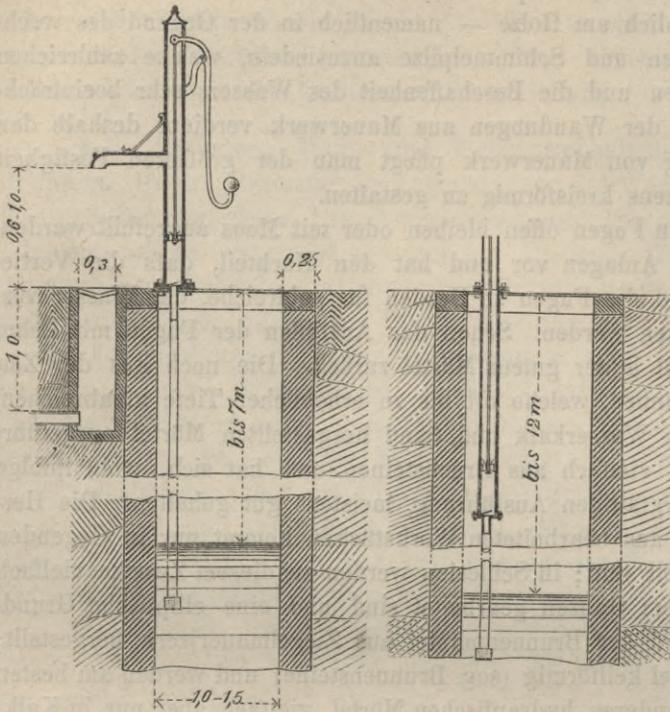
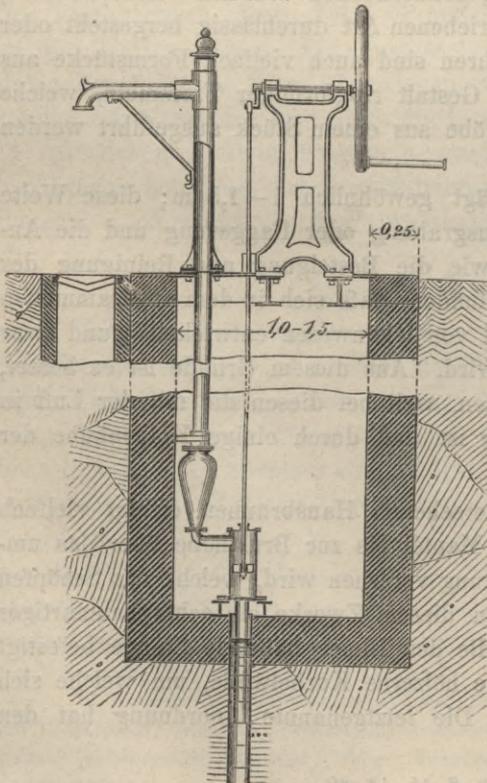


Fig. 49. Pumpbrunnen für grössere Tiefen.

M. 1: 40.



Vorteil, daß sich das Wasser in einfacher Weise aus großer Tiefe herausbefördern läßt. Da eine Abdeckung nicht gut angebracht werden kann, so findet man oft einen Überbau in Form eines kleinen Häuschens, welches das Hineinwehen von Staub u. s. w. verhindern soll.

Die in neuerer Zeit hergestellten Hausbrunnen sind meistens mit einer etwas über der Umgebung liegenden Abdeckung versehen und die Entnahme des Wassers erfolgt mittels einer Pumpe, deren Saugerohr bis zum tiefsten Wasserspiegel herabreicht. Liegt dieser 7 m und weniger unter der Abdeckung, so genügt eine auf letztere auf-

gestellte gewöhnliche Handpumpe; ein größerer Abstand erfordert eine entsprechend tiefere Lage des Saugkolbens, welche bis zu 12 m Hubhöhe durch einfache Verlängerung des Pumpenrohres nach unten erzielt werden kann; s. Fig. 48. Eine Anordnung für grössere Hubhöhen ist in Fig. 49 dargestellt. Die Entnahme erfolgt hier unmittelbar aus dem eisernen Rohrbrunnen, über welchem die durch eine Kurbel in Betrieb gesetzte Pumpe aufgestellt ist. Unter dem Ausgufs der letzteren ist ein Ablauf anzubringen, der das nicht aufgefangene Wasser durch eine in frostfreier Tiefe liegende Leitung abführt.

Die Hausbrunnen müssen oft auf Plätzen angelegt werden, wo das Grundwasser nur wenig unter der Oberfläche steht und in seinen oberen Schichten verunreinigt ist. Wollte man in solchen Fällen die Sohle des Brunnens in der üblichen Weise 0,5 bis 1,0 m unter den niedrigsten Grundwasserstand legen, so würde man regelmäfsig schlechtes Wasser erhalten; dagegen bietet eine tiefere Absenkung des Brunnens die

Möglichkeit, das Wasser aus den unteren Schichten zu beziehen, in welchen es von besserer Beschaffenheit zu sein pflegt. Vorausgesetzt wird hierbei, daß nicht allein der Brunnenmantel dicht ist, sondern daß sich auch zwischen ihm und dem umgebenden Erdreich keine Hohlräume befinden, durch welche das Wasser der obersten Schichten in den Brunnen gelangen kann. Zu diesem Zwecke empfiehlt es sich, die Außenseite des Mantels mit einem 0,3 m starken Thonschlage zu versehen, der von der Oberfläche bis etwa 1 m unter den niedrigsten Grundwasserstand reicht und in seinem unteren Teile mit Hilfe von Wasserschöpfung hergestellt wird.<sup>49)</sup> Die Rohrbrunnen verdienen auch in diesem Falle insofern den Vorzug, als es viel leichter ist, sich bei ihrer Anwendung den Bezug des Wassers aus einer bestimmten Tiefe zu sichern und dasjenige der oberen Schichten auszuschließen.

Hieraus ergeben sich auch die Schritte, welche einzuschlagen sind, um einen Brunnen zu verbessern, dessen Wasser in der bezeichneten Weise verunreinigt wird: Dichtung des Mantels (möglichst von außen durch Putz und Thonschlag) und Vertiefung desselben. Letztere kann durch Versenkung eines Cylinders aus Cementbeton oder besser durch Eintreiben eines Rohres in die Sohle des Brunnens geschehen, welches in seinem oberen Teile mit einer an das Mauerwerk des Kessels anschließenden Betonschüttung umgeben wird.

#### Brunnen für andauernden Betrieb (Wasserwerksbrunnen).

An Stelle der zeitweisen Wasserentnahme bei Hausbrunnen tritt bei den Wasserwerksbrunnen ein andauernder Betrieb, der sich mindestens auf Stunden, oft aber auf den größeren Teil des Tages erstreckt. Infolge dieser stärkeren Entnahme wird der ursprüngliche Wasserspiegel des Brunnens um ein gewisses Maß gesenkt und es bildet sich in der umgebenden wasserführenden Schicht diejenige Absenkungsfläche, welche in § 11 des ersten und in § 2 dieses Kapitels näher besprochen ist. Aus der Form dieser Fläche, bzw. aus derjenigen ihrer Schnittlinien geht hervor, daß nach erfolgtem Eintritt eines Beharrungszustandes das Wasser der oberen Schichten dem Brunnen zufließt, auch wenn der Mantel desselben völlig dicht ist; sofern es sich also um den Ausschluß dieses Wassers handelt, sind die für Hausbrunnen angegebenen Vorkehrungen hier ohne Erfolg. Man hat deshalb besondere Veranlassung, Wasserwerksbrunnen, welche zur Versorgung von Städten dienen sollen und aus einer in der Nähe der Oberfläche liegenden Schicht gespeist werden, an solchen Stellen anzulegen, an welchen das Eindringen von Verunreinigungen in den Boden in weiter Umgebung ausgeschlossen ist.

Die Entnahme aus Wasserwerksbrunnen erfolgt durch Pumpwerke, welche fast immer durch mechanische Kraft betrieben werden und bezüglich ihrer allgemeinen Anordnung in Kapitel V besprochen sind. Da die entnommene Wassermenge diejenige eines Hausbrunnens meistens vielfach übertrifft, so ist es selbstverständlich, daß sich nach der größeren Bedeutung des Brunnens auch die Ausführung richten muß. Ein grundsätzlicher Unterschied in der Ausführung ist aber nicht vorhanden, sodaß diese für beide Brunnenarten zusammen besprochen werden kann.

<sup>49)</sup> Wegen weiterer Mittel zum Abschluß des oberen unreinen Grundwassers siehe Chambrelent. Assainissement des landes de Gascogne. Ann. des ponts et chaussées 1878, II. S. 157. Das Grundwasser steht in dem betreffenden Landstrich 1,2 m unter dem Boden und enthält in den oberen Schichten 0,34 g organische Beimengung im Liter, während das Wasser eines 4 m tiefen Brunnens nach Abschluß der oberen Schichten (bei kleinen Entnahmen) nur noch 0,002 g aufwies.

## Gemauerte Brunnen.

Die gemauerten Brunnen zerfallen in solche mit dichtem und in solche mit durchlässigem Mantel; doch hat diese Verschiedenheit keinen Einfluß auf die Art und Weise, wie das Herunterführen des Brunnens bis zu der beabsichtigten Tiefe erfolgt. Dies geschieht im wesentlichen

- a. durch Aushub des Bodens bis zur ganzen Tiefe unter Trockenhaltung der Baugrube mittels Wasserschöpfung,
- b. durch Senken des unteren Teiles,

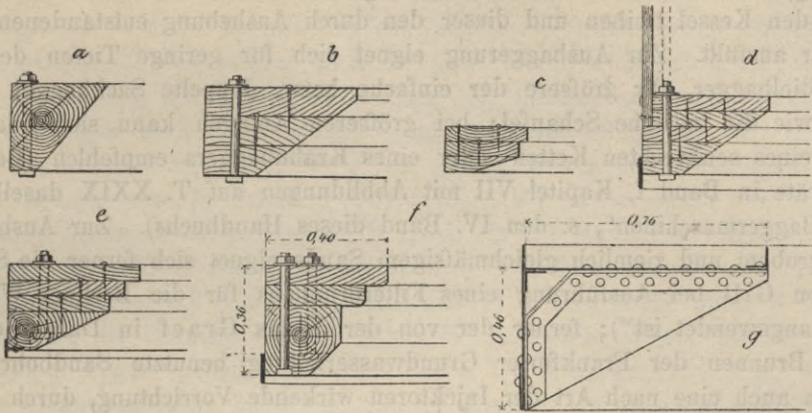
und zwar ist die Auswahl unter diesen beiden Arten der Herstellung je nach der Bodenbeschaffenheit, der Höhenlage des Grundwassers und nach der beabsichtigten Tiefe des Brunnens zu treffen.

a. Bei der Ausführung in einer wasserfrei gehaltenen Baugrube handelt es sich zunächst um Herstellung eines Schachtes, welcher gegen den Erddruck durch Absteifung gesichert wird. Die Art dieser Absteifung ist die nämliche, wie sie in Kapitel VIII für die Schächte der Entwässerungskanäle bzw. in § 63 und 65 des IX. Kapitels des ersten Bandes (2. Aufl.) für die Schachtzimmerung dargestellt ist. Eine solche Ausführung, welche mit Rücksicht auf den Kostenpunkt nur bei mäsigem Wasserzudrang und nicht zu großer Tiefe unter dem Grundwasserspiegel zu empfehlen ist, hat den Vorteil, daß mit der fortschreitenden Aufmauerung des Mantels die Hinterfüllung desselben sorgfältig vorgenommen werden kann und daß sie gleichzeitig ein genaues Urteil über die Beschaffenheit der durchfahrenen wasserführenden Schicht zuläßt; sie ist deshalb vorzugsweise für Hausbrunnen geeignet. Mit Rücksicht auf das andringende Wasser wird es meistens nötig, die unterste Schicht nicht unmittelbar auf den Boden, sondern auf eine Bohlenunterlage bzw. auf einen weiter unten besprochenen Brunnenkranz zu versetzen.

b. Senken des Brunnens. Soll ein Brunnen abgesenkt werden, so wird die Baugrube bis auf den Grundwasserstand oder bis in mäsiges Tiefe unter denselben hinabgeführt; alsdann beginnt man mit der Aufmauerung des Brunnenkörpers und mit der Versenkung desselben in die wasserführende Schicht. Diese Absenkung ist nicht verschieden von derjenigen, welche bei den zu Gründungszwecken dienenden Brunnen üblich und im VII. Kapitel des ersten Bandes dieses Handbuchs, § 27 näher beschrieben ist. Es sei deshalb hier nur kurz bemerkt, daß der Mantel des Brunnens stets eine ringförmige Unterlage, den sog. Brunnenschling, Brunnenkranz oder Brunnenschuh erhält, welche den Zusammenhang des Mauerwerks während des Senkens sichert. Der Kranz bekommt einen mehr oder weniger keilförmigen Querschnitt und wird entweder in Holz mit oder ohne Eisenverstärkung oder in Eisen hergestellt. Die am meisten üblichen Anordnungen hölzerner Kränze sind an der angegebenen Stelle mitgeteilt und in Fig. 50 *a-f* wiederholt; Fig. 50 *g* stellt ein Schling aus Eisen dar; in Fig. 51 findet sich ein solches aus zwei Bohlenlagen mit eiserner Schneide für einen 3,1 m weiten Brunnen; eine andere Herstellungsart in Eisen ist aus Fig. 72 ersichtlich. Die Breite der Kränze ist meist gleich der des Mauerwerks; ist dieses besonders stark, so findet sich auch wohl die Anordnung, daß der Kranz schmaler genommen und der Mantel nach innen ausgekragt wird.

Um den beim Versenken auftretenden Zufälligkeiten Rechnung zu tragen und den Mantel gegen ein Zerreißen infolge von ungleichmäßigem Setzen zu sichern, empfiehlt es sich, das Mauerwerk mit dem Brunnenkranz durch aufgehende Anker zu ver-

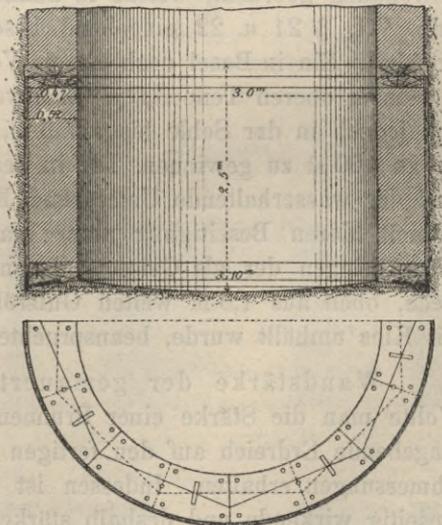
Fig. 50. Verschiedene Formen von Brunnenkränzen. M. 1:25.



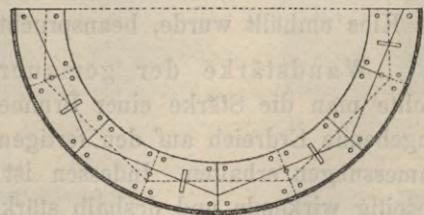
binden. Diese bestehen aus vier oder mehr Rundeisen von 2—4 cm Stärke, welche an dem Kranz durch Splinte oder Schraubbolzen befestigt und bei Hochführung des Mantels mit vermauert werden. Die Befestigung im Mauerwerk geschieht durch Splinte (Fig. 93 a in Kap. V) und durch Verschraubung auf Zwischenkränzen oder Platten (Fig. 72), welche in etwa 2 m Abstand eingelegt werden. Der Zwischenkranz in Fig. 51 dient zur Befestigung einer auf den Schling sich stützenden Bretterschalung, welche durch Bildung einer glatten Außenfläche das Senken erleichtern soll. Ein anderes Mittel zur Verminderung der Reibung des Bodens an den Aufsenwänden besteht in der Herstellung eines glatten Putzes, sowie darin, daß der Brunnen in seinem unteren Teile oder in der ganzen zum Senken bestimmten Höhe nach oben etwas verjüngt wird, weil sich hierdurch bei manchen Bodenarten ein freier Raum zwischen dem Mantel des Brunnens und dem Erdreich bildet. Bei leicht nachgebendem Boden erreicht man diesen Zweck aber nicht, und wenn es sich um Fernhaltung des Wassers aus den oberen Bodenschichten handelt, so ist von diesem Mittel entschieden abzuraten.

Das Niedersinken des Brunnens ist die Folge der Entfernung des Bodens unter dem Brunnenkranz, welche durch einfaches Ausgraben vorgenommen wird, so lange das Wasser noch ausgeschöpft oder ausgepumpt werden kann und ein Ausspülen der Fugen beim Zudringen desselben nicht zu befürchten ist. Bei zu starkem Wasserzudrang muß man zur Baggerung übergehen, welche sich bei den hier meist in Frage kommenden lockeren Bodenarten und mälsiger Weite des Kessels auf die Mitte des Brunnens beschränken kann; nur wenn dieser anfangen sollte, nach einer Seite überzuhängen, ist die Aushebung mehr auf der gegenüberliegenden Seite vorzunehmen. Besteht der Boden aus

Fig. 51. Sammelbrunnen mit dichtem Mantel. M. 1:75. Durchschnitt.



Halber Grundriß des Brunnenkranzes.



sehr feinem Sande, so ist ein Senken unter Anwendung von Wasserschöpfung fast immer ohne Erfolg, weil die in den Brunnen eindringenden Wasserfäden den feinen Sand von außen in den Kessel treiben und dieser den durch Aushebung entstandenen Raum sofort wieder ausfüllt. Zur Ausbaggerung eignet sich für geringe Tiefen der schaufelähnliche Stielbagger, für größere der einfache bzw. doppelte Sackbagger oder Sackbohrer, sowie die indische Schaufel; bei größeren Anlagen kann sich auch die Anwendung eines senkrechten Ketten- oder eines Krabnbaggers empfehlen (Beschreibung dieser Geräte in Band I, Kapitel VII mit Abbildungen auf T. XXIX daselbst und im Kapitel „Baggermaschinen“, s. den IV. Band dieses Handbuchs). Zur Aushebung von nicht zu grobem und ziemlich gleichmäßigem Sande eignet sich ferner die Sandpumpe, welche von Gill bei Ausführung eines Filterbrunnens für die Berliner Wasserwerke (Fig. 52) angewendet ist<sup>50)</sup>; ferner der von der Firma Graef in Darmstadt bei den größeren Brunnen der Frankfurter Grundwasserleitung benutzte Sandbohrer<sup>51)</sup>, unter Umständen auch eine nach Art der Injektoren wirkende Vorrichtung, durch welche der Sand durch Anwendung von Druckwasser in halbflüssiger Form gefördert wird<sup>52)</sup> (T. XXIX, F. 7 in der zweiten Abteilung von Band I).

Bei größeren Ausführungen empfiehlt es sich, den Brunnenkörper unter Benutzung der oben erwähnten Anker an einem festen Gerüst aufzuhängen. Mit Hilfe von Schrauben, deren Muttern sich gegen das Gerüst stützen, wird dann der Brunnen allmählich hinabgelassen. Weil die Wirksamkeit des Gewichtes des im Wasser eingetauchten Teils des Brunnens durch den Auftrieb vermindert wird und weil infolge des Erd drucks eine starke Reibung an den Außenseiten des Brunnens entsteht, so ist bei größeren Tiefen eine kräftige Belastung des Brunnens (etwa durch Eisenbahnschienen) erforderlich.

In neuerer Zeit ist auch in einzelnen Fällen das Senken mittels Prefsluft zur Anwendung gebracht, welche in ähnlicher Weise erfolgt, wie die in Band I (2. Aufl.), Kap. VII, § 21 u. 22 eingehend beschriebene Gründung von Brücken Pfeilern mittels Prefsluft. Ein in Basel nach diesem Verfahren abgesenkter Brunnen hat bei 10 m Tiefe in seinem oberen Teile 1,5 m Lichtweite; der 4 m hohe kegelförmige Fuß erweitert sich jedoch in der Sohle bis auf 5 m, um die nötige Eintrittsfläche für eine Entnahme bis zu 100 sl zu gewinnen. Die in Rede stehende Art der Senkung wurde hier gewählt, weil der wasserhaltende Untergrund Kies mit sehr festen Einlagerungen von Nagelfluh enthielt, deren Beseitigung unter Wasser zu schwierig gewesen sein würde.<sup>53)</sup> Das Niederbringen der als Caisson dienenden inneren Brunnenwand, die unten aus Eisenblech, oben aus 1,5 m weiten Gußröhren hergestellt war und dann ummauert bzw. mit Kies umhüllt wurde, beanspruchte nur 26 Tage.

Wandstärke der gemauerten Brunnen. a. Undurchlässige Wände. Wollte man die Stärke einer Brunnenwand nach dem Druck berechnen, welchen das umgebende Erdreich auf den fertigen Brunnen ausübt, so würde man nur sehr geringe Abmessungen erhalten. Indessen ist zu berücksichtigen, daß sich bei der Ausführung einseitig wirkende und deshalb stärkere Beanspruchung hervorrufende Seitenkräfte nicht

<sup>50)</sup> Deutsche Bauz. 1871, S. 110.

<sup>51)</sup> Tecklenburg. Handbuch der Tiefbohrkunde, Band I. Leipzig 1886. S. 100.

<sup>52)</sup> The Engineer 1869, S. 28. — Deutsche Bauz. 1875, S. 33.

<sup>53)</sup> R. Frey. Bericht über den Versuchsbrunnen auf der Waisenhausmatte in Basel. Basel 1879, und Lueger a. a. O. III. S. 507.

vermeiden lassen; auch muß der Brunnen entweder ein zum Herabsinken ausreichendes Gewicht besitzen oder im stande sein, die aufgebrachte Belastung mit Sicherheit zu tragen. Demgemäß wird bei Verwendung von Ziegeln die Brunnenwand selten schwächer als 1 Stein hergestellt; ein solches Maß ist auch schon erforderlich, um den oberen Teil gegen Einwirkung des Frostes zu sichern. Im übrigen schwankt die Wandstärke ausgeführter Anlagen in ziemlich weiten Grenzen; beispielsweise hat der durch Preßluft abgesenkte Brunnen für Albi (Fig. 55) in seinem oberen undurchlässigen Teile trotz der Eisenbekleidung eine Mantelstärke von 0,75—0,875 m bei einem Durchmesser von 1,25 m erhalten, während die gemauerten Brunnen für die Mannheimer Wasserleitung bei 3 m Weite und 11 m Tiefe nur 1 Stein stark sind. Der Sammelbrunnen für das Wasserwerk Hannover hat bei 6,3 m unterer Weite und 11 m Manteltiefe unten 3 Stein, oben  $2\frac{1}{2}$  Stein Stärke; die Brunnen für die Kölner Wasserleitung, welche bis auf 8 m unter Null des Kölner Pegels gehen, haben bei 5,5 m Durchmesser unten 1 m, oben 0,8 m Wandstärke. Eine größere Zahl ausgeführter Brunnen in Ziegelmauerwerk hat annähernd die Wandstärke  $0,1 d + 0,1$  m, wenn  $d$  die Lichtweite des Brunnens in m bezeichnet und wenn man die sich ergebenden Werte auf die nächste halbe Steinstärke nach oben abrundet. Dieses Maß genügt für Tiefen, bis zu denen man gemauerte Brunnen auszuführen pflegt (etwa 20 m); eine Abnahme der Stärke bis auf 1 Stein ist nur für den oberen Teil zu empfehlen, in welchen die senkrecht aufgehenden Anker nicht mehr hineinreichen. — Erfolgt die Ausführung mit vorher geformten und gut erhärteten Ringen aus Cementbeton (in welchen die Löcher für die Anker auszusparen sind), so kann die Stärke geringer werden, während sie bei Bruchsteinmauerwerk und bei dem an Ort und Stelle hergestellten Stampfbeton etwas zu vergrößern ist.

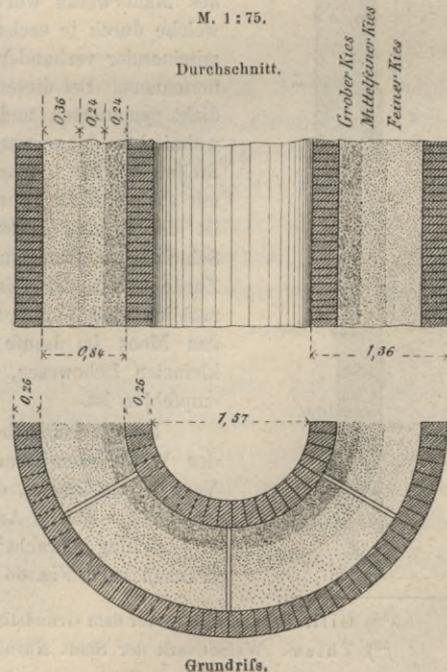
b. Durchlässige Wände. Bei Anwendung von Ziegelmauerwerk werden durchlässige Wände entweder aus Lochsteinen oder durch teilweise Ausführung des Mauerwerks mit offenen Stosfugen hergestellt. Letzteres geschieht meist in der Art, daß einzelne Ringe aus dichtem mit solchen aus durchlässigem Mauerwerk abwechseln; doch kann die Ausführung unbedenklich in ganzer Höhe der wassergebenden Schicht durchlässig erfolgen, sobald die Lagerfugen guten Mörtel erhalten und das Absenken erst nach ausreichender Erhärtung desselben vorgenommen wird. Ist der Grundwasserträger von grobkörniger Beschaffenheit, so bedarf es keiner besonderen Vorkehrungen, um das Eindringen von Sand in die Fugen zu verhindern; diese sind aber nötig, wenn der Brunnen das Wasser aus Schichten entnimmt, welche ausschließlich oder zum Teil feinen Sand enthalten. Solche Vorkehrungen bestehen namentlich in der schon bei den Sammelleitungen wiederholt erwähnten Anordnung von Schichten verschiedener Korngröße (Sandsperrn), welche den Brunnen dergestalt umgeben, daß die feinkörnige Schicht dem Grundwasserträger zugekehrt ist.

Fig. 52.

Mantel des Filterbrunnens auf dem Grundstück der Stralauer Wasserwerke zu Berlin.

M. 1 : 75.

Durchschnitt.



Grundriß.



in der Figur angedeutete Verbindung zwischen Sammelrohr und Brunnen ist U-förmig gestaltet und bis zur Oberfläche verlängert, um dasselbe spülen zu können.

Die Herstellung von Einlaßöffnungen ist bei dem in Fig. 55 dargestellten Brunnen aus Beton durch Einfügen von 8 cm weiten Röhren geschehen. Derselbe steht mit seinem unteren Teile in grobem Kies am Ufer des Tarn-Flusses und hat den Zweck, das Wasser desselben in gefiltertem Zustande bezw. eine Mischung von gefiltertem Fluß- und Grundwasser zu liefern. Seine Ergiebigkeit beträgt 60 sl bei 50 cm Absenkung des Wasserspiegels; die Kosten stellten sich einschl. Saugerohr auf 14 000 M.<sup>56)</sup>

Das Eindringen von feinem Sande ist nach der unten angeführten Quelle<sup>57)</sup> ferner dadurch zu verhindern gesucht, daß besondere, mit Kiesschichten verschiedener Korngröße gefüllte Formstücke von der Stärke der Brunnenwandungen in diese eingesetzt und mit versenkt werden. Der dieser Anordnung zu Grunde liegende Gedanke ist beachtenswert und dürfte eine weitere Ausbildung verdienen.

**Sohle der gemauerten Brunnen.** Die Sohle ist ebenso wie die Wandung der Brunnen gegen den feinen Sand zu schützen. In dieser Beziehung ist zu beachten, daß in der Sohle der Brunnen mit dichtem Mantel die Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers keineswegs gleichmäßig ist, vielmehr an den zur Quellenbildung neigenden Stellen oft erheblich über den Durchschnitt hinausgeht. Nachfolgende Zusammenstellung (aus Thiem. Wasserwerk der Stadt Nürnberg. Leipzig 1879) ergibt den Zusammenhang zwischen Korngröße und derjenigen nach aufwärts gerichteten Geschwindigkeit, bei welcher das Korn eben schwebt, sich also weder hebt, noch senkt.

Korngröße:	0— $\frac{1}{4}$	$\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$ —1	1—2	2—3 mm
Geschwindigkeit:	0—0,029	0,035—0,069	0,075—0,096	0,110—0,170	0,179—0,82 m i. d. Sek.

Gill (a. a. O.) findet durch Rechnung für 1,6 mm große Körner 0,12 m i. d. Sek. Die auf einer feinsandigen Sohle herzustellenden Filterschichten sind unter Zugrundelegung dieser Werte entsprechend abzustufen; doch empfiehlt es sich, die unteren Schichten nicht so schwach zu wählen, wie in Fig. 54, weil es schwer ist, dünne Schichten unter Wasser genau einzuebnen. — Ferner ist das Mundstück des Saugerohrs nicht zu nahe über der Sohle anzubringen, weil sonst leicht ein Aufwühlen derselben eintritt; der Abstand, welcher unter gewöhnlichen Verhältnissen nicht unter 1 m betragen sollte, wird am besten durch Versuche bestimmt.

#### Eiserne Brunnen.

Während die Verwendung von Eisen sich ursprünglich auf Brunnen kleinen Durchmessers beschränkte, ist man im Laufe der Zeit zu größeren Abmessungen übergegangen. Bei diesen pflegt man Gufseisen zu verwenden, dagegen die eigentlichen Rohrbrunnen aus Schmiedeseisen herzustellen. Ein weiterer Unterschied zwischen weiten und engen eisernen Brunnen liegt darin, daß erstere, von denen zunächst die Rede sein soll, in ähnlicher Weise abgesenkt werden, wie die gemauerten, während bei den letzteren hauptsächlich das Eintreiben durch Einrammen und Bohren Anwendung findet.

#### Eiserne Schachtbrunnen.

Größere Brunnen mit Eisenmantel oder eiserne Schachtbrunnen haben vor den gemauerten den Vorzug, daß das Verhältnis der Durchgangsöffnungen zur Gesamfläche ein größeres sein kann, weil sich die Schlitzte dicht nebeneinander anbringen lassen. Der Durchmesser kann deshalb bei der nämlichen Leistung kleiner sein, wodurch zugleich das Absenken erleichtert wird; ferner können die Schlitzte eher rein gehalten werden, als die Fugen und Öffnungen des Mauerwerks. Derartige Brunnen werden aus

<sup>56)</sup> Ann. des ponts et chaussées 1886, II. S. 750.

<sup>57)</sup> Engineering News 1891, II. S. 52.

gufeisernen Ringen (*Tubbings*) bis zu 4 m Weite und darüber hergestellt und sind in den letzten Jahren in größerer Ausdehnung zur Verwendung gekommen. Hierzu mag neben den genannten Vorzügen auch die bequemere Art der Herstellung, das Fortfallen der Verankerung und der raschere Fortschritt der Arbeiten, sowie der Umstand beigetragen haben, daß die Preise für eiserne Brunnen allmählich niedriger geworden sind und sich in manchen Fällen nicht höher stellen, als diejenigen eines gemauerten Brunnens von gleicher Leistungsfähigkeit. Ein Nachteil eiserner Schachtbrunnen besteht in der Bildung von Rost, welche jedoch bei der Entnahme größerer Wassermengen nicht ins Gewicht fällt. — Das Absenken erfolgt in gleicher Weise wie bei den gemauerten Brunnen durch Ausbaggerung oder durch eine der Methoden, welche in Kapitel VII, Band I für die Mäntel guf eiserner Röhrenpfiler angegeben sind.

Fig. 56.

Brunnen zu Mühlhausen i. E. M. 1:160.

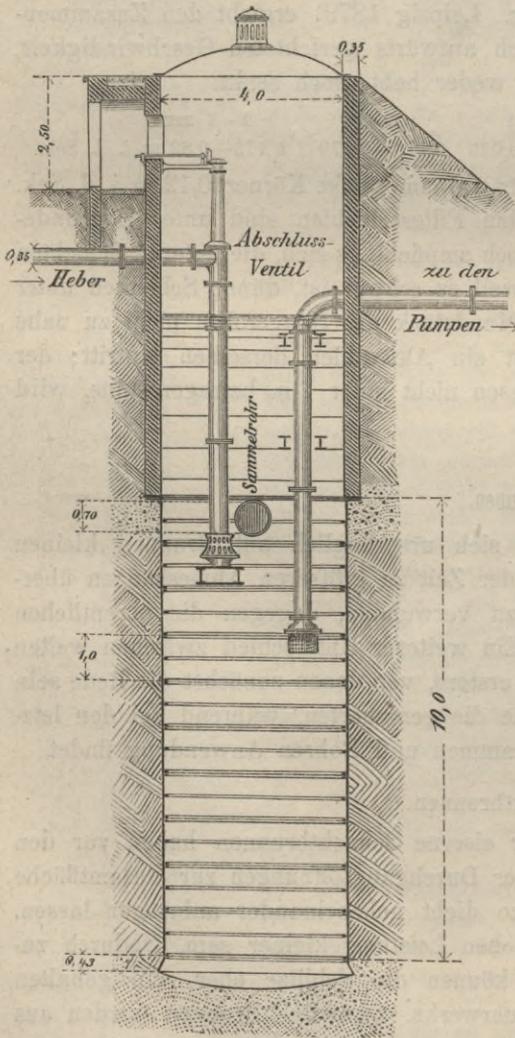
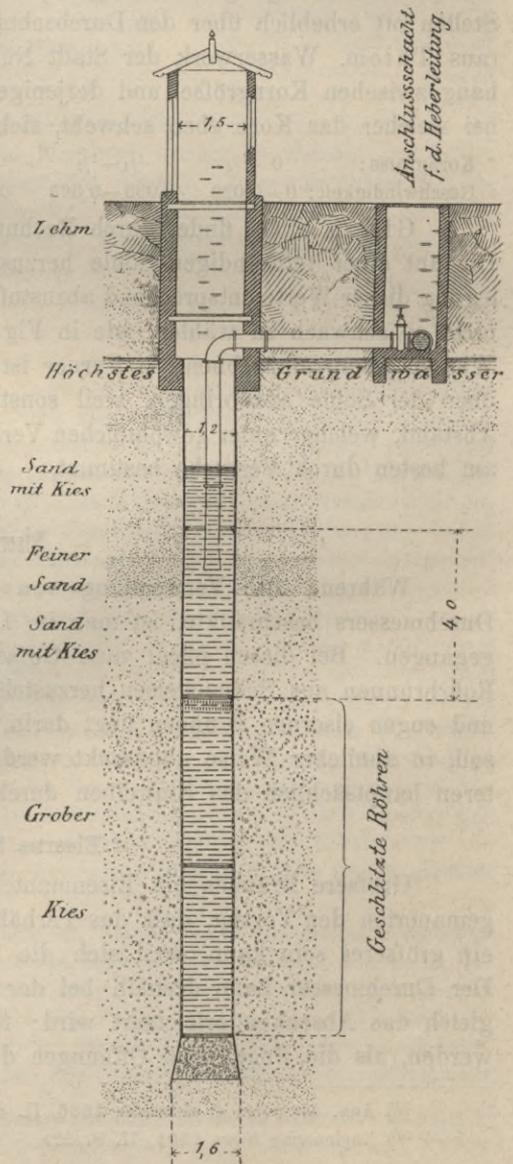


Fig. 57.

Brunnen für das Krefelder Wasserwerk. M. 1:180.



Als Beispiel einer solchen Anlage ist in Fig. 56 ein in Mülhausen i. E. ausgeführter Brunnen<sup>58)</sup> von 4 m Lichtweite dargestellt, welcher bis zu der 18 m tief liegenden wasserführenden Schicht abgesenkt ist. Derselbe besteht in seinem unteren Teile aus zehn aufeinandergeschraubten, 1 m hohen und 35 mm starken gufiseisernen Ringen, welche jedoch keine Schlitzlöcher oder Durchlaßöffnungen erhalten haben, sodaß das Wasser aus der mehr als 30 m starken Kiesschicht nur durch die Sohle in den Brunnen tritt. Außerdem wird der Brunnen durch ein 8,70 m tief liegendes Sammelrohr von 100 m Länge gespeist, welches das Wasser von einer anderen, höher liegenden Schicht zuführt. Der Brunnen ist durch eine Heberleitung mit einem zweiten verbunden, welcher gleichfalls durch ein Sammelrohr gespeist wird, das Wasser aus der Tiefe aber durch ein mit Schlitzlöchern versehenes Rohr bezieht. Beide Brunnen, welche in ihrem oberen Teile aus Mauerwerk hergestellt sind, versorgen die etwa 70 000 Einwohner zählende Stadt und vermögen bis zu 215 sl zu liefern; die Absenkung in dem großen Brunnen beträgt dann rund 3 m. Die Kosten des großen Brunnens haben 114 000, die des kleinen 54 000 M. einschließlich der Sammelanlage betragen.

Zwei eiserne Schachtbrunnen von 4 m Weite sind ferner — neben zwei gemauerten von gleichem Durchmesser — für die Gewinnungsanlage des Wasserwerks Elberfeld ausgeführt; ebenso wurden für die Erweiterung des Wasserwerks der Stadt Hannover neun Brunnen von je 3 m Durchmesser hergestellt, welche in ihrem unteren Teile aus fünf je 1,2 m hohen und teilweise geschlitzten gufiseisernen Ringen, in ihrem oberen aus Mauerwerk bestehen. Auch bei verschiedenen anderen Anlagen findet man den oberen Teil des Brunnens in gewöhnlicher Art aus Mauerwerk, den unteren dagegen aus Eisen hergestellt. Eine solche Teilung scheint gerechtfertigt, wenn das Mauerwerk billiger ist und man sich gleichwohl die oben erwähnten Vorteile des eisernen Schachtes zu Nutzen machen will.

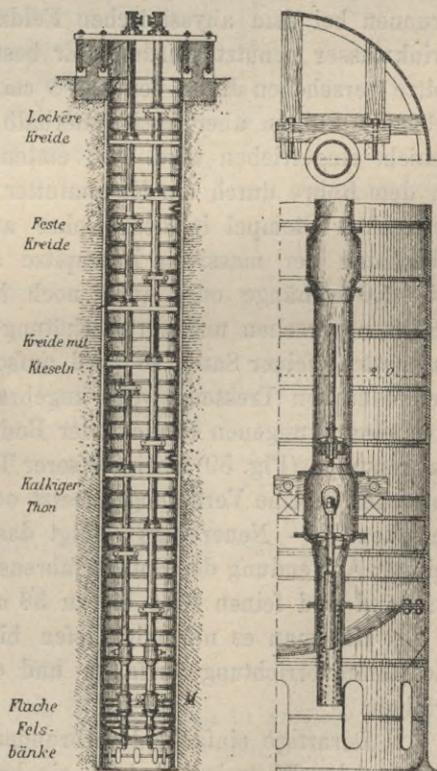
Fig. 57 zeigt einen von Gad für das neue Wasserwerk in Krefeld ausgeführten eisernen Schachtbrunnen von 1,2 m Lichtweite, welcher aus Röhren von 4 m Baulänge zusammengesetzt ist; hierbei haben die beiden untersten, welche das Wasser aus einer Schicht von grobem Kies entnehmen, 10 cm lange und 8 mm breite Schlitzlöcher erhalten. Die Röhren wurden in den Boden gepreßt und zwar diente der bis auf das Grundwasser reichende, zu Beginn der Arbeiten aufgeführte Schacht aus Mauerwerk zum Unterbringen der Pressvorrichtung. Letztere bestand aus zwei Wagenwinden, welche auf ein Röhrenbündel am Kopfe des Rohrschachtes aufgesetzt wurden und denen als Stützpunkt ein fest in das Mauerwerk eingespannter Balken diente. Zur Erleichterung des Einpressens war ein gufiseiserner Schuh angebracht, dessen geschärfter Rand sich bis auf 1,6 m erweiterte. Diese Erweiterung hatte den Zweck, eine Umhüllungsschicht von geschüttetem Kies aufzunehmen, welche mit dem Tieferücken der Röhren nachgefüllt wurde; diese Schicht sollte weniger als Filter dienen, vielmehr die Außenwand des Brunnenmantels vor der Berührung mit thonhaltigen Schichten schützen, da diese infolge ihrer Zähigkeit fest haften und dadurch das Einpressen erschwerten.

Die Aushebung des Bodens im Innern des Schachtes geschah durch Sackbohrer; nach erfolgter Beseitigung des Bodens wurde der Schuh mit reinem Kies ausgefüllt. Für die Wasserversorgung der Stadt dienen 17 derartige Brunnen von 16—28 m Tiefe mit einem durchschnittlichen Abstände von 150 m, welche das Wasser an eine 30 cm starke Heberleitung abgeben. Die Verbindung zwischen dieser und den Brunnen erfolgte durch Kupferrohre, um bei etwaigem Setzen des Brunnens keinen Bruch herbeizuführen.<sup>59)</sup>

Der in Fig. 58 dargestellte Brunnen wurde für die Wasserversorgung der Gegend von Lille entworfen; der-

Fig. 58.  
Gufiseiserner Brunnen in der Gegend von Lille.

Durchschnitt. M. 1:400. Anordnung bei M. M. 1:100.



<sup>58)</sup> Nouv. ann. de la construction 1887, S. 19.

<sup>59)</sup> E. Gad. Tiefbohrungen für die Wasserversorgung in Krefeld. Gesundheits-Ingen. 1889, S. 457. — Weitere Beispiele von Brunnen, die durch Einpressen von Röhren hergestellt wurden, siehe Tecklenburg. Handbuch der Tiefbohrkunde, Band IV. Leipzig 1890. S. 49.

selbe gelangte zwar nicht zur Ausführung, verdient aber gleichwohl Beachtung durch die zu Grunde liegende Idee. Der Boden ist derart, daß der Schacht nicht sofort einer Auskleidung bedarf. Um die letztere, die sog. Cuvelage, ohne große Kosten zu versenken, ist unten im Brunnen ein wasserdichter Abschluß von der Form eines Kugelabschnitts angebracht, durch welchen zwei später als Pumpen zu benutzende Rohre treten. Hierdurch wird erreicht, daß der nach und nach aufgebaute Brunnenkörper anfangs auf dem Wasser schwimmt und sich erst dann langsam senkt, wenn Wasser in den Raum oberhalb des Abschlusses eingelassen wird. Der rechtsseitige Teil der Figur zeigt die Anordnung der tief eingebauten Pumpen, welche das aus den Spalten des Felsbodens zufließende Wasser heben sollten.

### Rohrbrunnen.

Die Rohrbrunnen treten nicht selten in Verbindung mit Schachtbrunnen, viel häufiger aber als selbständige Anlagen von großer Leistungsfähigkeit auf. Vor den Schachtbrunnen haben sie den Vorteil, daß sich größere Tiefen leichter erreichen und dadurch Bezugsquellen aufschließen lassen, welche sonst unbenutzt bleiben müßten. Trotz ihres meist kleinen Durchmessers ist ihre Ergiebigkeit eine verhältnismäßig große, da nach den Untersuchungen in § 2 der Brunnendurchmesser keinen erheblichen Einfluß auf dieselbe ausübt. Dieser Umstand hat in Verbindung mit der Thatsache, daß das Absenken tiefer Bohrlöcher in den letzten Jahren wesentlich ausgebildet und dadurch wohlfeiler geworden ist, sehr zur Ausbreitung der Rohrbrunnen beigetragen.

**Rammbrunnen.** Die einfachste Form des Rohrbrunnens ist der Rammbrunnen, auch amerikanischer oder Norton- oder Abyssinierbrunnen genannt, weil seine Ausführung zuerst in Amerika erfolgt und dann von Norton weiter ausgebildet ist, worauf diese Brunnen bei dem abyssinischen Feldzuge (1869) in großer Zahl zur Gewinnung von Trinkwasser benutzt wurden. Er besteht aus einem schmiedeisernen, unten mit Stahlspitze versehenen Rohr von 3—8 cm Weite, welches durch ein meist außerhalb, bei größeren Röhren aber auch innerhalb laufendes Rammgewicht bis in die wasserführende Schicht eingetrieben wird. Im ersten Falle wirkt der durchlochte Rammbar auf den an dem Rohre durch ein Klemmfutter befestigten Rammkopf, im zweiten wird ein langgestreckter Stempel in dem Rohre auf- und abbewegt, wobei sein Stahlkopf auf die Oberkante der massiven Rohrspitze aufschlägt. Der untere Teil des Rohres ist auf 0,5—1,0 m Länge oder auch noch höher hinauf mit 3—6 mm weiten Löchern oder Schlitzfenstern versehen und zur Verhütung des Rostens verzinkt; befindet sich an der Entnahmestelle feiner Sand, so wird außerdem ein Überzug von Kupfer- oder Messingdrahtsieb oder von Tressengewebe angebracht. Die Entnahme erfolgt nach Entfernung des etwa eingedrungenen Sandes oder Bodens bis auf 8 m Hubhöhe durch eine gewöhnliche Saugpumpe (Fig. 59); bei größerer Tiefenlage des Grundwasserspiegels wird die Pumpe entweder in eine Vertiefung gesetzt oder mit einem tiefliegenden Kolben (Fig. 48, rechts) versehen.<sup>60)</sup> — Neuerdings erfolgt das Eintreiben der Rammbrunnen auch unter gleichzeitiger Anwendung des Spülverfahrens<sup>61)</sup>, wodurch dieselben im Thonboden bis zu 20 m, im Sand und feinen Kies bis zu 38 m Tiefe eingetrieben wurden.

Hat man es nur mit Tiefen bis zu 6 m und weichem Boden zu thun, so kann die Rammvorrichtung fortfallen und die Herstellung des Brunnens durch Einschrauben erfolgen.

Derartige einfache Rohrbrunnen eignen sich hauptsächlich für Voruntersuchungen und für den Wirtschaftsbedarf; sie haben vor den gemauerten Hausbrunnen den bereits

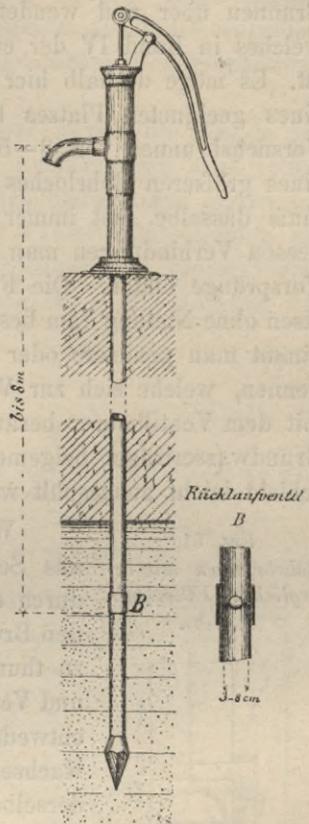
<sup>60)</sup> Sonne. Über Ausführung und Erfolg von Rohrbrunnen. Zeitschr. f. Baukunde 1880, S. 412. — Tecklenburg a. a. O. II. S. 15, 72. Siehe ferner Kap. XII des vierten Bandes dieses Handbuchs (1. Aufl.).

<sup>61)</sup> Gesundh.-Ing. 1889, S. 457.

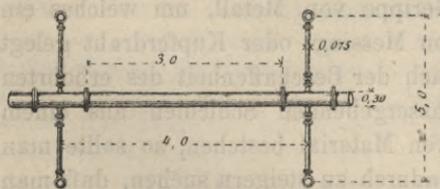
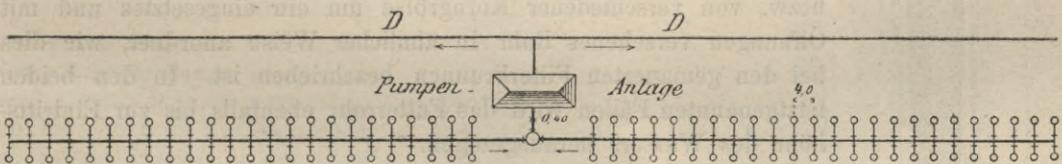
erwähnten Vorzug, daß das gewonnene Wasser nicht mit der Luft in Berührung gekommen ist und demnach auch keine Entwicklung von Keimen stattgefunden hat; ferner ist es viel leichter, den verunreinigenden Zufluß aus den oberen Schichten fern zu halten. Da ihre Ergiebigkeit schon bei 3 cm Weite dauernd 0,7 sl und bei 7,5 cm Durchmesser 2,5 sl oder noch mehr betragen kann, werden sie aber auch zu weitergehenden Zwecken mit Nutzen verwandt. Beispielsweise bezog schon 1868 die Brauerei von Allsopp in Burton 2800 cbm täglich aus 30 gekuppelten Brunnen von 7,5 cm Durchmesser und 9 m Tiefe und die Stadt Carmathen in Wales erhielt etwas später ihren Bedarf von 11 bis 12 sl aus 10 Stück 5 cm weiten Rammbrunnen. Die bemerkenswerteste Wassergewinnungsanlage dieser Art ist die der Stadt Brooklyn, welche seit 1885 täglich gegen 84000 cbm Grundwasser aus den in mäfsiger Tiefe liegenden wasserführenden Schichten von Long-Island mittels 5 cm weiten Brunnen bezieht, welche von der Firma Andrews & Co. in vier Gruppen nach Art der Fig. 60 ausgeführt sind. Das Wasser fließt durch zwei je 30 cm weite Saugleitungen dem Pumpwerk der Gruppe zu und wird von diesem durch die Druckleitungen *DD* weitergeschafft. Die Verbindung zwischen Brunnen und Saugleitung erfolgt durch 1,5 m lange und 7,5 cm weite Röhren. Jeder Brunnen liefert etwa 2,5 sl oder 230 cbm täglich und die Beschaffung von 1 cbm Tagesbedarf erforderte mit allen Nebenanlagen etwa 32 M.<sup>62)</sup>

Fig. 59. Rammbrunnen.

Ansicht. M. 1:25.



Lageplan.



Verbindung zwischen Brunnen und Saugrohr.

Fig. 60.

Gekuppelte Rohrbrunnen der Brooklyn Wasserwerke.

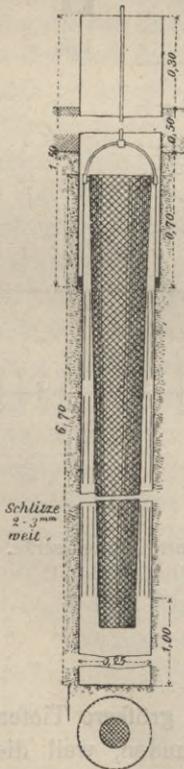
**Gebohrte Rohrbrunnen.** Das Einrammen von Rohrbrunnen in grössere Tiefen oder in sehr festen und dichten Boden ist mit Schwierigkeiten verbunden, weil die Röhre beim Einrammen leicht krumm werden und das Filter zu sehr leidet; auch ist

<sup>62)</sup> J. Meyer. Gekuppelte Röhrenbrunnen der Brooklyn Wasserwerke. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 288. — Sind die gemachten Zahlenangaben über die entnommene Wassermenge richtig, so erreicht die Geschwindigkeit in den Saugleitungen am unteren Ende den hohen Wert von 2 m i. d. Sekunde.

wegen des großen Widerstandes dies Verfahren nicht mehr am Platze, wenn es sich um Weiten von mehr als 8 cm handelt. In diesen Fällen geht man zum Bohren der Brunnen über und wendet dabei meistens das Seilbohr- oder Wasserspülverfahren an, welches in Band IV der ersten Auflage dieses Handbuchs, Kap. VII näher beschrieben ist. Es möge deshalb hier nur bemerkt werden, daß es sich empfiehlt, zur Ermittlung eines geeigneten Platzes bei zweifelhaften Bodenverhältnissen zunächst einen kleinen Versuchsbrunnen von 3—5 cm Weite herzustellen und erst dann mit der Ausführung eines größeren Bohrloches vorzugehen. Bei den hier in Frage kommenden Bodenarten muß dasselbe fast immer durch ein Futterrohr vor dem Einsturz geschützt werden, dessen Verbindungen man möglichst so anordnet, daß sich weder innen noch außen Vorsprünge bilden. Die Futterrohre werden bis zu 35 und 40 cm Weite aus Schmiedeeisen ohne Nietung (am besten durch Patentschweißung) hergestellt; bei größeren Weiten nimmt man genietete oder Gußröhren. Die Bohrproben lassen diejenigen Schichten erkennen, welche sich zur Wassergewinnung am besten eignen; hierbei sind jedoch die mit dem Ventilbohrer heraufgebrachten Proben mit Vorsicht zu beurteilen, weil der dem Grundwasserträger beigemengte feine Sand, sowie eine etwa vorkommende dünne Thonschicht leicht ausgespült wird und die Probe deshalb meistens zu günstig ausfällt.

Fig. 61.  
Rohrbrunnen mit beweglichem Filterkorb.

M. 1:25.



Wenn die Wassergewinnung aus zerklüftetem Gestein oder aus Schichten von grobem Korn stattfindet, so kann das Wasser durch die Sohle des Bohrlochs eintreten und dieses ohne weiteres den Brunnen bilden. Hat man es aber mit feinem Sande oder dergl. zu thun, so müssen besondere Vorkehrungen gegen die Versandung und Verschlammung des Brunnens getroffen werden. Dies geschieht entweder dadurch, daß man eine Schüttung aus Kies von allmählich wachsender Korngröße einbringt und das Rohr bis zur Oberkante derselben heraufzieht oder durch Einsetzen eines Filterkorbes (auch „Sauger“ genannt), durch welchen das Wasser treten muß oder endlich dadurch, daß man Filterschichten aus feinem Kies bezw. von verschiedener Korngröße um ein eingesetztes und mit Öffnungen versehenes Rohr in ähnlicher Weise anordnet, wie dies bei den gemauerten Filterbrunnen beschrieben ist. In den beiden letztgenannten Fällen wird das Futterrohr ebenfalls bis zur Eintrittshöhe des Wassers herausgezogen.

Die Filterkörbe bestehen aus einem durchlöcherten Eisen- oder Kupferrohre oder aus einem Gerippe von Metall, um welches ein ein- oder mehrfaches Gewebe von Messing- oder Kupferdraht gelegt ist, dessen Maschenweite sich nach der Beschaffenheit des erbohrten Sandes richtet. Wenn die wassergebenden Schichten aus einem Gemisch von feinem und größeren Material bestehen, so sollte man die Ergiebigkeit des Brunnens dadurch zu steigern suchen, daß man auf die Bildung eines natürlichen, den Korb umgebenden Filters hinwirkt. Dies geschieht schon einigermaßen durch geeignete Handhabung des Versuchsbetriebes (s. weiter unten), wird aber wesentlich befördert durch eine von Sonne<sup>63)</sup> angegebene und in Fig. 61

<sup>63)</sup> Sonne und Simons. Rohrbrunnen mit beweglichen Filterkörben. Darmstadt 1879. (Nicht im Buchhandel.) — Frühling. Brunnenanlage für Königsberg i. Pr. Wochenbl. f. Arch. u. Ingen. 1881, S. 42, 65.

dargestellte Anordnung, welche von Smreker bei den nachstehend beschriebenen Rohrbrunnen der Mannheimer Wasserleitung eine Vervollständigung erfahren hat. Besteht die wasserführende Schicht durchweg aus feinem Sande von nahezu gleicher Korngröße, so ist die Anordnung ringförmiger Filterschichten das einzige Mittel, der Versandung vorzubeugen und eine dauernde Ergiebigkeit zu erzielen.

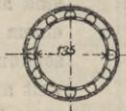
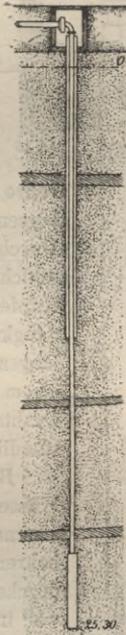
Die Durchgangsflächen für das zu entnehmende Wasser bezw. die Längen der Filterkörbe oder der gelochten Brunnenrohre sind bei älteren Ausführungen nicht selten zu knapp bemessen. Jene Fläche muß sich nach der für den betreffenden Boden zulässigen Durchgangsgeschwindigkeit richten und zwar giebt Fink<sup>64</sup>) für dieselbe als Grenze 0,2 bis 2 mm an. Bei dieser Annahme ergeben sich jedoch sehr große Werte (5 bis 0,5 qm Durchgangs- oder etwa 10 bis 1 qm Filterfläche für 1 sl), während die Erfahrung lehrt, daß die Geschwindigkeit ohne Nachteil größer sein kann, sofern größere Teile in der wasserführenden Schicht vorhanden sind. Der feine Sand wird dann aus derselben ausgespült und dadurch die Ergiebigkeit vergrößert; es muß aber in diesem Falle durch Anordnung eines sogenannten Sumpfes, sowie leichte Zugänglichkeit desselben dafür gesorgt werden, daß eine Entfernung des angesammelten Sandes von Zeit zu Zeit möglich ist.

Über Einzelheiten der Ausführung geben die nachfolgenden Beispiele näheren Aufschluß.

Bei den in Sand- und Kiesschichten stehenden Rohrbrunnen des Wasserwerks Potsdam (Fig. 62) schließt sich das 203 mm weite, aus Kupferblech hergestellte Saugerrohr an den Filterkorb an, welcher bei den älteren Brunnen 3 m, bei den neueren je nach Stärke der wasserführenden Schicht 6—8 m lang ist. Zur Herstellung desselben ist das Rohr der älteren Brunnen auf 3 m Länge mit Reihen von dicht gestellten, 12 mm weiten Löchern und mit 11 mm hohen Längsrippen versehen (Fig. 62); auf den Rippen liegt eine dreifache Lage von Metall-

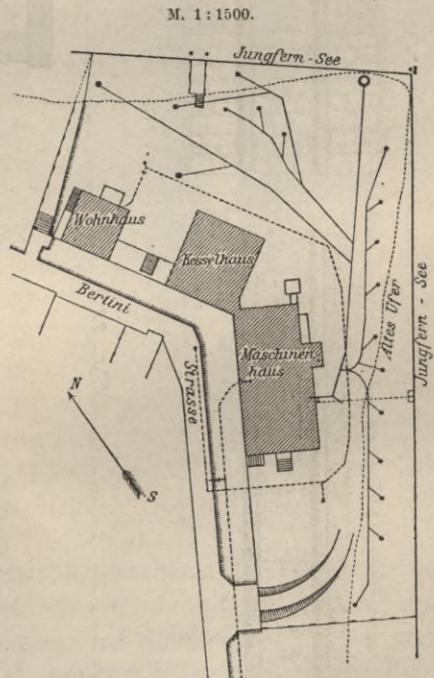
gewebe. Die Sauger der neuen Brunnen haben nur denselben Durchmesser wie das Saugerrohr, dafür aber 6—8 m Länge je nach der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht. Während man früher den im Durchschnitt angedeuteten, aus Gufseisen hergestellten Teil des 210 mm weiten Futterrohrs zum Schutze

Fig. 62.  
Rohrbrunnen des  
Potsdamer  
Wasserwerks.  
Durchschnitt, M. 1:300.



Grundriss des Filter-  
korbes, M. 1:15.

Fig. 63.  
Lageplan der gekuppelten Rohrbrunnen des  
Potsdamer Wasserwerks.



M. 1:1500.

<sup>64</sup>) Fink. Theorie und Konstruktion der Brunnenanlagen, Kolben- und Centrifugalpumpen. 2. Auflage. Berlin 1878. S. 26.

des Saugerohrs im Boden belassen hatte, ist derselbe bei den neuen Brunnen fortgelassen. — Das gewonnene Wasser wird vor der Verwendung einer Lüftung unterzogen, um das darin enthaltene Eisen zu entfernen. Die Brunnen, welche bei dem Versuchsbetriebe je 6 sl lieferten, liegen sämtlich am Ufer des Jungferensees (Fig. 63); der grössere Kreis an der Ecke des Grundstücks bezeichnet einen gemauerten Kesselbrunnen, den man vor Anlage der Rohrbrunnen herstellte, dessen Benutzung aber inzwischen aufgegeben ist.

Fig. 64.  
Rohrbrunnen in  
Pfungstadt.

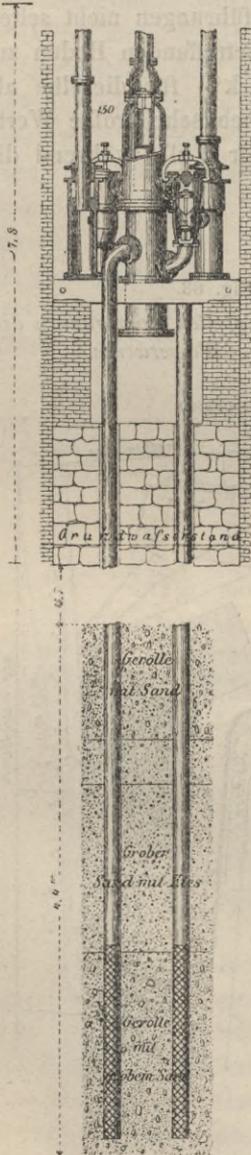


Fig. 65.  
Rohrbrunnen der Mannheimer  
Wasserleitung.

M. 1:80.

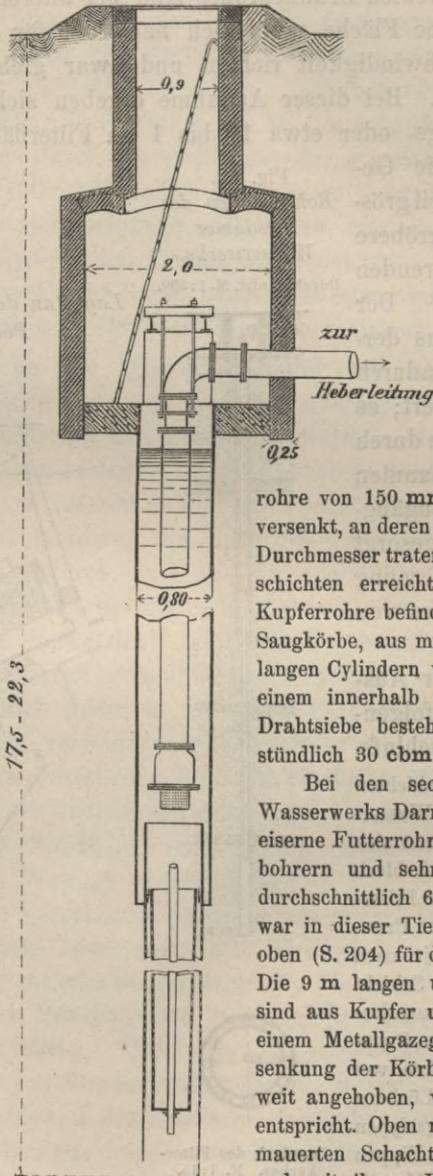


Fig 64 giebt den Längenschnitt einer Brunnenanlage, welche für die Hildebrand'sche Brauerei in Pfungstadt ausgeführt ist. Es handelte sich im vorliegenden Falle darum, das Wasser in den 26,5 m tief liegenden Kies-schichten zu erreichen, über welchen schwer zu durchsetzende Schichten von Trieb-sand und unreinem Materiale lagern. Zu diesem Behuf wurden zwei eiserne Futterrohre von 150 mm Durchmesser durch Bohrung versenkt, an deren Stelle Kupferrohre von 100 mm Durchmesser traten, nachdem die erwähnten Kies-schichten erreicht waren. An den Enden der Kupferrohre befinden sich sorgfältig hergestellte Saugkörbe, aus mit Schlitz versehenen 1,50 m langen Cylindern von 120 mm Durchmesser und einem innerhalb derselben befindlichen, feinen Drahtsiebe bestehend. Dieser Brunnen liefert stündlich 30 cbm (8,3 sl).

Bei den sechs älteren Rohrbrunnen des Wasserwerks Darmstadt sind 40 cm weite gußeiserne Futterrohre unter Anwendung von Ventilbohrern und sehr starken Belastungen bis auf durchschnittlich 60 m Tiefe gesenkt. Der Boden war in dieser Tiefe merklich durchlässiger, als oben (S. 204) für die oberen Schichten angegeben. Die 9 m langen und 31 cm weiten Filterkörbe sind aus Kupfer und Bronze hergestellt und mit einem Metallgazegewebe umkleidet. Nach Einsenkung der Körbe wurden die Futterrohre soweit angehoben, wie es der Höhe der ersteren entspricht. Oben münden dieselben in einen gemauerten Schacht, welcher die 20 cm weiten und mit ihrem Ende in die Futterrohre eintauchenden Saugerohre aufnimmt. Die ganze Anlage, für welche eine Ergänzung in Ausführung begriffen ist, wurde für Lieferung von 4000 cbm täglich hergestellt; die größte Ergiebigkeit eines einzelnen Brunnens betrug bei 3,2—3,45 m Absenkung bis 23 sl.

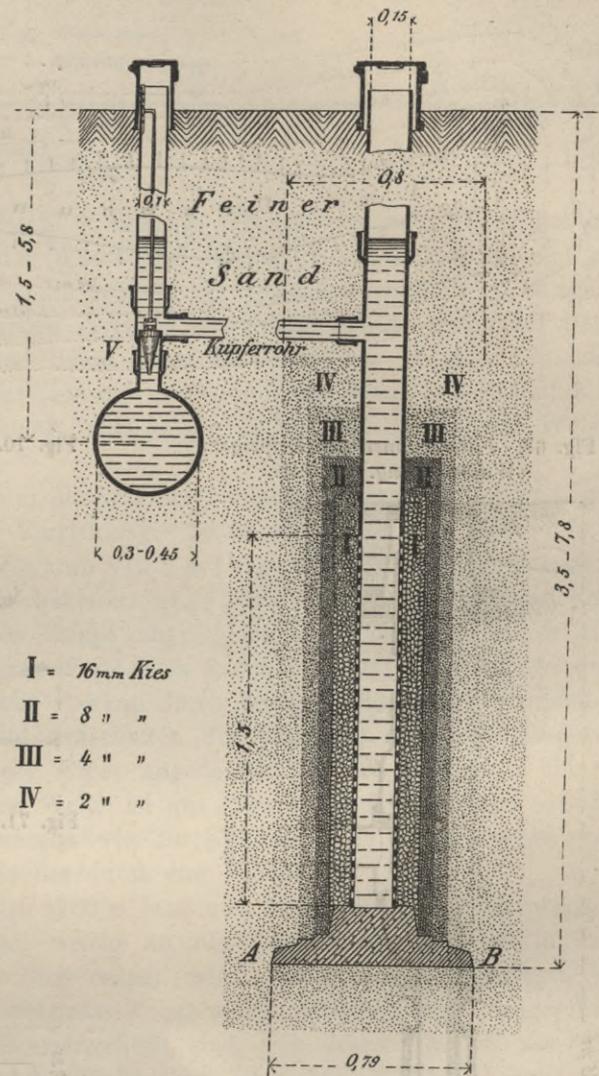
Bei Herstellung der Rohrbrunnen für Mannheim (Fig. 65) wurde das Erdreich zunächst bis zum Grundwasserspiegel ausgehoben, hierauf ein 800 mm weites Futterrohr so tief abgesenkt, daß der in der Figur angedeutete Filterkorb eingebracht werden

konnte und alsdann das Futterrohr bis zur Oberkante des Korbes heraufgezogen. Die Abweichung von der in Fig. 61 dargestellten Anordnung besteht darin, daß der Boden des eigentlichen, von dem geschlitzten Schutzrohr umgebenen Filterkorbes von einem mit einer Hilfspumpe in Verbindung stehenden Rohr durchbrochen ist, mittels dessen der in der Vertiefung des Schutzrohrs angesammelte Sand durch Heraufpumpen beseitigt werden kann, ohne daß ein Herausheben des Filterkorbes und eine Unterbrechung des Betriebs nötig wird. Der Filterkorb hat einen Überzug von feinem Tressengewebe aus Kupferdraht erhalten, sodafs ein Durchtreten von Sand nicht möglich ist.<sup>65)</sup>

Besondere Vorsicht zur Fernhaltung des feinen Sandes war bei den für die Nürnberger Wasserleitung ausgeführten Brunnen geboten. Die wasserführende Schicht des etwa 17 km östlich von Nürnberg belegenen Ursprung-Thales hat eine gleichmäfsig feinkörnige Beschaffenheit, sodafs sich schon bei ganz mäfsiger Wasserschöpfung Trieb sand bildete; bei dem ursprünglichen Entwurf war deshalb die Verlegung der Sammelleitung in 1,5 m Tiefe (Fig. 54) durch Taucher vorgesehen. Bei der Ausführung wurde die in Fig. 66 dargestellte Anordnung

der Brunnen nach einem Gutachten von Grahn gewählt. Nachdem ein Futterrohr von 800 mm Weite bis zur genügenden Tiefe abgesenkt war, wurde eine vorher geformte staffelförmige Betonplatte *AB* eingebracht, auf welcher das durchlochte 150 mm weite Filterrohr aus Gusseisen nebst drei nacheinander eingesetzten Hilfscy lindern aus Eisenblech ihren Platz fanden. Die ringförmigen Zwischenräume wurden in der angedeuteten Weise mit Kies von verschiedener Korngröfse gefüllt und dann nebst dem Futterrohr wieder herausgezogen. Die über den Filterschichten liegende 70 mm weite Verbindungsleitung zwischen Brunnen und Sammelrohr ist aus verzinnem Kupfer hergestellt und mit Gummiringen gedichtet; auferdem wurde der Hohlraum zwischen Gummiring und Muffenende mit Wasserkitt verstrichen. Die Verbindung zwischen Brunnen und Sammel-

Fig. 66.  
Filterbrunnen der Nürnberger Wasserleitung. M. 1:30.



- I = 16 mm Kies
- II = 8 " "
- III = 4 " "
- IV = 2 " "

<sup>65)</sup> Smreker. Das Wasserwerk der Stadt Mannheim. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 599. — Sonne. Neues über Grundwassergewinnung. Wochenbl. f. Baukunde 1886, S. 77.

Fig. 67. Gekuppelte Rohrbrunnen für das Wasserwerk der Stadt Nürnberg. M. 1:3000.

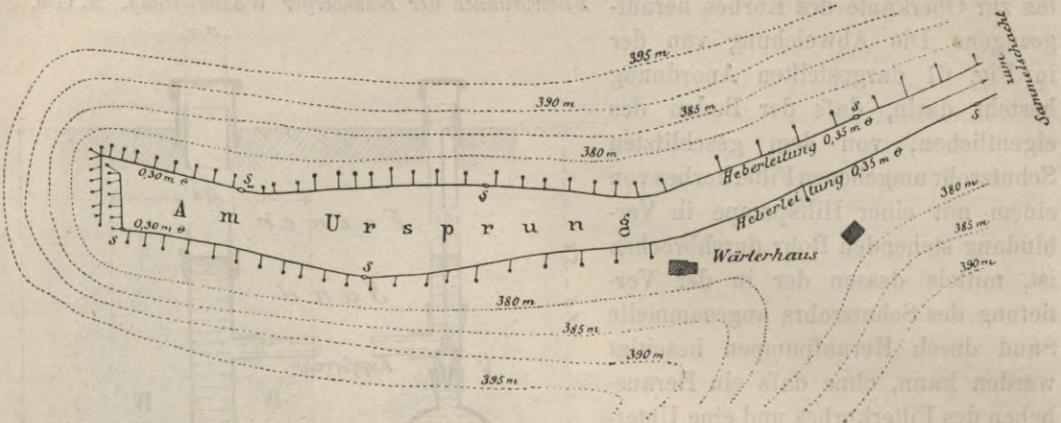


Fig. 68. Filterbrunnen der Leipziger Wasserleitung. M. 1:20.

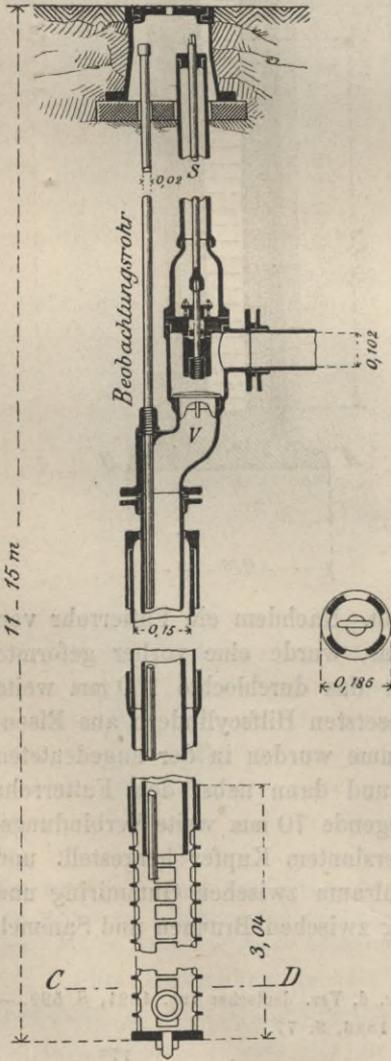


Fig. 70. Hälfte eines Ringbrunnens der Leipziger Wasserleitung. M. 1:300.

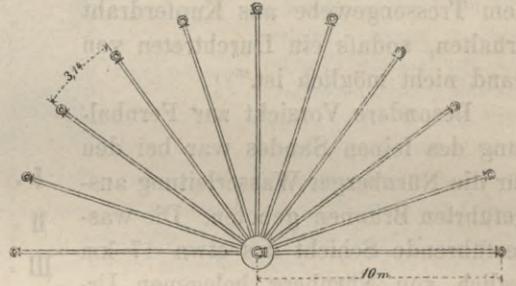


Fig. 71. Mittelstück eines Ringbrunnens. M. 1:25.

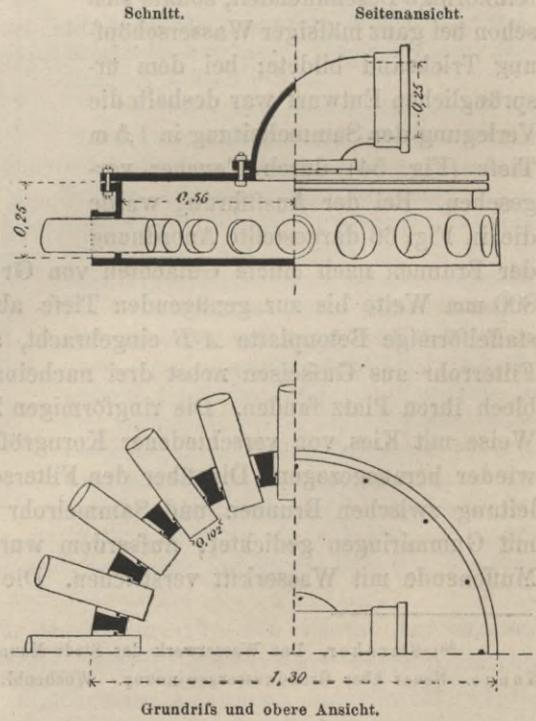
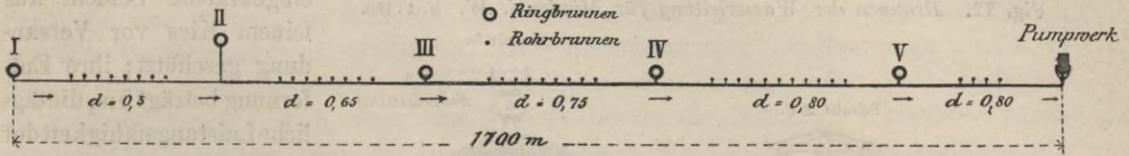


Fig. 69.

Lageplan der Gewinnungsanlage für Leipzig im Staatswalde bei Naunhof. M. 1:10 000.



rohr kann durch ein kegelförmiges Ventil *V* beliebig verengt oder ganz abgeschlossen werden; hierdurch wird es möglich, das Wasser des Sammelgebiets anzustauen und es für trockene Zeiten aufzuspeichern. Um die heberförmig wirkenden Sammelrohrleitungen in ausreichender Tiefe ohne Taucherarbeit verlegen zu können, wurde zuerst mit Herstellung der Brunnen vorgegangen und durch Anschluss derselben an eine vorläufig verlegte, flachliegende Heberleitung eine Senkung des Grundwasserstandes herbeigeführt. Die Brunnen, deren Gesamtzahl 83 beträgt, sind in der in Fig. 67 angedeuteten Weise in dem Gewinnungsgebiete verteilt.<sup>66)</sup>

Die Rohrbrunnen der von Thiem ausgeführten Naunhofer Wasserleitung für Leipzig zeigen die in Fig. 68 dargestellte Einrichtung. Jeder von ihnen hat einen durch ein gußeisernes Gerippe gebildeten Filterkorb von 3 m Länge und 186 mm Durchmesser, welcher mit verzinnem Messinggewebe bekleidet ist. Nach oben schließt sich an den Filterkorb ein gußeisernes, durch eine Kappe abgeschlossenes Rohr, in welchem die schmiedeiserne Saugleitung von 102 mm Weite Platz findet. Das auf dem Scheitel des Saugerohrs befindliche Rückschlagsventil *V* kann durch Drehung der Schraubenspindel *S* festgestellt und dadurch in ein zum Ausschalten des Brunnens dienendes Absperrventil verwandelt werden. Das in der Figur angedeutete, in den Filterkorb hinabreichende Beobachtungsrohr von 20 mm Weite ist aus Messing und ermöglicht sowohl die Messung der Spiegellage des Brunnens wie die Entnahme von Wasserproben und die Entfernung des eingedrungenen Sandes durch eine Pumpe.

Die Fassungsanlage (Fig. 69) ist 1700 m lang und besteht aus den Ringbrunnen I—V, sowie aus 40 einzelnen Brunnen, welche an möglichst eisenfreien Orten in das Grundwasser abgesenkt sind. Jeder Ringbrunnen wird wieder aus 20 einzelnen, in einem Kreise von 20 m Durchmesser stehenden Rohrbrunnen gebildet, deren Saugerohre in einem topfartigen Mittelstück zusammengeführt sind, von dessen Deckel aus die gesamte Wassermenge dem Sammelrohr zufließt (Fig. 70 u. 71). Letzteres wirkt als Heber und mündet mit einem allmählich auf 800 mm anwachsenden Durchmesser in einen 3,5 m weiten Sammelbrunnen, welcher am Ende der gegenwärtigen und in der Mitte der künftig zu erweiternden Anlage steht und aus welchem zwei Dampfmaschinen mit den zugehörigen tiefliegenden Pumpen zur Zeit etwa 30 000 cbm täglich entnehmen. Die Absenkung des Wasserspiegels in den einzelnen Brunnen, welcher bei natürlichem Stande 0,7—1,5 m unter der Oberfläche liegt, beträgt im Mittel etwa 6 m.<sup>67)</sup>

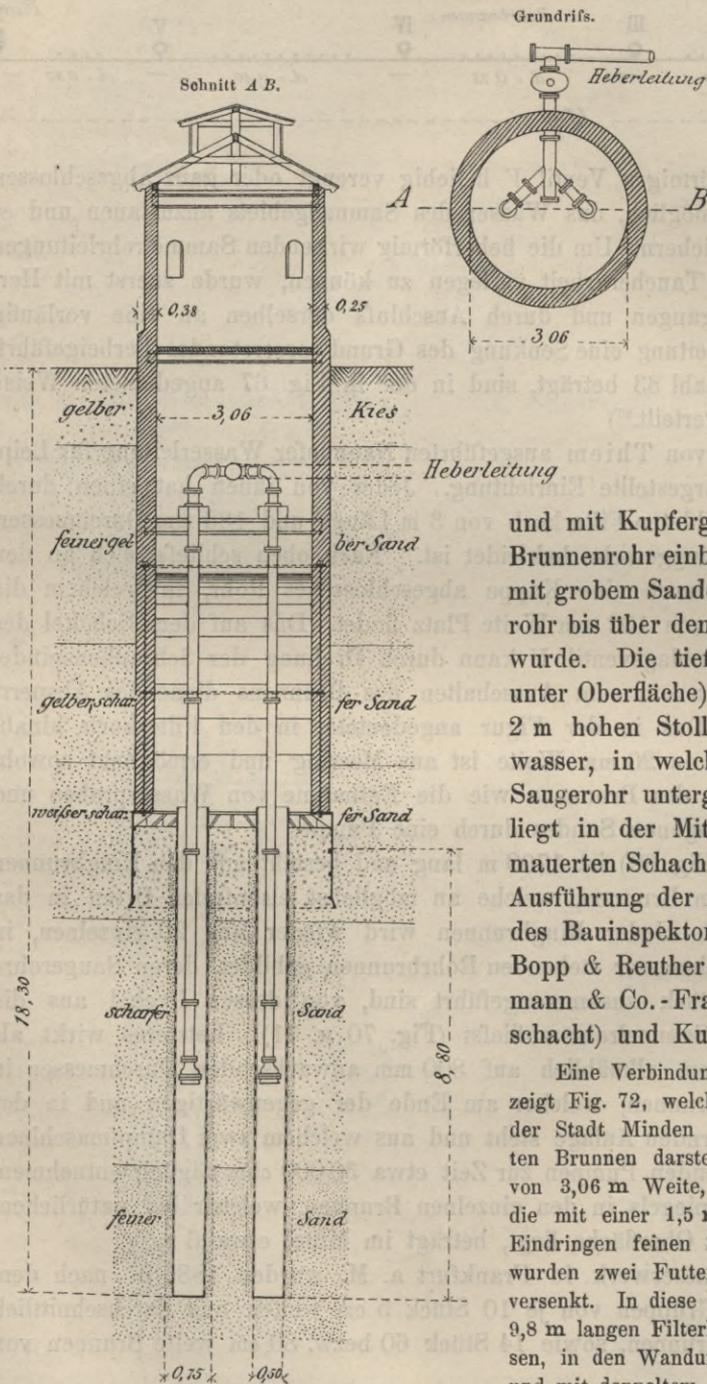
Für das städtische Wasserwerk in Frankfurt a. M. wurden 1885/87 nach dem Entwürfe von Lindley 28 Gruppen von je 10 Stück 5 cm weiten und durchschnittlich 12 m tiefen kupfernen Rohrbrunnen, sowie 14 Stück 60 bzw. 80 cm weite Brunnen von

<sup>66)</sup> Wagner. Zur Wasserversorgung Nürnbergs. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 525, sowie nach den uns von Herrn Wagner zugegangenen dankenswerten Mitteilungen.

<sup>67)</sup> Leipzig und seine Bauten. Leipzig 1892. S. 574. — Thiem. Bau und Betrieb einer neuen Brunnenform. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1885, S. 140.

gleicher Tiefe mit 20 cm weitem Saugerrohr ausgeführt. Die kupfernen Brunnen sind durch eine zwischen dem 15 cm starken Futterrohr und dem 3—4 m langen Filterkorb eingebrachte Schicht aus feinem Kies vor Versandung geschützt; ihre Entfernung beträgt 5 m, die tägliche Leistungsfähigkeit der Anlage 9500 cbm. Diese ist neuerdings um 15000 cbm gesteigert durch weitere Anlage von 210 kupfernen Rohrbrunnen, welche in der Weise hergestellt wurden, daß man ein 30 m langes, 18 cm weites Futterrohr bis 14 m unter Grundwasser absenkte, in dieses das auf 6 m Länge gelochte und mit Kupfergaze bekleidete, 7 cm starke Brunnenrohr einbrachte und den Zwischenraum mit grobem Sande ausfüllte, worauf das Futterrohr bis über den Wasserspiegel heraufgezogen wurde. Die tiefe Lage des letzteren (15 m unter Oberfläche) führte zur Herstellung eines 2 m hohen Stollens dicht über dem Grundwasser, in welchem das 0,2—0,45 m weite Saugerrohr untergebracht ist. Das Pumpwerk liegt in der Mitte des Stollens in einem gemauerten Schacht von 12 m Durchmesser. Die Ausführung der Anlage erfolgte unter Leitung des Bauinspektors Feineis durch die Firmen Bopp & Reuther-Mannheim (Brunnen), Holzmann & Co.-Frankfurt (Stollen nebst Pumpschacht) und Kuhn-Stuttgart (Pumpwerk).<sup>68)</sup>

Fig. 72. Brunnen der Wasserleitung für Minden i. W. M. 1 : 150.



und mit Kupfergaze bekleidete, 7 cm starke Brunnenrohr einbrachte und den Zwischenraum mit grobem Sande ausfüllte, worauf das Futterrohr bis über den Wasserspiegel heraufgezogen wurde. Die tiefe Lage des letzteren (15 m unter Oberfläche) führte zur Herstellung eines 2 m hohen Stollens dicht über dem Grundwasser, in welchem das 0,2—0,45 m weite Saugerrohr untergebracht ist. Das Pumpwerk liegt in der Mitte des Stollens in einem gemauerten Schacht von 12 m Durchmesser. Die Ausführung der Anlage erfolgte unter Leitung des Bauinspektors Feineis durch die Firmen Bopp & Reuther-Mannheim (Brunnen), Holzmann & Co.-Frankfurt (Stollen nebst Pumpschacht) und Kuhn-Stuttgart (Pumpwerk).<sup>68)</sup>

Eine Verbindung von Schacht- und Rohrbrunnen zeigt Fig. 72, welche einen der fünf zur Versorgung der Stadt Minden i. W. durch Pfeffer ausgeführten Brunnen darstellt. In den gemauerten Brunnen von 3,06 m Weite, welchem das Grundwasser durch die mit einer 1,5 m starken Kiesschüttung vor dem Eindringen feinen Sandes geschützte Sohle zufießt, wurden zwei Futterrohre von 750 mm Durchmesser versenkt. In diese brachte man die 500 mm weiten, 9,8 m langen Filterkörbe, welche in der Sohle geschlossen, in den Wandungen auf 8,4 m Länge durchlocht und mit doppeltem, über aufgelötete Drähte gespanntem Metallgewebe bezogen sind. Der ringförmige Raum

<sup>68)</sup> Nach gefälligen Mitteilungen des Herrn Stadtbaurat Lindley.

zwischen Futterrohr und Korb wurde mit feinem Kies gefüllt und ersteres sodann ausgezogen. Die Entnahme findet durch zwei Saugerohre statt; sie bemißt sich bei jedem Brunnen auf etwa 800 cbm täglich.<sup>69)</sup>

**Artesische Brunnen.** Die Vervollkommnung der Bohrmethoden hat es ermöglicht, die wasserführenden Schichten in viel größeren Tiefen aufzusuchen, als in den vorstehenden Beispielen angegeben ist. Die Brunnenanlagen erfüllen ihren Zweck in solchen Fällen aber nur dann, wenn die Pumpen nicht in zu großer Tiefe eingebaut zu werden brauchen, d. h. wenn das Wasser bis in die Nähe der Oberfläche bezw. über dieselbe aufsteigt oder der Brunnen artesisch wirkt. Als älteste Ausführungen dieser Art sind die bis auf 1200 m Tiefe hinabgehenden und zur Gewinnung von Salzsäure angelegten Bohrbrunnen der Chinesen zu erwähnen.<sup>70)</sup> Von neueren Anlagen sind die schon auf S. 114 des V. Kapitels genannten Brunnen des Pariser Beckens am bekanntesten geworden, von denen der 1832—41 zu Grenelle ausgeführte 548 m Tiefe und 0,20 m untere Weite, der Brunnen zu Passy (1854—57) 587 m Tiefe und 0,75 m Weite, ferner der 1863 begonnene und 1887 vollendete Brunnen auf dem Platze Hébert 670 m Tiefe und 1,075 m unteren Durchmesser besitzt. Letzterer kostete 2 Millionen Mark und entnimmt das Wasser, welches in einer Menge von 3000 cbm täglich bis über die Oberfläche tritt, einer Grünsandschicht; der Brunnen von Passy lieferte anfänglich 8000 cbm, jetzt 6000 cbm aus der nämlichen Schicht.<sup>71)</sup>

Ähnliche und selbst größere Tiefen zur Gewinnung von Wasser hat man in den letzten Jahren in Nordamerika, Ungarn und Italien aufgeschlossen, z. B. in New-York, wo 1880 für das Fifth Avenue Hotel ein artesischer Brunnen von 640,5 m und in Galveston, wo neuerdings ein solcher von 890 m Tiefe niedergebracht wurde (Kosten 300000 M.)<sup>72)</sup> In Deutschland und England kommen Bohrungen von solcher Tiefe wohl für die Zwecke des Bergbaues<sup>73)</sup>, weniger aber behufs Wassergewinnung vor; die größte Tiefe überschreitet hier unseres Wissens nicht 488 m (für die Citadelle in Spandau), wieweil die Zahl der in den letzten Jahren ausgeführten artesisch wirkenden Tiefbrunnen infolge der möglich gewordenen billigeren und schnelleren Herstellung in beiden Ländern eine sehr bedeutende und in fortwährendem Steigen begriffen ist.

Die Bohrlöcher artesischer Brunnen müssen — auch bei Ausführung in festem Gestein — gut verrohrt werden, um das Austreten des von unten aufsteigenden Wassers in durchlässige Zwischenschichten oder den Eintritt von unbrauchbarem Wasser zu verhindern. Ferner wird es zur Erlangung großer Tiefen in nachgiebigem Boden meistens erforderlich, den Durchmesser der Bohrung allmählich abnehmen zu lassen und einen sogenannten Teleskopbrunnen herzustellen, weil sonst der dem Eindringen der Rohre entgegenstehende Widerstand zu groß wird. Beispielsweise vermindert sich der Durchmesser des Brunnens in Galveston von 0,56 m auf 0,15 m und nur bei Brunnen in festem Gestein ist es möglich, die ursprüngliche Weite auf größere Tiefe beizubehalten.

Die Beschreibung der bei den artesischen Brunnen zur Anwendung kommenden Bohrverfahren würde über den Rahmen dieses Handbuchs hinausgehen; es sei deshalb auf die angegebenen Quellen, namentlich auf das wiederholt erwähnte Werk von Tecklenburg verwiesen und nur bemerkt, daß die Anwendung des Spülbohrens einen der

<sup>69)</sup> Deutsche Bauz. 1892, S. 483.

<sup>70)</sup> v. Richthofen in der Österr. Zeitschr. f. Berg- und Hüttenwesen 1886, No. 36 u. 37. — Gad. Glaser's Ann. 1888, S. 260.

<sup>71)</sup> Peschek im Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 420.

<sup>72)</sup> Engineering news 1892, I. S. 122.

<sup>73)</sup> Eine Zusammenstellung der in Deutschland ausgeführten Bohrlöcher über 1000 m (bis 1748,4 m) Tiefe giebt Tecklenburg a. a. O. III. S. 127.

wesentlichsten Fortschritte der Tiefbohrtechnik darstellt. Es wird hier der Bohrschlamm durch Druckwasser zu Tage getrieben, welches man in den hohl geformten Bohrer einpresst; hierdurch wird das sonst erforderliche Herausnehmen des Gestänges erspart.

Im übrigen ist unter Bezugnahme auf das S. 98 u. 99 Gesagte hervorzuheben, daß die Beschaffenheit des in großer Tiefe erschlossenen Wassers nicht immer denjenigen Bedingungen entspricht, welche an ein gutes Leitungswasser gestellt werden müssen und daß das Wasser der höher gelegenen Schichten vor dem der tieferen im allgemeinen den Vorzug verdient. Auch ist es schwierig, in einem Brunnen von großer Tiefe diejenigen Vorkehrungen zu treffen, welche in den oben mitgetheilten Beispielen zur Fernhaltung des feinen Sandes angewendet sind; in der Regel muß man sich mit dem Wasser begnügen, welches durch die Sohle des Brunnens eintritt, weil das Aufziehen der untersten Verrohrung nach Einbringen eines Filterkorbes zu umständlich bzw. nicht mehr möglich ist. Daß man in solchen Fällen von der bei Gewinnung von Erdöl in Pennsylvanien in großem Umfange und mit Erfolg angewandten Erweiterung der Brunnensohle durch Sprengung mit Nitroglycerin<sup>74)</sup> Gebrauch gemacht hat, ist uns nicht bekannt geworden.

Endlich ist noch zu erwähnen, daß in der Po-Ebene, wo eine große Zahl artesischer Brunnen (gegen 500 bis zu 682 m Tiefe) zu Bewässerungszwecken ausgeführt ist, wiederholt eine ziemlich rasche Zerstörung der eisernen Brunnenwandungen durch das aufsteigende Wasser beobachtet wurde. Derselben läßt sich zwar durch Holzbekleidung entgegenwirken, doch ist diese ziemlich kostspielig und nur bei größeren Rohrweiten sowie bei Brunnen anwendbar, deren Wasser nicht zu Versorgungszwecken bestimmt ist.<sup>75)</sup>

Versuchsbetrieb. Alle Brunnen müssen einem Versuchsbetriebe unterworfen werden, bevor man sie endgiltig benutzt. Zu diesem Zwecke schöpft man tage- oder unter Umständen selbst wochenlang aus den Brunnen größere Wassermengen, als dieselben auf die Dauer liefern sollen. Hierbei findet an den dem einströmenden Wasser zunächst belegenden Stellen eine Reinigung des Bodens statt und man kann als Regel annehmen, daß das Wasser auf die Dauer klar bleibt, wenn dasselbe während des Versuchsbetriebs klar geworden ist. Gewöhnlich nimmt die Ergiebigkeit des Brunnens bei dieser Gelegenheit zu, weil infolge der kräftigen Wasserströmungen bei festem Boden und Fels die Wasserkanäle sich erweitern und weil bei Sand die Bildung eines natürlichen Filters in der Nähe der Filterschichten oder Filterkörbe eingeleitet wird. Bei Rohrbrunnen ist die Benutzung des Brunnenrohrs als Saugrohr diesen Vorgängen sehr dienlich, weil diese Anordnung hin- und hergehende und deshalb den Untergrund auswaschende Strömungen des spülenden Wassers zur Folge hat. Läßt man während des Versuchsbetriebs in kurzen Zwischenräumen Luft in das Saugrohr eintreten, so verstärken sich diese Strömungen und wirken dadurch gleichfalls auf eine Steigerung der Ergiebigkeit des Brunnens hin.

#### Litteratur zu § 3 bis § 6

mit Ausnahme der in den Fußnoten aufgeführten Werke und Abhandlungen.

Temperatur und Gehalt tief angebohrter Quellwasser. Dinglers polyt. Journ. 1863, S. 392.

Norton's Rohrbrunnen. Dasselbst 1868, S. 72.

Tiefbohrung nach Trinkwasser bei Heppens am Jadebusen 1867—69. Zeitschr. d. deutschen geol. Gesellschaft 1869, S. 458.

<sup>74)</sup> Gad. Über das Torpedieren von Ölbrunnen. Allg. österr. Chemiker- u. Techniker-Zeitung 1888, S. 742.

<sup>75)</sup> Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 355.

- Brunnen nach dem System Donnet. Deutsche Industriezeitung 1869, S. 45.
- W. Humber. Water-supply of cities and towns. London 1876.
- Thometzeck. Dampfbagger zum Versenken eines Brunnens. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1876, S. 429.
- Salbach. Projekt einer Wasserversorgung der Stadt München aus den Quellen des Mangfall-Thals. Dresden 1878.
- Green. Das Potsdamer Wasserwerk. Deutsche Bauz. 1878, S. 425.
- Über das Wasserwerk der Stadt s'Gravenhage in Holland. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 17.
- Lueger. Die Brunnenleitung der Stadt Freiburg i. B. Freiburg 1879.
- Der artesische Brunnen zu Budapest. Rohrleger 1879, S. 149.
- Le Grand und Sutcliff. Über Rohrbrunnen. Zeitschr. f. Baukunde 1880, S. 410.
- Hottenroth. Über das Gesetz der Kostenzunahme mit wachsender Tiefe bei Ausführung von Brunnen. Zeitschr. f. Baukunde 1880, S. 395.
- Mihatsch. Der Bau der Franz-Josephs-Hochquellenleitung. Wien 1881.
- Salbach. Wasserversorgung des oberschlesischen Industriebezirks. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1882, S. 2.
- Vincent. Die Drainage, deren Theorie und Praxis. 6. Aufl. Leipzig 1882.
- Les puits artésiens de la province de Constantine (Algier). Génie civil 1882, S. 157.
- André. Distribution d'eau d'Albi. Génie civil 1883, S. 412.
- Senken tiefer Brunnen mit Wasserdruck. Zeitschr. d. Ver. deutscher Eisenbahn-Verwaltungen 1883, S. 1330.
- Lueger. Die Wasserversorgung der Stadt Lahr. Lahr 1884.
- Köbrich. Das englisch-kanadische Bohrverfahren. Zeitschr. f. d. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen 1884, S. 319.
- Spon. Water supply. The present practice of sinking and boring wells. 2. Aufl. London 1885.
- Glasenapp. Über Tiefbrunnen und Tiefbrunnenwasser der baltischen Provinzen und der angrenzenden Gouvernements. Rigaer Industrie-Zeitung 1885, S. 93.
- Disselhoff. Das Quellwasserwerk in Hohenlimburg. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1886, S. 144.
- Mosmann. Distribution d'eau de Mulhouse. Bullet. de la soc. ind. de Mulhouse 1886, S. 552.
- Suindell and Burnell. Rudimentary treatise on wells and well sinking. London 1886.
- Eiserne Brunnen. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 231.
- Grahn. Das Wasserwerk der Stadt Coblenz. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1887, S. 332.
- Köhler, G. Lehrbuch der Bergbaukunde. 2. Aufl. Leipzig 1887.
- v. Rziha. Der Wasserstollen zu Wiesbaden. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 336.
- Amerikanische Röhren- oder Abyssinierbrunnen. Zeitschr. f. Maschinenbau und Schlosserei 1887, S. 288.
- Becker. Über Trübungen bei Quellen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1887, S. 818.
- Halaváts. Der artesische Brunnen bei Szentcs. Budapest 1888.
- Stang. Prise d'eau der s'Gravenhago'schen waterleiding. Tijdschr. van het koningl. Inst. van Ing. 1888, S. 46.
- Lindley. Das Wasserwerk in Budapest. Schweiz. Bauz. 1889, S. 35.
- The new Chicago waterworks. Scientific american 1889, S. 367.
- Friedeberg. Die Anlage der Röhren- oder Abyssinierbrunnen. Fachbibliothek für Bau-, Kunst- u. Maschinen-schlosser. Berlin 1890.
- Salbach. Bericht über die Erfahrungen bei Wasserwerken mit Grundwassergewinnung. Dresden 1893.

## B. Anlagen zur Reinigung des Wassers.

(Hierzu Tafel V und 22 Textfiguren.)

§ 7. Allgemeines. Bekanntlich führen die natürlichen Wasserläufe schon in ihrem Naturzustande grobe und feine Sinkstoffe oft in großen Mengen mit sich, außerdem aber viele lebende und abgestorbene organische Wesen. Diese Verunreinigungen werden in Kulturländern dadurch wesentlich gesteigert, daß die Wasserläufe zur Aufnahme des Schmutzwassers der bewohnten Orte, der Fabriken u. s. w. dienen. Auf der anderen Seite wird beim Gebrauche des Wassers Reinheit in größerem oder geringerem Grade verlangt und es folgt, daß die Aufgabe, verunreinigtes Wasser vor dem Gebrauche zu reinigen, sehr oft und in verschiedener Gestalt zu lösen ist. Eine besondere Bedeutung erhält diese Aufgabe, wenn es sich um Wasserversorgungen und um den Gebrauch des Wassers in Fabriken handelt, aber selbst bei untergeordneten Verwendungen, beispielsweise bei dem Betriebe von Turbinen und Wasserrädern oder bei der

Speisung von Schiffahrtskanälen ist ein gewisser Grad der Reinheit des Wassers erforderlich. Damit die Verunreinigung der natürlichen Wasserläufe nicht überhand nehme, verlangt man mit Recht, daß denselben das Schmutzwasser der Städte und Fabriken nicht ohne weiteres, sondern möglichst geklärt zugeführt werde.

Die Mittel zur Reinigung des Wassers lassen sich scheiden in solche, bei welchen chemische, und in solche, bei denen mechanische Verfahren überwiegen. Zu den ersteren gehören die Oxydation und das teilweise Niederschlagen (Fällen) der im Wasser enthaltenen Stoffe auf chemischem Wege oder durch Lüftung.

Eine Reinigung des Wassers durch Oxydation findet in allen Flüssen statt, indem namentlich organische Körper durch Verbindung mit dem Sauerstoff der Luft unter Beihilfe kleinster Lebewesen zerstört und umgewandelt werden. Die sogenannte Selbstreinigung der Flüsse beruht zum Teil auf Oxydation. Es handelt sich hier um einen Vorgang, welcher zwar für die Wassergewinnung von Wichtigkeit, aber nicht an dieser Stelle zu erörtern ist; derselbe wird im VIII. Kapitel bei Besprechung der Reinigung des Kanalwassers Berücksichtigung finden. Chemische Mittel, sowie die Lüftung des Wassers zur Beseitigung eines zu hohen Kalkgehaltes oder von beigemengtem Eisen kommen neuerdings bei der Wasserversorgung nicht selten in Anwendung. Der Gebrauch ähnlicher Mittel zur Reinigung des Speisewassers für Dampfkessel, welche sich auch zur Klärung des Wassers für Lokomotiven eignen, wurde S. 170 erwähnt; verschiedene andere Verfahren zu letztgedachtem Zwecke sind im Handbuch für spezielle Eisenbahntechnik (I. Bd., XVI. Kap., 4. Aufl.) angegeben.<sup>76)</sup>

Unter den Mitteln, bei welchen mechanische Verfahren überwiegen, sind zunächst, übrigens als von vergleichsweise geringer Bedeutung, das Abkochen, ferner die auf S. 109 bereits erwähnte Destillation, sowie das Sieben des Wassers zu nennen. Ersteres ist nur bei kleinen Mengen am Platze, wenn es darauf ankommt, die im Wasser enthaltenen Kleinwesen zu töten oder es weicher zu machen (S. 97); die Destillation kommt bei der Gewinnung von Trinkwasser aus Meerwasser vor. Das Sieben des Wassers findet oft nur in grobem statt, indem man dasselbe durch Gitter oder durch sogenannte Rechen (vergl. Fig. 17—20, S. 215—217) fließen läßt, um gröfsere Gegenstände auszuschneiden, aufer diesen benutzt man aber auch sehr feine Siebe, welche ähnlich wie Filter wirken. — Diejenigen Reinigungsarten, welche hier hauptsächlich in Betracht kommen, sind die Reinigung durch Ablagerung und die Reinigung durch Filterung; bei letzterer spielt, wie weiter unten nachgewiesen werden wird, insbesondere auch die Thätigkeit der Kleinwesen eine Rolle. Eine andere Teilung ergibt sich, wenn man die Mengen des zu reinigenden Wassers ins Auge faßt; für kleine Mengen sind Vorrichtungen und Filterstoffe am Platze, welche sich für grofse in der Regel wenig eignen.

Die Bedingungen, unter welchen sich die Bewegung des Wassers in der Sandschicht eines Filters vollzieht, sind zuerst von Darcy näher untersucht und haben zu der Aufstellung des nach ihm genannten Gesetzes geführt, welches auch der Theorie der Grundwasserbewegung zu Grunde liegt und bei Besprechung derselben (S. 44 in Kap. I und S. 198 dieses Kapitels) bereits erwähnt wurde. Nach seinen Versuchen, welche später von anderen Forschern bestätigt sind<sup>77)</sup>, wächst die Geschwindigkeit, mit

<sup>76)</sup> Vergl. auch: Dehne's Wasserreinigungsverfahren in der Zeitschrift: Dampf 1888, S. 470. — Der-vaux. Reinigung von Kessel- und Fabrikationswasser. Industrie-Blätter 1890, S. 159. — Bork. Die Wasserreinigungsanlage auf Bahnhof Leipzig. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 259.

<sup>77)</sup> Hagen. Wasserbaukunst. I. Bd., 3. Aufl. S. 253. Nach Hagen wächst die Geschwindigkeit bzw. die Ausflussmenge mit der um die Haarröhrchen-Anziehung (4 cm) verminderten Druckhöhe. — Weifs. Civilingenieur 1865, S. 17. — Seelheim. Zeitschr. f. analyt. Chemie 1880, S. 387.

der sich das Wasser durch eine Sandschicht bewegt, in demselben Verhältnis wie die Druckhöhe. Wenn diese Beziehung auch nicht als eine unter allen Umständen genaue anzusehen ist (selbst bei den Darcy'schen Versuchen kommen nicht unwesentliche Schwankungen vor), so genügt sie doch für die Zwecke der Praxis und hat namentlich den Vorzug der Einfachheit für sich.<sup>78)</sup>

Neben den in den unten erwähnten Quellen beschriebenen Vorrichtungen zur Bestimmung des Verhältnisses zwischen Druckhöhe und Geschwindigkeit bzw. Ausflussmenge sind hier auch die Probefilter zu erwähnen, welche vorzugsweise die reinigende Wirkung der beabsichtigten Filteranlage veranschaulichen sollen<sup>79)</sup>, sowie die Apparate zur Ermittlung des Klarheitsgrades des gefilterten Wassers.<sup>80)</sup>

**§ 8. Reinigen in kleinem.** 1. Reinigung des Wassers für den Hausbedarf. Die Hausfilter können für Wasserleitungen von Bedeutung werden, wenn das Wasser nicht vollständig gereinigt in die Leitung gelangt, sondern die weitere Behandlung desselben den Abnehmern überlassen wird, welche die Hausfilter entweder geliefert erhalten oder sie selbst zu beschaffen und zu unterhalten haben. Da eine genügende Beaufsichtigung der zahlreichen Verbrauchstellen unmöglich ist und man zugleich eine Verschmutzung des Leitungsnetzes bei dieser Einrichtung mit in den Kauf nehmen muß, so ist dieselbe als ein Nothelf anzusehen und in Deutschland fast gar nicht mehr, in England nur noch in wenigen Städten, in Nordamerika jedoch noch ziemlich häufig anzutreffen (S. 105 u. 107). Dagegen sind Hausfilter am Platze, wenn bestimmte Verwendungszwecke die Ausscheidung gewisser Stoffe aus einem im wesentlichen reinen und brauchbaren Wasser bedingen oder wenn eine Wasserleitung überhaupt fehlt.

Die Zahl der Hausfilter ist eine große und noch immer steigende. Ihre Herstellung hat zwar in den letzten Jahren Fortschritte gemacht, doch besteht für die Mehrzahl derselben noch der Übelstand, daß sich der Zeitpunkt nicht genau erkennen läßt, wo ihre Reinigung erforderlich wird und daß die Beseitigung der zurückgehaltenen Schmutzstoffe eine umständliche ist. Eine Auswechslung des Filters wird deshalb häufig zu lange hinausgeschoben, wodurch die Beschaffenheit des gefilterten Wassers leidet; auch läßt die Wirkung einzelner Filteranordnungen zu wünschen übrig, indem z. B. die Cellulose-Filter gewisse Trübungen des Wassers überhaupt nicht zu beseitigen vermögen. Wegen der Einrichtung der Hausfilter muß auf die in der Einleitung dieses Kapitels angegebenen, sowie auf die unten mitgetheilten Quellen verwiesen werden.<sup>81)</sup>

<sup>78)</sup> Abweichende Ansichten finden sich bei Grashof. Theoretische Maschinenlehre, I. Bd., Leipzig 1875, S. 540, Smreker in den Kap. I, S. 45 in Anm. 119 aufgeführten Abhandlungen, Oesten im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 407, 452, 515, 636 und Kröber. Versuche über die Bewegung des Wassers durch Sandschichten. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 593, 617. Letzterer führt die ermittelten größeren Durchflussmengen gegenüber Darcy darauf zurück, daß von diesem der Sand in seinem natürlichen Zustande benutzt und nicht vorher gewaschen wurde.

<sup>79)</sup> Kirkwood. Filtration des Flußwassers zur Versorgung der Städte. Aus dem Englischen übersetzt von A. Samuelson. Hamburg 1876. S. 161. — Claufs. Wasserwerk der Stadt Braunschweig. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 25. — Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1890, S. 65.

<sup>80)</sup> Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, S. 544; 1878, S. 35; 1890, S. 11.

<sup>81)</sup> Grahn und A. Meyer. Reisebericht über künstliche centrale Sandfiltration und über Filtration in kleinem Maßstabe. Hamburg 1876. — Kümmel. Über Klärung und Filtration von Flußwasser, besonders über die Filtration durch Sand, Wolle und Schwamm nach dem Verfahren von A. David. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, S. 522. — Gill. Über Filteranlagen zur Wasserversorgung (amerikanisches Filter für kleinen Betrieb). Dasselbst 1882, S. 16 (nach Deutsche Bauz. 1881, S. 567, 572). — Household water filtration. Sanit. Eng. 1883, S. 317. — Frankland. Removal of micro-organisms from water. Proceed. of the Royal Society 1885,

2. Reinigung des Wassers für gewerbliche Anlagen, Bahnhöfe u. s. w. Die zu diesen Zwecken erforderlichen Wassermengen übersteigen zwar die Lieferfähigkeit eines Hausfilters erheblich, stehen aber andererseits gegen den Bedarf eines Wasserwerks zurück. In der Regel werden deshalb die Vorrichtungen zur Entnahme, Ablagerung und Reinigung in einem Bauwerke verbunden, während hierfür bei den Wasserwerken getrennte Anlagen vorhanden sind. Handelt es sich nicht um eine vollständige Reinigung des Wassers, so können an Stelle der Filter feinere oder gröbere Siebe, unter Umständen auch gelochte Bleche oder Gitter treten, welche in zunehmender Feinheit hintereinander aufgestellt werden. Ein Einbringen von Steinschlag oder Kies zwischen die aufrecht stehenden Gitter ist vielfach üblich, jedoch von zweifelhaftem Wert, weil die Reinigung erschwert ist und deshalb vielfach unterbleibt. Die Siebe entsprechen denjenigen, welche zur Herstellung der Filterkörbe bei Rohrbrunnen dienen; sie werden sowohl als Gaze- wie auch als Köper- und als Tressengewebe (letzteres einem Flechtzaun vergleichbar) aus Kupfer- oder Messingdraht in großer Feinheit (bis zu 40 Maschen auf 1 cm Länge) hergestellt. Sie erhalten eine Unterlage von Drahtgeflecht, welches bei größeren Flächen wieder auf Rahmen von stärkerem Eisen befestigt ist. Derartige feine Siebe halten den Sand gut ab, doch verstopfen sich ihre Öffnungen leicht beim Durchfließen von Oberflächenwasser infolge von Schleim- und Algenbildungen, welche nur mit Mühe zu beseitigen sind. Auch wird das Wasser selbst bei Anwendung der feinsten Nummern nicht so klar, als wenn man Filter anwendet, welche deshalb für alle weitergehenden Zwecke den Vorzug verdienen. Man bedient sich dann entweder ähnlicher Anordnungen, wie bei den Hausfiltern, nur in vergrößertem Maßstabe bzw. verstärkter Zahl oder man benutzt Sandfilter von vereinfachter Einrichtung. Wird eine Vorbehandlung des Wassers behufs Ausscheidung von Kalk, Eisen u. s. w. erforderlich, so gelangt eins der in § 10 erwähnten Verfahren zur Anwendung.

Die Anordnung einer Siebvorrichtung, verbunden mit einem Filter mit senkrechten Schichten wird durch Fig. 73 vorgeführt. Das Bauwerk dient zur Entnahme des Wassers für die Wasserstation eines Bahnhofs aus einem Teiche. Zur Erläuterung der Zeichnung sei bemerkt, daß angebracht sind (Reihen-

S. 379. — R. Krüger. Die Filter für Haus und Gewerbe. Wien 1886. — Einfluß einiger Wasserfilter auf die Zusammensetzung des Wassers. *Polyt. Notizbl.* 1888, S. 183.

Über das Breyer'sche Asbestfilter: *Gesundh.-Ing.* 1883, S. 626, 658; 1890, S. 417. — Breyer. Die Mikromembranfilter. Wien 1884. — Buchner. Ein Gutachten über die Breyer'schen Mikromembranfilter. 1886, S. 306.

Filterung durch Porzellancyylinder: Finkelnburg. Das Filter Pasteur-Chamberland. *Centralbl. f. Gesundheitspflege* 1886, S. 44. — Batterie filtrant l'eau sous pression, qui fonctionne au moyen des bougies en porcelaine dégoûdié. *Rev. ind.* 1890, S. 458. — Filtre Chamberland, système Pasteur à nettoyage mécanique. *Génie civil* 1890 (Bd. 18), S. 368.

Über Cellulosefilter, insbesondere dasjenige von Piefke: F. Fischer. Das Wasser, seine Verwendung, Reinigung und Beurteilung. Berlin 1891. S. 217. — *Centralblatt für Textilindustrie* 1891, S. 687. — La cellulose pour la filtration de l'eau. *Chronique industrielle* 1888 (Bd. 11), S. 368.

Über Filter aus gebrannter Infusorienerde (Berkefeld-Filter): The Berkefeld-filter. *Engineering* 1891, S. 703. — *Gesundh.-Ing.* 1891, S. 443. — *Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege* 1892, S. 50. Diese Filter sollen bei 26 cm Länge, 5 cm Durchmesser und 1 cm Wandstärke des Cylinders 4—7 Tage lang keimfreies Wasser in Mengen von 2—3 Liter i. d. Minute liefern; die Reinigung erfolgt durch Abbürsten und längeres Kochen.

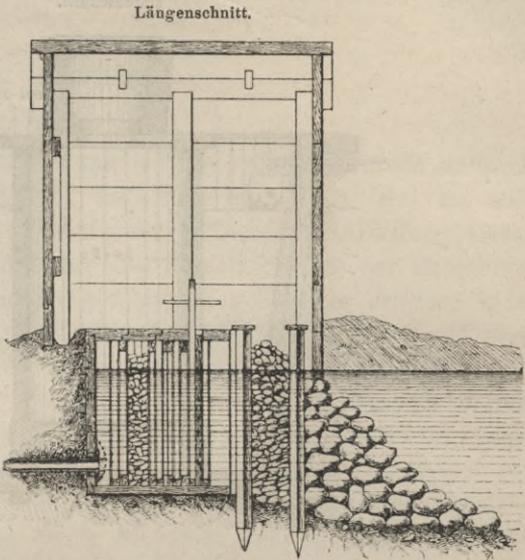
Kohlenfilter haben sich im ganzen wenig bewährt, da sie nur im Anfang reinigend wirken, aber bald nachlassen und später sogar eine Verschlechterung des Wassers herbeiführen. Diese Übelstände soll ein Kohle-Mangan-Filter von Morris vermeiden. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1892, S. 45.

Eine Vorrichtung zum Entkalken, Reinigen und Kühlen des Trinkwassers beschreibt Kramerius. *Gesundh.-Ing.* 1890, S. 229.

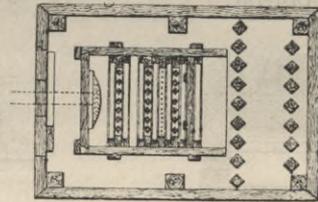
folge von rechts nach links): eine Packung größerer, 7 bis 15 cm Durchmesser haltender Steine, — eine von eingeschlagenen Pfählen gehaltene Schicht gewöhnlichen Steinschlags, — das Schütz zum Ab Sperren des Wassers, — ein Holzgitter, dessen Stäbe 1,25 cm Abstand voneinander haben, — ein Gitter von 3 mm starken Eisendrähten, welche in 3 mm Abstand gestellt sind, — eine von Holzgittern eingeschlossene Schicht feinen Steinschlags und endlich ein Sieb, von Kupferblech mit Löchern von 0,5 mm Durchmesser. Der Gesamtquerschnitt dieser kleinen Löcher ist doppelt so groß, wie der Querschnitt der Leitungsröhren.

Die Figuren 3<sup>a-c</sup>, T. V stellen eine Bachwasserentnahme verbunden mit Reinigungsvorrichtung dar, auch in diesem Falle handelt es sich um die Versorgung eines Bahnhofes. Wie aus der Zeichnung ersichtlich, tritt das Wasser zunächst in eine offene Klärkammer und sodann in eine bedeckte Kammer; in letzterer befindet sich eine gemauerte Zunge, welche alle größeren Sinkstoffe zurückhält. Ein Überlaufkanal *tu* schließt sich an die bedeckte Kammer an. Aus derselben kann das Wasser zu Zeiten, in welchen es rein genug ist, mit Hilfe eines Rohres unmittelbar in die am anderen Ende des Bauwerks befindliche Sammelkammer geleitet werden, andernfalls fließt es zunächst in eine mit groben Steinen gefüllte Vorkammer, von dieser in die Filterkammer und schliesslich in die Sammelkammer. In der Sammelkammer befindet sich im Anschluß an die Rohrleitung ein feines Sieb; ein mit der Sammelkammer in Verbindung stehender Kanal bezweckt, diese und die Filterkammern vorkommenden Falls zu entleeren. — Anlagen dieser Art sind für die Brennerbahn und für die österreichische Nordwestbahn ausgeführt.

Fig. 73. Filter mit senkrechten Schichten für die Wasserleitung des Bahnhofes Dransfeld. M. 1:50.



Längenschnitt.



Grundriss.

Brennerbahn und für die österreichische Nordwestbahn ausgeführt.

3. Cisternen. Die Cisternen, deren bereits auf S. 109 Erwähnung geschah, besitzen in ihrer Mehrzahl zugleich eine Einrichtung, um das aufgefangene Wasser zu reinigen, und gehören insofern gleichfalls hierher. In Fig. 74 ist eine Cisterne dargestellt, wie sie vor Einrichtung der Wasserleitung in Venedig üblich war.<sup>82)</sup> Sie besteht aus einem brunnenartigen, etwa 4 m tiefen Schacht, welcher sich in der Mitte eines mit Sand gefüllten, durch Eichenholzschalung und Thonschlag gedichteten Behälters befindet. Das von den Dächern oder den sonstigen — möglichst rein zu haltenden — Auffange-

<sup>82)</sup> Bertrand. Note sur les citernes venetiennes. Nouv. ann. de la constr. 1862, S. 111, T. 32.

Sonstige Litteratur über Cisternen. Venetianische Cisternen: Allg. Bauz. 1836, S. 159. — Comptes rendus 1860, S. 123, 490. — Cisternen anderer Art: Plate. Die Wasserversorgung der Istrianer und Dalmatiner Staatsbahn. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 64 (siehe S. 192 dieses Kapitels). — Les citernes-filtres en Algérie. Génie civil 1881, Bd. I, S. 444. — v. Finetti. Studien über die rationelle Anlage von Cisternen mit besonderer Rücksicht auf den Eisenbahnbau im Karst-Gebiete. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 59; 1885, S. 62. — Allens cistern. Scientific americ. 1887, Bd. 57, S. 114. — Restauration des citernes de Carthage. Génie civil 1885, Bd. 14, S. 162. — Acme syphon cistern. Invent. and industr. record. 1888, Bd. 10, S. 131. — Allgemeines: Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst, 3. Aufl., Bd. I, S. 24. — Ral. Cisternen zur Filtration des Wassers. Dinglers polyt. Journal 1864, Bd. 171, S. 197. — Meidinger. Eine Wassercisterne mit Filter. Badische Gewerbezeitung 1877, S. 138. — Apparat zum Auffangen von reinem Regenwasser. Maschinenbauer 1883, Bd. 18, S. 187. — Weber. Anlage von Cisternen. Baugewerksztg. 1883, S. 816.

Fig. 74. Venetianische Cisterne. M. 1:100.

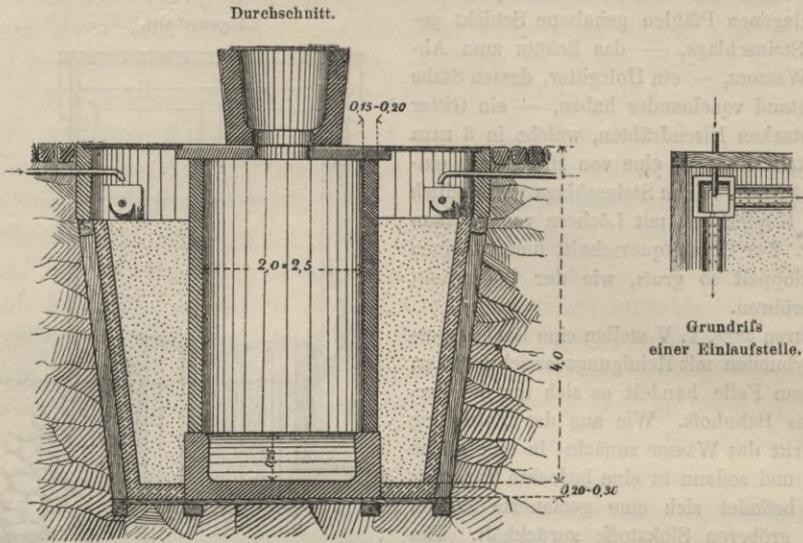


Fig. 75.

Amerikanische Cisterne.

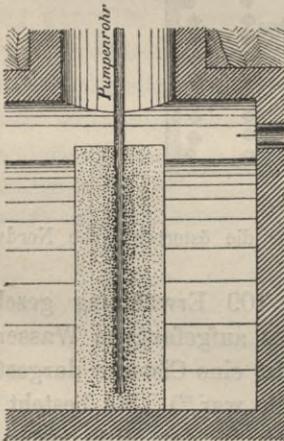
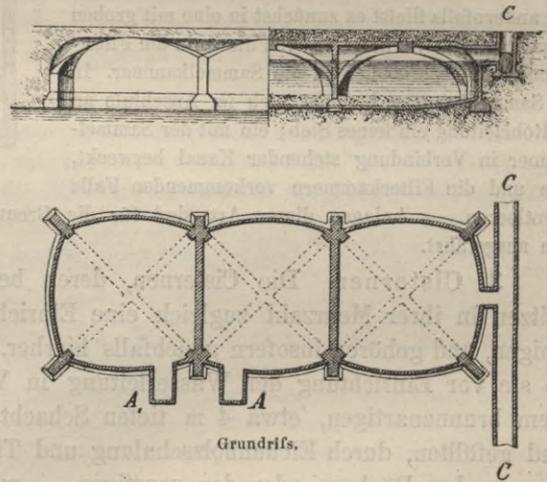


Fig. 76.

Regenwassercisterne für den Bahnhof Geestemünde.

Ansicht. M. 1:400. Längenschnitt.



flächen stammende Wasser gelangt mittels einer durchlocherten Thonrohrleitung auf den Sand und tritt nach Durchsickerung desselben in die Öffnungen am Fusse des erwähnten Schachtes ein, aus welchem es durch Ausschöpfen oder Auspumpen entnommen wird. — Amerikanische Anlagen zeigen vielfach die Anordnung, daß der überwölbte Sammelbehälter selbst keinen Filtersand enthält. Vielmehr ist ein freistehender, reinigungs- und auswechselungsfähiger Filterkorb angebracht (Fig. 75), in welchen das Saugerohr der Pumpen in ähnlicher Weise hinabreicht, wie der in Fig. 66 dargestellte Rohrbrunnen in die ihn umgebende Filterschicht; das Wasser wird also erst im Augenblick der Entnahme gereinigt. — Die in Fig. 76 dargestellte Cisterne für den Bahnhof Geestemünde hat Quermauern, welche im Bereich einer über dem Boden lagernden Sandschicht mit

offenen Fugen gemauert sind. Das durch den Kanal *CC* in die Cisterne gelangende und bei *A* oder *A*<sub>1</sub> entnommene Wasser tritt demnach durch die Sandschicht und wird auf diese Weise gereinigt.<sup>83)</sup>

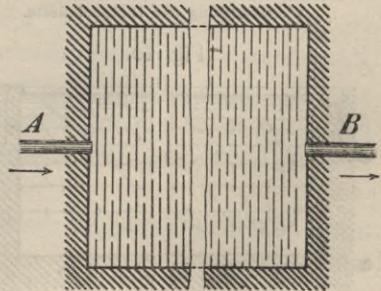
## § 9. Reinigen in großem.

### A. Ablagerung.

Dem Wasser der natürlichen Wasserläufe kann ein Teil seiner Sinkstoffe dadurch entzogen werden, daß man die Geschwindigkeit des Wassers mäfsigt oder sie zeitweilig fast ganz aufhebt, vergl. Kap. II, S. 102 der ersten Hälfte der 1. Abteilung dieses Bandes. Häufig geschieht dies durch Erweiterung des Flußbettes an der Entnahmestelle, welche die Form einer mehr oder weniger geschlossenen Kammer erhalten kann (Kap. V, Fig. 81) oder durch Aufstau (Kap. VI, Fig. 20 und 21), in der Regel aber durch besondere Behälter, welche in kleinerem Mafsstabe schon bei den Quelfassungen zur Zurückhaltung des mitgeführten Sandes angewendet werden (§ 4). Handelt es sich um Flußwasser, so sind die Sinkstoffe meist viel feiner und es bedarf erheblich größerer Behälter, welche Ablagerungs- oder Klärbehälter genannt werden und denen das Wasser vor der Filterung zugeführt wird. Bei Flüssen, welche infolge sehr geringen Gefälles oder großer Querschnittserweiterung wenig Sinkstoffe führen, kann von einer vorherigen Ablagerung abgesehen werden (Spree bei Berlin, Havel bei Tegel, Oder bei Stettin, Newa bei Petersburg); im Flutgebiete dagegen dürfen Klärbecken wegen des Schlickgehalts nicht fehlen (Elbe bei Hamburg und Altona).

Je größer der Querschnitt des Beckens, desto vollkommener wird die Klärung. Natürliche Seen und große Sammelteiche liefern deshalb oft nahezu klares Wasser, welches ohne weitere Reinigung vielen nordamerikanischen und einigen englischen Städten zur Versorgung dient. Wollte man das sinkstoffhaltige Wasser eines Flusses auch nur annähernd so klären, so würde man große Anlagekosten ohne entsprechenden Nutzen aufwenden, zumal Filter zur vollständigen Reinigung doch unentbehrlich sind. Auch leidet das Wasser durch längeren Aufenthalt in offenen Becken von mäfsiger Tiefe durch Erwärmung und Algenbildung (S. 107). Die Klärung kann entweder dadurch geschehen, daß man das Becken mit Wasser füllt und dieses lange genug ruhig stehen läßt oder daß ein beständiger Zu- und Abfluß stattfindet. Da im ersten Falle die Zeit des Füllens und Leerens für die Klärung, sowie der Vorteil verloren geht, das Wasser stets aus der obersten, zuerst klar werdenden Schicht entnehmen zu können und auch die Hubhöhe eine größere ist, so wird der zweiten Art in der Regel der Vorzug gegeben. Man begnügt sich dann mit einer Durchfluggeschwindigkeit von 1 bis 2 mm i. d. Sekunde, welche einen Querschnitt von 0,5 bis 1 qm f. d. Sekundenliter fordert, sowie mit einer Ablagerungszeit von 12—30 Stunden; die Beseitigung der dann noch nicht abgelagerten feinen Beimengungen (namentlich thoniger Art) muß den Filtern überlassen bleiben.<sup>84)</sup>

Fig. 77.

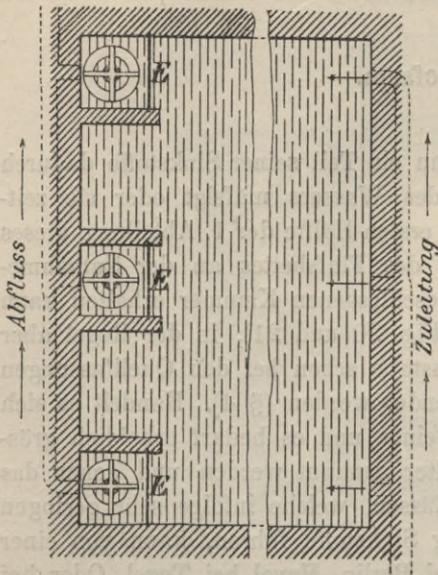


<sup>83)</sup> Köpcke. Wasserleitung für Bahnhof und Hafen Geestemünde. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 95.

<sup>84)</sup> Eine wissenschaftliche Begründung des Klärungsvorganges liefert Seddon. Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1890, S. 81. Nach dem Journ. of the Assoc. of Engn. Soc. 1889, No. 10 bearbeitet von Müller.

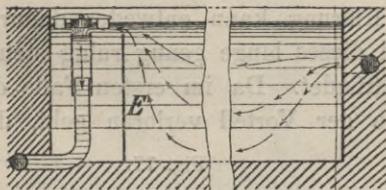
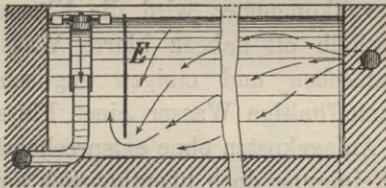
Fig. 78. Klärbecken.

a. Grundrisse.



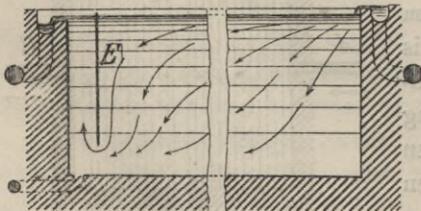
b. Querschnitte.

Sommerstellung der Eintauchplatte.



Winterstellung der Eintauchplatte.

Fig. 79.



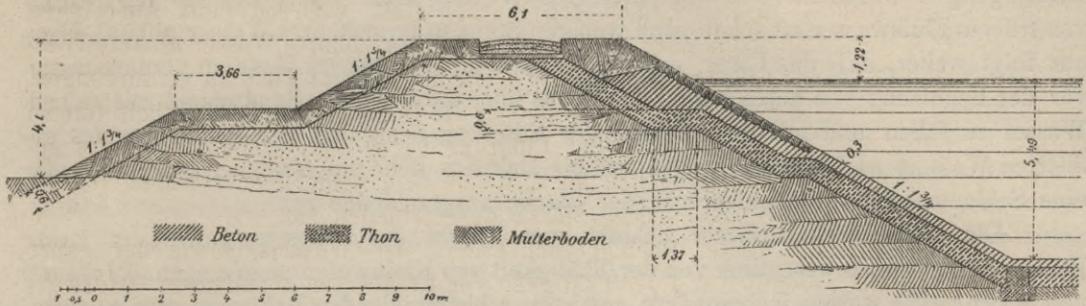
Legt man ein Klärbecken so an, daß daselbe zwar den erforderlichen Querschnitt besitzt, der Zufluß *A* aber dem Abfluß *B* (Fig. 77) gegenüberliegt, so bildet sich leicht eine Strömung in der Richtung *AB* aus, während das Wasser rechts und links in Ruhe verbleibt. Befördert wird die Verkleinerung des Abflußquerschnittes noch dadurch, daß die untere Wasserschicht im Sommer kühler, im Winter wärmer ist, als die obere, sodaß auch im Schnitt *AB* ein Teil des Wassers nicht zum Fließen kommt. Es empfiehlt sich deshalb, mehrere Zu- und Abflußstellen nach Fig. 78 *a* einzurichten oder den Zu- und Abfluß in ganzer Breite des Beckens stattfinden zu lassen (Fig. 79) und zu gleich die von Lindley<sup>85)</sup> auf Grund der an den Frankfurter Klärbecken gemachten Erfahrungen empfohlene stellbare Eintauchplatte anzubringen, durch welche im Sommer das untere, im Winter das obere Wasser zum Ablauf gezwungen wird (Fig. 78 *b*).

Sohle und Wandungen der Klärbecken sind zur Vermeidung von Wasserverlusten möglichst dicht herzustellen; ein Boden, welcher nicht an sich schon thonhaltig ist, wird deshalb vielfach mit Thonschlag oder Beton bekleidet und die Seiten werden außerdem zum Schutz gegen Wellenschlag durch Pflasterung geschützt (Fig. 80); es fehlt aber auch nicht an Anlagen, deren Seitenwände durch Mauern eingefasst sind (F. 1<sup>b</sup>, T. V). Soll die Länge derselben bei gegebener Grundfläche möglichst klein sein, so erhält das Becken die Form eines Quadrats; die Tiefe, welche gewöhnlich 3—4 m beträgt, richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen bzw. nach der Befestigungsart der Seitenwände. Besonders groß (17 m) ist die Tiefe des Klärbehälters zu Iglau<sup>86)</sup>, welcher neben der Klärung vorzugsweise eine Abkühlung des warmen Teichwassers im Sommer bewirken soll. Werden die Behälter überwölbt, so treten bezüglich der Anordnung und Ausführung die nämlichen Verhältnisse ein, wie bei den Reinwasserbehältern (§ 12 u. 14). — Um stets geklärtes Wasser auf die Filter lassen zu können,

<sup>85)</sup> Lindley. Die Nutzbarmachung des Flußwassers für Wasserversorgungen. Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1890, S. 191; Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 535.

<sup>86)</sup> Oelwein. Kühltisch der Wasserleitung zu Iglau in Mähren. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 316. Der in Felsboden stehende Schacht hat 10500 cbm Inhalt, gleich dem 17fachen Tagesbedarf. Die Wärme des aus der Nähe der Sohle entnommenen Wassers blieb im Sommer 6,8—9° C. hinter der des Oberflächenwassers zurück

Fig. 80. Befestigung der Seitenwandungen des Fischerhugel-Behälters zu Boston.



empfehl es sich, von vornherein zwei Behälter anzulegen und die Anordnung so zu treffen, dafs sich eine Vergroferung ohne Schwierigkeit ausführen läst. Die Entnahme selbst erfolgt — wenn nicht eine Längsrinne nach Fig. 79 angeordnet wird — zweckmäfsig durch ein mit Schwimmer versehenes, verschiebbares oder in einem Gelenk bewegliches Rohr, dessen Einlauf stets nahe unter dem Wasserspiegel gehalten wird (Fig. 78b und 88).

Mitunter bringt man die Klärbecken mit sog. Grobfiltern in Verbindung; bestehen diese aus einer von durchlässigem Mauerwerk oder von Gittern eingeschlossenen Masse von Kies oder kleinen Steinen, wie bei dem Altonaer Wasserwerk (F. 1<sup>a</sup>, T. V), so sind dieselben schwer zu reinigen und nützen deshalb wenig oder gar nicht. Besser sind wagerecht liegende Kiesfilter oder leicht auszuwechselnde Gitter, wengleich auch diese zur Beförderung des eigentlichen Klarungsvorganges nur wenig beitragen.<sup>87)</sup>

### B. Sandfilter.

1. Wirkungsart. Der Hauptteil eines Filters besteht aus einer wagerecht gelagerten Schicht von ziemlich feinem Sande, durch welche das Wasser langsam sickert. Die zwischen den Körnern einer solchen Schicht vorhandenen gewundenen Kanäle sind sehr eng und gestatten beispielsweise in einem Haufen kugelförmiger Körner von  $\frac{1}{3}$  mm Durchmesser nur Kügelchen von  $\frac{1}{20}$  mm den Durchgang. Dies hat zunächst zur Folge, dafs alle Körper, welche ein gewisses, sehr kleines Mafs berschreiten, zurückgehalten werden. Hierdurch bildet sich über der Sandschicht alsbald eine aus feinen Pflanzenfasern, den Überresten von Wassertierchen und aus den schwebenden Sinkstoffen des Rohwassers bestehende Decke, welche in noch höherem Grade reinigend wirkt, als jene und schliefslich auch die kleinsten im Wasser vorkommenden Teile zurückhält. Bis zu dem Augenblicke, wo dies geschieht, ist das in die Sandschicht dringende Wasser nicht ganz rein; es führt noch feine Beimengungen, die teilweise an den Körnern hängen bleiben oder sich darauf ablagern, zum Teil aber durch die Filter hindurch gehen und das gefilterte Wasser nicht ganz klar erscheinen lassen.

Es verstreich also ein gewisser Zeitraum, bis ein frisch angelassenes Filter reines Wasser liefert und zwar ist dieser um so grofer, je grofer der verwendete Sand und je feiner der vom Wasser mitgeführte Schlamm ist. Bei dem nahezu klaren Seewasser

<sup>87)</sup> Weiteres über Klärbecken findet man in dem unter Anm. 81 genannten Reisebericht von Grahn und A. Meyer, S. 141; ferner in Grahn. Zur Wasserversorgung Prags. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, S. 162, 299 und Humber a. a. O., S. 129. ber zweckmäfsig Groefe der Klärbehälter vergl.: Gill und Fölsch. Hamburger Stadtwasserkunst. Gutachten. Hamburg 1881. S. 21.

z. B., welches in Zürich gefiltert wird, findet die vollständige Ausscheidung der feinen Beimengungen manchmal erst nach mehreren Wochen statt, während beim Aufbringen von trübem Flufswasser oft schon nach wenigen Stunden brauchbares Wasser abläuft. Hieraus folgt weiter, daß das Filter, um den Sand nicht in größerer Tiefe zu verunreinigen, vor der Benutzung von unten herauf bis etwas über die Höhe der Sandschicht mit reinem Wasser zu füllen und mit dem Beginn der Filterung bezw. mit der Benutzung des gefilterten Wassers so lange zu warten ist, bis sich aus dem aufgelassenen trüben Wasser eine Schlammschicht von entsprechender Stärke ausgeschieden hat.

Die Brauchbarkeit dieser Schicht zum Filtern des Wassers, sowie der ganze Filtervorgang scheint wesentlich von der Thätigkeit von Kleinwesen abzuhängen. Piefke<sup>88)</sup> und Fränkel<sup>89)</sup> weisen insbesondere gewissen schleimbildenden Bakterien eine entscheidende Rolle zu, indem diese die Sandkörner der Oberfläche mit einer Art Gallerte umhüllen, an welcher die feinsten Teilchen des Schlammes, sowie die übrigen im Wasser befindlichen Kleinwesen und ihre Keime gewissermaßen kleben bleiben. Thatsache ist, daß bei vorsichtigem Filterbetrieb der größte Teil der im Wasser enthaltenen Kleinwesen zurückgehalten wird (S. 107), während auf die Erlangung vollständig keimfreien Wassers nicht oder nur ganz ausnahmsweise gerechnet werden darf.

Mit der Verstärkung der Filterhaut durch neu hinzukommende Schmutzstoffe wächst auch die Druckhöhe, welche erforderlich ist, um das Wasser in ausreichender Menge durch die immer enger werdenden und an Zahl abnehmenden Poren hindurchzuführen. Jedes Filter bedarf also einer Vorrichtung, welche eine Regelung jener Druckhöhe gestattet. Überschreitet diese eine bestimmte Grenze, so wird die Geschwindigkeit der durch die Poren tretenden Wasserfäden (die „Arbeitsgeschwindigkeit“ des Filters) so groß, daß feine Schmutzteilchen oder abgelagerte Kleinwesen mitgerissen werden; die Grenze, bei der dies geschieht, hängt von der Beschaffenheit des Rohwassers ab. Im allgemeinen wächst die Reinheit des gefilterten Wassers mit der Abnahme der Arbeitsgeschwindigkeit; man pflegt deshalb letztere unter gewöhnlichen Verhältnissen höchstens bis auf 100 mm i. d. Stunde und dementsprechend die Druckhöhe nicht über 0,75—1,0 m anwachsen zu lassen.<sup>90)</sup> Das auf S. 107 mitgeteilte Beispiel der Filter des Züricher Wasserwerks bildet eine Ausnahme wegen der großen Reinheit des Rohwassers (dasselbe enthält nur einige hundert Keime in 1 ccm, während in den meisten Fällen eine viel größere Zahl vorhanden ist<sup>91)</sup> und gestattet deshalb auch eine ungewöhnlich große Arbeitsgeschwindigkeit der Filter. Das nämliche gilt für die Filteranlagen in Petersburg und Mostar, welche nur geringfügige Verunreinigungen des zugeführten Wassers zu beseitigen haben.

<sup>88)</sup> C. Piefke. Aphorismen über Wasserversorgung. Zeitschr. f. Hygiene 1889, S. 128.

<sup>89)</sup> Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1891, S. 38. — F. Fischer. Das Wasser u. s. w. Berlin 1891. S. 217.

<sup>90)</sup> Die mittlere Arbeitsgeschwindigkeit der Filter von 16 deutschen Wasserwerken schwankt nach der in Anm. 93 erwähnten Zusammenstellung zwischen 42 und 160 mm i. d. Stunde und beträgt durchschnittlich 83 mm. Die Fläche der im Bau begriffenen Hamburger Filter ist nach einer Geschwindigkeit von 62,5 mm (1,5 cbm täglich für jedes qm) berechnet, weil bei dieser die feinen Beimengungen des Elbwassers am vollständigsten ausgeschieden werden, während z. B. das Wasser der Themse und ihrer Nebenflüsse bei London eine schnellere Filterung gestattet. — Die Geschwindigkeit, mit der sich das Wasser durch die Poren des Filtersandes bewegt, ist — je nach dem Gesamtquerschnitt der Poren — etwa das 3—4fache der Arbeitsgeschwindigkeit.

<sup>91)</sup> Die Zahl der Keime betrug z. B. nach den von Wolffhügel ausgeführten Untersuchungen (Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 516—519) in 1 ccm Rohwasser der Filter vor dem Stralauer Thore zu Berlin 2520—110740, in demjenigen der Tegeler Filter 60—13220. Das Reinwasser der letzteren wies zwischen 10 und 1500 Keime auf. — Ähnliche Mitteilungen s. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1893, S. 161.

Läßt die Leistung des Filters trotz Einstellung der größten zulässigen Druckhöhe nach, so wird dasselbe außer Thätigkeit gesetzt, die Haut mit der darunter liegenden 1,5—3 cm starken Sandschicht mit scharfen, breiten Schaufeln abgeschält und das Filter wieder angelassen. Um dieses Verfahren, welches je nach Beschaffenheit des Rohwassers, der Jahreszeit und der Bauart der Filter in Zwischenräumen von etwa 6—80 Tagen vorgenommen werden muß, ohne sofortige Erneuerung des Sandes mehrmals wiederholen zu können, muß die vorhandene Sandschicht eine bestimmte Stärke haben. Schwächer als 30 cm darf sie aber selbst unter günstigen Verhältnissen nicht werden, wenn nicht die Beschaffenheit des gefilterten Wassers leiden soll. Die Ablagerung der feinsten Schmutzstoffe und der Kleinwesen setzt sich nämlich bis zu einer gewissen Tiefe fort<sup>92)</sup> und die dort angesiedelten Bakterien bewirken eine Umwandlung der fäulnisfähigen Stoffe in unschädliche, sodaß das gefilterte Wasser auch in seiner chemischen Beschaffenheit wesentlich besser geworden ist. Je unreiner das Rohwasser, desto mehr werden jene Ablagerungen in die Tiefe befördert und desto stärker sollte die Sandschicht des Filters genommen werden.<sup>93)</sup>

2. Allgemeine Anordnung. Aus dem vorstehend Gesagten ergeben sich die Hauptgesichtspunkte für die allgemeine Anordnung der Filteranlage. Der zeitweiligen Reinigung wegen müssen mindestens zwei, meistens mehr Filter vorhanden sein, welche für sich ein- und ausgeschaltet werden können und von denen das gereinigte Wasser einer Sammelstelle mit entsprechend tief liegendem Wasserspiegel zufließt. Daran schließt sich ein möglichst im Schwerpunkt der Anlage angeordneter Lagerplatz zur Aufnahme des verunreinigten und des wieder gewaschenen Sandes, auf dem sich auch die Sandwäsche befindet, wenn nicht die Beschaffung neuen Sandes sich billiger stellen sollte, als das Waschen des gebrauchten; außerdem sind Flächen für die Erweiterung der Anlage vorzusehen. Die in Fig. 81 dargestellte Gruppe der Filter für die Wasserwerke zu Tegel bei Berlin zeigt eine kreisförmige Lage der Filter um die in der Mitte liegende Sandwäsche; in F. 1<sup>a</sup>, T. V ist die Anordnung für das (inzwischen auf 10 Filter erweiterte) Altonaer, in F. 4<sup>a</sup> diejenige für das Königsberger Wasserwerk (s. auch Fig. 82 in Kap. V) dargestellt; in beiden Fällen bildet die Sammelstelle des Reinwassers zugleich den Hauptbehälter des Wasserwerks, während dieselbe bei der Stralsunder Anlage (F. 2<sup>a-c</sup>, T. V) mit den Filtern zu

<sup>92)</sup> Es enthielt der Sand der Stralauer Filter in 1 kg nach Piefke bei einem frisch abgeschälten Filter

	nach 10 Betriebsjahren	nach 30 Betriebsjahren
an der Oberfläche . . . . .	735 Mill.	1586 Mill. Bakterien
10 cm tiefer . . . . .	191 „	1751 „ „
20 „ „ . . . . .	150 „	1873 „ „
30 „ „ . . . . .	91 „	795 „ „
Kieslage unter der Sandschicht	68 „	905 „ „

Es bedarf keiner näheren Begründung, daß die untersten Schichten eines Filters, in welchen das gereinigte Wasser zum Abfluß gelangt, möglichst frei von Keimen gehalten werden müssen. In den oberen können diese jedoch nach den Versuchen von Piefke nicht entbehrt werden, da ein aus geglühtem Sande hergestelltes und deshalb keimfreies Filter anfangs völlig unbrauchbares und erst nach längerem Betriebe besseres Wasser lieferte.

<sup>93)</sup> Eine Zusammenstellung der Stärke der Filterbetten und ihrer Stützsichten bei 23 deutschen Wasserwerken giebt Kümmer in der Deutschen Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1891, S. 88. Von demselben Verfasser findet sich eine Darstellung der Querschnitte von 14 deutschen und 16 englischen Filtern im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 531. Darnach wechselt die Stärke der Sandschicht zwischen 0,30 und 1,25 m, die der Stützsicht zwischen 0,30 und 1,23 m; das Mittel beträgt 0,80 bzw. 0,79 m. — Die Schichtenstärke der holländischen Filter ist durchschnittlich geringer, siehe Halbertsma. Filteranlagen in den Niederlanden. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 43.

Fig. 81.

Filtergruppe des Tegeler Wasserwerks bei Berlin. M. 1:4000.

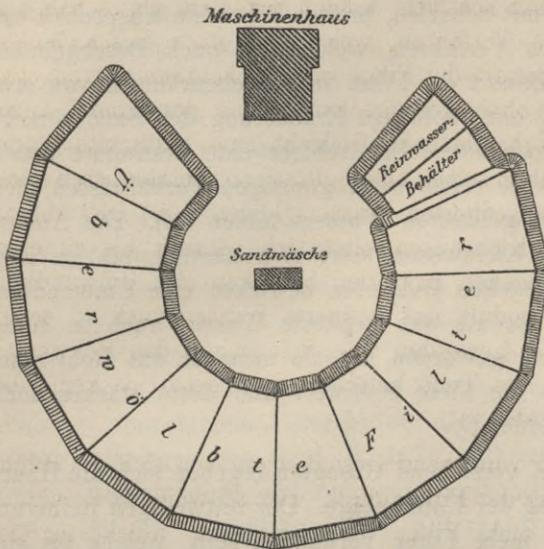
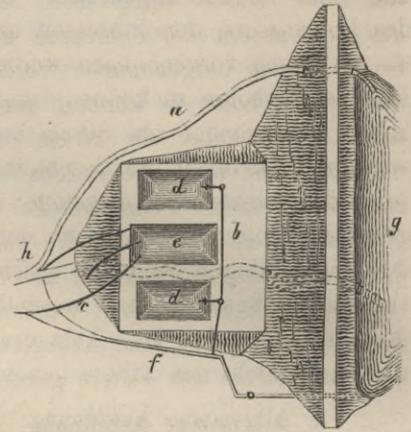


Fig. 82.

Anordnung der Filter und des Reinwasserbeckens für Bideford.



einem Bauwerk vereinigt ist.<sup>94)</sup> Dafs die Filter unmittelbar über dem Reinwasserbehälter angeordnet werden, kommt nur ausnahmsweise vor.<sup>95)</sup> Bei Anordnung offener Filter empfiehlt sich außerdem die Anlage eines Platzes, auf welchem im Winter die behufs der Reinigung des Filters abzunehmende Eisdecke gelagert werden kann. — Den Anschluß einer kleinen Filteranlage mit einem Reinwasserbecken an einen Sammelteich zeigt Fig. 82, als Beispiel einer in England häufiger vorkommenden Anlage. Die Zuführung aus dem Sammelteich *g* nach den Filtern *d* geschieht hier mittels der Leitung *b*, die Ableitung des gereinigten Wassers aus dem Behälter *e* mittels *c*, während *f* die Hauptrohrleitung und *a* den in das ehemalige Bachbett *h* einmündenden Überlauf bezeichnen. Die Anordnung ist so getroffen, dafs das Wasser auch ungefiltert in die Rohrleitung gelangen kann.

### 3. Einzelheiten. Im einzelnen ist folgendes zu besprechen:

- a. Das Filterbett mit den Stützsichten und Sammelkanälen.
- b. Höhe des Wassers im Filter und die Vorrichtungen zum Einlassen desselben.
- c. Vorrichtungen zur Regelung des Drucks.
- d. Gröfse und Anordnung der Filterbecken.
- e. Nebenanlagen und Betrieb.

a. Das Filterbett mit den Stützsichten und Sammelkanälen. Das Filterbett besteht aus reinem Sande, welcher von möglichst gleichmäfsiger Beschaffenheit sein und eine Korngröfse von  $\frac{1}{3}$ —1 mm haben sollte.<sup>96)</sup> In der Regel ist man jedoch

<sup>94)</sup> Siehe auch Plate. Die Wasserversorgung auf den Istrianer und Dalmatiner Staatsbahnen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 57 (S. 59. Filteranlagen für Wasserstationen).

<sup>95)</sup> Vergl. z. B. Nouv. ann. de la constr. 1859, Pl. 56; ferner Kirkwood. Filtration des Flufswassers. Übersetzt von Samuelson. Hamburg 1876. Taf. 26 u. 27 (Marseille) und die Wasserversorgung von Buenos-Ayres in den Ann. des ponts et chaussées 1878, II. S. 248.

<sup>96)</sup> Samuelson (Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 660) hält Sand von 1 mm Korngröfse am geeignetsten für Filterzwecke. In Königsberg ist sowohl gröberer Seesand wie feiner Grubensand zur Verwendung gelangt und in beiden Fällen ein guter Erfolg erzielt worden. Die Sandkörner bilden eben nur die Träger der

auf bestimmte Bezugsquellen angewiesen und muß dann etwaige Abweichungen in Gleichmäßigkeit und Größe durch vorsichtigen Betrieb zu ersetzen suchen. Im allgemeinen wird ein mit feinem Sande beschicktes Filter rascher betriebsfähig, verstopft sich aber auch schneller und die Reinigung des schmutzigen Sandes ist schwieriger. Fast alle in der Natur vorkommenden Sandarten sind unrein und müssen vor dem Einbringen in das Filter gut durchgewaschen werden; insbesondere gilt dies von den stets mehr oder weniger lehmhaltigen Grubensanden. — Die Stärke der Filtersandschicht sollte aus den oben dargelegten Gründen auch bei sehr reinem Rohwasser nicht unter 0,5 m, wenn möglich aber 1 m betragen, um eine gewisse Sicherheit für den Betrieb und eine Gewähr für eine befriedigende Wirksamkeit des Filters zu erlangen.

Die Stützsichten haben, soweit bis jetzt bekannt, keinen Einfluß auf den eigentlichen Vorgang des Filterns, sondern nur den Zweck, in ihrem unteren möglichst durchlässigen Teile die Kanäle zum Sammeln des gereinigten Wassers aufzunehmen und ihnen dasselbe zuzuführen, während der obere Teil allmählich in feinere Schichten übergeht und dadurch das Eindringen des Filtersandes verhindert. Diese feineren Schichten sind um so sorgfältiger herzustellen, je geringer ihre Stärke ist. In Königsberg, wo die Beschaffung von Kies mit besonderen Schwierigkeiten verknüpft war, folgen auf den Sand zunächst fünf Schichten in der geringen Dicke von bezw. 3, 3, 4, 5 und 8 cm und von der Größe eines Hirsekorns bis zu der einer Wallnufs. Die letzte noch etwas gröbere Schicht richtet sich in ihrer Stärke nach der Höhenlage des Filterbodens, welcher in einzelne Rücken von je 4,4 m Breite mit einem Quergefälle 1:10 eingeteilt ist (F. 4<sup>e</sup>, T. V); auf dem Rückenscheitel ist sie nur wenige Centimeter stark und wächst in der Nähe der in der Abflusssrinne liegenden Sammelrohre bis auf 25 cm. Hierdurch wurde die Kiesmenge herabgemindert und zugleich erreicht, daß die Wassermenge, welche sich nach den Sammelrohren bewegt, entsprechend ihrer Zunahme einen allmählich wachsenden Querschnitt vorfindet, den sie mit nahezu gleicher Geschwindigkeit durchfließt. Demgemäß wächst auch die Weite der aus einfachen Drains hergestellten Sammelleitungen von 10 auf 15 cm; genau genommen müßte der Durchmesser am oberen Ende gleich Null sein und allmählich zunehmen, doch ist mit Rücksicht auf etwa mögliche Sandablagerungen und die Abführung der Luft eine geringste Weite von 10 cm gewählt. Eine Versandung hat jedoch, wie durch Aufgraben nach achtjähriger Thätigkeit der Filter festgestellt wurde, nicht stattgefunden, auch fanden sich die Kieslagen noch völlig rein vor.<sup>97)</sup> — Bei den Altonaer Filtern sind folgende fünf Schichten vorhanden: 3 von je 7 cm Stärke in Erbsen-, Bohnen- und Haselnufsgröße; eine 14 cm hohe Schicht von Wallnufs- und eine 21 cm hohe von Faustgröße. Die kleinen Sammelkanäle sind 19 cm, der Hauptkanal ist 57 cm hoch und ebenso breit; letzterer ist nur 36 cm in die Sohle des Filters versenkt. — Eine beträchtliche Höhe der Stützsicht erfordert neben den größeren Kosten für Material zugleich Mehrausgaben für Erdarbeiten und für die Umfassungswände, sowie eine größere Hubhöhe des Wassers, ohne einen entsprechenden Nutzen zu gewähren. Vielmehr liegt die Gefahr vor, daß das Wasser sich zu lange Zeit in

eigentlichen Filterhaut und es dürfte deshalb mehr auf Gleichmäßigkeit als auf eine bestimmte Größe der einzelnen Körner ankommen, zumal die Beschaffenheit des Rohwassers je nach den Jahreszeiten und den Wasserständen des Flusses wechselt.

<sup>97)</sup> Eine auf ähnlichen Grundsätzen beruhende Anordnung der Stützsichten behandelt Samuelson unter Betonung der Nachteile großer, von ruhendem Wasser angefüllter Hohlräume im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 660.

einzelnen Hohlräumen aufhält und dadurch die Vermehrung der aus der Sandschicht mitgerissenen Kleinwesen befördert.

Schon Hagen<sup>98)</sup> hat darauf aufmerksam gemacht, daß die Unterstützung des Filtersandes sich auch durch übereinandergelegte Flachziegelschichten (jedoch mindestens drei) erreichen läßt. Ziegel gewöhnlicher Sorte sind aber im Verhältnis zu ihrer Länge und Breite zu hoch, um dem nassen Sande die Ausbreitung unter dem sehr flachen natürlichen Böschungswinkel zu gestatten. Dagegen würden Dachpfannen oder Schieferplatten geeigneter sein, wenn man von der Verengung der Durchgangsquerschnitte des Wassers

Fig. 83.

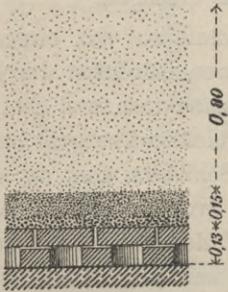
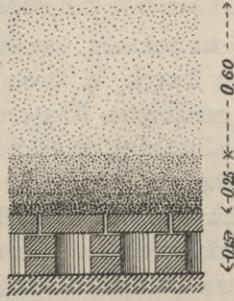


Fig. 84.



absieht. Hierher gehört auch die Anordnung von Muir (Fig. 83), bei welcher Ziegel in Abständen von einer Steinbreite verlegt und durch eine Flachschiicht mit offenen Fugen überdeckt sind. Dadurch entstehen Kanäle von rechteckigem Querschnitt, welche das gefilterte Wasser aufnehmen und es dem Sammelkanal zuführen. Eine solche Ziegelunterlage ist zuerst bei dem New-river-Wasserwerk zu London angewandt und hat später

mehrfach Nachahmung gefunden; z. B. in Braunschweig (Fig. 84), Zürich und Warschau. Eine allmählich feiner werdende Lage von Kies zwischen der Oberfläche der Ziegel und dem Filtersande kann hier aber nicht entbehrt werden; dieselbe ist bei dem erwähnten Londoner Filter 15, in Braunschweig, wo sie aus vier verschiedenen Schichten besteht, 20 cm stark. Derartige Kanäle haben vor unregelmäßigen Schüttungen den Vorteil, daß das Wasser gezwungen wird, in vorgeschriebenen Richtungen zu fließen; es bleibt aber der Nachteil eines zu großen Querschnitts am oberen Ende und einer zu geringen Abfluggeschwindigkeit daselbst bestehen. — In Holland wendet man vielfach die am Meeresstrande in großer Menge vorkommenden Reste von Muschelschalen (sog. Muschelkies) zur Unterbettung des Sandes an (beispielsweise haben die Filter in Groningen 50 cm Sand, 30 cm Muschelschalen und 20 cm groben Kies). Bei dieser Anordnung lagert sich der durch die Zwischenräume der obersten Schicht gedrungene Sand unter seinem Böschungswinkel auf der Fläche der tiefer liegenden Muscheln und wird dadurch am Weiterdringen verhindert. — Sehr geeignet zum Zurückhalten des Filtersandes sind auch Schichten aus feinem Koks (sog. Koksasche); doch ist zu befürchten, daß dieselben, da sie keine rein mineralische Beschaffenheit besitzen, der Entwicklung von Kleinwesen Vorschub leisten. — Die einfachste Anordnung eines Filterbettes würde die sein, daß man durchlässige Rohre in bestimmten Abständen auf der Sohle verlegt und dieselben mit allmählich feiner werdendem Kies umgibt, während der übrige Raum mit Sand ausgefüllt wird. Der Querschnitt der in einen Hauptkanal mündenden Rohre müßte dann so bemessen werden, daß das Wasser überall mit möglichst gleicher Geschwindigkeit abfließt. Der Bewegungswiderstand ist zwar in diesem Falle etwas größer, als bei der üblichen Anordnung, doch fällt dieser Umstand auch bei großen Filtern nicht ins Gewicht.

b. Höhe des Wassers im Filter und die Vorrichtungen zum Einlassen desselben. Eine bestimmte Wasserhöhe im Filter ist schon zum Ausgleich zwischen

<sup>98)</sup> A. a. O. Bd. I, 3. Aufl., S. 248.

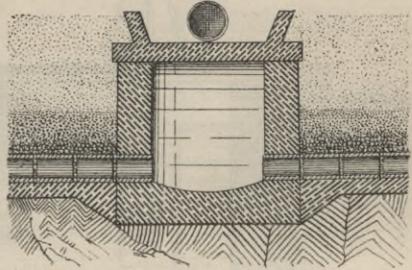
dem Zufluss und der Lieferungsmenge des Filters, sowie zur beschleunigten Bildung der Filterhaut erforderlich. Bei nicht überwölbten Filtern ist es ferner wichtig, daß im Winter noch genügendes Wasser unter der Eisdecke verbleibt und diese nicht die Filterhaut durch Aufsitzen beschädigt. Aus diesen Gründen muß die Wasserhöhe mindestens 0,9—1,0 m betragen; bei den offenen Filtern pflegt sie in Deutschland eher noch etwas größer (etwa 1,20 m) zu sein, während sie in England und Holland vielfach niedriger ist. Die Erwärmung des Wassers in offenen Filtern wird gleichfalls durch die größere Wassertiefe herabgemindert; doch ist dieser Punkt weniger wichtig, weil die Wärmezunahme infolge der kurzen Aufenthaltszeit des Wassers im Filter nicht erheblich ist ( $\frac{1}{2}$ —2° im Sommer).

Die Vorrichtungen, mittels welcher das Wasser den Filtern zugeführt wird, müssen derart sein, daß merkliche Strömungen, welche die wagerechte Oberfläche des Filtersandes beeinträchtigen würden, in der Wasserschicht nicht vorkommen können. Vielfach wird eine durch die Mitte des Filters gehende Rinne angeordnet, über deren Ränder das Wasser abfließt. In Königsberg ist dieselbe, ebenso wie der Reinwasserkanal, aus Beton hergestellt und hat eine etwas über den oberen Rand vorstehende Fußplatte, auf welche das Wasser fällt, wenn bis zu dieser Höhe der Sand abgeschält ist (Fig. 85). Der Sammelkanal ist durch einen der Zufußsstelle gegenüber liegenden Einsteigeschacht zugänglich gemacht. Bei den Filtern für Stralsund (F. 2<sup>a-c</sup>, T. V) verteilt sich das Wasser von dem Einlaufschacht aus über die Oberfläche des Sandes; bei anderen Anlagen (z. B. in Tegel) fällt das Wasser über den trompetenförmig gestalteten Rand des Einlaufrohrs und der Sand ist an dieser Stelle durch eine Lage von Pfannen gegen Wegspülung gesichert.

Die Regelung des Wassereinflaßes geschieht in den meisten Fällen durch den Wärter, welcher den betreffenden Schieber entsprechend stellt und es ist dann ein Überlaufrohr vorhanden, welches einen etwaigen Überschufs abführen kann. Besser ist die Speisung des Filters durch ein Schwimmventil, welches den Zufluß bei Überschreitung eines bestimmten Wasserstandes selbstthätig abschließt, weil dadurch ein etwaiger Wasserverlust vorgebeugt und das Filter stets gefüllt gehalten wird.<sup>99)</sup> In Königsberg ist von jedem einzelnen Becken aus ein Rohr von etwa 2 cm Weite in gleichmäßigem Gefälle nach dem nahegelegenen Maschinenraum geleitet, wo es in ein senkrechtcs Glasrohr endet, welches eine Marke für den gewöhnlich inne zu haltenden höchsten Wasserstand trägt. Hierdurch kann der Maschinenwärter jederzeit die Wasserhöhe beobachten und den Pumpenbetrieb danach regeln.

c. Vorrichtungen zur Regelung des Drucks. Bei den Filtern für St. Louis erfolgt die Regelung des Drucks in der an die Filterwand stoßenden Abfluskammer durch einen in senkrechter Richtung beweglichen Schieber, dessen Oberkante vom Wasser überströmt wird (F. 5, T. V). Auch bei den Filtern für Leeuwarden ist ein Überfall vorhanden; zur besseren Regelung wird hier jedoch der Wasserstand der Kammer durch einen Schwimmer auf einen an der Zahnstange der Schützwinde befestigten Pegel über-

Fig. 85.



<sup>99)</sup> Ein solches Schwimmventil ist u. a. abgebildet in Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 686 (Halbertsma. Über Filterregulierapparate und die Wasserleitung von Leeuwarden).

tragen. Da sich Schwimmer und Schütz um das nämliche Maß abwärts bewegen müssen, wenn die Überfallhöhe und damit die Arbeitsgeschwindigkeit des Filters gleich bleiben soll, so braucht erstere nur festgestellt und dem Wärter mitgeteilt zu werden, der dann das Schütz von Zeit zu Zeit entsprechend zu stellen hat.

Eine andere Vorrichtung, welche ungefähr der in Königsberg befindlichen entspricht, ist in Fig. 86 dargestellt. Der obere Teil des Abflußrohres ist auf dem unteren verschiebbar und wird durch eine mit Handrad bewegte Schraube eingestellt. Ist das Rohwasser von gleichmäßiger Beschaffenheit, so muß die Überströmung des Randes stets in einer bestimmten Höhe stattfinden. Diese Höhe wird größer und dadurch leichter meßbar, daß man den Rand an einer Stelle ausklinkt und durch diese das Wasser eintreten läßt. — Bei der für die Filteranlagen zu Tegel und am Müggelsee getroffenen

Fig. 86—89. Vorrichtungen zur Regelung des Drucks.

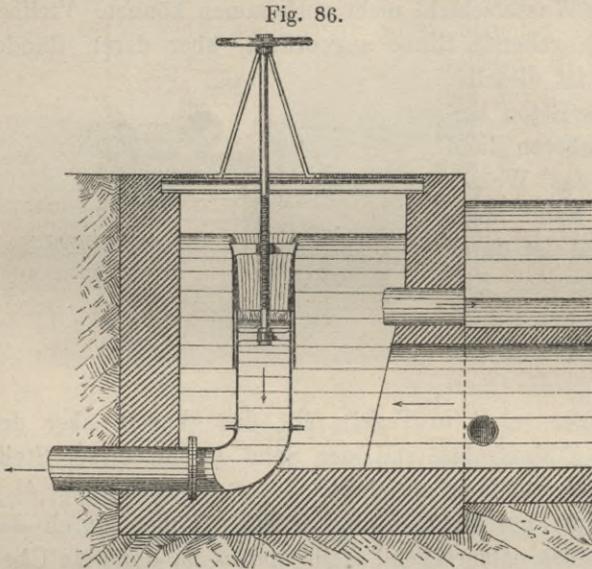
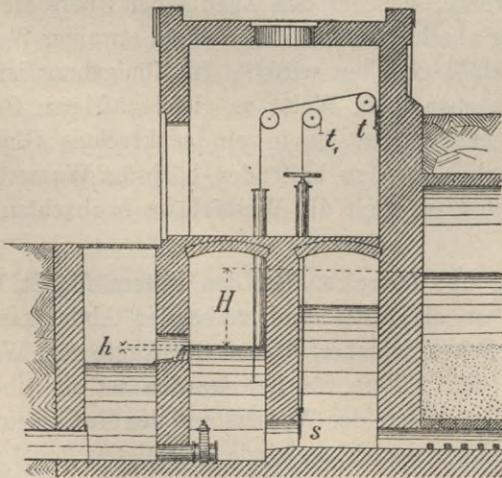


Fig. 87.



Einrichtung von Gill<sup>100)</sup> überfließt das gereinigte Wasser die Kante eines Überfalls in der vorher bestimmten Höhe  $h$  (Fig. 87); damit diese sich nicht ändere, überträgt ein Schwimmer den Wasserstand durch Kette und Rolle auf einen Zeiger  $t$  und der Wärter hat durch Bewegung des Schiebers  $s$  (dessen Stellung durch  $t_1$  angezeigt wird) dafür zu sorgen, daß der Zeiger stets auf einer Stelle bleibt;  $H$  ist dann die größte zulässige Druckhöhe. Hierbei ist vorausgesetzt, daß das Rohwasser während des Betriebs sich nicht wesentlich ändert, was bei den Berliner Wasserwerken in Bezug auf den Sinkstoffgehalt auch zutreffen dürfte. Bei Entnahme aus Gewässern mit stärkerem Gefälle sind die Schwankungen in der Beschaffenheit des Rohwassers jedoch oft sehr erheblich; beispielsweise bewegte sich der Klarheitsgrad des Oderwassers, mit welchem die Breslauer Filter gespeist werden, in den Jahren 1883—86 zwischen 15,2 und 62,8 (Monatsmittel). In solchen Fällen würde dann eine entsprechende Änderung der Arbeitsgeschwindigkeit des Filters bzw. der Lage des Zeigers eintreten müssen.

<sup>100)</sup> Glaser's Annalen für Gewerbe u. Bauwesen 1886, S. 50. — Deutsche Vierteljahrsschrift für Gesundheitspflege 1891, S. 60.

Fig. 88.

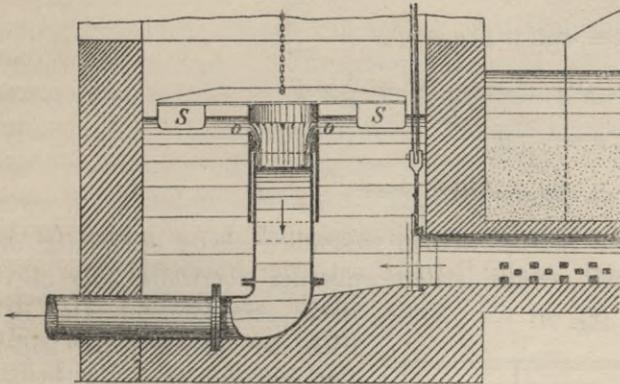
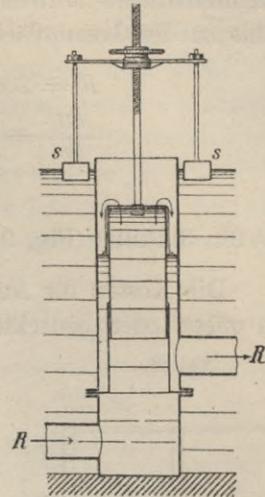


Fig. 89.



Eine selbstthätige, von Lindley für die Warschauer Filter angegebene Vorrichtung zeigt Fig. 88. Hier bewirkt ein Schwimmer *SS*, daß durch die Einlauföffnungen *OO* stets die nämliche Wassermenge zum Abflufs gelangt; die tiefste Stellung des Schwimmers entspricht der grössten Druckhöhe. Ein an der angedeuteten Kette hängendes Gegengewicht ermöglicht durch Änderung des Auftriebs eine anderweitige Feststellung der Abflussmenge.

Bei der für die Filteranlage in Worms angewendeten Vorrichtung (Fig. 89) wird die Druckhöhe durch Schraube und Handrad eingestellt und der auf dem Spiegel des ungefilterten Wassers befindliche Schwimmer hat nur die Aufgabe, dieselbe gleich groß zu erhalten.

d. Gröfse und Anordnung der Filterbecken. Aus der Arbeitsgeschwindigkeit der Filter und der zu reinigenden Wassermenge ergibt sich die erforderliche grösste Betriebsfläche, welcher noch ein bestimmter Zuschlag für die in Reinigung und Wiederauffüllung begriffenen Filter hinzuzufügen ist. Der Umfang dieses Anteils hängt von der kleinsten Betriebsdauer der Filter, von ihrer Gröfse und von dem Zeitaufwande der Reinigungsarbeiten ab. Erstere kann in heifsen Sommermonaten und bei trübem Wasser bis auf 6 Tage hinuntergehen; was die Gröfse der einzelnen Filter anbetrifft, so nehmen die Kosten derselben an sich mit der Ausdehnung ab, weil dann auf die Flächeneinheit eine geringere Länge der Umfassungswände kommt. Gröfse Filter haben aber einen starken Ausfall an der in Thätigkeit befindlichen Gesamtfläche zur Folge, wenn eins von ihnen ausgeschaltet werden mufs. Filter von 700—1200 qm für kleinere, von 1200—2000 qm für mittlere und von 2000—3500 qm Fläche für grofse Anlagen haben sich am zweckmäfsigsten erwiesen<sup>101)</sup>; im Durchschnitt kann man annehmen, daß von 10 Filtern nur 7 gleichzeitig thätig sind, während eins in Entleerung, eins in Reinigung und eins in Wiederauffüllung begriffen ist.

<sup>101)</sup> Eine Ausnahme bilden die Filter für Breslau (3 von je 4000 und eins von 5000 qm), sowie diejenigen für Hamburg, wo 16 Becken von je 7500 qm in Ausführung begriffen sind. — Bei den neuen Anlagen für Berlin am Müggelsee, welche nach ihrer Vollendung etwa 74000 qm Filterfläche besitzen werden, halten die einzelnen Filter jedoch nur 2330 qm.

An Kosten der Umfassungswände wird nicht unwesentlich gespart, wenn die Filter gemeinschaftliche Mittelmauern besitzen. Soll die Gesamtlänge  $U$  der Mauern im Verhältnis zu der Gesamtfläche  $F$  am kleinsten werden, so hat man bei 2 Filtern (Fig. 90)

$$F = 2xy \text{ und } U = 4x + 3y = 4x + \frac{3F}{2x}$$

$$\frac{dU}{dx} = 4 - \frac{3F}{2x^2} = 0; \quad x^2 = \frac{3}{8}F = \frac{3}{4}xy$$

$$x = \frac{3}{4}y$$

und für 3 Filter (Fig. 91)  $x = \frac{2}{3}y$ , für  $n$  Filter  $x = \frac{n+1}{2n}y$ .

Die Kosten für Ausführung und Betrieb werden wesentlich davon beeinflusst, ob man offene oder bedeckte Filter wählt, wobei letztere entweder überwölbt oder überdacht sein können. Der Betrieb der offenen Filter leidet

Fig. 90.

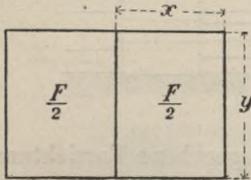
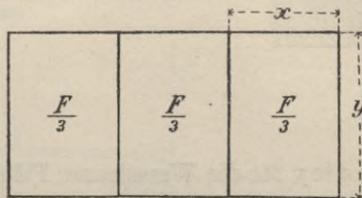


Fig. 91.



fast ohne Ausnahme bei heißer Witterung unter der Bildung von Algen, zu denen unter Umständen (namentlich bei Verwendung von Wasser aus flachen Sammelteichen) auch Pflanzen

höherer Ordnung, sowie verschiedene Wassertiere treten, deren Eier oder Larven mit dem Rohwasser auf die Filter gelangt sind. Ferner kann bei strengen Wintern die starke Eisbildung sehr lästig werden, indem sie wiederholte Entfernung der Eisdecke zur Lüftung und Reinigung der Filter erfordert, sowie die letztere sehr erschwert. Diese Übelstände werden durch Überwölbung der Filter beseitigt, welche das Wasser vor der Einwirkung des Sonnenlichts schützt, die Eisbildung verhindert und zugleich durch die Erdüberdeckung die Einwirkung des Winterfrostes auf das Bauwerk aufhebt. Die oft betonte Abkühlung des Wassers in gewölbten Filtern ist dagegen auch im heißen Sommer nur sehr geringfügig, da das Reinwasser überwölbter Filter nur selten über einen Grad kühler ist, als das der offenen. Die Reinigung ist — mit Ausnahme der Frostperiode — umständlicher, als bei offenen Filtern und die Anlagekosten sind erheblich ( $1\frac{1}{2}$  bis 2 mal) höher<sup>102)</sup>; auch ist im Sommer der für manche Wasserarten wünschenswerte Luftwechsel nicht kräftig genug und der eine rasche Bildung der Filterhaut befördernde Luftzutritt manchmal unzureichend.<sup>103)</sup> Die neueren Anlagen in Deutschland sind meistens überwölbt hergestellt (in Hamburg, wo der Winter weniger strenge ist, hat man mit Rücksicht auf die günstigen Erfahrungen mit den offenen Altonaer Filtern gleichfalls von einer Überdeckung der neuen Filteranlage abgesehen), während überwölbte Filter in England und Holland zu den Ausnahmen gehören. Eine Über-

<sup>102)</sup> Nach den in Zürich mit drei überwölbten und zwei offenen Filtern gemachten Erfahrungen sind jedoch die Gesamtkosten der Wasserreinigung in den überwölbten Becken um 10% niedriger, als diejenige in den offenen, was auf die kürzere Umlaufzeit der letzteren zurückzuführen ist. Hierbei ist die Verzinsung mit 4%, die Tilgung mit 2% berechnet; die offenen Filter stellten sich (anscheinend jedoch einschl. der gleichzeitig mit ausgeführten Pfeiler für spätere Überwölbung) nur 27 $\frac{1}{2}$ % niedriger, als die bedeckten. (Vergl. Jahresbericht über die Wasserversorgung von Zürich und Umgebung. Zürich 1890. S. 43.)

<sup>103)</sup> Piefke (Deutsche Vierteljahrsschrift f. Gesundheitspflege 1891, S. 69) teilt z. B. mit, dass nach den Untersuchungen von Wolffhügel das Wasser der offenen Stralauer Filter in den 10 Tagen vom 3.—12. September 1884 durchschnittlich nur 20, das der überwölbten 116 Keime in 1 ccm aufwies. — Eine vollständigere Darstellung der Wolffhügel'schen Untersuchungen findet sich im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 516—519.

dachung (F. 4<sup>b u. c</sup>, T. V) ist wesentlich billiger, als eine Überwölbung, gestattet auch eine gute Lüftung und den Zutritt einer ausreichenden Lichtmenge und ist namentlich im Sommer sowie in Gegenden mit warmem Klima am Platze; dagegen wird die Eisbildung gegenüber offenen Filtern nur unwesentlich beschränkt, wenn man nicht eine ziemlich dichte und — was unseres Wissens noch nicht versucht wurde — zugleich heizbare Überbauung anwendet, wodurch freilich die Kosten wieder entsprechend erhöht werden. Unter Umständen empfiehlt sich, wie bei der Stralsunder Anlage (F. 2<sup>a-c</sup>, T. V), eine Trennung in offene und überwölbte Filter, wobei dann die letzteren für den kleineren Winterbedarf ausreichen. Eine Trennung in überdachte und überwölbte Filter dürfte in manchen Fällen gleichfalls zu empfehlen sein.<sup>104)</sup>

Fig. 92.

Begrenzung der Filter zu Leeuwarden. M. 1:75.

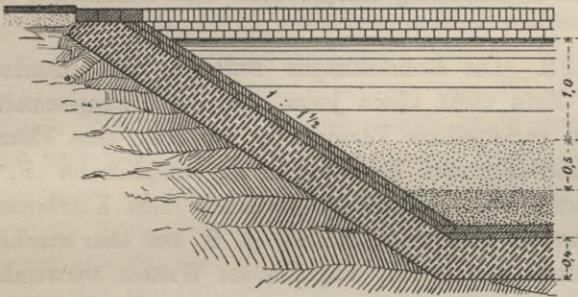
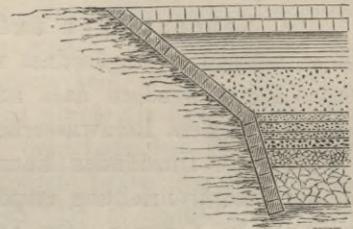


Fig. 93.

Begrenzung der Filter zu Liverpool.

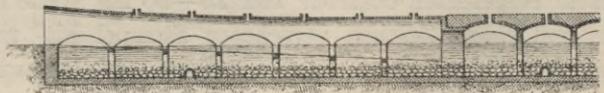


Bei Anordnung der seitlichen Begrenzungen offener Filter ist zu berücksichtigen, daß senkrechte oder nahezu senkrechte Mauern zwar eine leichtere Loslösung, aber eine schwerere Entfernung der Eisdecke gestatten, als geböschtes Pflaster, während letzteres weniger wasserdicht ist. In Deutschland sind Mauern viel mehr üblich, als in England und Holland, wo man ein auf kräftigem Thonschlag liegendes und in Mörtel verlegtes Pflaster aus natürlichem Stein oder aus hart gebrannten Ziegeln sehr häufig findet. Fig. 92 zeigt den Durchschnitt durch die Wandung eines der Filter zu Leeuwarden (Holland); in ähnlicher Weise werden die Hamburger Filter hergestellt, nur daß die Böschung noch flacher (1:2) und daß eine 60 cm starke, an der Unterseite drainierte Klaibodenschicht mit einer 10 cm dicken Lage von gestampftem Thon vorhanden ist, auf welcher ein hochkantig gestelltes Pflaster aus hartgebrannten Ziegeln aufliegt.<sup>105)</sup> — In England wird aus Ersparnisrücksichten die untere Böschung manchmal steiler hergestellt als die obere (Fig. 93), was wegen der teilweisen Aufhebung des Erddrucks durch den Filtersand und die Stüttschichten auch zulässig erscheint. — Die Anordnung der Gewölbe überdeckter Filter mit den in die Scheitel derselben eingefügten Lichtöffnungen zeigt F. 2<sup>a-c</sup>, T. V; Fig. 94 stellt den Schnitt durch den Karrgang eines solchen Filters dar. Im übrigen richtet sich die Ausführung des Bodens und der Seitenwände nach den im nächsten Teile dieses

Fig. 94.

Schnitt durch den Karrgang eines überwölbten Filters.

M. 1:500.



<sup>104)</sup> Filter mit Überdachung: Allg. Bauz. 1873, S. 269 (Filter für die württembergische Station Aulendorf); desgl. für heiße Gegenden Nordamerikas: Fanning. Water-supply Engineering. New-York 1877. S. 548, 555.

<sup>105)</sup> A. Meyer. Die Filtrations-Anlagen der Stadtwaterkunst zu Hamburg. Deutsche Bauz. 1892, S. 519.

Kapitels besprochenen Regeln für die Herstellung der Behältermauern; doch ist zu beachten, daß infolge der häufigen Entleerung der Filter die einseitige Wirkung des äußeren Erddrucks öfter zur Geltung kommt und daß dieser sich bei einer nur mäßigen Durchlässigkeit der Filterwände leicht in einen äußeren Wasserdruck verwandelt. Die Mauerstärken sind deshalb, insbesondere bei den offenen Filtern (bei denen auch unter Umständen die Wirkung der Eisbildung hinter den Mauern zur Geltung kommt) in den oberen Teilen eher etwas größer zu machen, als bei den längere Zeit gefüllt bleibenden Behältern. — Daß der höchste Wasserstand in den Filtern möglichst unter dem tiefsten der Klärbecken und ihr niedrigster über dem höchsten des Reinwasserbehälters liegen muß, möge nochmals hervorgehoben werden; gestatten es die Verhältnisse, so sind ferner die Filter so hoch zu legen, daß sie ohne Zuhilfenahme von Pumpen vollständig entleert werden können. Auch empfiehlt es sich, die in einer Reihe liegenden Filter nicht sämtlich in gleiche Höhe, sondern absatzförmig entsprechend dem Gefälle der Abflußleitung anzulegen.

e. Nebenanlagen und Betrieb. Die Rohrleitungen zwischen den einzelnen Filtern müssen so angeordnet werden, daß nicht allein jedes von ihnen ausgeschaltet werden kann, sondern daß auch eine unmittelbare Verbindung zwischen den Filtern und der aus dem Reinwasserbehälter abzweigenden Hauptrohrleitung möglich ist (F. 1, T. V). Unter Umständen kann sich auch eine Verbindung zwischen dem Klärbecken und der Hauptrohrleitung empfehlen, um im äußersten Notfall (z. B. bei sehr starkem Verbrauch im Sommer oder bei Ausbruch von Feuer) ungefiltertes Wasser verwenden zu können. Außer den erwähnten Leitungen ist noch eine solche für die Zuführung des Wassers zur Sandwäsche erforderlich (wenn diese ihren Bedarf nicht aus einem eigenen Brunnen bezieht), sowie ein Abflußrohr, welches das durch die Wäsche verunreinigte Wasser nach erfolgter Klärung abführt und zugleich etwaiges Überlaufwasser der Filter aufnimmt.

Um die Filteranlage fortlaufend beaufsichtigen zu können, pflegt ein Wohnhaus für den Aufseher und unter Umständen auch für einige ständig beschäftigte Arbeiter nicht zu fehlen. Liegt der Reinwasserbehälter, in welchen das gefilterte Wasser fließt, nicht in unmittelbarer Nähe, so ist die Übertragung der Wasserstände nach der Wohnung des Aufsehers durch einen elektrischen Wasserstandsanzeiger erforderlich; desgleichen eine Fernsprechverbindung mit dem Betriebsleiter des Wasserwerks und mit dem Maschinenwärter, wenn sich das Pumpwerk nicht an die Filteranlage anschließt. — Auch die Herstellung eines Schuppens zur Lagerung des gewaschenen und ungewaschenen Sandes im Anschluß an die Sandwäsche ist zu empfehlen, weil die Lagerung im Freien oft Verluste durch Verwehung zur Folge hat.

Die Betriebsarbeiten bestehen hauptsächlich in der Wartung der Pumpwerke, in der Druckregelung und Reinigung der Filter, sowie in regelmäßiger Feststellung der Klarheitsgrade des Roh- und Reinwassers. Hierzu dient eine der in Anmerkung 80 erwähnten Vorrichtungen, wovon die einfachste von Samuelson angegeben ist und aus einem eingeteilten Glasrohr von 25—30 mm Weite besteht, in der sich stopfbüchsenartig ein mit einem Zeichen versehener Stempel hin- und herschieben läßt. Derselbe wird von dem Schauloch so lange entfernt, bis die zwischenliegende Wasserschicht das Erkennen des Zeichens noch eben gestattet, dann wird die Entfernung abgelesen und gebucht. Außerdem ist — etwa allwöchentlich — die Zahl der Keime des gefilterten Wassers und in längeren Zwischenräumen auch diejenige des Rohwassers festzustellen und es ist wünschenswert, wenn diese Feststellung von dem betreffenden technischen Beamten

selbst, unter gelegentlicher Mitwirkung eines besonderen Sachverständigen geschehen kann.<sup>106)</sup> Eine chemische Untersuchung darf zwar auch nicht fehlen, ist jedoch weniger wichtig. Geht die Zahl der gefundenen Keime trotz sorgfältigen Betriebs über die zulässige Grenze hinaus<sup>107)</sup>, so ist möglicherweise die im Laufe der Zeit eingetretene oder durch mangelhafte Herstellung veranlasste Verschmutzung der unteren Filter- und Stüttschichten daran schuld. Das Filter ist alsdann zu entleeren, sein Inhalt gut zu lüften und darauf zu waschen, wobei sich ein Zusatz von übermangansaurem Kali zum Waschwasser empfiehlt. Auch eine zeitweise Benutzung dieses Salzes beim Anlassen des Filters dürfte anzuraten sein, weil dasselbe zur Zerstörung der organischen Stoffe in den unteren Schichten geeignet, dabei unschädlich und nicht teuer ist. Ferner empfiehlt es sich, das außer Thätigkeit gesetzte Filter stets vollständig von Wasser zu entleeren, weil die Keime, welche in dem zurückgebliebenen Wasser enthalten sind, sich bei ruhigem Stehen desselben rasch vermehren (S. 101) und dadurch zur Infizierung der Stüttschichten beitragen. Die Entleerung befördert auch ein Durchstreichen der Luft durch die Reinwasserkanäle und die benachbarten Teile der Stüttschicht. Man sollte deshalb möglichst nach dem Entleeren einige Tage mit dem Wiederanfüllen warten, was freilich bei dem starken Verbrauch der Sommermonate nicht immer möglich sein wird. Vielmehr ist dann eine rasche Wiederinbetriebsetzung erwünscht, welche durch die Einrichtung einer elektrischen Beleuchtungsanlage (wie sie sich z. B. bei den Lübecker Filtern findet) befördert wird, weil diese die Einlegung von Nachtschichten bzw. die bessere Ausnutzung der Arbeitszeit in den weniger hellen Abteilungen der überwölbten Filter gestattet. Aus demselben Grunde ist eine genügende Menge von gewaschenem Sande vorrätig zu halten, damit dieser sofort zur Wiederergänzung einer bis zu der geringsten Dicke abgeschälten Sanddecke benutzt werden kann. Endlich kann auch eine künstliche Trübung der ersten Auffüllung durch etwas beigemengten Thon am Platze sein, wenn das Rohwasser sehr klar sein sollte und deshalb zu lange Zeit bis zur Bildung einer geeigneten Filterhaut verstreicht. Die Wiederanfüllung der Filterschichten mit reinem Wasser ist von unten her langsam vorzunehmen, damit die Luft durch die Sanddecke entweichen kann; um dies zu befördern, empfiehlt es sich, letztere von Zeit zu Zeit nach erfolgter Abschälung bis zu 30 cm Tiefe aufzulockern. — Versuche zur Entfernung der Filterhaut unter Wasser — also ohne Entleerung des Filters — durch Walzen mit stacheliger Mantelfläche sind von Piefke<sup>108)</sup> angestellt und anscheinend von Erfolg gewesen.

Das Waschen des Sandes geschieht am besten mittels einer konischen, im Innern mit vorstehenden Eisen versehenen Trommel, welche durch Dampfkraft (Bedarf  $1\frac{1}{2}$  bis 2 PS.) langsam um die wagerecht liegende Axe gedreht wird. Die weite Öffnung derselben nimmt den Sand auf, während von der anderen Seite aus unter mäßigem Druck eine Anzahl von Wasserstrahlen eingeführt wird, sodafs der Sand beim Vorwärtsrücken

<sup>106)</sup> Siehe: Rosenthal. Vorlesungen über die öffentliche und private Gesundheitspflege. 2. Anhang. Kurze Anleitung zu hygienischen Untersuchungen. 2. Aufl. Leipzig 1892.

<sup>107)</sup> Die zulässige Grenze steht zwar nicht genau fest, doch wird (S. 100) nach dem heutigen Stande der Bakterienkunde angenommen, dafs ein Wasser mit 100 Keimen in 1 cem noch zu den unschädlichen gehöre. — Die plötzliche und noch nicht ganz erklärte Steigerung der Keimzahlen des Wassers im Winter, welche in Tegel, Stralau, Altona, Warschau und Zürich beobachtet wurde, weist auf die Notwendigkeit möglichst häufiger bakteriologischer Untersuchungen auch im Winter hin, obgleich das Rohwasser gerade dann für das Auge am reinsten zu sein pflegt.

<sup>108)</sup> Deutsche Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1891, S. 73.

mit immer reinerem Wasser in Berührung kommt.<sup>109)</sup> Die Unterbringung des sehr schmutzig<sup>110)</sup> ablaufenden Wassers ohne vorherige Klärung stößt manchmal auf Schwierigkeiten; vielfach wird es möglich sein, es zur Düngung bezw. Berieselung eines anstossenden Grundstücks zu benutzen. — Der abgehobene Sand läßt sich besser waschen, wenn er eine Zeit lang in flacherer Schicht an der Luft gelegen hat; auch ist die Reinigung eines Sandes von nicht zu feinem und gleichmäßigem Korn leichter, als diejenige eines solchen von entgegengesetzten Eigenschaften, bei dem nicht selten eine Wiederholung der Wäsche erforderlich wird. — Die Kosten des Waschens betragen etwa 1,0—1,50 Mark f. d. cbm.

Der Filterbetrieb beansprucht neben dem Wasser zur Sandwäsche noch solches zum Spülen der etwa vorhandenen Klärbehälter; auch muß man das beim Leeren und Wiederanlassen der Filter abfließende Wasser (letzteres wird in der Regel erst in 16 bis 36 Stunden für die Versorgung brauchbar) manchmal unbenutzt abfließen lassen, wenn keine Gelegenheit vorliegt, es wieder in den Pumpenschacht zurücklaufen zu lassen, oder es für die Kondensation der Maschinen u. s. w. zu verwenden. Mitunter treten hierzu noch Verluste infolge undichter Stellen in den Umfassungsmauern. Um diese aufzufinden, empfiehlt sich die Anlage einer mit Kies umhüllten Drainrohrleitung am äußeren Fusse der Mauern (bezw. außerhalb des dichtenden Thonschlags), welche in bestimmten Abständen mit senkrecht nach oben führenden Beobachtungsröhren versehen ist; das etwa abgeführte Wasser ist dann möglichst einer geeigneten Verwendungsstelle zuzuführen bezw. in den Pumpenschacht zurückzuleiten. Neben der Herbeiführung von Wasserverlusten können undichte Stellen auch dadurch nachteilig wirken, daß das durch die Mauerisse getretene ungefilterte Wasser von der Rückseite aus in den Reinwasserschacht tritt und das darin befindliche Wasser wieder verunreinigt, wie dies z. B. in Rotterdam geschehen ist.<sup>111)</sup>

Der Gesamtverbrauch an Wasser einschließlichs desjenigen zur Sandwäsche, aber ohne die erwähnten Verluste, beträgt bei gut ausgeführten Anlagen und sparsamem Betriebe, sowie ziemlich reinem Rohwasser etwa 3—4% der zugeführten Wassermenge, ist aber unter ungünstigen Umständen oft erheblich größer.

Mitteilungen über die Anlage- und Betriebskosten vorhandener Wasserwerke finden sich in den in den Anmerkungen und am Schlusse dieses Paragraphen angeführten Schriften, sowie in den Jahresberichten der Betriebsverwaltungen, welche zum Teil im Auszuge im Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung abgedruckt sind. Die Kosten von 1 qm der nutzbaren Fläche eines überwölbten Filters können durchschnittlich zu 60—80, die eines offenen zu 40—50 Mark angenommen werden. Die beiden Filter I und II des Königsberger Wasserwerks (F. 4<sup>a</sup>, T. V), welche zuerst offen hergestellt wurden und später überdacht sind, konnten mit Rücksicht auf die günstigen Bodenverhältnisse eine sehr dünne Betonsole (F. 4<sup>d</sup>, T. V) erhalten und erforderten nur einen Kostenaufwand von nicht ganz 20 M., während die überdachten (bei höheren Einheitspreisen) gegen 40 M. f. d. qm kosteten. Die Ausgaben für das

<sup>109)</sup> Filter und Dampf-Sandwäsche des Wasserwerks Liegnitz. Deutsche Bauz. 1880, S. 399. — Sandwäsche des Wasserwerks zu Tegel. Glasers Ann. f. Gewerbe und Bauw. 1886, II. S. 63.

<sup>110)</sup> Nach Piefke enthält 1 kg der abgenommenen Deckschicht der Stralauer Filter vor der Wäsche 6420, nach derselben etwa 61 Mill. Bakterien. Die Sandwäsche erzeugt daselbst täglich 250 cbm Schmutzwasser, welches durch Zusatz von schwefelsaurer Thonerde geklärt wird (Ätzkalk dürfte sich billiger stellen und wegen seiner keimtötenden Eigenschaft auch am Platze sein).

<sup>111)</sup> H. de Vries. Die Pflanzen und Tiere in den dunklen Räumen der Rotterdamer Wasserleitung. Jena 1890.

Filtern von 1000 cbm Wasser belaufen sich auf 1,50—3,50 M. je nach der Beschaffenheit des Rohwassers, der Höhe der Arbeitslöhne und der Kosten des Ergänzungssandes, sowie nach der Einrichtung und Ausdehnung der Anlage. Hierzu kommt noch der Betrag für Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals mit 4—8 M. (unter der Annahme, daß 1 qm Filterfläche jährlich etwa 500 cbm Wasser liefert).

§ 10. Sonstige Reinigungsarten. Man hat wiederholt versucht, bei den Filteranlagen für Wasserwerke statt des Sandes andere Stoffe einzuführen, nachdem diese sich bei der Filterung in kleinem Mafsstabe als zweckmäßig erwiesen hatten. Insbesondere ist Kohle und zwar meistens in der Form von Knochenkohle zur Anwendung gekommen, teils in senkrecht stehenden Platten, teils in wagerechten, mit 30—50 cm Sand überdeckten Schichten. Das durch Glühen gleicher Teile Roteisenerz (Hematit) mit Sägespänen hergestellte Eisenkarbür ist, mit einer Sandschicht bedeckt und mit Sand vermischt, für die Stadt Wakefield, Eisenschwamm (Hammerschlag) ist für Antwerpen längere Zeit verwendet worden. Durch die Einbringung von Kohle und Eisen in die Filter bezweckte man eine erhöhte chemische Wirkung auf das Rohwasser und nahm zu diesen Stoffen namentlich dann Zuflucht, wenn es sich um die Reinigung eines moorigen oder durch die Abgänge von Fabriken stark verunreinigten Wassers handelte.<sup>112)</sup> Genügenden und zugleich dauernden Erfolg hat bis jetzt keine jener Einrichtungen gehabt; ebenso halten die bei englischen und nordamerikanischen Anlagen mehrfach verwendeten Drahtsiebe<sup>113)</sup> in ihrer Wirkung keinen Vergleich mit derjenigen der oben beschriebenen Sandfilter aus. Dasselbe dürfte von den neuerdings in Nordamerika mehrfach und bis zu Tagesmengen von 40000 cbm angewendeten Warren-Filtern<sup>114)</sup> gelten, obwohl sie gleichfalls Sandfilter sind. Bei ihnen ist aber der Sand in eiserne Behälter gefüllt und das Wasser fließt unter Druck hindurch, während die obere Schicht von Zeit zu Zeit durch sich drehende Messer beseitigt und durch von unten eingelassenes Wasser fortgespült wird.<sup>115)</sup> Die Torrent-Filter<sup>116)</sup> sind ähnlich; da sie aber nur den 20—40sten Teil der Grundfläche gewöhnlicher Sandfilter besitzen, muß das Wasser mit großer Geschwindigkeit durchfließen und es kann von der Bildung einer Filterhaut im Sinne der gewöhnlichen Sandfilter, sowie von einer vollständigen Reinigung des Wassers nicht die Rede sein.

Handelt es sich um die Verwendung eines sehr unreinen Rohwassers, so kann sich eine Vorbehandlung empfehlen, an welche sich die Filterung anschließt. Von den

<sup>112)</sup> Litteratur: G. Bischof. Filtration durch Eisenschwamm. Dingers polyt. Journ. 1873, Bd. 210, S. 40; Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1874, S. 27, 37, 65; Deutsche Vierteljahrsschrift f. öffentl. Gesundheitspflege 1877, S. 627; Anwendung bei der Antwerpener Wasserversorgung. Engng. 1880, April, S. 309; Journ. für Gasbel. und Wasserversorg. 1883; Grahn. Eisen als Material zur Wasserfiltration für Hamburg. Dasselbst 1879, S. 625. — Kirkwood. (Anwendung von Eisenkarbür) a. a. O. S. 238; Noreck. Billige und rationelle Versorgung mit reinem und klarem Wasser. Doppelte Filtration nach System Gerson. Hamburg 1882 (Filterung durch Wolle und Schwämme, die mit eisenhaltiger Lösung getränkt sind); Balcke. Wirkung der Gerson'schen Wasserfilter. Wochenschr. f. Brauerei 1884, S. 76; F. Fischer. Das Wasser, seine Verwendung, Reinigung und Beurteilung. Berlin 1891. S. 206.

<sup>113)</sup> Humber. Water supply 1876, S. 131 u. 137 (Drahtsiebe für das Wasserwerk der Stadt Bombay). — Neville. Siebraum der Dubliner Wasserwerke. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 362.

<sup>114)</sup> Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 83.

<sup>115)</sup> Beschreibung von Filtern, bei welchen die Reinigung gleichfalls durch von unten einströmendes Wasser erfolgt, findet man in den Nouv. ann. de la constr. 1870, S. 34 und in der Allg. Bauz. 1873, S. 296.

<sup>116)</sup> Engineering 1891, Bd. 52, S. 6 u. 7.

zu diesem Zwecke angewendeten Mitteln hat sich am meisten das metallische Eisen, der Kalk und der Alaun bewährt.

a. Behandlung mit metallischem Eisen (nach Anderson). Das Wasser wird hier in einer sich drehenden Trommel mit einer großen Zahl von kleinen Eisenstücken in Berührung gebracht und nimmt dadurch Eisen auf. Durch Zuführung von Luft scheidet sich das Eisen wieder in Oxydform aus; beim Niedersinken desselben wird ein Teil der organischen Stoffe und der vorhandenen Kleinwesen mit zu Boden gerissen, sodafs das Wasser nach erfolgter Filterung eine wesentlich bessere Beschaffenheit erhält, als wenn man sich auf das Filtern allein beschränkt hätte. Das Verfahren ist u. a. in Antwerpen, Dortrecht und Nancy in Anwendung.<sup>117)</sup>

b. Die Behandlung mit Kalk (Clark's *softening-process*) bezweckt in erster Linie das Weichmachen zu harten Wassers, indem sich der zugesetzte Ätzkalk mit dem gelösten doppeltkohlensauren zu unlöslichem kohlensauren Kalk verbindet; in dem entstandenen Niederschlage finden sich aber auch zahlreiche Kleinwesen und organische Stoffe. Die Anwendung von Filterpressen (System Porter-Clark) befördert die Abklärung bei diesem Verfahren, welches große Vorsicht in der Menge des Kalkzusatzes fordert, weil ein geringes Zuviel einen laugenhaften Geschmack zur Folge hat. — In Southampton erfolgt der Zusatz in der Form von Kalkwasser; die Härte wird hier von 14,4 auf 4,8 Grad herabgemindert.<sup>118)</sup>

c. Der Zusatz von Alaun zum Wasser bewährt sich zur Beseitigung der braunen oder gelblichen Farbe des aus Moorgegenden stammenden Wassers und ist z. B. in Groningen<sup>119)</sup> in Anwendung, wo der Zusatz etwa  $\frac{1}{8000}$  und in Leeuwarden<sup>120)</sup>, wo er  $\frac{1}{10000}$  vom Gewicht des Wassers beträgt, während in Schiedam nur  $\frac{1}{25000}$  verwendet wird. Die Thonerde des Alauns wird im Klärbecken bzw. bei der Filterung in gallertartigen Flocken ausgeschieden, saugt den Farbstoff des Wassers auf und führt zugleich den größten Teil der organischen Stoffe in den Bodensatz über. — Auf einem Zusatz von Alaun in Verbindung mit Lüftung und Filterung beruht auch das von Hyatt angewendete Reinigungsverfahren.<sup>121)</sup>

d. Die auf S. 98 in Kap. V bereits besprochene Lüftung des Wassers ist insbesondere bei eisenhaltigem Wasser am Platze, indem die in Lösung befindlichen Eisenoxydulverbindungen durch den Zutritt der Luft in unlösliches Eisenoxyd verwandelt werden. Das dort Gesagte ist dahin zu berichtigen, dafs die zulässige Grenze des Eisengehalts nicht 1,0 und 1,5 mg, sondern 0,1 und 0,15 mg im Liter beträgt. Eine Filterung nach erfolgtem Lüften ist stets notwendig und zwar unter möglichst vollkommenem Luftzutritt; doch genügt nach Oesten und nach den Versuchen von Dr. Fischer und Pippig in Kiel eine Kiesschicht von 2—3 mm Korngröße und mindestens 40 cm Stärke, durch welche das Wasser mit 700 mm stündlicher Geschwindigkeit hindurchtreten kann.<sup>122)</sup>

<sup>117)</sup> W. Anderson. The Antwerp waterworks. Engineer 1883, Bd. 55, S. 62. — Gesundh.-Ing. 1885, S. 357. — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1888, S. 636. — The purification of water by means of metallic iron. Journ. of the Franklin Inst. 1890, Bd. 129, S. 449. — W. Anderson. The revolving purifier for treatment of potable waters by mean of metallic iron. Verhandlungen des Hygiene-Kongresses in London 1891.

<sup>118)</sup> Humber. Water-supply, S. 30. — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 275.

<sup>119)</sup> Salbach. Das Wasserwerk der Stadt Groningen. Glasers Ann. 1882, II. S. 71.

<sup>120)</sup> Halbertsma. Die Wasserleitung von Leeuwarden. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 686.

<sup>121)</sup> Engineering News 1888, II. S. 280. — Engineering 1888, Bd. 46, S. 448.

<sup>122)</sup> Deutsche Vierteljahrsschrift f. öffentl. Gesundheitspflege 1891, S. 82. — Außer der auf S. 98 angeführten Litteratur ist noch zu vergleichen: Disselhof. Das Wasserwerk von Arnberg. Berlin 1888, sowie

Schließlich ist noch die von dem Wasserwerksdirektor F. Fischer seit kurzem in Worms angewendete Filterung durch Platten aus einer künstlich hergestellten sandsteinartigen Masse zu erwähnen. Die Platten, welche 10 cm stark sind, werden zu je zweien im Abstände von 3 cm aufrecht nebeneinander gestellt und am Rande gedichtet. In eine Anzahl der auf diese Weise gebildeten Kästen tritt das Rohwasser von außen unter einem der gewöhnlichen Sandfilterung entsprechenden Drucke ein, bildet auf der Außenseite eine Filterhaut und lagert auf derselben die Rückstände ab, sodaß es gereinigt in das Innere der Kästen gelangt. Mit diesem steht eine Sammelleitung in Verbindung, welche das Reinwasser abführt, durch die aber auch Wasser aus dem Hochbehälter unter Druck eingelassen und zur Abspülung der Filterhaut und der hängen gebliebenen Rückstände verwendet werden kann. Auch ist das Einströmen von Dampf möglich, um die in den Poren etwa zurückgebliebenen Keime durch Hitze zu töten.<sup>123)</sup> Eine längere Erfahrung wird lehren, wie sich diese sinnreiche und raumersparende Einrichtung bewährt.

### Litteratur

über Sandfilterung und die dazu gehörigen Anlagen (mit Ausnahme der in den Fußnoten angeführten Schriften).

- Das Wasserwerk der freien Hansastadt Bremen. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 343, 493.  
 Zur Wasserversorgung Hamburgs (Entwurf der neuen Reinigungsanlagen von A. Meyer und Samuelson). Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 501; 1880, S. 190, 224, 273, 351. — Deutsche Bauz. 1881, S. 340.  
 Veitmeyer. Über Filtration und Reinigung des Wassers. Verhandl. d. polyt. Gesellsch. zu Berlin, 1880, April.  
 Pfeffer. Das Wasserwerk der Stadt Liegnitz. Deutsche Bauz. 1880, S. 349.  
 Das Wasserwerk der Stadt Magdeburg. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 34.  
 Kümmel. Das Wasserwerk der Stadt Altona. Deutsche Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1881, S. 92.  
 Zobel. Das Stuttgarter Wasserwerk. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 537.  
 Lueger. Über die Klärung von trübem Flußwasser. Dinglers polyt. Journal 1884, Bd. 254, S. 233.  
 Wasserversorgung von London (Beschreibung der Filteranlagen). Ann. des ponts et chaussées 1885, II. S. 153—211.  
 F. Frankland. Über die Reinigung des Wassers. Journ. of the society of chemical industry 1885, S. 698 (auch Dinglers polyt. Journ. 1886, Bd. 260, S. 94).  
 Renk. Über die Ziele der künstlichen Wasserfiltration. Gesundh.-Ing. 1886, S. 54, 81, 113.  
 Oesten. Das neue Berliner Wasserwerk bei Tegel. Glasers Ann. für Gewerbe u. Bauwesen 1886, II. S. 1, 23, 48, 63, 89, 109, 133, 195 (Filter S. 48 u. 63).  
 Sokal. Warschauer Siel- und Wasserwerke. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 59.  
 Cramer. Neue Filteranlage des Wasserwerks in Brieg. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 42 (die hier empfohlene Anordnung hat sich jedoch beim Betriebe nicht bewährt).  
 F. Frankland. Über Sandfilterung. Vortrag vor dem Sanitary-institute in York. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1887, S. 122—127.  
 Rühlmann. Seewasser-Filteranlage in Zürich. Wochenbl. f. Baukunde 1887, S. 409.  
 Wasserleitungsanlage für Mostar. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 330.  
 Piefke. Die Prinzipien der Reinwassergewinnung mittels Filtration. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1888, S. 636 (unter gleichzeitiger Besprechung der Reinigung des Wassers nach dem Anderson'schen Verfahren).  
 Genzmer. Das neue Wasserwerk von Amsterdam. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 148, 149.  
 Piefke. Über Wasserfiltration (Einfluß der Stärke der Sandschicht u. s. w.). Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 1093.  
 Bertschinger. Untersuchungen über die Wirkung der Sandfilter in Zürich. Dasselbst 1889, S. 1171.  
 Kümmel. Über Filtration von Flußwasser. Deutsche Bauz. 1890, S. 567.  
 Grahn. Filteranlagen für städtische Wasserleitungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 511—522.  
 Piefke. Einrichtung und Betrieb von Filteranlagen für Wasserwerke. Zeitschr. f. angew. Chemie 1890, S. 423.  
 Beleuchtung, Kanalisation und Wasserversorgung von Kiel. Festschrift zur 32. Jahresversammlung des deutschen Vereins von Gas- und Wasserfachmännern. Kiel 1892.  
<sup>123)</sup> Deutsche Bauz. 1892, S. 591, 606. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1892, S. 664.

- G. Becker. Die Wasserversorgung von Königsberg i. Pr. Berlin 1890 (Filteranlagen S. 19—21).
- Sokal. Die neue Filteranlage in St. Petersburg im Vergleich mit derjenigen der Warschauer Wasserwerke. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 386.
- Piefke. Neuere Ermittlungen über die Sandfiltration. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 207.
- Kümmel. Die Typhus-Epidemie in Altona 1891 und das filtrierte Flußwasser. Verhandl. d. Hygiene-Kongresses in London 1891. — Deutsche Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1892, S. 385.
- Gill. Die Erweiterungsbauten der städtischen Wasserwerke Berlins am Müggelsee und in Lichtenberg. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 596. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1892, S. 1465.
- Überdeckte Filter des Wasserwerks zu Worms. Deutsche Bauz. 1892, S. 508.
- Forchheimer. Die Wasserversorgung von Yokohama und Tokio. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing., Bd. XXXVII, S. 178.
- Kümmel. Versuche und Beobachtungen über die Wirkung von Sandfiltern. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1893, S. 161.

### C. Anlagen zur Aufspeicherung des Wassers (Behälter).

(Hierzu Tafel VI und 22 Textfiguren.)

§ 11. Allgemeines. Die Behälter, welche zur Aufspeicherung des Wassers dienen, zerfallen in zwei Hauptarten, je nachdem nämlich Boden und Mantel ganz oder nur teilweise auf künstlichem Wege hergestellt sind. Die Bedeutung, welche die zur letztgenannten Klasse gehörigen Sammelteiche für die Wasserversorgung haben, ist bereits in § 3 des vorigen, ihr Nutzen für die Industrie, Landwirtschaft, Schifffahrt und Flößerei im Eingange des III. Kapitels hervorgehoben. Letzteres enthält auch in § 7 die Besprechung der zur Anlage der Sammelteiche erforderlichen Staudämme, und es bedarf deshalb hier nur noch der Bemerkung, daß bei Herstellung solcher Teiche nur ausnahmsweise Arbeiten zum Dichten des Bodens und der Seitenwandungen vorkommen. In der Regel setzt sich die undurchlässige Schicht, auf welcher der Staudamm ruht, auch noch weiter oberhalb in der Ausdehnung des zukünftigen Behälters fort, sodaß ein Entweichen des angestauten Wassers nicht stattfinden kann. Dagegen sind solche Dichtungsarbeiten bei den meisten gegrabenen Behältern erforderlich und bestehen in der Regel aus einer Thonbekleidung, welche unter Umständen noch mit einer Betonschicht oder einem in Mörtel verlegten bzw. auf Beton ruhenden Pflaster versehen ist (Fig. 80 u. 92 dieses Kapitels); dies bildet gewissermaßen den Übergang zum Mauerwerk, welches zugleich die Anwendung senkrechter Seitenwände und die Überwölbung der Behälter gestattet. Mit zunehmender Höhe des Wasserspiegels über dem Boden versagt jedoch auch das Mauerwerk den Dienst und das Eisen tritt an seine Stelle, da dieses nicht nur die Ausführung völlig wasserdichter Gefäßwände ermöglicht, sondern auch die bei gefülltem Behälter auftretenden Zugkräfte besser aufzunehmen vermag. Die Anwendung von Holz ist zwar nicht ausgeschlossen, beschränkt sich aber wegen der geringen Dauer desselben bei uns auf vorübergehende und untergeordnete Zwecke. Soll das aufgespeicherte Wasser auch zum Genusse dienen, so ist es besser, die Berührung mit Holz wegen der möglichen Verschlechterung vollständig auszuschließen.

Die Behälter mit künstlich hergestellten Wandungen, zu welchen neben den in § 13 des vorigen Kapitels besprochenen Hochbehältern auch die Klärbecken, Filter, Brunnenstuben, Becken für Springbrunnen u. s. w. zu rechnen sind, dienen fast immer der Wasserversorgung. Ihre sonstige Verwendung beschränkt sich auf kleine, wenngleich zahlreiche Ausführungen für die Zwecke der Industrie und nur vereinzelt kommen

große künstliche Wasserbehälter auf industriellem Gebiete vor, beispielsweise auf demjenige der Gasbereitung.

Eine eingehendere Erörterung der gegrabenen Behälter ist mit Rücksicht auf die im vorigen Abschnitt gegebenen Beispiele und das im III. Kapitel über die Staudämme Gesagte nicht erforderlich; es wird deshalb im folgenden nur noch von den aus Mauerwerk oder Beton und von den aus Eisen hergestellten Behältern die Rede sein.

## § 12. Fassungsraum und Form der Behälter. Wahl der Baustoffe und Ermittlung der günstigsten Abmessungen.

### 1. Fassungsraum und Form der Behälter.

Nachdem der nutzbare Fassungsraum eines Behälters unter Berücksichtigung seines Zweckes ermittelt ist (vergl. Kap. V, § 3), erwächst die Aufgabe, die Einzelheiten desselben unter geeigneter Berücksichtigung der Inanspruchnahme des Bauwerks, der örtlichen Verhältnisse und der Eigenschaften der verwendeten Baustoffe so anzuordnen, daß Bau und Betrieb sich möglichst günstig gestalten.

Bezüglich des Fassungsraums ist hier nur zu bemerken, daß ein Unterschied zwischen nutzbarem Inhalt und Gesamtinhalt gemacht werden muß. Dient der Behälter zur Ablagerung, so ist der in seinen untersten Schichten vorhandene Wasservorrat wegen der darin befindlichen Sinkstoffe nicht brauchbar. Aber auch in solchem Wasser, welches dem Behälter in völlig klarem Zustande zugeführt wurde, pflegen sich im Laufe der Zeit Niederschläge meist pflanzlicher Natur zu bilden, die, wenngleich oft nur geringfügig, doch die Benutzung der untersten Wasserschicht zu Genufszwecken beeinträchtigen, sodaß es sich empfiehlt, die Entnahmeleitung auch bei Reinwasserbehältern in einiger Höhe über dem tiefsten Punkte des Bodens anzulegen. Damit ferner bei starkem Zuflusse der Überlauf in Thätigkeit treten kann, muß das Wasser bis zu einer entsprechenden Höhe über der Kante desselben ansteigen können. Bei frei liegenden Behältern und Sammelteichen kommen außerdem die bei starkem Winde sich bildenden Wellen in Frage (Kap. III, S. 256), welche die Höhenlage des Abflusdammes bzw. der Seitenwandungen beeinflussen.

Was die zweckmäßigste Form der Behälter anbetrifft, so muß von der Kugel, welche bei gegebenem Inhalt die kleinste Oberfläche besitzt, wegen der schwierigen und kostspieligen Ausführung sowohl in Eisen wie in Mauerwerk von vornherein abgesehen werden. Die Halbkugel oder der Kugelabschnitt kommt für eiserne Behälter schon eher in Frage, ist aber für Mauerwerk gleichfalls ungeeignet. Die Herstellung des Cylinders dagegen stößt weder bei Mauerwerk noch bei Eisen auf Schwierigkeiten. Der Cylinder wird deshalb sehr oft angewandt, zumal er auch den Anforderungen der Festigkeit und denen des Betriebes gerecht wird. Insbesondere gilt dies für eiserne Behälter, während größere Anlagen in Mauerwerk häufiger in rechteckiger Grundrissform ausgeführt werden, weil diese sich besser durch Gewölbe überdecken läßt.

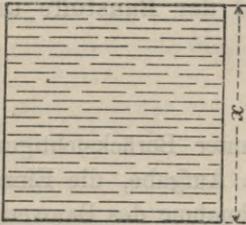
### 2. Wahl der Baustoffe und Ermittlung der günstigsten Abmessungen.

a. Behälter aus Mauerwerk oder Beton. Man bedient sich zur Herstellung der mit künstlichen Wandungen versehenen Behälter des Mauerwerks oder des Betons, wenn die Sohle auf dem gewachsenen Boden aufliegt und sucht die Anordnung möglichst so zu treffen, daß auch die Seitenmauern noch ganz oder teilweise in den Boden zu stehen kommen, damit der Erddruck dem Wasserdruck entgegenwirkt und sie den

Witterungseinflüssen entzogen sind. Mauerwerk und Beton nebeneinander zu den Umfassungswänden oder den Gewölben zu verwenden, ist nicht ratsam; vielmehr ist entweder das eine oder das andere Material zu wählen.<sup>124)</sup>

Die am häufigsten angewandte Grundriffsform der Behälter aus Mauerwerk oder Beton ist das Rechteck. Rechteckige Behälter mit einer Abteilung sollten im Grundrifs möglichst die Form eines Quadrats erhalten, weil dieses die größte Fläche bei kleinstem Umfang besitzt. Um die nutzbare Tiefe  $h$  (Fig. 95) zu finden, welche man einem solchen Behälter geben muß, damit der Gesamtaufwand  $K$  sich für einen aufzuspeichernden Wasservorrat  $Q$  möglichst niedrig stellt, werde angenommen, daß die Kosten der Umfassungswände mit dem Quadrat von  $h$  wachsen, also  $= m h^2$  sind, wenn  $m$  einen von den örtlichen Verhältnissen abhängigen Wert bezeichnet. Ferner sei

Fig. 95.



- $r$  der auf 1 qm des fertigen Behälters entfallende Aufwand für Bodenaushub,
- $s$  der Kostenaufwand für 1 qm Bodenbefestigung,
- $w$  " " " " " 1 qm Grund und Boden,
- $x$  eine Seite des Behälters,

so wird 
$$K = 4 x m h^2 + x^2 (r + s + w).$$

Da  $Q = x^2 h$ , also  $x^2 = \frac{Q}{h}$  und  $x = \sqrt{\frac{Q}{h}}$ , so ergibt sich

$$K = 4 m h^2 \sqrt{\frac{Q}{h}} + \frac{Q}{h} (r + s + w)$$

$$\frac{dK}{dh} = 4 m \frac{3}{2} \sqrt{Q h} - \frac{Q}{h^2} (r + s + w) = 0$$

$$\sqrt{h^5} = \frac{(r + s + w) \sqrt{Q}}{6 m} \dots \dots \dots 11.$$

$$h = \sqrt[5]{\frac{Q (r + s + w)^2}{36 m^2}} \dots \dots \dots 12.$$

Die günstigste Höhe wächst demnach unter sonst gleichen Umständen wie die fünfte Wurzel aus der aufzuspeichernden Wassermenge. Ist beispielsweise der Querschnitt der Umfassungsmauern  $= 0,4 h^2$ , die Sohlenstärke 0,35 m und kostet 1 cbm Mauerwerk 32 M., so wird  $s = 11,20$  und  $m = 12,8$ . Ferner seien die Kosten für 1 qm Bodenaushub 1,50 M., so ergibt sich bei  $w = 2$  M. für  $Q = 500$  cbm

$$h = 1,79 \text{ m und } x = \sqrt[5]{\frac{500}{1,79}} = 16,75 \text{ m.}$$

Für  $Q = 2000$  cbm werde  $r = 2,5$  M.; dann ist  $h = 2,4$  m und  $x = 28,9$  m.

Die Reinwasserbehälter sind in der Regel zweiteilig, damit eine Reinigung ohne Unterbrechung des Betriebes stattfinden kann. Sie bilden dann zwei Rechtecke mit gemeinschaftlicher Mittelmauer (Fig. 96). In diesem Falle wird

$$K = (4x + 3y) m h^2 + 2 x y (r + s + w)$$

und es ergibt sich, da das günstigste Verhältnis von  $\frac{x}{y} = \frac{3}{4}$  ist (siehe S. 282)

$$Q = 2 x y h = \frac{8}{3} x^2 h \text{ und } x = \sqrt{\frac{3}{8} \frac{Q}{h}}$$

<sup>124)</sup> Die Zerstörung zweier Gasbehälter, worüber in der Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 267 u. 269 berichtet ist, muß in erster Linie einem Verstoß gegen diese Regel zugeschrieben werden.

Fig. 96.

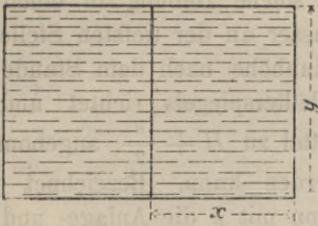


Fig. 97.

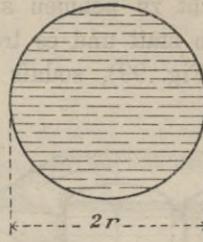
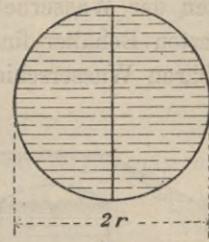


Fig. 98.



sowie

$$K = h^{3/2} 8m \sqrt{\frac{3Q}{8}} + \frac{Q}{h} (r + s + w).$$

Setzt man wieder  $\frac{dK}{dh} = 0$ , so wird

$$h = \sqrt[5]{\frac{Q(r + s + w)^2}{54 m^2}} \dots \dots \dots 13.$$

In ähnlicher Weise erhält man für einen kreisförmigen, oben offenen Behälter aus Mauerwerk (Fig. 97)

$$h = \sqrt[5]{\frac{Q(r + s + w)^2}{9 \pi m^2}} \dots \dots \dots 14.$$

und für einen ebensolchen Behälter, der jedoch durch eine Quermauer in zwei Teile geteilt ist (Fig. 98)

$$h = \sqrt[5]{\frac{Q \pi (r + s + w)^2}{9 (\pi m + m_1)^2}}, \dots \dots \dots 15.$$

wenn  $m$  den Herstellungs-Koeffizienten für die Umfassungswand und  $m_1$  denjenigen für die Quermauer bezeichnet. Während bei den rechteckigen Behältern annähernd  $m = m_1$  gesetzt werden kann, ist dies bei den größeren ringförmigen Behältern nicht mehr zulässig, weil die Stärke der Umfassungsmauer und darnach der Wert von  $m$  hier verhältnismäßig geringer wird. Überhaupt stellen sich die Gesamtkosten eines zylindrischen Behälters aus Mauerwerk niedriger, als diejenigen eines rechteckigen; diesem Vorzuge steht jedoch der Nachteil gegenüber, dass das Mauerwerk durch die Wasserfüllung auf Zug beansprucht wird und dass die Überwölbung schwieriger ist, als bei rechteckigen Behältern.

Die Formeln 12 und 13 sind auch für gewölbte rechteckige Behälter brauchbar, wenn  $m$  für Umfassungsmauern und Mittelwand entsprechend größer genommen und der Wert von  $s$  um die Mehrkosten für Gewölbe nebst Erddecke und die dieselben stützenden Pfeiler erhöht wird. Die Kosten der zur Aufnahme des Gewölbeschubes dienenden Mauern sind zwar in der Regel etwas größer, als die der übrigen Wände, doch fällt dieser Unterschied mit Rücksicht darauf, dass es sich hier nur um vorläufige Ermittlungen handelt, nicht ins Gewicht.

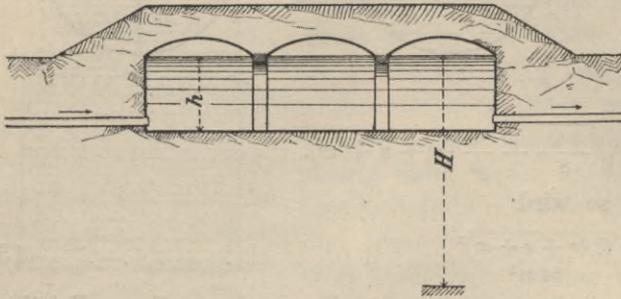
Beispielsweise sei für einen überwölbten Behälter, dessen beide Abteilungen je 4000 cbm fassen,  $s$  für Gewölbe, Pfeiler und Erddecke vorläufig zu 27 M. und für die Sohle zu 15 M. angenommen. Die Ausgabe für Bodenaushub möge 4,50 M., der Wert des Grund und Bodens 1,50 M. f. d. qm betragen und  $m$  sei durchschnittlich = 14. Dann wird nach Gl. 13

$$h = \sqrt[5]{\frac{8000 (27 + 15 + 4,5 + 1,5)^2}{54 \cdot 14^2}} = 4,45 \text{ m.}$$

Rechnet man dann jeder Abteilung 200 cbm für die im Wasser stehenden Pfeiler u. s. w. hinzu, so ergibt sich als Grundfläche  $\frac{4200}{4,45} = 944$  qm und für die kurze Seite  $x = \sqrt{\frac{3}{4}} \cdot 944 = 26,6$  m, für die lange  $\frac{4}{3} \cdot 26,6 = 35,5$  m.

Bei der vorstehenden Berechnung wurde angenommen, daß Rücksichten auf die Kosten der Wasserhebung nicht zu nehmen sind. Eine solche Hebung in einen gemauerten Behälter finde jedoch statt und es trete das Wasser an der tiefsten Stelle der nutzbaren Wasserschicht ein (Fig. 99), sodafs sich die Hubhöhe nach dem Stande des Behälterspiegels richtet und im Mittel zu  $H + \frac{h}{2}$  angenommen werden kann. Bezeichnet man dann mit  $k$  die Anlage- und Betriebskosten für jedes mkg, welches in 1 Sekunde geleistet wird und mit  $q$  die in jeder Sekunde zu hebende Wassermenge in Litern, so betragen die Kosten der Hebung  $q \left( H + \frac{h}{2} \right) k$  und die Ge-

Fig. 99.



samtkosten für Hebearbeit und Anlage des Behälters, unter Voraussetzung einer quadratischen Grundrissform desselben:

$$K = h^{3/2} 4 m \sqrt{Q} + \frac{Q}{h} (r + s + w) + q \left( H + \frac{h}{2} \right) k$$

demnach

$$\frac{dK}{dh} = \frac{3}{2} 4 m \sqrt{hQ} - \frac{Q}{h^2} (r + s + w) + \frac{q}{2} k$$

$$\sqrt{h^5} = \frac{(r + s + w) Q}{6 m} - \frac{q h^2 k}{12 m \sqrt{Q}} \dots \dots \dots 16.$$

Vergleicht man diesen Ausdruck mit Gl. 11, so ergibt sich, daß  $h$  einen kleineren Wert erhält, als bei Nichtberücksichtigung der Hebungskosten. Die Ermittlung von  $h$  erfolgt am einfachsten auf dem Wege des Versuchs, weil die genaue Lösung zu umständlich wird.

In gleicher Weise findet man für einen Behälter mit Mittelwand (Fig. 96)

$$\sqrt{h^5} = \frac{(r + s + w) \sqrt{Q}}{m \sqrt{54}} - \frac{q h^2 k}{13 m \sqrt{Q}}$$

Der Wert von  $k$  richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen. Für Fürth veranschlagt Thiem das Anlagekapital für 1 mkg geleistete sekundliche Arbeit zu 12 M., das zugehörige Betriebskapital zu 152 M.<sup>125)</sup>, sodafs  $k = 164$  sein würde. Unter Anwendung dieses Wertes auf einen gewölbten Behälter mit zwei Abteilungen von je 10000 cbm Inhalt, für welchen  $r + s + w = 58$  M. betragen möge, ergibt sich bei Förderung einer sekundlichen Wassermenge von 300 l und für  $m = 14$

$$\sqrt{h^5} = \frac{58 \sqrt{20000}}{14 \sqrt{54}} - \frac{300 h^2 164}{13 \cdot 14 \sqrt{20000}}$$

und  $h$  zu 4,45 m. Ohne Berücksichtigung künstlicher Hebung würde man  $h = 5,8$  m finden, sodafs der Einfluß derselben auf die Form des Bauwerks ein erheblicher ist. Er wird um so größer, je kleiner man den Fassungsraum des Behälters im Verhältnis zu der durchschnittlichen Tagesleistung der Pumpen annimmt.

Örtliche Verhältnisse, z. B. die Höhe des Grundwasserstandes, die Beschaffenheit des Untergrundes, der Preis des Grund und Bodens, die Form der zur Verfügung stehen-

<sup>125)</sup> Entnommen aus der Abhandlung von Forchheimer über die günstigste Weite der Druckrohrleitungen in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 365. Das Anlagekapital dürfte in vielen Fällen etwas höher, das Betriebskapital etwas niedriger anzunehmen sein.

den Baustelle und andere Umstände sind nicht selten Veranlassung, daß man gezwungen ist, von den nach obigen Regeln ermittelten günstigsten Abmessungen abzuweichen; immerhin gewähren dieselben einen Anhalt für die erste Bearbeitung des Entwurfs und gestatten auch eine weitere Ausbildung durch entsprechende Änderung der maßgebenden Werte.

b. Eiserne Behälter. Das Eisen kommt insbesondere bei Behältern zur Anwendung, welche mit ihrer Sohle über dem Boden stehen und zwar wählt man neuerdings, namentlich für gröfsere Ausführungen, fast ausschliesslich das Schmiede- bzw. Walzeisen, weil dieses sich mehr als das Gußeisen zur Aufnahme der durch den Wasserdruck entstehenden Zugspannungen eignet. Ein aufrecht stehender, oben offener Cylinder bietet für dieses Material die günstigste Form, weil jene Spannung in allen Punkten des Mantels, welche in einer wagerechten Ebene liegen, die nämliche Gröfse besitzt und sich die zugehörigen Bleche leicht herrichten und nieten lassen. Besteht der Cylinderboden aus einer Ebene und setzt man für den ganzen Behälter eine gleiche Blechstärke voraus, so wird die Oberfläche desselben bei einem gegebenen Fassungsraum am geringsten, wenn die Höhe gleich dem Bodenhalmesser ist. Eine solche Gleichmäfsigkeit der Wandungen ist jedoch nur bei kleinen Behältern am Platze; bei gröfseren wird man die Blechstärken den auftretenden Kräften anzupassen suchen und dadurch auf ein anderes Verhältnis kommen. Da ferner, wie in § 15 nachgewiesen werden wird, die Ebene keineswegs die günstigste Form für den Boden ist und es sich nicht blofs um den Behälter selbst, sondern auch um den Unter- und Überbau und um seine Umantelung, sowie um die gröfsere oder geringere Hubhöhe des Wassers handelt, so wird man es in der Mehrzahl der Fälle vorziehen, verschiedene vergleichende Entwürfe aufzustellen und die Kosten derselben zu ermitteln.

Die Anwendung von Gußeisen beschränkt sich auf kleine Behälter, aber auch diese werden gegenwärtig immer mehr aus Walzeisen hergestellt. Sie erhalten dann häufig eine rechteckige Form, weil sie sich dadurch den örtlichen Verhältnissen am besten anpassen.

Eine gemeinsame Verwendung von Gufs- und Schmiedeeisen zur Herstellung der Behälterwandungen ist nicht zweckmäfsig. Früher ist es zwar üblich gewesen, gröfsere eiserne Behälter aus Gufsstücken herzustellen und sie mit schmiedeeisernen Bändern zu versehen; doch müssen diese dann so stark gemacht werden, daß sie allein die vom Wasserdruck herrührende Spannung aufnehmen können und man erhält eine Anordnung, welche teurer und weniger zweckmäfsig ist, als eine solche, welche ausschliesslich aus Schmiedeeisen besteht.

**§ 13. Wasserdichtheit.** Die Wasserdichtheit der Behälter läfst sich auf verschiedene Weise erzielen, stets ist aber als oberste Regel festzuhalten, daß nur eine besonders sorgfältige Arbeit zum Ziele führt. Es ist deshalb auf die Heranziehung zuverlässiger und geübter Arbeiter und Werkleute der gröfste Wert zu legen, und zwar gilt dies mehr noch für die Behälter aus Mauerwerk und Beton, als für diejenigen aus Eisen, weil diese sich durch gute Nietarbeit ohne grofse Schwierigkeit wasserdicht herstellen lassen. Hat man es mit gußeisernen Behältern zu thun, so werden die Fugen der einzelnen Platten durch Verschraubung unter Anwendung von Einlagen aus Gummi oder geteeter Leinwand bzw. durch Anwendung von Eisenkitt gedichtet.

Wasserdichtes Mauerwerk im eigentlichen Sinne des Wortes läfst sich nicht herstellen, da sowohl die meisten natürlichen und künstlichen Bausteine, wie die zur

Verwendung kommenden Mörtelsorten eine gewisse Durchlässigkeit für Wasser besitzen, die namentlich bei stärkerem Drucke bemerkbar wird.<sup>126)</sup> Eine sorgfältige Ausführung trägt jedoch wesentlich dazu bei, die Durchlässigkeit einzuschränken; hierzu gehört die Verwendung möglichst dichter Bausteine und eines guten hydraulischen Mörtels, der die Steine in der Form eines ununterbrochenen Gewebes umhüllen muß. Die Regeln, welche in § 5 und § 6 des VIII. Kapitels über die bei Entwässerungskanälen zu verwendenden Materialien erörtert werden, gelten im wesentlichen für jedes dicht herzustellende Mauerwerk. Hier mag bemerkt werden, daß natürliche Steine nicht zu groß sein dürfen (bei Herstellung von Bruchsteinmauerwerk sollte ein Mann im Stande sein, den einzelnen Stein zu handhaben), daß alle Steine mit rauher Oberfläche versehen und gut gereinigt sein, auch in vollen Mörtel gebettet werden müssen, daß endlich kein vermauerter Stein nachträglich in seiner Lagerung gestört werden darf. Es ist deshalb nicht zulässig, daß die zu vermauernden Steine auf dem Mauerwerk zugerichtet werden. Der Mörtel darf nur das zu seinem Abbinden erforderliche Wasser enthalten; dagegen sind die Steine gut anzufeuchten und an ihrer Oberfläche vor dem Austrocknen zu schützen. Am besten ist es, den Mörtel in die Fugen zu stampfen und diese deshalb nicht zu klein zu machen.<sup>127)</sup>

Bei Quadermauerwerk empfiehlt es sich gleichfalls, die Steine nicht zu glatt zu bearbeiten und nicht zu kleine Fugen zu wählen, damit der Mörtel sie auch wirklich ausfüllen kann. Befördert wird dies dadurch, daß man sowohl in den Lagern, wie an den Stosfugen kräftige Rillen anbringt, damit der Mörtel, welcher sie ausfüllt, einen zusammenhängenden Wulst bildet, während die Anwendung von Ölkitt in dem vorderen Teile der Fugen weniger sicher ist.

Bei Bruchsteinmauerwerk entspricht ein Cyklopenmauerwerk, wie solches in Frankreich üblich ist, den Anforderungen der Wasserdichtheit besser, als Mauerwerk mit abgeglichenen Lagerfugen. In dieser Weise ist u. a. die 50 m hohe Mauer für das Staubecken des Furens und zwar einschließlic der Verblendung hergestellt. Dabei wurde auf je 10 Maurer ein Aufseher verwendet, um Sicherheit in Betreff sorgfältiger Arbeit zu haben. Diese Mauer scheint genügend dicht zu sein, während der Staudamm der Gileppe trotz seiner großen Stärke mehrere undichte Stellen aufweist. Bei der Thalsperre im Eschbach-Thale bei Remscheid (17 m größte Druckhöhe) suchte man Undurchlässigkeit dadurch zu erzielen, daß an der Wasserseite der auch sonst sehr sorgfältig ausgeführten Mauer ein Cementputz mit zweimaligem Anstrich von Goudron und Holzcement hergestellt und mit einer Schutzwand aus Ziegelmauerwerk versehen wurde. Auch bei dem Behälter für Olmütz (Fig. 106) ist das Bruchsteinmauerwerk an der Innenseite mit Ziegeln verkleidet, welche einen Cementputz erhalten haben. Ein guter Überzug aus Cementmörtel an der Innenseite des Behälters ist überhaupt das geeignetste Mittel zur Erzielung der Wasserdichtheit. Derselbe wird nach vorheriger Reinigung der Wand- und Bodenflächen in 2—3 Lagen von je 3—5 mm Stärke aufgetragen, mit einem Richtscheit abgezogen und mit einer hölzernen Reibscheibe abgerieben. Der Mörtel besteht aus 1 Teil Cement und 2—2 $\frac{1}{2}$  Teilen Sand nebst etwas

<sup>126)</sup> Über Versuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit verschiedener Ziegelsorten siehe Kap. VIII, § 5. — Ein Apparat zur Ermittlung derselben ist beschrieben: *Gesundh.-Ing.* 1892, S. 586. — Über die Durchlässigkeit von Cementmörtel bei starkem Druck siehe: *Dinglers polyt. Journ.* 1891, Bd. 281, S. 114, 138, 163.

<sup>127)</sup> Rheinhard. Über die Herstellung gleichartiger Mauerwerkskörper von großer Druckfestigkeit, insbesondere bei Brückenbauten. *Deutsche Bauz.* 1889, S. 142.

Fettkalk in der Form von Kalkmilch, wodurch er dichter und geschmeidiger wird. Schliesslich wird noch eine vierte dünne Schicht von reinem Cementmörtel aufgebracht und mit einer Filzscheibe geglättet; ein Glätten von Eisen oder Stahl ist nicht zu empfehlen, weil dadurch leicht feine Risse entstehen. Auf der Sohle tritt an Stelle des reinen Cementmörtels aufgestreutes Cementpulver, welches in den noch feuchten Putz eingerieben wird.<sup>128)</sup> — Ein solcher Putz, welcher nur von geschulten Arbeitern hergestellt werden kann, hat auch den Vorteil, dass auf seiner glatten Oberfläche Algen und sonstige Pflanzen niederer Ordnung nicht haften und dass er die gründliche Reinigung des Behälters erleichtert. — Zur Herstellung einer wasserdichten Sohle eignet sich ferner der Asphalt, vorausgesetzt, dass eine trockene und feste Unterlage vorhanden ist. Erfolgt die Aufbringung desselben in zwei Lagen, so hat man zugleich eine Sicherheit, dass etwaige kleine Risse in der unteren Schicht überdeckt und geschlossen werden.

Man findet nicht selten, namentlich bei englischen und amerikanischen Anlagen, die gleichzeitige Verwendung von Thonschlag und Mauerwerk. In diesem Fall hat das Mauerwerk vorzugsweise die Bestimmung, eine schützende Schale, bezw. eine ebene Oberfläche herzustellen, während die Wasserdichtheit mehr auf dem Thonschlag beruht. In England ist man der Meinung, dass durch diesen Wasserdichtheit leichter und vollständiger zu erreichen sei, als durch Beton und bringt deshalb den Thonschlag sehr oft zur Anwendung. Es empfiehlt sich, ihn nicht ganz rein zu verwenden, sondern ihn bis zur Hälfte der ganzen Masse mit Sand zu vermischen oder mit Kies und Sand zu einer Art Thonbeton zu verarbeiten; ein solcher Thonbeton hat u. a. bei den Filteranlagen in Tegel und Warschau Anwendung gefunden. Der Thon muss in ähnlicher Weise durchgearbeitet werden, wie es bei der Herstellung von Ziegeln geschieht; der Thonschlag wird lagenweise eingebracht, abgeglichen und gestampft.<sup>129)</sup> — Die Mafsregeln, welche befolgt werden müssen, um bei Erdkörpern möglichste Wasserdichtheit zu erzielen, sind bereits in Kap. III, S. 261 gelegentlich der Besprechung der Staudämme erwähnt. Es sei deshalb hier nur noch des wasserdichten Anschlusses von Eisenteilen an Mauerwerk oder Erde und von Mauerwerk an Erde gedacht, weil dieser bei den Anschlussstellen der Zu- und Ableitungen in Frage kommt. Um diese möglichst dicht zu gestalten, pflegt man den Eisenteilen oder dem Mauerwerk eine Anzahl scharfkantiger Vorsprünge zu geben, welche in das benachbarte Material hineingreifen. Wenn sich trotz dieser Vorsprünge Wasseradern bilden, so fällt doch der in denselben vorhandene Wasserdruck um so geringer aus, je gröfser die Anzahl scharfer Ecken ist, welchen das Wasser begegnet, und ein etwaiges Ausfliefsen erfolgt mit sehr mäfsiger Geschwindigkeit. Bei Mauerwerk aus natürlichen Steinen kann man dasselbe dadurch erreichen, dass man die dem Erdreich zugekehrten Stirnen der Steine unbearbeitet lässt, wodurch eine raue und mit vielen Vorsprüngen versehene Aufsenfläche des Mauerwerks entsteht. Selbstverständlich muss das Material, welches das Eisen oder das Mauerwerk umgiebt, gut angedichtet werden. Ein Mantel aus Thonschlag leistet hierbei vorzügliche Dienste, weil der Thonschlag sich einerseits an die härteren Materialien, andererseits aber auch an die Erde dicht anschliesst.

**§ 14. Behälter aus Mauerwerk oder Beton.** Aus dem Umstande, dass alle Behälter der Wasserdichtheit wegen mit besonderer Sorgfalt ausgeführt werden müssen, folgt, dass man an die Festigkeit des Mauerwerks gröfsere Anforderungen stellen darf,

<sup>128)</sup> Dyckerhoff in der Deutschen Bauz. 1888, S. 242 u. folg.

<sup>129)</sup> Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst. II. Teil, 3. Bd., 3. Aufl., S. 563 u. 633.

als bei gewöhnlichen Ausführungen und dafs es somit gestattet ist, die Abmessungen desselben vergleichsweise einzuschränken. Insbesondere gilt dies von den überdeckten Anlagen, welche den Einflüssen des Frostes entzogen sind, während die offenen Behälter in den dem Frost ausgesetzten Teilen eine gewisse, nicht zu unterschreitende Stärke beanspruchen, welche oft gröfser ist, als sie infolge des vorhandenen Erd- und Wasserdrucks zu sein braucht.

1. Gradlinig begrenzte Behälter. Sind dieselben offen, so wird die schon auf S. 249 erwähnte Wirkung des Frostes namentlich dann nachteilig, wenn der Hinterfüllungsboden mit Wasser durchtränkt ist. Der in Fig. 100 angedeutete gefrorene Teil desselben dehnt sich infolge des Gefrierens aus und wirkt in der Richtung des Pfeils *S* schiebend auf die Mauer. Durch das Anhaften des gefrorenen Erdreichs an der Rückseite der Mauer und durch seine Ausdehnung nach oben wird ferner die Kraft *A* erzeugt, welche auf Bildung einer Trennungsfuge parallel zur Oberkante hinzuwirken sucht, und eine solche Fuge bildet sich, wenn die Zugfestigkeit des Mauerwerks nicht gröfser ist, als die Kraft *A*. Dieser Übelstand läfst sich durch entsprechende Verstärkung der Mauer oder durch Einlegen von senkrechten Ankern, sowie teilweise dadurch beseitigen, dafs man an der Rückseite der Mauer eine Hinterfüllung aus Kies oder grobem Sande herstellt und in ausreichender Tiefe eine Drainleitung verlegt (Fig. 101). Eine solche Anordnung empfiehlt sich auch, wenn man zur Vergrößerung der Wasserdichtheit einen Thonschlag anwendet; doch ist hier die Drainleitung hinter den letzteren zu legen (Fig. 102), ebenso, wenn die Wandungen des Behälters durch auf Thonschlag gelagertes und in Mörtel verlegtes Pflaster gebildet werden.

Fig. 100.

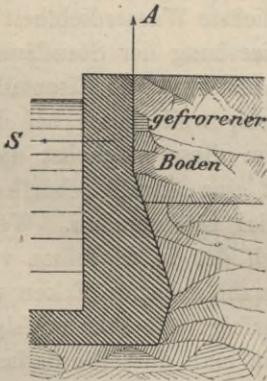


Fig. 101.

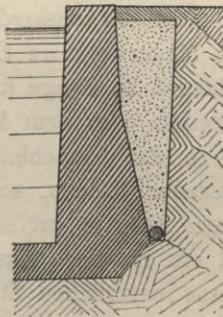
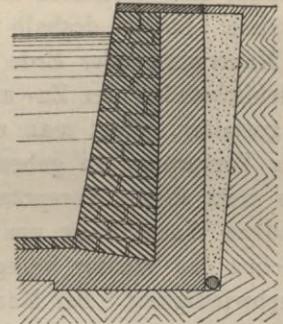


Fig. 102.



Handelt es sich um kleine Behälter, so kann man die Ecken als feste Punkte ansehen, zwischen welche die Mauern eingespannt sind und die Stärke derselben kann schwächer genommen werden, als sie sich durch den Erd- und Wasserdruck ergeben würde; sie sollte jedoch auch bei den kleinsten Anlagen aus den erwähnten Gründen nicht unter 1 Stein, bei gröfseren (von etwa 4 m Länge ab) nicht unter  $1\frac{1}{2}$  bis 2 Stein herabgehen. Bei grofsen offenen Behältern ist ferner zu berücksichtigen, dafs ein Zusammenziehen der Mauern in kalter Jahreszeit eintritt, welches unter ungünstigen Umständen zur Bildung von Querrissen führen kann.<sup>130)</sup> Läfst sich die auf diese Weise

<sup>130)</sup> Beispielsweise ist dies geschehen bei der Ufermauer des Freihafens zu Bremen. Deutsche Bauz. 1888, S. 123.

auftretende Zugkraft auch nicht rechnermäßig ermitteln<sup>131)</sup>, so wird ihr doch eine Mauer um so besseren Widerstand leisten, je größer ihr Querschnitt (namentlich in dem der Wärmeänderung am meisten ausgesetzten oberen Teile) ist. Auch eine Verstärkung der Ecken ist geeignet, der Bildung von Querrissen an diesen Stellen entgegenzuwirken. — An den Stellen, wo Schächte in den Behälter gefügt sind, suchen die oben erwähnten Schubkräfte die Bildung einer Fuge *ab* (Fig. 103) herbeizuführen; das Mauerwerk ist deshalb auch hier nicht zu schwach herzustellen und nötigenfalls durch die punktiert angedeuteten Anker zu sichern.

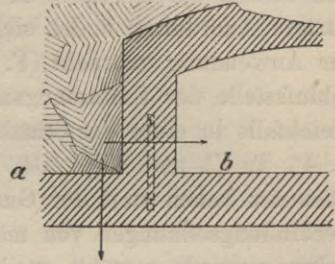
Die Eisdecke, welche sich auf dem Wasser eines freistehenden Behälters im Winter bildet, sucht infolge ihrer Ausdehnung gleichfalls einen wagerechten Schub auf die Umfassungsmauern auszuüben, welcher demjenigen des gefrorenen Hinterfüllungsbodens entgegengesetzt ist; doch kommt derselbe bei großen Behältern wegen des Ausweichens der Decke nach oben und wegen des schwankenden Wasserspiegels weniger zur Geltung.

Im übrigen haben die Umfassungsmauern, soweit sie außerhalb des Frostbereichs liegen, nur der Einwirkung des Erd- bzw. Wasserdrucks zu widerstehen. Ersterer ist bei leerem Behälter am größten; er kann sich jedoch ganz oder teilweise in einen Wasserdruck verwandeln, wenn die Mauer nicht dicht oder an der Rückseite nicht entwässert ist. Ferner ist je nach den örtlichen Verhältnissen zu erwägen, ob auf die volle Wirkung des Schubes des Hinterfüllungsbodens sicher gerechnet werden darf oder ob es sich nicht empfiehlt, denselben nur teilweise in Ansatz zu bringen.

Offene Wasserbehälter aus Mauerwerk werden insbesondere bei Ablagerungsbecken und bei Filteranlagen angewendet, werden aber in Gegenden mit strengen Wintern mehr und mehr durch überdeckte Behälter ersetzt. Zur Aufspeicherung von gefiltertem Wasser oder von Quellwasser sind offene Behälter nicht geeignet, weil die Ansiedelung von Tieren oder Pflanzen schwer zu vermeiden ist und durch den ungehinderten Lichtzutritt befördert wird.

Behälter mit schützender Erddecke sind den Angriffen des Frostes nicht ausgesetzt, demnach in der Unterhaltung billiger und zugleich haltbarer. Allerdings stellen sich auch die Anlagekosten höher, doch können diese durch Vermeidung überflüssiger Gewölbe- und Mauerstärken wesentlich herabgemindert werden. Erstere lassen sich verhältnismäßig schwach herstellen, weil fast nur ruhende Lasten in Frage kommen. So haben die Kreuzkappen des in F. 3<sup>a u. b</sup>, T. VI dargestellten Behälters bei 3,8 bzw. 4,12 m Spannweite nur 0,08, die Kappen des Brompton-Behälters bei 3,39 m Spannweite und 0,99 m Pfeil nur 0,10 m Stärke; in der Regel beträgt die Stärke jedoch nicht unter 0,12 bis 0,20 m, je nach der Spannweite. Die Umfassungsmauern, welche den Schub der Gewölbe aufzunehmen haben, sind bei den älteren Ausführungen von rechteckigem oder trapezförmigem Querschnitt (F. 1<sup>a</sup>, T. VI), bei den neueren jedoch von bogenförmiger Gestalt, entsprechend dem Verlauf der Stützlinie (F. 2<sup>a</sup> u. 4<sup>b</sup>, T. VI), wodurch eine wesentliche Ersparnis an Mauerwerk erzielt und zugleich der Fassungsraum vergrößert wird. Mauern in Stampfbeton lassen sich in ihren Abmessungen den wirkenden

Fig. 103.



<sup>131)</sup> Nach Bruniceau beträgt die Ausdehnung von Ziegelmauerwerk für 1° Celsius  $\frac{1}{100000}$ — $\frac{1}{120000}$ , diejenige von Cementmörtel  $\frac{1}{100000}$ — $\frac{1}{70000}$ . Rombergs Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1866, S. 87.

Kräften besser anpassen, als solche aus Ziegeln, welche eine absatzweise Verstärkung bedingen; mit aus diesem Grunde sind Betonbehälter in neuerer Zeit in großer Zahl zur Ausführung gelangt.

Von der Art der Überwölbung hängt es ab, ob es besser ist, den Widerlagsmauern in ihrer ganzen Länge den nämlichen Querschnitt zu geben oder sie an einzelnen Stellen durch Pfeiler zu verstärken, wie in F. 3<sup>a u. b</sup>, T. VI oder in Fig. 76, S. 270; letztere Anordnung findet sich namentlich bei englischen Anlagen. Werden Gurtbögen zur Anwendung gebracht (F. 1<sup>a u. b</sup>, T. VI), so ergeben sich solche Pfeiler an der Anschlussstelle der Umfassungsmauern von selbst, wobei es zweckmäßig sein kann, diese gleichfalls in einer der Stützlinie entsprechenden Form verlaufen zu lassen (F. 2<sup>c</sup>, T. V, F. 4<sup>c</sup>, T. VI und Fig. 104, S. 301). Die Behälter zu Wiesbaden<sup>132)</sup>, Nürnberg und Chemnitz haben statt der Gurtbögen und Pfeiler volle Wandungen erhalten, in denen Verbindungsöffnungen von mäfsiger Gröfse ausgespart sind (F. 2<sup>a u. b</sup>, T. VI). Diese Anordnung wurde gewählt, weil sie sich billiger stellte, bezw. eine bessere Druckverteilung gestattete.

Die Herstellung des Bodens erfolgte früher ziemlich allgemein nach derjenigen der Pfeiler und Umfassungsmauern, um diesen Zeit zum Setzen zu geben. Bei verschiedenen neueren Ausführungen hat man es jedoch vorgezogen, die Sohle zuerst und zwar in nicht zu geringer Stärke anzulegen, damit sie eine festere Verbindung der einzelnen Bauteile untereinander herstellt und zugleich zur besseren Druckverteilung beiträgt; auch fallen hierbei die Fugen an den Anschlussstellen zwischen der Sohle und dem Mauerwerk der Pfeiler und Umfassungswände fort. Bei dem Wiesbadener Behälter (F. 2<sup>a-c</sup>, T. VI) ist die 25 cm starke Sohle nachträglich ausgeführt; sie bildet hier gewissermaßen nur eine Schale des aus sehr festem Thon bestehenden Baugrundes. Die 77 cm starke Betonsohle des Niederbehälters zu Halle (F. 1<sup>a u. b</sup>, T. VI) ist zur Erlangung der Wasserdichtheit mit mehreren Ziegelschichten überdeckt, während man bei neueren Ausführungen sich mit einem unmittelbar auf den Beton aufgetragenen Putzüberzug begnügt. — Falls der Untergrund nicht genügend gleichmäfsig und tragfähig ist, empfiehlt sich auch unter Umständen anstatt der durchgehenden Bodenplatte aus Beton die Anordnung von Spannbögen zwischen den die Überwölbung tragenden Pfeilern und eine entsprechende Form für die Abdeckung des Bodens.<sup>133)</sup> — Die Stärke der Abdeckung über dem Scheitel des Gewölbes sollte je nach dem Klima 1,0—1,5 m betragen. Bei dem Behälter in Koblenz wurde aus militärischen Gründen eine Bedeckung von 8 m Stärke nötig.

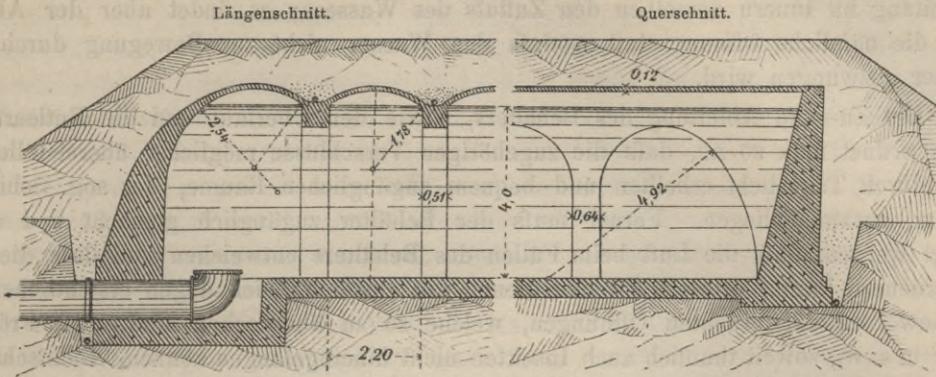
Der besseren Entleerung und Reinigung wegen erhält der Boden des Behälters ein mäfsiges Gefälle nach einer an der Aussenwand liegenden und zur Entleerungsleitung führenden Rinne (F. 2<sup>a u. b</sup>, T. VI); auch sind unterhalb der Entleerungsrohre vertiefte Stellen anzuordnen, welche etwa vorhandene Unreinigkeiten aufnehmen. Die Gewölbe der Behälter sind mit einem Überzug aus Cementmörtel, dem noch ein Goudron-Anstrich gegeben werden kann, sowie mit Entwässerung zu versehen; ebenso empfiehlt sich die Einlegung einer Drainleitung am Fusse der Umfassungsmauern, wie in Fig. 104, nach welcher in Leipzig drei Behälter von 8000, 8000 und 4000 cbm hergestellt sind.<sup>134)</sup>

<sup>132)</sup> Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1883, S. 567, 611, 650; 1884, S. 407.

<sup>133)</sup> Bezüglich der Berechnung solcher Spannbögen ist zu vergleichen: M. Koenen. Über Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 11.

<sup>134)</sup> Leipzig und seine Bauten. Leipzig 1892. S. 582. — Deutsche Bauz. 1892, S. 397.

Fig. 104. Behälter für das neue Wasserwerk zu Leipzig. M. 1:180.



Dient das aufgespeicherte Wasser zu Genußzwecken, so ist es nicht gleichgiltig, in welcher Weise die Zu- und Ableitung erfolgt, weil das Vorhandensein ruhender Wassermassen zur Bildung von Kleinwespen Veranlassung giebt. In Anschluss an das in § 9 dieses Kapitels Gesagte ist darauf aufmerksam zu machen, daß das Wasser alle Teile des Behälters mit möglichst gleichmäßiger Geschwindigkeit durchfließen sollte; es liegt demnach die nämliche Aufgabe vor, wie bei den Klärbehältern, wengleich der Zweck ein anderer ist. Dafs ähnliche Mittel zur Anwendung gelangt sind, wie sie auf Seite 272 beschrieben wurden, ist uns nicht bekannt geworden; es unterliegt aber keinem Zweifel, daß die Art der Durchströmung mancher Behälter zu wünschen übrig läßt. Die Anordnung der Wasserwege nach Fig. 105 ist ein einfaches und ziemlich sicheres Mittel, um das Wasser in steter Bewegung zu erhalten, namentlich wenn sie mit der in Fig. 78, S. 272 dargestellten Eintauchplatte in Verbindung gebracht wird und dürften die etwas größeren Anlagekosten, sowie die geringe Mehrarbeit bei der Reinigung nicht ins Gewicht fallen. Zur Erlangung des nämlichen Zwecks wird bei dem von Salbach erbauten Behälter für Olmütz das Wasser durch eine Rohrleitung dem möglichst weit von der Abflußstelle *A* belegenen Punkte *Z* zugeführt, sodafs das zum Abfluß gelangende Wasser den Behälter der ganzen Quere nach durchfließen muß (Fig. 106).<sup>135)</sup> Diese Anordnung verdient jedenfalls den Vorzug beispielsweise vor derjenigen des Wiesbadener Behälters (F. 2<sup>n-c</sup>, T. VI), wo Zu- und Abfluß an der näm-

Fig. 105.

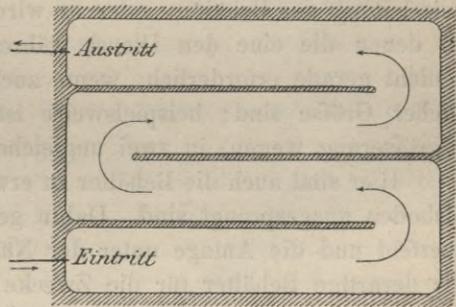
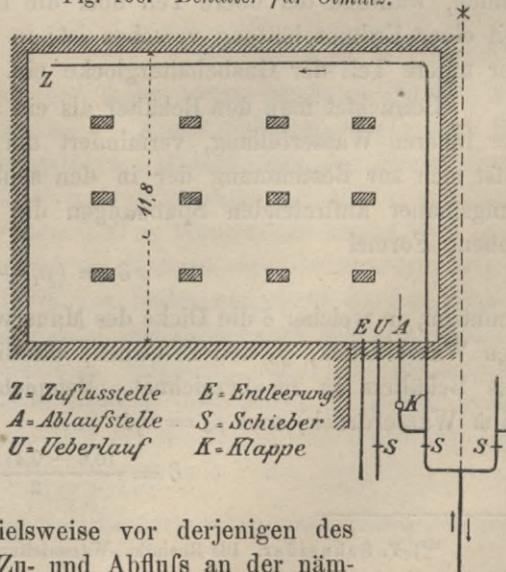


Fig. 106. Behälter für Olmütz.



Wiesbadener Behälters (F. 2<sup>n-c</sup>, T. VI), wo Zu- und Abfluß an der näm-

<sup>135)</sup> Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 249.

lichen Stelle stattfinden. Bei dem Behälter für Minden (F. 4<sup>a-d</sup>, T. VI) vermittelt eine Rohrleitung im Innern desselben den Zufluss des Wassers; es findet aber der Abfluss durch die nämliche Öffnung statt, sodass das Wasser nicht zur Bewegung durch den Behälter gezwungen wird.

Die Zu- und Ableitung des Behälters, sowie den Überlauf und die Entleerungsleitung ordnet man so an, dass die zugehörigen Verschlüsse möglichst übersichtlich in einem durch Tageslicht erhellten und bequem zugänglichen Raume, der sog. Schieberkammer, zusammenliegen. Ferner muss der Behälter zugänglich gemacht und dafür gesorgt werden, dass die Luft beim Füllen des Behälters entweichen und dass dieselbe sich erneuern kann. Diesem Zwecke dienen die aus den Zeichnungen ersichtlichen, in den Gewölben angebrachten Öffnungen, welche so zu überdecken sind, dass Frösche, Mäuse u. s. w., soweit thunlich auch Insekten nicht hineingelangen können. Lichtschächte sind nur während der Reinigungsarbeiten zu öffnen, da der Behälter während des Betriebes dunkel zu halten ist, um der Bildung von grünen Algen keinen Vorschub zu leisten.

Während der Reinigung erfolgt die Versorgung der Stadt unmittelbar durch die Speiseleitung des Behälters oder es wird besser der letztere in zwei Abteilungen zerlegt, von denen die eine den Dienst während der Säuberung der anderen übernimmt. Es ist nicht gerade erforderlich, wenn auch erwünscht, dass die beiden Abteilungen von gleicher Größe sind; beispielsweise ist der Wiesbadener Behälter (wohl der späteren Vergrößerung wegen) in zwei ungleiche Teile zerlegt.

Hier sind auch die Behälter zu erwähnen, welche in vereinzelt Fällen in dichtem Felsboden ausgesprengt sind. Dahin gehört u. a. der Tunnelbehälter des Wasserwerks Elberfeld und die Anlage unter der Nürnberger Burg. Auf dem Harz hat man gleichfalls derartige Behälter für die Zwecke der Wasserbewältigung ausgeführt.<sup>136)</sup>

2. Cylindrische Behälter. Gemauerte cylindrische Wasserbehälter werden zur Versorgung mit Wasser nur ausnahmsweise, häufig dagegen bei der Aufspeicherung von Gas angewendet. Sie stehen dann meistens mit dem unteren Teile in gewachsenem Boden, während der obere Teil über die Umgebung hinausragt und hier in der Regel mit einer Erdumschüttung versehen ist; in das mit Wasser gefüllte Gefäß taucht dann der untere Teil der Gasbehälterglocke ein.

Betrachtet man den Behälter als ein aufrecht stehendes Rohr, welches dem Drucke der inneren Wasserfüllung, vermindert um den äußeren Erddruck, ausgesetzt ist, so lässt sich zur Bestimmung der in den senkrechten Schnitten der kreisförmigen Umfassungsmauer auftretenden Spannungen die am Eingange des nächsten Kapitels angegebene Formel

$$s \delta = (p_1 - p_0) r$$

benutzen, in welcher  $\delta$  die Dicke des Mauerwerks in cm,  $s$  die zulässige Zugspannung,  $p_1$  den Wasserdruck,  $p_0$  den Erddruck, sämtlich in kg f. d. qcm und  $r$  den Halbmesser des Behälters in cm bezeichnet. Beispielsweise ist für  $s = 2$ ,  $r = 2000$ ,  $p_1 = 0,6$  (6 m Wasserdruck) und  $p_0 = 0,4$

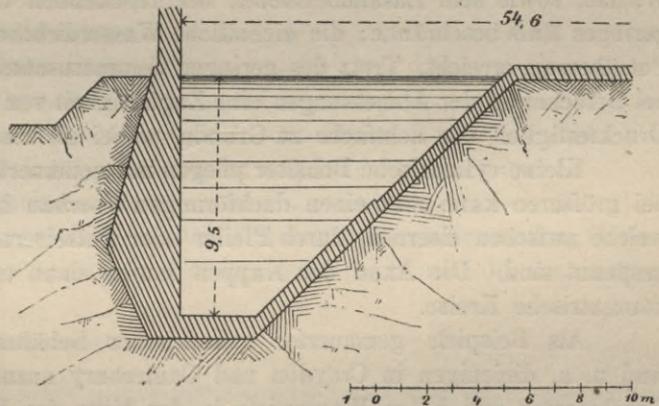
$$\delta = \frac{(0,6 - 0,4) 2000}{2} = 200 \text{ cm.}$$

<sup>136)</sup> V. Schneider. Die Rheintal-Wasserleitung für Elberfeld. 1881. S. 17. — Dumreicher. Wasserwirtschaft des nordwestlichen Oberharzes. Clausthal 1868. S. 30. — König-Poppe. Wasserleitungen und Wasserwerke. Leipzig 1878. S. 237.

Eine derartige Rechnung ist aber nur als eine ungefähre Annäherung zu betrachten, da der Verschiedenheit der Spannungen in den in der Richtung des Halbmessers aufeinander folgenden Teilen des Mauerquerschnitts, sowie dem Gewichte des Mauerwerks keine Rechnung getragen wird; auch bleibt die Verbindung zwischen den Wänden und der Sohle (sofern letztere durchgeht und als zusammenhängender fester Körper anzusehen ist) unberücksichtigt. Genauere Formeln sind von Undeutsch<sup>137)</sup> entwickelt und zwar je vier für drei verschiedene Arten Mauerwerk. Derselbe betrachtet a) eine Mauer aus kurzen Bruchsteinen mit Kalkmörtel ohne Zugfestigkeit und ohne erhebliches Zusammenhalten durch Reibung, sodafs jeder Ausschnitt der Wand als eine Wassermauer anzusehen ist, bei der die Drucklinie nicht aus dem mittleren Drittel heraustreten darf; b) eine Mauer in Kalkmörtel ohne Zugfestigkeit, jedoch mit tangentialen Reibungswiderständen; c) eine Mauer in Cementmörtel, bei welcher auf Zugfestigkeit zu rechnen ist. Ein Auszug aus diesen Untersuchungen würde jedoch zu viel Raum einnehmen, sodafs auf die Abhandlung selbst verwiesen werden muß.

Hat man es mit trockenem, festem Lehmboden zu thun, der mit steiler Böschung ansteht, so läßt sich die Umfassungsmauer als Verkleidung desselben auffassen, der nur eine solche Stärke gegeben werden muß, dafs sie den Druck der darüber stehenden Last aufzunehmen vermag und dafs das Durchdringen von Wasser ausgeschlossen ist. Hieraus erklärt sich der in Fig. 107 dargestellte Querschnitt der Mauer des Gasbehälters in der Greifswalder Strafsse in Berlin<sup>138)</sup>, welcher unten kleinere Abmessungen zeigt, als in dem oberen Teile, wo der Boden von weniger fester Beschaffenheit war. Zur Ersparnis an Erdarbeiten

Fig. 107. Querschnitt der Mauer des Gasbehälters in der Greifswalder Strafsse zu Berlin.



ist hier ferner in der Mitte des 54,6 m weiten und 9,5 m tiefen Behälters ein mit Abpflasterung versehener Erdkörper zurückgeblieben. — Einen ähnlichen Querschnitt hat die Umfassungsmauer eines grossen, 1881 ausgeführten Gasbehälters der South Metropolitan Gaswerke zu London, welcher bei 66,45 m Durchmesser und 16,5 m nutzbarer Tiefe unten 1,37, in halber Höhe 1,82 und oben 0,92 m Wandstärke besitzt.<sup>139)</sup>

Besonders sorgfältige Herstellung erfordern die Mauern von Gasbehältern, welche infolge hohen Grundwasserstandes nur wenig in den Boden eingebaut werden können. Wenn irgend möglich, sollte man in solchen Fällen das Mauerwerk bis zum höchsten Wasserstande mit einer schützenden Erdumhüllung umgeben, damit die nachteiligen Wirkungen der Wärmeschwankungen vermieden werden. Bei einem in Berlin ausgeführten Behälter ist dies in der Art geschehen, dafs um die eigentliche Ringwand noch eine kreisförmige Mauer angelegt und der Zwischenraum mit Boden ausgefüllt wurde;

<sup>137)</sup> Undeutsch. Über die Stabilität und Festigkeit von cylindrischen Bassinwänden. Civilingenieur 1877, S. 289—318.

<sup>138)</sup> Berlin und seine Bauten 1877. 2. Teil, S. 208.

<sup>139)</sup> Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 253.

aufserdem sind beide Mauern durch Zwischenpfeiler bzw. Strebebögen miteinander verbunden.<sup>140)</sup>

Für die Ausführung kreisförmiger Behälterwandungen ist neben gutem Cementmauerwerk aus Ziegeln Stampfbeton sehr geeignet, weil derselbe — sachgemäße Ausführung vorausgesetzt — eine verhältnismäßig große Zugfestigkeit besitzt.<sup>141)</sup> F. 5<sup>a u. b</sup>, T. VI stellen Grundriss und Querschnitt eines aus Stampfbeton hergestellten Gasbehälters zu Nürnberg von 10350 cbm Inhalt dar, welcher zum größten Teil in den Boden verlegt werden konnte. Die 8 m hohe Mauer hat oben 1 m, unten 2,5 m Stärke und eine 4 m breite Sohle erhalten und ist mit 13 Stück 2,5 m breiten Pfeilern für die Leitsäulen versehen. Der 1 m starke Behälterboden ist flach gewölbt, während die übrigen von der betr. Firma (Dyckerhoff & Widmann) ausgeführten Gasbehälter einen ebenen Boden erhalten haben, der auch unter den Umfassungsmauern durchgeht. Die Mischung bestand für die Mauersohle und den Boden aus 1 Cement, 4 Sand (aus der Baugrube gewonnen), 4 Kies und 9 Steinschlag; für Mauer und Pfeiler aus 1 Cement, 3 $\frac{1}{2}$  Sand, 3 $\frac{1}{2}$  Kies, 8 Steinschlag; für den Putz aus 1 Cement, 2 Sand. Bei dieser Mischung, welche auch für die rechteckigen Behälter in Wiesbaden, Minden und anderen Orten in ähnlicher Zusammensetzung angewandt wurde, war die Absicht maßgebend, den Beton nicht vollständig dicht herzustellen, damit seine Ausdehnung bei Feuchtigkeit und Wärme, sowie sein Zusammenziehen bei Trockenheit und Kälte sich auf ein möglichst geringes Maß beschränke; die eigentliche Wasserdichtheit wurde vielmehr erst durch den Putzüberzug erreicht. Trotz des geringen Cementzusatzes legte die genannte Firma jedoch bei Berechnung der Abmessungen eine Zugfestigkeit von 3,5—4,5 kg f. d. qcm und für die Druckfestigkeit das achtfache zu Grunde, wobei sie eine 4—5 fache Sicherheit annahm.

Kleine cylindrische Behälter pflegen mit gemauerten Kuppeln überwölbt zu werden; bei größeren kann man einen dachförmigen Überbau herstellen oder Kappen verwenden, welche zwischen eisernen, durch Pfeiler oder gusseiserne Säulen unterstützte Träger eingespannt sind. Die Axen der Kappen laufen dann entweder parallel oder sie bilden konzentrische Kreise.

Als Beispiele gemauerter cylindrischer Behälter für Wasserversorgungsanlagen sind u. a. diejenigen in Croydon und Canterbury anzuführen; letzterer hat bei 18,3 m Durchmesser und 5,3 m Wassertiefe in der Mitte der Höhe 1,13 m Wandstärke.<sup>142)</sup>

**§ 15. Eiserne Behälter.** 1. Behälter aus Gufseisen. Bei den gegenwärtig nur noch ausnahmsweise und für kleinere Anlagen ausgeführten Behältern aus Gufseisen kommt insbesondere die rechteckige Form zur Anwendung, welche aus einzelnen, durch Verschraubung verbundenen und meistens miteinander verankerten Platten hergestellt wird. Zeichnungen derartiger Behälter findet man im Handbuch für spezielle Eisenbahntechnik, I. Band, Taf. XLIX (für kleinere Wasserstationen) und im Handbuch für Architektur, Teil III, Bd. 4 (Hausbehälter). Als Beispiele größerer cylindrischer Behälter können u. a. die Ausführungen in Altona, Stettin und Lübeck<sup>143)</sup> gelten.

<sup>140)</sup> Berlin und seine Bauten. 2. Teil, S. 209.

<sup>141)</sup> Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Beton. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 131.

<sup>142)</sup> Humber. Water supply of cities and towns. London 1876. Pl. 47. — Über einen ringförmigen Behälter mit Abteilungen in Franklin (Nordamerika) siehe Eng. News 1892, I. S. 329, sowie Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 665.

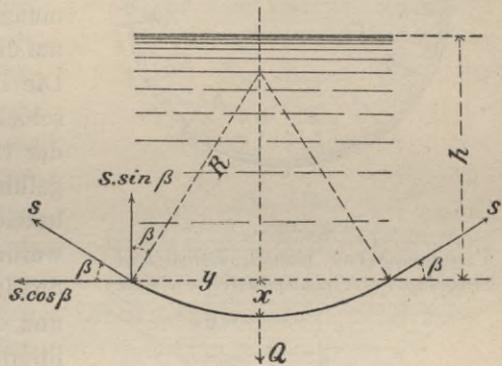
<sup>143)</sup> Der Hochbehälter der Altonaer Wasserwerke. Rombergs Zeitschr. f. prakt. Baukunst 1866, S. 21 und Kümmel. Das Wasserwerk der Stadt Altona. — Der Hochbehälter der Stadtwasserkunst in Lübeck. Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 298 und Engineering, Okt. 1870, S. 277.

2. Behälter aus Schmiedeeisen. Für die Wandungen schmiedeeiserner Behälter eignet sich, wie oben nachgewiesen ist, die cylindrische Form am besten; es kommen jedoch auch vielfach kleinere Ausführungen vor, welche mit Rücksicht auf die Gestalt des Aufstellungsraums eine rechteckige Form besitzen und deren Wandungen dann meist verankert sind. Größere rechteckige Behälter aus Schmiedeeisen gehören zu den Ausnahmen, weil die beanspruchenden Kräfte verhältnismäßig hoch ausfallen und deshalb ein bedeutendes Eisengewicht erforderlich wird. In Deutschland finden sich solche in Breslau (zwei Abteilungen von je 6,28 m Höhe und 2112,5 cbm Inhalt), sowie in Bremen (Länge 22,2, Breite 9,2, Höhe 3,4 m).<sup>144)</sup>

Cylindrische Behälter mit flachen Böden sind in größerer Zahl ausgeführt; beispielsweise in Halle (ältere Anlage), Frankfurt a. O., Königsberg i. Pr.; sie stellen sich billiger, als solche von rechteckiger Form, sind aber wegen der erforderlichen Unterstützung des Bodens noch immer ziemlich teuer.

Diese Unterstützung macht bei größeren Behältern starke Träger oder Zwischenmauern nötig, auf welchen die eiserne Balkenlage aufliegt. Durchhängende Böden, welche einer Zwischenstütze nicht bedürfen, sind aus diesem Grunde vorteilhafter und kommen meistens in der Form eines Kugelabschnitts zur Anwendung. Um die bei einem solchen Boden auftretenden Spannungen zu ermitteln, denke man sich das untere Stück desselben (Fig. 108) wagerecht abgeschnitten.  $Q$  sei das auf diesem Bodenteil lastende Wassergewicht,  $s$  die tangential wirkende Kraft, welche gleich der das Herabstürzen verhindernden Gegenkraft ist. Dann muß zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts die Summe der senkrechten Kräfte = Null oder

Fig. 108.



$2 y \pi s \sin \beta = Q; s = \frac{Q}{2 y \pi \sin \beta}$   
 sein.  $Q$  berechnet sich aus dem Inhalt des Kugelabschnitts und des darüberliegenden Cylinders; setzt man an Stelle des ersteren ein Paraboloid, so wird der Ausdruck zwar nicht vollständig genau, aber wesentlich einfacher. Dann ist nämlich

$$Q = \gamma h y^2 \pi + \frac{\gamma x y^2 \pi}{2} = \gamma y^2 \pi \left( h + \frac{x}{2} \right),$$

wenn  $\gamma$  das Gewicht einer Kubikeinheit Wasser bezeichnet. Da  $y = R \sin \beta$ , so wird

$$s = \gamma \left( h + \frac{x}{2} \right) \frac{R}{2}, \dots \dots \dots 17.$$

woraus hervorgeht, daß die Spannung mit zunehmendem  $x$  kleiner wird und am tiefsten Punkte des Bodens am größten ist; sie wird hier  $= \gamma (h + x) \frac{R}{2} = 500 (h + x) R$ .

Das Auflager des Behälters liegt in der Kreislinie, in welcher Cylindermantel und Kugelboden zusammentreffen. Um den Mantel nicht durch die Spannung des letzteren zu beanspruchen, wird ein Auflagering notwendig, der im stande ist, die durch  $s$  hervorgerufenen Seitenkräfte  $h$  und  $v$  aufzunehmen (Fig. 109).  $h$  ruft in dem Ringe eine Tangentialspannung  $T = h v$  (Fig. 110) =  $s r \cos \beta$  hervor und das Gewicht  $P$ , welches er auf die Unterlage zu übertragen hat, ist  $= v 2 r \pi = s 2 r \pi \sin \beta$ .

<sup>144)</sup> Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 343.

Fig. 109.

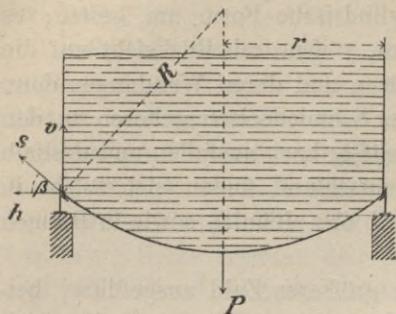


Fig. 110.

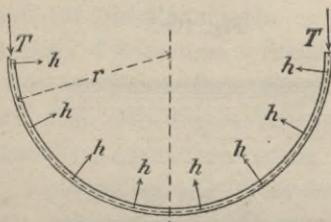
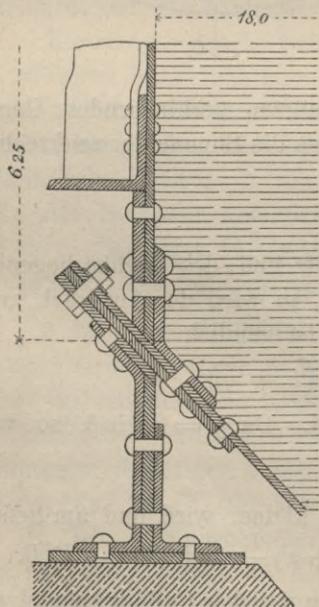


Fig. 111.

Verbindung von Mantel, Boden und Tragrings am Hochbehälter zu Essen.



Hieraus ergibt sich

$$\frac{T}{P} = \frac{s r \cos \beta}{s 2 r \pi \sin \beta}$$

$$T = \frac{P}{2 \pi \tan \beta} \dots \dots \dots 18.$$

T vermindert sich also mit wachsendem  $\beta$  bzw. mit wachsender Pfeilhöhe des Bodens und wird = Null, wenn  $\beta = 90^\circ$  ist, d. h. der Boden in eine Halbkugel übergeht. — Da der Ring auf Druck beansprucht wird, so kann er aus Gufseisen hergestellt werden.

Wegen der Berechnung der in den wagerechten Schnitten des Kugelbodens auftretenden Spannungen, welche kleiner sind als s und deshalb bei Bestimmung der Blechstärke nicht in Frage kommen, muß auf die unten angegebene Quelle verwiesen werden.<sup>145)</sup> Die Berechnung der cylindrischen Seitenwände geschieht gewöhnlich nach der schon bei Besprechung der runden Behälter aus Mauerwerk und Beton angeführten Formel  $s \delta = p r$ , wenn  $\delta$  die Wandstärke bezeichnet; die sich so ergebenden Werte für  $\delta$  werden jedoch mit Rücksicht auf die erforderliche Steifigkeit der Wandungen, den sich bildenden Rost und die Möglichkeit einer Abweichung von der cylindrischen Form um 3—5 mm oder auch mehr vergrößert.<sup>146)</sup> Genauere Formeln giebt Undeutsch in der oben angegebenen Quelle.

Cylindrische Behälter mit kugelförmigem Boden sind vielfach zur Ausführung gelangt. Einer der ältesten ist derjenige von Chaillot, welcher bei 2,5 m Tiefe des cylindrischen Teiles 20 m Durchmesser besitzt und oben offen ist; die Wandstärke desselben beträgt nur 3 mm. — Zu den bemerkenswerten Ausführungen dieser Art in Deutschland gehört der (zweite) Hochbehälter in Halle a. S. von 1200 cbm Inhalt (F. 6, T. VI), dessen Blechdicke zwischen 6 und 12 mm beträgt; das Steigrohr ist mit einer Ausdehnungsvorrichtung A versehen<sup>147)</sup>; ferner der Behälter in Essen mit 2000 cbm Inhalt, 18 m Durchmesser und 10,25 m grösster Tiefe. Die Wandungen desselben sind gut versteift, um den Ein-

<sup>145)</sup> Forchheimer. Über eiserne Wasser-, Öl- und Gasbehälter-Bassins nach den Berechnungen und Konstruktionen des Prof. Intze zu Aachen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1884, S. 705—716.

<sup>146)</sup> Beispielsweise hat der ältere Behälter in Halle bei 11,29 m Durchmesser und 4,78 m Höhe Wandstärken von 6,5—8,2 mm; außerdem sind zwei Bänder von 20 auf 100 mm Querschnitt angeordnet; der Behälter zu Frankfurt a. O. (Deutsche Bauz. 1876, S. 225) bei 10 m Durchmesser und 5 m Höhe oben 8, unten 12 mm; der Behälter zu Geestemünde bei 7,59 m Durchmesser und 2,63 m Höhe oben 5, unten 6 mm Stärke.

<sup>147)</sup> Deutsche Bauz. 1882, S. 412.

flufs etwaiger Senkungen des dortigen, vielfach vom Bergbau unterhöhlten Bodens abzuschwächen; aus demselben Grunde ist der Ring aus Walzeisen zusammengesetzt (Fig. 111). — Wird eine Treppe durch die Axe des Behälters geführt und zu diesem Zwecke ein innerer Cylinder in denselben eingebaut, so erhöht sich die Spannung in dem Durchdringungskreise nahezu auf das Doppelte.

Ein Kegelboden (Fig. 112) ist leichter herstellbar, als ein Kugelabschnitt, weil die Bleche nur nach einer Richtung gekrümmt zu werden brauchen; doch erhält er wegen der stärkeren Spannungen und der gröfseren Oberfläche ein Mehrgewicht, welches jenen Vorteil wieder aufhebt. Ein solcher wird aber erzielt, wenn man nach Intze (D. R. P. 23187 und 24951) das Auflager nicht in den Verbindungskreis zwischen Mantel und Boden legt, sondern es tiefer rückt, sodafs der Durchmesser des tragenden Mantels dadurch verringert wird (Fig. 113). Der oberhalb liegende Teil des Bodens hängt dann nicht mehr, sondern trägt; in ihm entstehen Druckspannungen  $d$ , welche auf ein Zerknicken von  $A E$  hinwirken, daran jedoch durch die senkrecht dazu wirkenden Zugkräfte gehindert werden, indem diese die Fläche anspannen. Wendet man an Stelle des hängenden Kegelbodens einen Gegenboden  $A F B$  an (Fig. 114), so sucht dieser den Auflagerring auseinander zu ziehen, während der stützende Kegelboden  $A E G B$  ihn zusammendrückt. Dadurch läfst sich also als weiterer Vorteil ein spannungsloser Zustand des Auflagerringes erzielen, welcher auch noch fortbesteht, wenn man den Gegenboden nur teilweise zur Ausführung bringt und für den mittleren Teil einen Hängeboden  $B C$  wählt (Fig. 115), bei welchem die für gröfsere Gegenböden erforderliche Absteifung fortfallen kann. Durch die Wahl von  $R$  hat man es in der Hand, die Spannung  $s$  (Gl. 17) möglichst niedrig zu halten, sodafs zur Verbindung zwischen Kegel- und Hängeboden ein kleiner Querschnitt (in der Form eines Winkeleisens) ausreicht.

Derartige Behälter mit Kegel- und Gegenböden sind nach den Angaben von Intze in den letzten 10 Jahren in gröfserer Zahl ausgeführt<sup>148)</sup>; infolge der erwähnten Vorteile stellen sich ihre Kosten wesentlich niedriger, als diejenigen der Behälter mit Kugelböden. Als eine der zeitlich ersten Ausführungen ist der Hochbehälter

Fig. 112, 113.

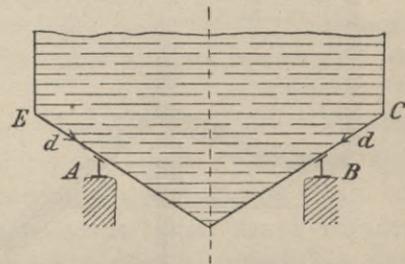
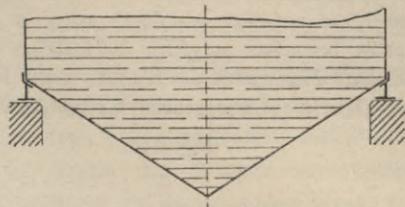


Fig. 114.

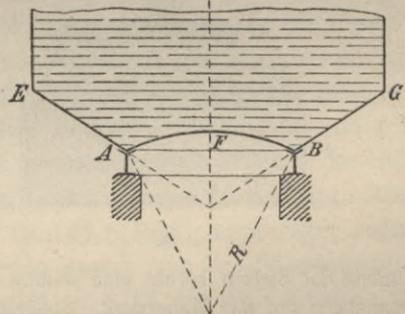
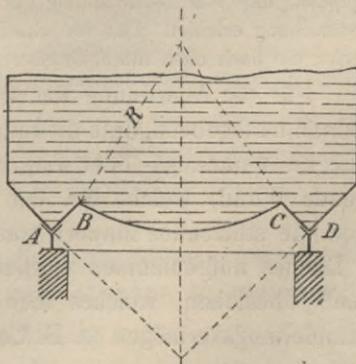


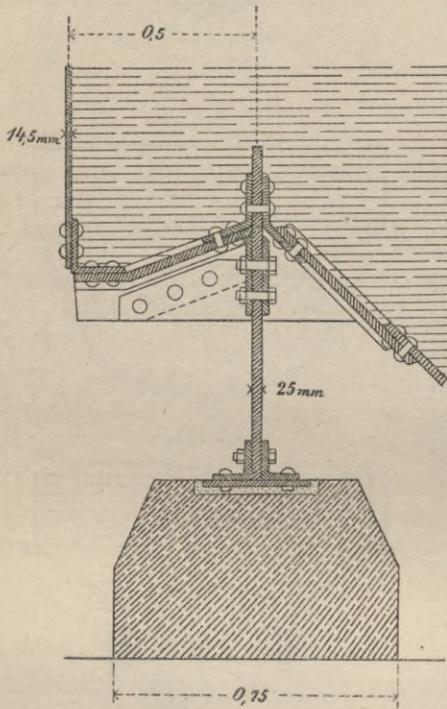
Fig. 115.



<sup>148)</sup> Man vergleiche ausser der erwähnten Forchheimer'schen Schrift: Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 43; 1885, S. 23; 1886, S. 25; 1887, S. 901.

für Remscheid (F. 7, T. VI) zu nennen, dessen Boden nach Fig. 114 geformt ist. Der tragende Mauerzylinder hat in seinem oberen Teile nur einen äußeren Durchmesser von 3 m, während der Behälter einen solchen von 7,5 m aufweist; hierdurch wurde es möglich, das zum Tragen bestimmte Mauerwerk mit mäßigen Kosten besonders sorgfältig herzustellen und ihm ein sicheres Fundament zu geben. Das von außen sichtbare Mauerwerk des Turmes dient lediglich zur Ummantelung des Behälters, um welchen eine (in der Figur nicht angegebene) Treppe nach dem mit Holzcement abgedeckten Dache führt. — Der Wasserturm für Szegedin (F. 8, T. VI) zeigt einen kegelförmigen Gegenboden, in dessen Mitte der Treppenzylinder eingefügt ist. Der Gegenboden ist hier aus einzelnen, auf Trägern ruhenden, zeltartig durchhängenden Blechen hergestellt. — Der Wasserturm für Diedenhofen (F. 9, T. VI) ist als Doppelbau in der Ausbildung eines Stadthores ausgeführt. Jede der beiden Abteilungen faßt 500 cbm und besteht aus einem Behälter mit hängendem Gegenboden nach Art der Fig. 115. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß die eine Hälfte während der Reinigung der anderen an deren Stelle treten kann bezw. daß sich zuerst die eine für das derzeitige Bedürfnis ausreichende Hälfte und erst später die zweite zur Ausführung bringen läßt. — Bei dem Behälter der Stadt Mannheim (2000 cbm Inhalt), ist die in Fig. 116 dargestellte Anordnung gewählt. Hier bildet der innere Teil des Bodens einen nach unten hängenden Kugelabschnitt, der äußere einen kegelförmigen Gegenboden, sodaß die wagerechten Spannungen im Auflagering in ähnlicher Weise wie bei B und C der Intze'schen Anordnung (Fig. 115) aufgehoben werden; gleichzeitig ist für möglichste Zugänglichkeit aller Teile Sorge getragen. Der Auflagering hat die Form eines stehenden Cylinders, an welchen Kugel- und Gegenboden mittels Winkeleisen befestigt sind. Er liegt auf lotrechten Stelzen aus 25 mm starkem Stahlblech, die den senkrechten Druck auf die wagerechte Fußplatte und durch diese auf das Mauerwerk verteilen. In dieser An-

Fig. 116.



ordnung der Stelzen beruht eine weitere Sicherheit gegen die Übertragung etwa möglicher Horizontalspannungen auf das Mauerwerk. Steigeleitung und Überlauf- bzw. Entleerungsrohr bestehen aus verzinktem Schmiedeeisen und haben 0,5 bzw. 0,3 m Weite; unmittelbar unter ihrer Einmündung in den Behälterboden sind Dehnungsvorrichtungen angebracht. Die Verbindung mit dem Stadtröhrennetz ist so ausgeführt, daß eine Ausschaltung des Behälters möglich ist, ohne daß die Versorgung der Stadt eine Unterbrechung erleidet. Das von einem schmiedeeisernen Dachstuhl getragene Dach ist mit Kupfer eingedeckt; die nach oben führende eiserne Treppe ist zum Schutze gegen Rost gleichfalls verzinkt.<sup>149)</sup>

Für die Anordnung der tragenden Mauern eines Hochbehälters ist nicht selten der Umstand maßgebend, daß die Räume unterhalb des Behälters zur Aufstellung der Maschinen, sowie zu Wohnungs- oder Lagerzwecken benutzt werden sollen. Die den Behälter umgebende Wand, welche bei den zuletzt besprochenen Anordnungen mehr oder weniger gegen die stützenden Mauern vorspringt, braucht nur so stark zu sein, daß das Gewicht des Daches aufgenommen werden kann; sie kann deshalb aus Fachwerk von Holz oder Eisen<sup>150)</sup> bestehen, welches sich mit Wandungen von mäßiger Stärke und schlechtem Wärmeleitungsvermögen (z. B. Cementdielen oder Monier-Tafeln mit dazwischen liegender

<sup>149)</sup> Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 599 u. folg. — Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 141. — Eine Besprechung der Wettbewerbspläne für diese bemerkenswerte Anlage (jedoch mehr in Bezug auf die Ausbildung des Gebäudes) giebt Stübßen im Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 16.

<sup>150)</sup> Eisernes Fachwerk ist u. a. angewandt bei dem Wasserturm des Hauptbahnhofs in Straßburg i. E., vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 37.

Luftschicht) ausfüllen läßt. Unter Umständen ist auch ein eiserner Unterbau<sup>151)</sup> und bei vorläufigen Anlagen ein solcher aus Holz am Platze und es genügt dann auch für den eigentlichen Behälter ein hölzerner Überbau. — Wird ein über dem Erdboden liegender Behälter mit Flußwasser versorgt, so tritt im Winter leicht ein Gefrieren desselben ein und es ist in diesem Falle für Anlage einer Heizvorrichtung Sorge zu tragen.

Der eiserne Behälter ist nach sorgfältiger Entfernung der Rostschicht mit einem Anstrich (welcher jedoch keine Mennige enthalten darf, wenn das Wasser zu Genußzwecken dienen soll) zu versehen<sup>152)</sup>; sein Inneres ist in nicht zu unbequemer Weise zugänglich zu machen, damit eine zeitweise Reinigung vorgenommen und die Beschaffenheit des Anstrichs festgestellt werden kann. Nach den Beobachtungen in Königsberg bedarf der Boden eines sorgfältigeren Schutzes, als die Seitenwände; insbesondere gilt dies für die Umgebung der Stellen, durch welche das Wasser zu- und abfließt, wegen der dort auftretenden Rostbildungen.

Von der Teilung eines eisernen Behälters in zwei Teile oder von der Aufstellung mehrerer Behälter sieht man bei Wasserversorgungsanlagen der Kosten wegen gewöhnlich ab und sucht sich während der Reinigung bezw. Erneuerung des Anstrichs durch entsprechende Regelung des Maschinenbetriebes oder des Zuflusses zu helfen. Das Vorhandensein eines bestimmten Wasservorrats zu jeder Zeit des Betriebes ist jedoch ein nicht zu unterschätzender Vorteil und um so mehr erwünscht, je häufiger die Beschaffenheit des Wassers eine Reinigung u. s. w. erforderlich macht.

Besondere Einrichtungen zur Beförderung des Wasserumlaufs pflegen bei eisernen Behältern nicht getroffen zu werden. Wenn es sich auch in der Regel um kleinere und deshalb häufiger erneuerte Wassermengen handelt, als bei den gemauerten Behältern, so empfiehlt es sich doch immerhin, diesen Punkt nicht unbeachtet zu lassen und z. B. Ein- und Ablaufstelle möglichst entfernt voneinander anzulegen, auch letztere der Höhe nach verstellbar einzurichten (etwa durch ein Gelenkrohr). Im übrigen ist die Einrichtung der Zu- und Ableitungsvorrichtungen bereits in Kap. V (S. 148 u. folg.) besprochen, sodafs an dieser Stelle auf das dort Gesagte verwiesen werden kann; von den Wasserstandszeigern, welche in Kap. V bereits erwähnt wurden, wird in § 13 des VII. Kapitels die Rede sein.

Die Ansichten über die Notwendigkeit von Blitzableitern bei Wassertürmen sind geteilt; am sichersten dürfte es sein, solche anzubringen und sie zugleich mit den größeren Eisenmassen der Anlage sowie mit der Abflufsleitung zu verbinden.

Endlich sei auch auf die schon in Kap. V, S. 164 kurz berührten, in Nordamerika vielfach üblichen Behälter in Röhrenform hingewiesen, welche in der Mitte zwischen Standröhren und eigentlichen Behältern stehen, und es sei bemerkt, dafs die geringe Standfestigkeit und ungenügende Stärke vieler derartiger Anlagen schon wiederholt zu Unfällen Veranlassung gegeben hat.<sup>153)</sup>

3. Behälter nach Monier's Bauweise. Es scheint angemessen, auch an dieser Stelle kurz der schon auf S. 32 erwähnten Bauweise nach Monier zu gedenken (aus-

<sup>151)</sup> Siehe z. B. Engineering news 1891, II. S. 135.

<sup>152)</sup> In der Gazette des architectes et du batiment 1885, S. 237 wird, abweichend von dem sonst üblichen Ölfarbenastrich, ein solcher aus Goudron oder Pech, in Terpentin aufgelöst, empfohlen.

<sup>153)</sup> Engineering news 1888, II. S. 272. Der 1885 geborstene standrohrartige Behälter für Lexington z. B. hatte 46 m Höhe, 6,7 m Durchmesser und 12,7 mm Wandstärke; die Beanspruchung der unteren Schichten betrug deshalb bei gefülltem Behälter etwa 1200 kg f. d. qem; derselbe stand auf einem 15,5 m hohen Unterbau von sechs gußeisernen Säulen. — Über einen 30 m tiefen Behälter von 9 m Durchmesser, aufsen mit Wendeltreppe, siehe Engineering news 1892, I. S. 346.

geführt von G. A. Wayss & Co. in Berlin), nachdem dieselbe vielfach bei Herstellung von Behältern Verwendung gefunden hat. Nicht selten ist dies in der Form geschehen, daß die gemauerten oder in Cementbeton ausgeführten Behälterwandungen mit Moniergewölben abgedeckt wurden; dieselben haben zwar noch geringere Stärke, als die Mehrzahl der Gewölbe in Cementbeton, doch verhindert die Eiseneinlage, daß zufällige Kräftewirkungen, welche sich der Berechnung entziehen (z. B. Frost in strengen Wintern) oder das nachträgliche „Arbeiten“ des Cements zur Bildung von feinen Rissen Veranlassung geben können. Auch ganze Behälter sind nach dieser Art hergestellt, beispielsweise in Kuppelform mit Erdüberdeckung für verschiedene rheinische Städte, von denen sich eine Abbildung in der unten angegebenen Quelle findet.<sup>154)</sup> Da die Wandungen ferner im stande sind, beträchtliche Zugkräfte aufzunehmen, so kann diese Bauweise sich auch für Behälter eignen, deren Sohle über der Erde liegt. Solche sind zu gewerblichen Zwecken bereits mehrfach zur Ausführung gelangt, ohne daß Klagen über mangelnde Dichtigkeit bekannt geworden wären. Sie haben den Vorteil, daß sie für Rost unangreifbar sind und sich auch billiger stellen, als eiserne Behälter.

**§ 16. Kosten der Behälteranlagen.** Die Kosten offener und bedeckter Filter wurden bereits in § 10 dieses Kapitels besprochen. Da hier jedoch die Ausgaben für Sand und Kies eine wichtige Rolle spielen, so stellen sich die Preise für einfache Behälter aus Mauerwerk und Beton erheblich niedriger. Für Ausführungen der letztgenannten Art liegen verschiedene Angaben vor; darnach kosteten

Bezeichnung der Behälter.	Inhalt	Kosten für 1 cbm
	cbm	Inhalt M.
Reinwasserbehälter für Nürnberg . . . . .	8 148	24,0
„ „ Wiesbaden . . . . .	4 275	12,0
„ „ Chemnitz . . . . .	4 012	18,5
„ „ Minden . . . . .	900	18,8
Gasbehälter für Nürnberg, cylindrisch, oben offen . .	10 357	12,9
„ „ Wiesbaden . . . . .	7 996	7,66
„ „ Chemnitz . . . . .	8 842	11,80

Die Ausführung in Mauerwerk dürfte sich in den meisten Fällen etwas teurer stellen, als diejenige in Beton.

Die Kosten eiserner Hochbehälter schwanken erheblich je nach der Höhe derselben über dem Erdboden, nach ihrer Anordnung und äußeren Ausstattung, sowie nach der Beschaffenheit des Untergrundes und auch nach dem inneren Ausbau. Einer Zusammenstellung von Forchheimer<sup>155)</sup> sind die Zahlen der Tabelle S. 311 entnommen.

Der auf S. 304 erwähnte Hochbehälter für Altona, der rund 500 cbm faßt und 6,6 m über dem Boden liegt, kostet für 1 cbm = 127 M.; die Gesamtkosten des neuen Wasserturms in Mannheim (für 2000 cbm) stellen sich nach der Angabe von Smreker<sup>156)</sup> auf 449200 M., also auf 224,6 M. f. d. cbm; das Auflager liegt hier 15,5 m hoch und die Ausstattung des Gebäudes ist eine besonders reiche. — Die Ausgaben für den Wasser-

<sup>154)</sup> Merl. Cement-Hochbehälter in polygonaler Kuppelform nach System Monier. Baugewerkszeitung 1890, S. 769. Die Abbildung zeigt einen Behälter von 10,5 m Durchmesser an der Sohle, und 10,25 m Höhe.

<sup>155)</sup> A. a. O. S. 716.

<sup>156)</sup> Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 599.

turm des Straßburger Hauptbahnhofs von 21 m Gesamthöhe (bis zur Oberkante des Daches), welcher vier cylindrische Behälter mit freihängenden, nach einem Kugelabschnitt hergestellten Böden von zusammen 424 cbm Inhalt besitzt, beliefen sich auf 97000 M., demnach auf 218 M. f. d. cbm; auch hier ist auf gute Durchbildung des Äußeren besonderer Wert gelegt; die Fundamente mußten hier in 4 m Tiefe ausgeführt werden. — Der neue Wasserturm für Worms mit 21,2 m über dem Boden liegenden Auflager ist als Cylinder von 12,25 m Durchmesser mit freihängendem Kugelboden hergestellt; er faßt etwa 1000 cbm und kostet 211619 M.<sup>157)</sup>

#### Kosten eiserner Hochbehälter.

Bezeichnung der Behälter.	Inhalt	Höhe des Auf- lagers über dem Boden	Kosten für 1 cbm Inhalt
	cbm	m	M.
<b>A. Behälter mit durchhängendem Boden.</b>			
Wasserturm zu Mülheim a. R. (ohne Ummantelung) . . . . .	584	27	85
„ „ München-Gladbach . . . . .	600	31	110
„ „ Halle a. S. (F. 6, T. VI) . . . . .	1200	11	125
„ „ Essen . . . . .	2000	20	90
<b>B. Behälter nach Intze'scher Bauart.</b>			
Wasserturm zu Remscheid (F. 7, T. VI) . . . . .	400	11	95
„ „ Diedenhofen (F. 9, T. VI) . . . . .	500	25	80
„ „ Düren . . . . .	550	40	109
„ „ Bremerhaven . . . . .	660	18,5	75

#### Litteratur

(mit Ausnahme der in den Fußnoten angeführten Schriften. Der Kürze wegen ist statt „Wasserbehälter für das Wasserwerk zu . . .“ nur der Ausdruck „Behälter für . . .“ gebraucht).

#### A. Behälter aus Erde, Mauerwerk oder Beton.

- Behälter für Kidderminster (13640 cbm). Mechanical Magazine 1871, S. 219.
- Behälter für Chichester. Engineer 1878, Novbr., S. 318 u. 340.
- Behälter für Magdeburg. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 34.
- F. Cuntz. Beton-Überwölbung von Wasserbehältern. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 20.
- Die Herstellung von Betongewölben über Wasserbehältern. Gesundh.-Ing. 1882, S. 291.
- Hauptbehälter für Wasserleitungen in England und Deutschland. Engineering 1883, März, S. 231.
- Höfchner. Verwendung von Beton für Gas- und Wasserbehälter. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 307.
- Sammelbehälter für Nottingham (Auf Trägern und Säulen ruhende Gewölbedeckung mit Asphaltbelag). Engineer 1885, S. 27.
- Einsturz des gemauerten Behälters zu Zürich. Glasers Ann. f. Gew. und Bauw. 1886, I. S. 161. Deutsche Bauz. 1886, S. 276.
- Dichtung eines gemauerten Wasserbehälters unter Verwendung von Asphaltplatten mit Leineneinlage. Deutsche Bauz. 1886, S. 276; Gesundh.-Ing. 1885, S. 118.
- Erdbehälter der Grand-Junction-Wasserwerke in Ealing bei London (230000 cbm Inhalt). Engineer 1888, II. S. 158.
- Bedeckte oder offene Wasserbehälter? Engineering news 1889, I. S. 137.
- Bruch eines Wasserbehälters in Sonzier bei Montreux. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 2.
- Wasserbehälter der Hudson-Wasserwerke in Wisconsin. Engineering news 1890, Bd. 23, S. 249.
- Dreistöckiger Wasserbehälter auf dem Montmartre in Paris (11000 cbm). Génie civil 1890, Bd. 16, S. 233. — Engineering news 1890, Bd. 23, S. 154.

<sup>157)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 1,

## B. Behälter aus Eisen.

- Wasserturm der Wiener Weltausstellung (253 cbm). Engineering 1873, Aug., S. 162.  
 Hochbehälter der Stadt Leiden. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 523.  
 Entbehrlichkeit der Blitzableiter bei Hochbehältern. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1880, S. 513.  
 Hochbehälter für Adelaide. Engineer 1880, Okt. S. 326.  
 Wasserbehälter von 3500 cbm Inhalt aus Eisen. Gesundh.-Ing. 1881, S. 466.  
 Einsturz des Hochbehälters der Stadt Haag in Holland. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 19.  
 — Deutsche Bauz. 1884, S. 133.  
 Hochbehälter der Charlottenburger Wasserwerke auf dem Fichtenberge bei Steglitz. Deutsche Bauz. 1887, S. 169.  
 — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1887, S. 78—80.  
 Wasserbehälter mit Wellboden (konzentrische Gewölbe). Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1888, S. 74.  
 Herstellung kleiner eiserner Wasserbehälter. Uhlands praktischer Maschinen-Constructeur 1889, S. 4.  
 Hochbehälter (nach Intze) auf dem Montmartre (200 cbm). Nouv. ann. de la constr. 1890, S. 129.  
 Die Algen in Wasserbehältern. Sanitary Engineering 1890, Juli, S. 103.  
 Über die Bewegung des Wassers in Behältern. Dasselbst 1890, Aug., S. 151.  
 Wasserwerk von New-London (Nordamerika), insbesondere Pumpen und Hochbehälter. Engineering and building record 1890, Nov., S. 376.  
 — Berechnung schmiedeeiserner Hochbehälter. Praktischer Maschinen-Constructeur 1891, S. 115.  
 Pumpwerke und Hochbehälter der Pariser Wasserwerke. Ann. des ponts et chaussées 1891, I. S. 233—300.
-

## VII. Kapitel.

# Die Konstruktion der Rohrleitungen. Wasserwerksbetrieb.

Bearbeitet von

**F. Lincke,**

Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Hierzu Tafel VII und 38 Textfiguren.)

### A. Die Konstruktion der Rohrleitungen.

Nachdem das Leitungsnetz entworfen, sowie die Weite der Röhren der Wasserlieferung und den Gefällsverhältnissen entsprechend berechnet ist, siehe Kap. V, § 15, handelt es sich um die Bestimmung der Wanddicken der Rohre<sup>1)</sup>, mit Berücksichtigung der Art und Güte des Materials, und um die Feststellung der konstruktiven Einzelheiten der Wasserleitung.

#### § 1. Festigkeit cylindrischer Rohre. Bezeichnungen:

$D$  = Innerer Rohrdurchmesser in cm.

$\delta$  = Wanddicke in cm.

$k_z$  = Materialspannung in kg pro qcm.

$K_z$  = Zugfestigkeit (absolute Festigkeit) des Rohrmaterials in kg pro qcm.

$K'_z$  = Zugtragmodul (Spannung an der Grenze der vollkommenen Elasticität) in kg pro qcm.

$\sigma = \frac{K_z}{k_z}$  = Bruchsicherheit.

$p_1$  = Innerer Druck in kg pro qcm, bezw. Atmosphären. (Meistens ist  $p_1$  = Flüssigkeitsdruck plus Atmosphärendruck.)

$p_0$  = Äußerer Druck in kg pro qcm. (Gewöhnlich der atmosphärische Druck, d. h.  $p_0 = 1$ .)

$p = p_1 - p_0$  = Innerer Überdruck in kg pro qcm.

<sup>1)</sup> Während die „Röhre“ nur den zur Leitung irgend einer Flüssigkeit dienenden Hohlraum bedeutet, ist unter „Rohr“ der die Röhre umschließende Körper zu verstehen. Das Rohr besitzt also außer den bloß geometrischen Eigenschaften der Röhre auch diejenigen des Materials und der Bauart. Als Grundform ist das gerade, kreisförmig cylindrische Rohr von gleichmäßiger Wanddicke zu betrachten. Der Kreis ist die im allgemeinen vorteilhafteste und deshalb auch am meisten übliche Querschnittsform der Rohre, indem derselbe im Verhältnis zum Leitungsquerschnitt den kleinsten benetzten Umfang darbietet, damit also den geringsten Reibungswiderstand bedingt. Ferner entspricht die überall gleiche Wanddicke der Form gleicher Festigkeit und dem geringsten Materialaufwand; endlich ist diese Form die für die Herstellung günstigste. — Das einen bestimmten Teil der Gesamtlänge der Leitung ausmachende Längenmaß des Rohres wird Baulänge genannt.

Für den axialen, am stärksten beanspruchten Längsschnitt des Rohres gilt bei einer Rohrlänge gleich 1 cm die Festigkeitsgleichung:

$$D p_1 - (D + 2 \delta) p_0 = 2 \delta k_z,$$

demnach ist das Verhältnis der Wanddicke zum Durchmesser:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{2} \frac{p_1 - p_0}{k_z + p_0} \dots \dots \dots 1^a.$$

und die Spannung:

$$k_z = \frac{1}{2} (p_1 - p_0) \frac{D}{\delta} - p_0 \dots \dots \dots 1^b.$$

Wenn  $p_0$  im Vergleiche zu  $k_z$  sehr klein ist, darf näherungsweise gesetzt werden:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{2} \frac{p}{k_z} \dots \dots \dots 2^a.$$

und hiernach

$$k_z = \frac{1}{2} p \frac{D}{\delta} \dots \dots \dots 2^b.$$

Außer dieser Spannung in den axialen Längsschnitten, der sogenannten Tangential- oder Cirkularspannung, tritt in den kreisringförmigen Querschnitten eine Längsspannung auf, die jedoch nur etwa die Hälfte der ersteren beträgt und deshalb für die Bestimmung der Wanddicke nicht maßgebend ist; letzteres gilt auch von der Radialspannung, welche der durch die Ausdehnung des Rohres bedingten Kompression der radialen Reihen von Molekülen der Rohrwand entspricht.

Vorstehende Formeln tragen jedoch der Elasticität des Rohres und der thatsächlichen Verschiedenheit der Spannungen in den in radialer Richtung aufeinanderfolgenden Querschnittselementen keine Rechnung, weshalb sie nur bei Rohren, deren Wanddicke im Verhältnis zum Durchmesser sehr klein ist, als Näherungsformeln, aber nicht bei Rechnungen für höheren Druck angewendet werden dürfen, bei welchen sowohl die Kompression der radialen Materialfasern als auch die infolge des inneren Überdruckes stattfindende Längenausdehnung des Rohres zu berücksichtigen ist. Hierfür gelten nach Bach<sup>2)</sup> die Formeln:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{\frac{1 + 0,4 \frac{p}{k_z}}{1 - 1,3 \frac{p}{k_z}}} - 1 \right\} \dots \dots \dots 3^a.$$

$$k_z = \frac{1,3 \left(1 + \frac{2 \delta}{D}\right)^2 + 0,4}{\left(1 + \frac{2 \delta}{D}\right)^2 - 1} p \dots \dots \dots 3^b.$$

$$p = \frac{\left(1 + \frac{2 \delta}{D}\right)^2 - 1}{1,3 \left(1 + \frac{2 \delta}{D}\right)^2 + 0,4} k_z \dots \dots \dots 3^c.$$

$k_z$  bedeutet die größte, nämlich die an der innersten Kreisringschale der Rohrwandung eintretende Tangentialspannung. Nach außen hin, d. h. mit wachsendem Radius nimmt die Tangentialspannung ab, indem ihr Wert durch einen nach Rohr-abmessungen und Überdruck  $p$  konstanten Wert plus einen Ausdruck mit dem umgekehrten Quadrat des Radius sich bestimmt. Demnach ist die Tangentialspannung an der äußeren Wandungsschicht des Rohres am kleinsten.

<sup>2)</sup> Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 283, 363, 488. — C. Bach. Elasticität und Festigkeit. Berlin 1889—1890, S. 341. — C. Bach. Die Maschinenelemente. 2. Aufl. Stuttgart 1891. S. 30. — Von den gleichen Voraussetzungen ausgehend hat Winkler bereits 1860 eine derartige Formel, jedoch mit etwas anderen numerischen Koeffizienten abgeleitet; siehe Civilingenieur 1860, S. 348.

Sehr verbreitet war bisher die Anwendung der Formel von Lamé<sup>3)</sup>, mit welcher jedoch auf die bereits hervorgehobene Längenausdehnung des Rohres keine Rücksicht genommen ist:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{\frac{k_z + p_1}{k_z - p_1 + 2 p_0}} - 1 \right\} \dots \dots \dots 4^a.$$

$$k_z = \frac{\left(1 + 2 \frac{\delta}{D}\right)^2 (p_1 - 2 p_0) + p_1}{\left(1 + 2 \frac{\delta}{D}\right)^2 - 1} \dots \dots \dots 4^b.$$

Nicht selten wird noch auf die älteren und unvollkommeneren Formeln von Brix und Barlow Bezug genommen. Ersterer machte die beschränkende Annahme, daß bei der Ausdehnung des Rohres dessen Wanddicke keine Änderung erleide, Barlow hingegen setzt hierbei den Rohrquerschnitt konstant.

Nach Brix:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{2} \left( e^{\frac{p_1 - p_0}{k_z + p_0}} - 1 \right) \dots \dots \dots 5^a.$$

$$k_z = \frac{p_1 - p_0}{\log n \left(1 + 2 \frac{\delta}{D}\right)} + p_0 \dots \dots \dots 5^b.$$

Nach Barlow:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{4 p_0} \left\{ \sqrt{k_z^2 + p_1^2 - 2 k_z (p_1 - 2 p_0)} - (k_z - p_1 + 2 p_0) \right\} \dots \dots \dots 6^a.$$

$$k_z = \frac{1}{2} \left\{ \left(1 + 2 \frac{\delta}{D}\right) p_1 - \left(1 + 2 \frac{\delta}{D}\right)^2 p_0 \right\} \frac{D}{\delta} \dots \dots \dots 6^b.$$

Mit der vereinfachenden Annahme, daß der äußere Druck  $p_0$  gleich Null sei bzw. für den inneren Druck  $p_1$  der Überdruck  $p$  gesetzt werden dürfe, ergibt sich

nach Lamé:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{\frac{k_z + p}{k_z - p}} - 1 \right) \dots \dots \dots 7.$$

nach Brix:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{2} \left( e^{\frac{p}{k_z}} - 1 \right) \dots \dots \dots 8.$$

nach Barlow:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{2} \frac{p}{k_z - p} \dots \dots \dots 9.$$

Nach Lamé und Brix erhält man zu geringe, nach Barlow zu große Wandstärken.

Obwohl die der Formel von Bach zu Grunde liegende Voraussetzung der ungehinderten Längenausdehnung des Rohres bei Wasserleitungen nur selten völlig zutrifft, sondern die Längenausdehnung bei festen Endpunkten der Leitung nur insoweit stattfinden kann, als seitliche Ausbiegungen des Stranges möglich sind, empfiehlt es sich zur Sicherheit doch, nach dieser Formel zu rechnen.

In der Bach'schen Formel ist die wichtige Beziehung enthalten, daß für

$$p = \frac{k_z}{1,3}$$

die Wandstärke  $\delta$  unendlich groß sein müßte; nach Lamé und Barlow hingegen bei  $p = k_z$ . Demnach würde zum Beispiel ein unendlich dickes Rohr aus Gußeisen von einer Zugfestigkeit  $K_z = 1300 \text{ kg pro qcm}$  und einem Zugtragmodul  $K_z' = 750 \text{ kg pro qcm}$  bei einem Überdrucke von 1000 Atmosphären

<sup>3)</sup> Scheffler. Die Elasticitätsverhältnisse der Röhren und die Bestimmung der Wanddicke derselben. Organ f. Eisenbahnwesen 1859. Als Separatabdruck (Wiesbaden 1859) erschienen. In dieser Arbeit wird auch der Einfluß der Bänder (Verstärkungsringe) untersucht. — Vergl. ferner: Scheffler. Die Festigkeit der Gefäßwände. Braunschweig 1862. — Launhardt. Über die Beanspruchung von Wasserleitungsrohren. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 139. — Die Eisenbahn 1877, II. S. 25. — Dwelshauvers-Dery. Über die Berechnung der Wandstärke von Rohren. Revue univ. 1874, Bd. 35, S. 73. — Grashof. Festigkeitslehre. 2. Aufl. Berlin 1878.

bersten bzw. bei 577 Atmosphären bleibende Ausweitung erfahren. Fordert man zehnfache Bruchsicherheit, so ergibt sich für Gußeisen mit  $k_z = \frac{K_z}{10} = 130 \text{ kg pro qcm}$  das absolute Maximum des zulässigen Flüssigkeitsdruckes zu  $p = 100$  Atmosphären, also ein weit geringerer Druck bei endlicher Wandstärke.

Nach Formel 3<sup>b</sup> berechnet sich die Materialspannung  $k_z$  für gegebene Leitungen, nach Formel 3<sup>c</sup> hingegen der Druck, durch welchen eine gestattete Spannung  $k_z$  erzeugt wird, insbesondere der Probedruck, welcher bei der Prüfung der Rohre mittels der Presspumpe ohne dauernde Schädigung des Materials ausgeübt werden darf.

Mit Hinsicht auf die Ungleichmäßigkeit des Materials und die unvermeidlichen Ungenauigkeiten der Fabrikation, dann auch wegen vorkommender Wasserstöße geht man bei Wasserleitungsrohren mit der rechnermäßigen Bruchsicherheit  $\sigma$  ziemlich hoch.

Für ein Wasserleitungsrohr nach den deutschen Rohrnormalien von  $D = 750 \text{ mm}$  und  $\delta = 20 \text{ mm}$  berechnet sich bei dem Probedruck von 20 Atmosphären die Zugspannung nach Bach zu  $k_z \cong 170 \text{ kg pro qcm}$ , demnach für den gestatteten Betriebsdruck von 10 Atmosphären zu  $k_z \cong 85 \text{ kg pro qcm}$ , was bei besonders gutem Material einer etwa 20fachen Bruchsicherheit entspricht. Bei größeren Rohrdurchmessern geht man mit der Beanspruchung höher, während bei kleineren Rohren sich die Bruchsicherheit  $\sigma$  bis 50 und noch größer findet. Auf die praktisch zweckmäßige Wandstärke der Leitungsrohre wird im folgenden Paragraphen näher eingegangen.

**Festigkeit der Rohre gegen äußeren Druck.**

Bei Saugleitungen von Pumpwerken, welche dem Überdrucke der äußeren Atmosphäre unterworfen sind, weiter aber vielleicht auch dem Drucke von Erdschüttungen oder in schwimmendem Boden noch größerem Drucke zu widerstehen haben, ist die Wandstärke gegen Eindrücken des Rohres zu berechnen. Dasselbe kann bei Druckleitungen vorkommen, welche in größeren Wassertiefen, zum Beispiel auf Meeresgrund gelegt werden, wobei der Fall der leeren Leitung als der für die Bestimmung der Wandstärke maßgebende in Betracht zu ziehen ist.

Mit Zugrundelegung der Näherungsformel 1<sup>a</sup>, indem man für  $k_z$  die Druckspannung  $k_a$  des Rohrmaterials einsetzt, und bei entsprechender Wahl der Vorzeichen für die Drucke  $p_0$  und  $p_1$  berechnet sich:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{2} \frac{p_0 - p_1}{k_a - p_0} \dots \dots \dots 10.$$

Genauer gilt nach Bach für reine Druckbeanspruchung<sup>4)</sup>:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{\frac{1}{1 - 1,7 \frac{P}{k_a}}} - 1 \right\} \dots \dots \dots 11.$$

Rohrflanschen, Böden oder Anschlüsse an Gefäßwände unterstützen die Festigkeit des Rohres und können durch schätzungsweise Verminderung der nach Formel 11 sich ergebenden Wanddicke berücksichtigt werden.

Bei Rohren, welche im Verhältnis zu ihrem Durchmesser lang sind, kann Einknicken stattfinden, besonders bei nicht genau kreisrundem Rohrquerschnitt. In solchen Fällen empfiehlt sich die Versteifung (Umgürtelung) der Rohre, bei Blechrohren durch aufgenietete Bänder (Laschen) oder Façoneisen, bei Gußrohren durch angegossene Rippen, deren Entfernung bei der Bestimmung der Wandstärke wesentlich in Betracht kommt. Die gebräuchlichen Formeln stützen sich vorwiegend mehr auf praktische Versuche als

<sup>4)</sup> C. Bach. Die Maschinenelemente. 2. Aufl., Stuttgart 1891. S. 30.

auf theoretische Untersuchungen und sind hauptsächlich für die äusserem Dampfdrucke unterworfenen Flammrohre von Dampfkesseln aufgestellt worden; siehe: Die Baumaschinen. IV. Band des Handb. d. Ingenieurw., 1. Kap., S. 473.<sup>5)</sup>

**§ 2. Gufseiserne Wasserleitungsrohre.** Von allen Materialien ist unstreitig das Gufseisen das für Wasserleitungsrohre wichtigste; bei den Hauptleitungen städtischer Wasserversorgungen kommt dasselbe fast ausschliesslich zur Verwendung. Vermöge seiner Giefsbarkeit sind alle erforderlichen Formen, insbesondere der Rohrverbindung und der Angüsse für den Anschluß von Zweigleitungen oder besonderer Bestandteile der Leitung leicht ausführbar. Die Festigkeit des Gufseisens gestattet verhältnismässig geringe Wanddicken, deren genauer Herstellung die moderne Giefsereitechnik auch vollkommen gewachsen ist. Die Dichtigkeit läßt kaum zu wünschen übrig. Die Haltbarkeit gegenüber den chemischen Einflüssen des Wassers und des umgebenden Erdreichs ist bei nicht zu ungünstigen Verhältnissen ausreichend und es liegen befriedigende Erfahrungen mit Leitungen vor, welche schon mehr als 100 Jahre im Gebrauch sind; dementsprechend erfordern gufseiserne Rohrleitungen nur verhältnismässig geringe Unterhaltungskosten. Durch die Massenfabrikation ist der Preis außerordentlich herabgemindert worden.

Gufseiserne Wasserleitungsrohre kamen zuerst im 17. Jahrhundert in grösserer Ausdehnung zur Anwendung. Bei dem damaligen Stande der Giefsereitechnik scheute man sich jedoch, dieselben in grösseren Durchmesser und Baulängen herzustellen. So besafs das 1682 in Betrieb gesetzte Wasserwerk zu Marly für die Bewältigung der Wassermenge sechs nebeneinanderliegende Stränge von 8 Zoll und 6 Zoll Durchmesser und 3 Fufs Baulänge. Nur sehr allmählich wurden die noch zu Beginn dieses Jahrhunderts allgemein gebräuchlichen Wasserleitungsrohre aus Holz, Thon und Blei, abgesehen von der Verwendung letzteren Materials für Privatleitungen, verdrängt. Die geringe, nur 3 bis 4 Fufs betragende Baulänge der gufseisernen Rohre war für die Haltbarkeit der Leitungen sehr nachtheilig. Die Verbindung geschah durch Flanschen oder hölzerne, mit Eisenringen verstärkte Muffen. Die Verwendung der gufseisernen Rohre für die Gasbeleuchtungsanlagen führte in diesem Jahrhundert einen lebhaften Aufschwung der Massenfabrikation herbei und zwar gingen die Fortschritte hauptsächlich von England aus<sup>6)</sup>, doch ist die Röhrengiefserei auch von Deutschland und Frankreich in grossem Mafsstabe mit bestem Erfolg aufgenommen worden.

Das Giefsen der Rohre geschah früher in Lehmformen, jetzt wendet man allgemein getrocknete Sandformen an. Noch ist es nicht gelungen, eine wiederholt verwendbare, feuerfeste Form herzustellen. Den Guß der Rohre in wagerechter Lage hat man wegen der leicht entstehenden Excentricität des Kerns der Form und wegen des schwierigeren Entweichens der entstehenden Gase fast gänzlich verlassen. Besser ist die geneigte, am zweckmässigsten die senkrechte Stellung der Form, bei welcher die genannten Übelstände nahezu vollständig vermieden werden.

Die bei der Bestimmung der Wanddicke  $\delta$  zunächst maßgebende Zugfestigkeit  $K_z$  des Gufseisens beträgt je nach Qualität 1000 bis 1800 kg pro qcm und mehr

<sup>5)</sup> Vergl. ferner: Fairbairn. On the resistance of tubes to collapse. Engineer 1859, I. S. 2. — Widerstandsfähigkeit schmiedeeiserner Röhren gegen äusseren Druck. Verhandl. d. Ver. zur Beförderung d. Gewerbl. in Preussen 1859, S. 33. — C. Bach. Die Maschinenelemente. 2. Aufl., Stuttgart 1891. S. 147. — „Des Ingenieurs Taschenbuch. Die Hütte.“ 15. Aufl. 1892. S. 758.

<sup>6)</sup> Siehe: „Geschichte der Röhrenerzeugung“ in O. Wertheims Broschüre über das Röhrennetz der Wiener Hochquellenwasserleitung, mit zahlreichen geschichtlich-litterarischen Hinweisen.

bei vorzüglichen Sorten. Durch Zusatz von Aluminium, welches den Sauerstoff der im Gußeisen enthaltenen verschiedenen Oxyde aufnimmt und in flüssige Schlacke überführt, hat man die Zugfestigkeit auf  $K_z = 2400\text{--}3000$  kg pro qcm gebracht. Für mittelgute Beschaffenheit darf gesetzt werden: Zugfestigkeit  $K_z = 1300$ , Zugtragmodul  $K'_z = 750$  kg pro qcm. Wasserleitungsrohre haben gewöhnlich für einen Überdruck von etwa 6 bis 8 Atm. zu dienen. Bei  $p = 8$  wäre die größte, nur bei  $\delta = \infty$  vorhandene Bruchsicherheit  $\sigma = \frac{1300}{8 \cdot 1,3} = 125$ ; in Wirklichkeit werden also die Sicherheitsgrade wesentlich kleiner sein.

Um bei ein und demselben Rohrdurchmesser vielerlei Abstufungen in der Wanddicke zu vermeiden, ermittelt man diese und ihr entsprechend die übrigen Abmessungen des Rohres für einen bestimmten, meistens hinreichenden Wasserdruck von etwa 6 bis 8 Atm. und verwendet solche Rohre auch bei niedrigeren Pressungen; höhere kommen verhältnismäßig selten vor. Um jedoch erforderlichenfalls verschiedenen Druckhöhen durch entsprechende Bemessung der Wanddicke Rechnung zu tragen, ohne jedesmal ein besonderes Modell nötig zu haben, behält man den äußeren Rohrdurchmesser bei und vermindert den Kerndurchmesser, d. h. die innere Weite.

$p_0$  wird gleich dem Atmosphärendruck, also der Überdruck  $p = p_1 - p_0$  ohne weiteres gleich dem Drucke der Wassersäule gesetzt. Zwar erleiden die Rohre durch die Erdaufschüttung einen größeren äußeren Druck, doch würde dieser geringfügige, übrigens nicht einmal immer vorhandene Umstand eine Verminderung der Wandstärke nicht rechtfertigen.

Gegenüber dem Wasserdrucke allein erscheint zwar eine zehnfache Bruchsicherheit genügend, denn die während des Betriebs vorkommenden stoßweisen Drucksteigerungen betragen gewöhnlich nicht mehr als eine halbe Atmosphäre, doch fallen die hiernach aus den Formeln hervorgehenden Wanddicken bei kleinen Rohrdurchmessern viel zu gering aus, als daß sie den Stößen beim Transport und Verlegen der Rohre, sowie später den Biegungsbeanspruchungen durch das in nachgiebigem Terrain sich setzende Erdreich gewachsen wären. Auch ist auf die unvermeidlichen Ungenauigkeiten bei der Erzeugung der Rohre Rücksicht zu nehmen, ferner die Frage zu beantworten, ob die im übrigen genügenden Wandstärken für eine billige Massenfabrikation zweckmäßig sind, d. h. beim Gießen oder bei der Prüfung der Rohre nicht etwa zuviel Ausschufs ergeben. Für die solchen Rücksichten Genüge leistende Wandstärke gilt die theoretische Wandstärke nur als ein Grenzwert. Es stellt sich hieraus, daß die für  $p = 8$  und  $\sigma = 10$  berechneten Werte von  $\delta$  erst bei  $d = 300$  bis  $400$  mm größer als die für den flotten Gießereibetrieb einzuhaltenden Ausführbarkeits-Wandstärken ausfallen.<sup>7)</sup> Bei größeren Pressungen  $p$  wird die Durchmessergränze, bei welcher das berechnete  $\delta$  gleich dem auszuführenden ist, tiefer, bei kleineren Pressungen höher liegen, bis endlich für sehr geringen Druck, wie bei Gasleitungen und Abwasserleitungen, die Ausführbarkeits-Wandstärken mit Rücksicht auf den Transport und das Verlegen der Rohre fast ausschließlich maßgebend bleiben.

Es wäre nun behufs Bestimmung praktischer Wanddicken kaum thunlich, diese mannigfachen und nicht überall gleichen Verhältnisse in den Festigkeitsformeln zum Ausdruck zu bringen, d. h. die Bruchsicherheit umgekehrt mit dem Durchmesser in entsprechender Gesetzmäßigkeit wachsen zu lassen; in dem Maße jedoch, wie der Einfluß

<sup>7)</sup> Vergl. Westendarp. Wandstärke gußeiserner Röhren. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 495. — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1873, S. 8.

zufälliger Umstände durch die Sorgfalt bei der Herstellung und Verlegung herabgemindert wird, kann die Festigkeitsrechnung mehr und mehr zur Geltung kommen.

Die einfachste Bildung der gebräuchlichen empirischen Formeln für die Wanddicke ist:  $\delta = \alpha + \beta D$ , wobei man den Koeffizienten  $\beta$  unter Annahme der Zugfestigkeit  $K_z$  des Gusseisens und eines entsprechenden Sicherheitsgrades  $\sigma$  für einen zu Grunde gelegten höchsten zulässigen Druck  $p$  nach der Festigkeitsformel bestimmt und durch den Wert von  $\alpha$  den übrigen praktischen Forderungen Rechnung trägt, oder es sind  $\alpha$  und  $\beta$  direkt aus der Erfahrung hervorgegangen.

In der weiteren, häufig angewandten Ausbildung der Formel:  $\delta = \alpha + \beta p d$  findet man wohl auch, daß  $p$  der Sicherheit wegen gleich einem Vielfachen des wirklich vorhandenen hydrostatischen Druckes genommen wird, wodurch jedoch die wirkliche, sonst im Werte von  $\beta$  enthaltene Sicherheit nur in anderer Weise zum Ausdruck kommt.

Endlich verdient noch die Form:  $\delta = \alpha + \beta (p + \gamma) d$  Erwähnung, in welcher die beim Betrieb eintretenden Drucksteigerungen durch eine Additionskonstante  $\gamma$  zu  $p$  berücksichtigt werden.

Übrigens sind von einzelnen Ingenieuren noch verschiedene Werte von  $\alpha$  und  $\beta$  für wagerechten und senkrechten Guß gegeben worden, doch dürfte ersterer weil unzweckmäßig kaum noch in Betracht kommen.<sup>8)</sup>

Einige der gebräuchlicheren Formeln (für  $\delta$  in mm) sind folgende:

Nach Reuleaux:  $\delta = 8 + 0,0125 D$  . . . . . 12.

In Glasgow:

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 5,7 + 0,0218 D \quad \text{für } p \leq 5 \text{ Atm.} \\ \delta &= 5,7 + 0,00312 (p + 2) D \quad \text{für } p > 5 \text{ Atm.} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 13.$$

Nach Schmidt<sup>9)</sup>:

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 7 + 0,0200 D \quad \text{für } p \leq 6 \text{ Atm.} \\ \delta &= 7 + 0,00333 p D \quad \text{für } p < 6 \text{ Atm.} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 14.$$

Ingenieur Tafel<sup>10)</sup> setzt:

$$\delta = 4 + 0,0007 p D \quad \dots \dots \dots 15.$$

als Minimaldicke und schlägt noch je nach Genauigkeit der Herstellung 1 bis 3 mm hinzu, um selbst an den dünnsten Stellen des Rohres eine kleinere als die nach obiger Formel berechnete Dicke nicht zu erhalten.

Schließlich möge auf die von dem Vereine deutscher Gas- und Wasserfachmänner, dem Vereine deutscher Ingenieure und dem Architekten- und Ingenieurverein zu Hannover aufgestellte, sehr verbreitete Deutsche Normaltabelle für gusseiserne Rohre, welche einem mittleren Gießereibetriebe entspricht, hingewiesen werden.

Bei der im Jahre 1882 stattgefundenen Revision dieser Tabelle wurden die früher festgestellten äußeren Rohrdurchmesser beibehalten, um den Gießereien die Anfertigung neuer Modelle zu ersparen, jedoch Vermehrung oder Verminderung der Wanddicke je nach besonderem Bedürfnis, der Genauigkeit

<sup>8)</sup> Vergl. „Entstehungsgeschichte der alten empirischen Formeln“ in O. Wertheims Denkschrift über die Wiener Hochquellenwasserleitung. Leipzig 1872.

<sup>9)</sup> Über die Fleischstärke von Wasserleitungsrohren. Von Prof. Gustav Schmidt in Prag. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1871, S. 267. Mit einer wertvollen tabellarischen Zusammenstellung von vierzig verschiedenen Formeln, welche teils von Autoren aufgestellt, teils von Prof. Schmidt aus bestehenden Wasserleitungen abgeleitet wurden.

<sup>10)</sup> Über die Wandstärke gusseiserner Röhren. Von Ingenieur I. Tafel. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1873, S. 141.

der Fabrikation und der Festigkeit des Gufseisens zugelassen, sodafs hiernach bei ein und demselben Modelle sich verschiedene innere Durchmesser ergeben können. Als unabänderlich normal gilt die innere Muffenform, die Art des Anschlusses an das Rohr, sowie die Bleifugenweite.

Die normalen Wandstärken, welche annähernd durch die Formel

$$\delta = 7,5 + \frac{D}{60} \dots \dots \dots 16.$$

ausgedrückt werden, gelten für Rohre, welche einem Betriebsdrucke von etwa 10 Atm. und einem Probedrucke von höchstens 20 Atm. ausgesetzt werden und hauptsächlich Wasserleitungszwecken dienen. Für gewöhnliche Druckverhältnisse von Wasserleitungen (4 bis 7 Atm.) ist eine Verminderung der Wandstärken und dementsprechend der Gewichte zulässig; desgleichen für Leitungen, in welchen nur ein geringer Druck herrscht (Gasleitungen, Windleitungen, Kanalisationsleitungen u. s. w.). Für Dampfleitungen, welche gröfseren Temperaturunterschieden und dadurch entstehenden Spannungen, sowie für Leitungen, welche unter besonderen Verhältnissen schädigenden äufseren Einflüssen ausgesetzt sind, ist es empfehlenswert, die Wandstärken entsprechend zu erhöhen.

Aus Gründen der Fabrikation sind bei geraden Normalrohren Abweichungen von den durch Rechnung ermittelten Gewichten im Betrage von höchstens  $\pm 3\%$  zu gestatten. In den Gewichtsberechnungen wurde das spezifische Gewicht des Gufseisens zu 7,25 angenommen.<sup>11)</sup> Bei den Gewichtsberechnungen von Formstücken ist dem Gewichte, welches sich nach den normalen Abmessungen ergibt, ein Zuschlag von 15%, bei Krümmern ein solcher von 20% zu geben.

Die Tabellen erstrecken sich bei Muffenrohren auf Durchmesser von 40 bis 1200 mm mit Baulängen von 2 bis 4 m, bei Flanschenrohren auf Durchmesser von 40 bis 750 mm mit Baulängen von 2 bis 3 m, doch geht man mit den Rohrdurchmessern thatsächlich bis 1500 mm und auch mit den Baulängen häufig weiter, als diese in den Tabellen angegeben sind.

**§ 3. Prüfung der Rohre.** Die Rohre sollen frei von Blasen und Rissen in sauberem Gusse, kreisrund und von gleichmäfsiger Wanddicke geliefert werden. Zur Kontrolle ihrer Festigkeit und Dichtheit sind Druckproben erforderlich; dieselben werden gewöhnlich durch Einpressen von Wasser ausgeführt und schon auf der Hütte an jedem Stück vorgenommen, um den Hin- und Rücktransport unbrauchbarer Rohre zu ersparen, dann jedenfalls noch am Verwendungsorte vor oder nach ihrer Verlegung. Bei den vorstehend genannten Normalien ist ein Probedruck von 12 bis höchstens 20 Atm. angenommen. Im allgemeinen soll er mindestens 5 Atm. mehr als der hydrostatische Druck der Leitung betragen, wird jedoch häufig gleich dem zweifachen Betrage des letzteren vorgeschrieben. Jedenfalls ist Formel 3<sup>c</sup> mit Einsetzung des Tragmoduls  $K'_z$  als Wert der Spannung  $k_z$  des Materials zu beachten. Bei gröfseren Lieferungen empfiehlt es sich, mit einzelnen Rohren über die Elasticitätsgrenze hinaus und bis zum Bruche Versuche zu machen, um das Verhalten der Rohre vollständig kennen zu lernen. Zur Entdeckung von ungesunden Stellen im Gusse, wie Blasen, Kaltgufs u. s. w. werden dann noch die Rohre je nach Durchmesser, bezw. Wandstärke, mit eisernen Hämmern von 0,5 bis 1,5 kg Gewicht, während sie unter dem Probedruck stehen, gehämmert und nur solche angenommen, welche dabei keinerlei Undichtheit zeigen.

<sup>11)</sup> Die sämtlichen Normalien, über welche von den genannten Vereinen Tabellen ausgegeben werden, finden sich ausführlich veröffentlicht im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 675. — Vergl. ferner: E. Stepanek. Die Röhren der Wiener Wasserleitung. Mitt. d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Böhmen 1875, S. 7. — C. Blecken. Die Normalien der gufseisernen Röhren und Formstücke. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1878, S. 323. — B. Salbach. Über Röhrennormalien. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1879, S. 225. — Wandstärke von Rohren für die Rheinthal-Wasserleitung der Stadt Elberfeld. S. 14 des schon genannten Specialwerkes. — Über Abänderung an Normalprofilen gufseiserner Röhren. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1881, S. 755. — Röhrennormalien. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 287.

Die Druckpumpe ist mit einem Manometer und einem auf den Probedruck eingestellten Sicherheitsventil zu versehen. Zur Beschleunigung der Füllung der Rohre bei der Prüfung schiebt man wohl auch einen cylindrischen hölzernen Kern in dieselben ein.

Die Druckprobe mit gepresster Luft, wobei das Rohr in einem Trog unter Wasser gehalten wird, läßt Undichtheiten durch das Aufsteigen von Luftblasen leicht erkennen. Behufs schneller Füllung entnimmt man die Luft einem Windkessel. Das Verfahren ist aber immerhin umständlich und deshalb verlassen worden.

Nach dem Verlegen probiert man zweckmäßiger Weise auch die Stränge bei noch offenen Rohrgräben unter erhöhtem Druck. Um schließlicly vor dem Beginne des Betriebes etwaige gröbere Schäden in der Leitung aufzufinden, ist ein vorläufiger Probedruck von etwa zwei Atmosphären genügend und zweckmäßig, indem dann die Folgen von Undichtheiten weniger heftig auftreten als bei vollem Betriebsdruck.

Man vergleiche hierzu: E. Lompert. Über die Gefahr bei Wasserdruckproben. Der Rohrleger 1878, S. 362. — Testing Water Pipes. Engineering 1879, II. S. 178 u. 215. — Testing Water Pipes at the Osset Water Works. Engineering 1880, I. S. 178; nach dem Legen S. 215. — Probiemaschine für Rohre auf Zeche Friedrichsthal. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 49. — Prüfung von Gußeisenrohren. Engineering News 1891, S. 367.

**§ 4. Rohrverbindungen.** Vorwiegend ist die Muffenverbindung für Gußeisenrohre gebräuchlich. In den erweiterten Hals, der Muffe, des einen Rohres wird das entsprechende Ende, Schwanzende, des anderen gesteckt, der Zwischenraum zunächst mit Tauwerk bis ungefähr zur Hälfte der Muffentiefe ausgestampft, dann vorn durch einen aus Lehm vorgebauten Abschluß hindurch mit Blei ausgegossen und schließlicly verstemmt. Die Verpackung soll vor allem das Einfließen des Bleies in das Innere der Rohre verhindern, hat aber auch weiterhin für den Fall, daß die Bleiverdichtung leck geworden, als Reservedichtung eine praktische Bedeutung. In den Normalien des Vereins deutscher Gas- und Wasserfachmänner, vergl. Fig. 1, Taf. VII, war ursprünglich die Muffe am Sitze des Schwanzendes verengt, sodafs letzteres annähernd centrisch gehalten und zugleich dem Verpackungsring ein zuverlässiger Sitz geboten wurde. Auf allmähliche Formentübergänge im Muffenprofil ist des gesunden Gusses wegen großer Wert zu legen. Behufs Beschleunigung der Legungsarbeit sind fertige Halbringe aus Blei in Anwendung gekommen, die ohne weiteres eingeschoben und verstemmt werden können, oder man wickelt von vorrätigen Bleistreifen Abschnitte zu Ringen zusammen.

Die Muffenverbindung zeichnet sich durch ihre Haltbarkeit und billige Herstellung aus; in gewissem Grade gestattet sie Biegungen und Längsverschiebungen der Rohre, ohne undicht zu werden, was von großem Werte ist. Im Interesse leichterer Längsverschiebbarkeit wird neuerdings die sonst allgemein gebräuchlicly Verstärkung am Schwanzende (Bund, Mandelring) nicht selten weggelassen, sodafs auch ein Herausschieben des Bleirings kaum vorkommen kann. Früher wurden längs des Rohrlaufs in gleichen Abständen Verstärkungsringe nach außen angebracht und Anbohrungen für Zweigleitungen an diesen Stellen vorgenommen, doch war ihr Zweck eigentlich nur, bei der damals gebräuchlicly Zusammensetzung der Sandform aus mehreren übereinandergesetzten Kästen die in den Formfugen auftretenden Verschiebungen zu verdecken; mit der Verbreitung der neueren Röhrenerzeugung sind diese Ringe verschwunden.

Ogleich die Muffe größere Wanddicke als das Rohr erhält und außen durch einen Wulst verstärkt wird, bildet sie im allgemeinen doch den schwächsten Teil des Rohres, sollte also beim Gießen unten sein, um im Material möglichst dicht auszufallen. Ferner wird zur Erlangung dichten Gusses an dem dann oben befindlicly Schwanzende

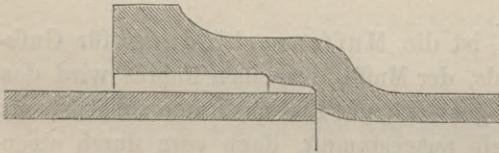
ein verlorener Kopf angegossen, welcher jedoch mit dem Rohrende zweckmäfsig nur durch einzelne Stege (Läufe) zusammenhängt, sodafs er nach dem Erkalten sich leicht abschlagen läfst. Empfehlenswert ist es, am Schwanzende des Gufsstücks noch etwa 8 bis 10 cm Rohrlänge zuzugeben und auf der Drehbank abzustechen, um ein dichteres Schwanzende bei genauer Baulänge zu erhalten.

Die meisten Brüche kommen beim Verstemmen vor, weshalb zum Dichten nur weiches Blei verwendet werden darf.

Das bereits erwähnte, von dem Verein deutscher Gas- und Wasserfachmänner in Verbindung mit anderen Ingenieurvereinen im Jahre 1875 festgestellte Normalmuffenprofil, Fig. 1, Taf. VII, entspricht zwar den Anforderungen der Giefsereitechnik und gestattet schiefen Anschlufs der Rohre beim Legen gekrümmter Leitungsstrecken, doch kann es, wenn die Rohre nicht gehörig ineinandergesteckt werden, leicht vorkommen, dafs die Hanfpackung beim Feststampfen derselben teilweise in das Innere des Rohres dringt.

Das in Fig. 1 dargestellte, von genannten Vereinen im Jahre 1882 angenommene Normalmuffenprofil unterscheidet sich von dem ursprünglichen, wie der Vergleich zeigt,

Fig. 1.



hauptsächlich durch das stumpfe Aufsitzen des Schwanzendes auf dem Grunde der Muffe und die Anbringung eines Vorsprungs innerhalb der Muffe zum Centrieren der Rohre (Centriring). Um bei schiefer Ineinandersteckung der Rohre zu verhindern, dafs

das aus dem Schwanzende tretende Wasser etwa gegen eine vorspringende Muffenkantefosse, ist das Rohr innerlich nach der Muffe hin erweitert, wodurch übrigens ein den Giefsereianforderungen besser entsprechendes schlankes Profil gewonnen wird.

Fig. 2, Taf. VII zeigt das Braunschweiger Muffenprofil mit einer Rinne zur sicheren Festhaltung des Bleirings, wie solche auch in Frankreich gebräuchlich war, ähnlich übrigens auch in Wien zur Anwendung gekommen ist. Meistens wird jedoch die Adhäsion des Bleirings an der rohen (nicht asphaltierten) inneren Oberfläche des Gufseisens auch ohne Rinne genügend befunden. Übrigens wird der eingreifende Vorsprung des Bleirings beim Verstemmen leicht abgeschert.

Das Frankfurter Muffenprofil, Fig. 3, Taf. VII, bietet in Verbindung mit dem Mandelring gröfsere Sicherheit gegen das Eindringen von Dichtungsmaterial in das Innere der Rohre bei schiefer Ineinandersteckung derselben auf kurvenförmigen Strecken der Leitung; auch erhöht der Mandelring nicht unwesentlich die Festigkeit des Schwanzendes, sodafs insbesondere beim Transport der Rohre weniger Brüche vorkommen. Insofern als bei Forderung des Mandelrings die sonst übliche Aushilfe, in der Giefserei schadhafte ausgefallene Schwanzenden abzustechen, nicht stattfinden darf, ist jedoch diese Vorschrift für die Fabrikation unwillkommen.

In Liverpool hat man die Schwanzenden konisch abgedreht und in entsprechend ausgebohrte Muffen gesteckt, siehe Fig. 4, Taf. VII. Die Legung geht sehr schnell vor sich, der Bedarf an Dichtungsmaterial ist gering und der Schlufs, allerdings auf Kosten der Beweglichkeit der Leitung, recht befriedigend; der Kegel der Berührung darf aber nur kurz sein, wenn die Leitung nicht zu steif ausfallen soll. Diese Rohrverbindung ist auch in mehreren Städten des Kontinents mit gutem Erfolg angewendet worden; vergl. z. B. J. Wein. Wasserversorgung von Budapest. 1883. S. 48.

Einen hohen Grad von Beweglichkeit besitzt die gleichfalls in Liverpool zur Anwendung gekommene kugelförmige Paarung, Fig. 5, Taf. VII. Auch bei der gewöhn-

lichen unbearbeiteten Muffe läßt sich dieser Vorteil dadurch erreichen, daß man das Schwanzende außen nach einer schmalen Kugelzone bildet und die Muffe entsprechend aushöhlt.

Das Herausnehmen eines Muffenrohrs aus einer bestehenden Leitung kann in der Weise geschehen, daß man, nachdem die zugehörigen Bleidichtungen ausgeschmolzen sind, den Rohrstrang anhebt, bis das Schwanzende aus der Muffe rutscht. Dabei leiden aber die anderen Dichtungen leicht Schaden, auch ist das Aufdecken einer hierzu ausreichenden Strecke der Leitung zeitraubend und nicht immer zulässig. Geborstene Rohre zerstört man gewöhnlich ohne weiteres, setzt in die benachbarte Muffe ein neues Rohr ohne Muffe von entsprechender Länge ein und benutzt zur Verbindung mit dem anderen Nachbarrohre eine Doppelmuffe (Überschiebmuffe), siehe Fig. 15, Taf. VII. Übrigens empfiehlt sich die Anwendung der Doppelmuffe auch für neue Leitungen an Stellen, wo Änderungen als nicht unwahrscheinlich vorauszusehen sind und dann schnell ausführbar sein sollen.

Besonders bei Rohren größerer Durchmesser empfiehlt sich die Reparatur in der Weise, daß man ein zum Aufschieben von Doppelmuffen hinreichendes Stück herausmeißelt, ein vorrätiges Ersatzstück einschaltet, dessen Stoßfugen mittels vorher aufgeschobener Doppelmuffen überdeckt und dann verdichtet. Bei gehöriger Vorsorge für die erforderlichen Materialien sind geübte Arbeiter im stande, derartige Arbeiten in wenigen Stunden zu bewältigen. Eine zum Abschneiden von Rohren in den Gräben verwendbare Vorrichtung ist der Rohrabschneider von Breuer, Schumacher & Co. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 99.

Kleinere Schäden können durch Verschraubung, durch Überdecken mit Blechplatten oder auch dadurch unschädlich gemacht werden, daß man einen zweiteiligen Ring (Rohrschelle) darüberlegt und beiderseitig verdichtet.

Eine derartige recht zweckmäßige Konstruktion ist Reuther's Hilfsmuffe<sup>12)</sup>, deren beide Hälften über der abzudichtenden Stelle der Rohrleitung schwalbenschwanzförmig ineinander geschoben, mit Blei vergossen und verstemmt werden; auch eignet sich dieselbe für Abzweigungen.

Die Drehmuffe, Fig. 13, Taf. VII, ist von Oberingenieur Paulus für zahlreiche Wasserversorgungen, hauptsächlich österreichischer Bahnstationen mit gutem Erfolg in Anwendung gebracht worden. Zwei mit Talg getränkte, in Teer getauchte Hanfseile werden in den Löchern *a* der zu verbindenden Rohre befestigt und durch die Löcher *b* der Drehmuffe gezogen, hierauf wird letztere mittels eines langarmigen, zwischen die angegossenen Vorsprünge greifenden Schlüssels gedreht, bis deren Hohlräume durch die mehrfachen Seilwickelungen stramm ausgefüllt sind, wobei die Rohre gegen Mitdrehen besonders festgehalten werden müssen. Nach dem Abschneiden der überschüssigen Seillängen vergießt und verstemmt man die Löcher *b* mit Blei. Vermöge der Elasticität der Verbindung können Längsverschiebungen und Senkungen derartiger Leitungen erfolgen, ohne Undichtheiten oder Brüche zu verursachen.

Für provisorische, rasch zu legenden Leitungen mit niedrigem Betriebsdruck dürfte die Muffendichtung mit eingeroltem Kautschukring genügen, siehe Fig. 10, Taf. VII. Der elastische Ring, ursprünglich von kreisförmigem Querschnitt, wird über den Mandelring hinweg unmittelbar hinter demselben auf das Rohr gebracht; bei dem Einschieben des Schwanzendes in die Muffe rollt er teils in diese hinein, teils am Schwanzende zurück und wird zugleich flach geprefst. Längsverschiebungen der Rohre können bei dieser

<sup>12)</sup> Von der Firma Bopp & Reuther in Mannheim.

Verbindung leicht stattfinden. — Eine ähnliche Rohrdichtung, bei welcher jedoch zu besserem Halte des Kautschukrings Rinnen in der Muffe und am Schwanzende vorgesehen sind, wird von der Firma Budde & Goehde in Berlin verwendet.

Die Flanschenverbindung, für die gußeisernen Rohrleitungen ursprünglich allgemein gebräuchlich, ist durch die allerdings viel ältere, schon in frühem Altertum für Thonrohre und Bleirohre angewendete Muffenverbindung in der Neuzeit bei den Wasserleitungen stark verdrängt worden, da letztere billiger ist und ihre Dichtigkeit selbst bei hohen Pressungen sich dauernd befriedigend erweist. Während die Muffenverbindung das Einschieben der Rohre in schiefer Lage und somit die Herstellung krummer Leitungen gestattet, ist dies bei der gewöhnlichen Flanschenverbindung nur durch entsprechend schiefes Abarbeiten der Flanschenflächen erreichbar. Hingegen geht das Legen der Flanschenrohre, wie auch der Ersatz eines schadhaften Rohres schneller von statten. Durch Nachziehen der Schrauben läßt sich eine etwa eingetretene Undichtheit der Verbindung meistens bequem wieder aufheben. Etwelche Nachgiebigkeit ist übrigens durch Anwendung elastischer Dichtungsringe immerhin erzielbar. Die Flanschenrohre kommen auch jetzt noch öfters für Wasserversorgungsanlagen zu allgemeiner und ausgedehnter Verwendung; siehe zum Beispiel Hofwasserwerk Karlsruhe. Bei stark fallenden oder lotrechten Leitungen verdient die Flanschenverbindung als die zuverlässigere vor der Muffenverbindung jedenfalls den Vorzug; siehe Wasserwerk Salzburg und Wasserversorgung der Rauhen Alb.

Gegen Ausbrechen der Rohrwand bei dem kräftigen Anziehen der Flanschen-

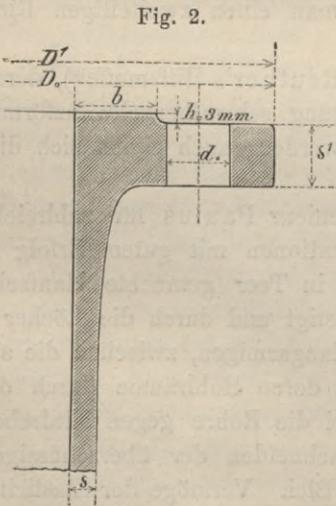


Fig. 2.

schrauben dient nicht selten eine cylindrische Verstärkung der Rohrwand nach der Flansche hin, siehe die Fig. 8, Taf. VII, welche übrigens einen profilierten bleiernen Dichtungsring zeigt, der in Frankfurt a. M. bei Überführungen und anderen Strecken des städtischen Röhrennetzes angewendet wurde.

In den älteren Normalien der deutschen Gas- und Wasserfachmänner ist der Übergang von der Normalwanddicke des Rohres zu der wesentlich dickeren Flansche durch eine starke kreisförmige Abrundung hergestellt; siehe Fig. 9, Taf. VII. Eine bessere Form mit mehr allmählicher Überführung der Rohrwanddicke zur Flanschendicke nach den neueren Normalien zeigt Fig. 2.

Hinsichtlich der genauen Abmessungen muß auf die Tabellen dieser Normalien verwiesen werden; es lassen sich jedoch die in denselben enthaltenen, in Fig. 2 mit

Buchstaben bezeichneten wesentlichen Maße durch folgende Formeln annähernd mit den Tabellenwerten übereinstimmend ausdrücken:

$$\text{Flanschendicke } \delta' \cong 1,5 \delta + 6 \text{ mm} \cong \frac{D}{40} + 16,5 \text{ mm.}$$

$$\text{Flanschendurchmesser } D' \cong 1,11 D + 120 \text{ mm.}$$

$$\text{Breite der Arbeitsleiste } b \cong \delta + 20 \text{ mm} \cong \frac{D}{60} + 27 \text{ mm.}$$

$$\text{Höhe der Arbeitsleiste } h = 3 \text{ bis } 5 \text{ mm.}$$

$$\text{Schraubendurchmesser } d \cong \delta + 7 \text{ mm} \cong \frac{D}{60} + 14,5 \text{ mm.}$$

Anzahl der Schrauben  $i \geq 0,022 D + 3$ .

Schraubenlochdurchmesser  $d_0 = d + 2$  bis 2,5 mm.

Durchmesser des Schraubenloch-Mittelkreises  $D_0 \cong 1,08 D + 70$  mm.

Entfernung der Schraubenlochmitte vom äußeren Flanschenrande

$$c \cong \delta + 17 \text{ mm} \cong d + 10 \text{ mm}.$$

Hierbei kann für die Normalwandstärke  $\delta$  der S. 320 angegebene Wert benutzt werden.

Um die Schrauben dem Schraubenschlüssel besser zugänglich zu machen und wegen geringerer Anrostung derselben durch das nach der untersten Stelle der Rohrleitung und in der vertikalen Mittellinie der Flansche herabsickernde Wasser gilt für die Anordnung der Schraubenlöcher die Regel, daß die Vertikalebene durch die Axe des Rohres die Entfernung zwischen zwei Schraubenlöchern halbiert.

Die Arbeitsleiste ist nur bei abzudrehenden Flanschen notwendig; nicht selten werden die Flanschen roh gelassen.

Als Dichtungseinlagen sind ringförmige Platten aus Pappdeckel, mit Leinöl getränkt, vorwiegend gebräuchlich. Recht gute Dichtungsringe aus Holzstoff liefert die Aktiengesellschaft für Maschinenpapierfabrikation in Aschaffenburg. Für Rohrleitungen, welche Erschütterungen ausgesetzt sind, insbesondere bei Überschreitung von Brücken, empfiehlt sich die Anwendung von Dichtungsscheiben aus gutem Kautschuk, welcher seine Elasticität nicht verliert. Blei ist in solchen Fällen wegen seiner duktilen Nachgiebigkeit nicht zuverlässig, denn infolge der beim Zittern der Flanschen stattfindenden Formänderungen der Bleiringe geht deren gespannte Dichtungsanlage allmählich verloren; deshalb ist auch das Nachziehen der Schrauben ohne dauernden Erfolg. Durch öfteres Nachziehen wird aber der Bleiring schliesslich aus der Flanschenfuge heraus und auch in den Innenraum des Rohres gequetscht, sodafs noch mißliche Querschnittsverengungen eintreten. Bleiringe mit Kautschuk-Einlage hingegen haben sich gut bewährt, indem der dichtende Anschluß des Bleies, welches auch bei nicht abgedrehten Flanschen sich passend anpreßt, vermöge der Elasticität des Kerns erhalten bleibt, welcher übrigens gegen die schädigenden Einwirkungen der Luft und unreinen Wassers durch die Bleihülle geschützt ist.

Fig. 3.

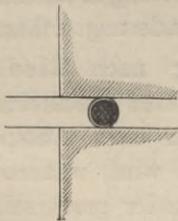


Fig. 4.

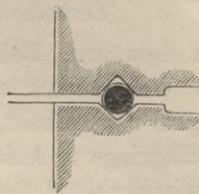
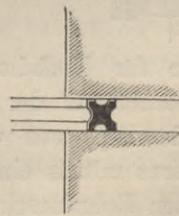


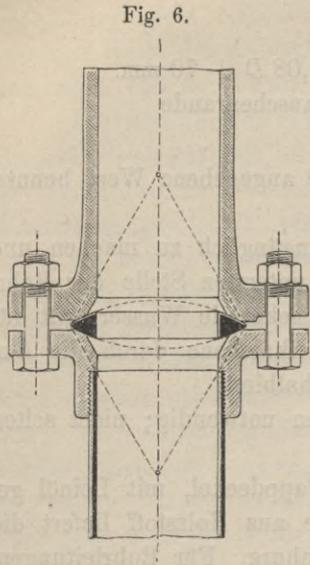
Fig. 5.



Bei sehr genauen Ausführungen leisten Kupferringe gute Dienste, entweder als Drahringe, wie Fig. 3 zeigt, nur zwischen die glatt abgedrehten Flanschen oder nach Fig. 4 in eingedrehte Nuten gelegt, sodafs beim Anziehen der Flanschenschrauben vermöge der Keilwirkung des Drahrings in der Rinne zweifache Dichtungsanlage erzielt wird. Größere Elasticität besitzen Götze's profilierte Kupferringe, siehe Fig. 5.<sup>19)</sup>

Die linsenförmigen Dichtungseinlagen von Wöhler (Dichtungslinsen) aus Kupfer oder Rotgufs, siehe Fig. 6, werden nach zwei Kugelflächen abgedreht und in die ent-

<sup>19)</sup> Bezugsquelle; Nelles & Hofsfeld in Köln a. Rh.



sprechend angedrehten Rohrenden passend eingeschliffen. Vermöge der in beliebigen Richtungen möglichen Drehung der beiden Rohre um die der Dichtungslinse zugehörigen Kugelmittelpunkte verhält sich diese Anordnung wie eine gelenkige Kette, sodass die Montierung von nicht geradlinig verlaufenden Rohrsträngen sehr erleichtert wird und bei Lagenänderungen der Rohre der dichte Schlufs ihrer Verbindung sich durch Nachziehen der Schrauben wieder gut herstellen läßt.

Fig. 14<sup>a</sup> u. 14<sup>b</sup>, Taf. VII, stellen die Petit'sche Rohrverbindung<sup>14)</sup> dar, welche sich durch Ermöglichung raschen Legens längerer Leitungen auszeichnet; sie ist auch billig und sonach für provisorische Anlagen wohl geeignet. Die Rohrenden lassen Raum zum Einlegen eines Kautschukrings, der nach dem Überlegen der schmiedeisernen Bügel beim Eintreiben der Verbindungsbolzen stark zusammengepreßt wird, aber immerhin noch eine gewisse Beweglichkeit für die Rohre darbietet.

Als geeignet für hohen Druck und gegen Beanspruchung durch Vibrationen mögen die s. Z. vom Verfasser vorgeschlagenen wellenförmigen Dichtungseinlagen (Dichtungsmembranen), welche für alle vorkommenden Dichtungs-konstruktionen, wie Flanschen, Muffen, Stopfbüchsen, Kolben u. s. w., in verschiedenen Formen anwendbar sind, hier noch angeführt werden.

Fig. 7.

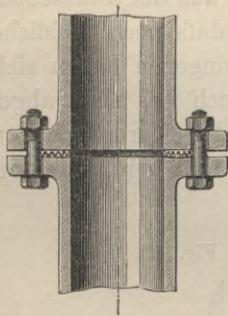
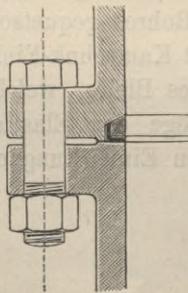


Fig. 8.



Vermöge ihrer Wellenform wird, wie zum Beispiel die in Fig. 7 dargestellte Flanschenverbindung zeigt, in den beiderseitigen Dichtungsfugen eine größere Zahl von kreisförmigen Dichtungskanten gebildet, welche selbst bei ungenauer Oberflächenbeschaffenheit der Flanschen einen guten Schlufs sichern, indem die etwa über den ersten Wellenscheitel vordringende Flüssigkeit in den weiter folgenden ringförmigen Hohlräumen wiederholte Druckverminderung erfährt.<sup>15)</sup>

Die für Hochdruckleitungen bewährte Rohrverbindung nach Riedler, siehe Fig. 8, beruht auf der durch den Wasserdruck selbst bewirkten Abdichtung mittels eines Lederstulps von winkelförmigem Querschnitt, welcher in einer Aussparung des einen Rohres mittels eingelegten Springrings in Anlage erhalten wird, während die glatt abgedrehten Rohrflanschen ohne Zwischenmittel fest gegeneinander geschraubt werden.

Eine für Hochdruckleitungen in nachgiebigem Terrain geeignete, bewegliche Verbindung, welche sich zum Beispiel für die hydraulischen Anlagen im Centralbahnhof zu Frankfurt a. M. angewendet findet, ist die von Hoppe nach dem deutschen Reichspatent No. 42126 nebst Zusatzpatenten; vergl. auch Reuleaux's Konstrukteur, 4. Auflage, S. 1010.

<sup>14)</sup> Wurde im Lager von Chalons angewendet; Fabrikanten: Festugière Frères à Brousseval (Haute-Marne); siehe übrigens Reuleaux's Konstrukteur, 4. Aufl. Braunschweig 1882—1889. S. 1007.

<sup>15)</sup> Stählerne Dichtungsringe dieser Art liefert Civilingenieur H. Stier in Zwickau (Sachsen).

In Bezug auf Façonstücke zu gufseisernen Rohrleitungen, wie Abzweigungen, Bogenstücke, Kaliberwechsel (Reduktionsrohre) u. s. w. muß auf die Normalien deutscher Gas- und Wasserfachmänner verwiesen werden; siehe Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1875, S. 548, und nach neuerer Feststellung 1882, S. 675.

Expansionsmuffen. Bei freiliegenden Leitungen, welche Temperaturschwankungen mehr ausgesetzt sind, und in allen Fällen, wo beträchtliche Längenänderungen voraussehen sind, bringt man in entsprechenden Abständen Längsverschiebung gestattende Rohrverbindungen, sogenannte Expansionsmuffen an, indem sonst die übrigen Verbindungen undicht werden könnten. Am gebräuchlichsten ist die Konstruktion mit Stopfbüchse.

Fig. 7<sup>a</sup> u. 7<sup>b</sup>, Taf. VII zeigen von der Bremer Wasserversorgung die Anordnung der Doppelstopfbüchsen, mit welchen die drei über die große Weserbrücke geführten schmiedeisernen Rohre von 356 mm Durchmesser in der Mitte der Brücke versehen sind, nach welcher hin sie von beiden Seiten emporsteigen. Demnach ist hier der geeignete Ort für die Anbringung eines Lufthahns, welcher unter einer Strafsenkappe leicht zugänglich sein soll, um zeitweise geöffnet werden zu können. Zur Verhinderung des Festrostens der Rohrenden in der Stopfbüchse sind diese je mit einem sorgfältig aufgedichteten Messingschuh versehen, welcher in den beiden zugehörigen Messingringen der Stopfbüchse und der zwischen ihnen durch Anziehen des Stopfbüchsdeckels komprimierten Packung gleiten kann.

Über Rohrverbindungen siehe: Verhältnisse für Gußrohre. Engineering 1866, I. S. 47. — Drehmuffenröhren-Normalien. Prakt. Maschinenkonstr. 1876, S. 224. — Über die Verbindung eiserner Rohre. Vortrag von Eckhardt. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1879, S. 226. — Painters Pipe Joint. Engineering 1880, I. S. 147. — Spence-Metall für Rohrdichtungen. Deutsche Industrie-Zeitung 1881, S. 110. — v. Reiche. Die Maschinenfabrikation. 2. Aufl. Leipzig 1876. — Reuleaux. Der Konstrukteur. 4. Aufl. Braunschweig 1882—89.

**§ 5. Schutz gegen Oxydation.** In einzelnen Fällen, unter anderem beim Wasserwerk in Altona, hat man gufseiserne Rohre ohne irgend welchen schützenden Überzug verwendet und dieselben sollen sich gut gehalten haben, andererseits liegen aber auch gegenteilige Erfahrungen vor, welche es angemessener erscheinen lassen, durch ein geeignetes Schutzmittel den Rohren längere Dauer zu sichern. Dichtes, feinkörniges, hellgraues Eisen mit glatter Oberfläche ist zwar an sich recht widerstandsfähig gegen Oxydation. Im allgemeinen rostet das Gußeisen um so rascher, je weicher es ist. Durch längere Einwirkung von Seewasser wird das Gußeisen allmählich so brüchig und weich, daß es sich mit dem Messer schneiden läßt; insbesondere sind poröse, graphitreiche Sorten solcher Veränderung ausgesetzt.

Luftgehalt, Kohlensäure, die Chloride von Magnesium, Calcium, der Alkalien und des Ammoniums befördern die Korrosion sehr, während alkalisch reagierende Substanzen entgegenwirken. Bei Gehalt an schwefelsauren Salzen und ebenso an Kalk kann Krustenbildung eintreten und dadurch das Fortschreiten der Oxydation verhindert werden.

Zu Überzügen haben Fette, Teer, Harz, Pech, Asphalt, Kalkmilch, Cement, Email und andere Materialien, teils für sich, teils gemischt Anwendung gefunden. Jedenfalls soll das Schutzmittel, auf eine metallisch reine Oberfläche getragen, die Poren des Gußeisens vollständig ausfüllen und keine Stelle unbedeckt lassen. Es ist also, um nicht erst eine Reinigung der Rohre nötig zu haben, am vorteilhaftesten, schon auf der Hütte bald nach dem Gusse das Schutzmittel anzuwenden.

Am gebräuchlichsten ist Asphalt. Man erwärmt die Rohre auf etwa 150 bis 180° C., um die Feuchtigkeit vollständig auszutreiben (handwarm genügt nicht) und

taucht sie in kochende Asphaltmasse, in welcher sie 10 bis 20 Minuten liegen bleiben. Nach dem Herausziehen läßt man sie in lotrechter Lage abtropfen, sodafs nur ein dünner, gleichförmiger Überzug zurückbleibt. Große Rohre werden angestrichen. Zur Beschleunigung des Trocknens bedient man sich eines Zusatzes von Benzin. Um das Abblättern des Asphalts zu verhindern, ist es zweckmäfsig, demselben etwas Leinöl beizumischen. Bestreicht man vorher die Muffe innen und das Schwanzende ausfen mit Kalkmilch, so läßt sich nachher der Asphaltüberzug leicht ablösen, damit später der Bleiring besser hafte. Der Asphaltüberzug ist dauerhaft, fest und glatt, welche letztere Eigenschaft für die Wasserbewegung erwünscht ist. Immerhin läßt sich selbst durch den besten Asphaltüberzug die Bildung von Rostknollen nicht gänzlich verhindern.

Der Angriff der Aufsenseite der Rohre hängt wesentlich von der Natur des Untergrundes ab. Boden mit organischen Bestandteilen wirkt nachteiliger auf das Eisen als reiner Boden. Es empfiehlt sich deshalb, Leitungstrecken, mit welchen Moor- oder Schlamm-boden durchschritten wird, mit Thon zu umkleiden, besonders, wenn dieser billig zu beschaffen ist.

Teer ist weniger haltbar, besonders an der Luft und gegenüber der Sonnenhitze, soll auch dem Wasser einen unangenehmen Geschmack mitteilen.

Vielfach wurde Kalkmilch und zwar hauptsächlich für die Innenseite der Rohre angewendet, zum Beispiel in Würzburg und Zürich, wo man es mit weichem Wasser zu thun hat. Bedeutende Inkrustationen, starke Knollenbildungen, welche hauptsächlich aus Eisenoxyd und Eisenoxydul bestehen und die Wasserlieferung sehr beeinträchtigen können, sind schon an verschiedenen Orten vorgekommen. Solchen Wassern gegenüber ist mit bestem Erfolg ein innerer Überzug von hydraulischem Kalk gebraucht worden. Derselbe ist auf alle Fälle der Kalkmilch vorzuziehen, denn aus dieser bildet die im Wasser enthaltene Kohlensäure zunächst kohlen-sauren und dann doppelkohlen-sauren Kalk, welcher durch das Wasser aufgelöst wird, während der hydraulische Kalk vermöge seiner Calcium- und Aluminiumsilikate im Wasser dauernd erhalten bleibt. Wo Leitungen kalkiges Terrain durchschneiden, ist eine Umhüllung mit Lehm ratsam.

Abnutzung der Rohrwände durch mechanische Wirkung kommt nur bei unreinem, sandhaltigem Wasser und größerer Geschwindigkeit desselben in beträchtlichem Mafse vor, wie zum Beispiel in Rohrleitungen für Turbinenanlagen.

Litteratur: F. Fischer. Über das Verhalten von Wasserleitungsröhren. Journ. f. Gasbel. und Wasservers. 1876, S. 304. — Dinglers polytechn. Journ. 1876, Bd. 219, S. 451. — Über die Dauer schmiedeiserner und gußeiserner Wasserleitungsrohre. Der Rohrleger 1878, S. 237. — F. Fischer. Chemische Technologie des Wassers. Braunschweig 1878. — Schutz des Eisens gegen Rosten. Vortrag von Dr. Treumann. Deutsche Bauz. 1879, S. 161.

**§ 6. Legen der Rohre.** Zur Erhaltung der Frische des Wassers, sowie zur Verhütung des Einfrierens werden Rohrleitungen städtischer Wasserversorgungen in das Erdreich gebettet und zwar in einer Tiefe von 1,2 bis 1,8 m (bis zum Scheitel des Rohres gemessen), wo annähernd die mittlere Jahrestemperatur herrscht, die in Deutschland 8 bis 12° C. beträgt. In großen Städten geht man wohl noch tiefer, nicht selten auf 2,1 m, um vor schädlichen Wirkungen von Verkehrslasten sicher zu sein. In Deutschland ist 1,5 m das gewöhnliche Mafs, während in England vermöge seines milderen Klimas 1,2 m als genügend befunden werden.<sup>10)</sup> An kälteren Orten hingegen mufs zur Verhinderung des Einfrierens tiefer als 1,5 m gegangen werden. Zum Beispiel sind in

<sup>10)</sup> Über Tiefenlage der Rohre. Deutsche Bauz. 1880, S. 273.

Königsberg bei einer Kälte bis  $-27^{\circ}$  C. zahlreiche in 1,5 m Tiefe gelegte Rohrstränge, namentlich in Sandboden eingefroren. Ebenso kann zur Erhaltung der Frische des Wassers gröfsere Tieflage der Leitung erforderlich sein. Nach beiden Richtungen sind sorgfältig beobachtete Bodentemperaturen maßgebend.<sup>17)</sup>

Das Unterbringen der Rohre in nicht zugänglichen Kanälen ist zu verwerfen, weil undichte Stellen dann schwerer ausfindig zu machen sind. Längere Leitungen im Freien hat man in Amerika, die Erdaushebung als Auftrag benutzend, in Dämme gelegt, um an Herstellungskosten zu sparen.

Für die Rheinthäl-Wasserversorgung von Elberfeld (s. S. 12 des auf S. 184 citierten Werkes) wurde die Zuleitung auf einer gröfseren Strecke auf eine vorhandene Strafsse gelegt und diese mit der Aufschüttung in höherer Lage neu hergestellt, indem die Legung der Leitung in Gräben wegen erforderlicher Spundwände in dem wasserreichen Terrain kostspieliger gewesen sein würde. Ähnlich verfuhr man bei der Wasserversorgung für Koblenz.

Die Legungsarbeiten sind der Reihe nach folgende:

Vorzeichnen der Trace der auszuhebenden Gräben, hiernach Aufreißen des Pflasters oder der Schotterdecke.

Anliefern der Rohre, der besonderen Bestandteile der Leitung und des erforderlichen Baumaterials für Abwasserleitungen zu Ablässen, Kanalkreuzungen u. s. w. vom Lagerplatze nach der Baustelle.

Ausheben des Erdreichs. In der Regel hebt man die Gräben ohne Böschung vertikal aus und läfst gegen Zusammensturz des Erdreichs nötigenfalls in Entfernungen von 3 bis 6 m je nach Festigkeit desselben Sätze (Dämme) stehen, welche zur Durchführung der Rohre unten zu durchstechen sind. An den Stellen, wo die Muffen zu liegen kommen, werden in den Seitenwänden und dem Untergrunde Vertiefungen ausgespart, um die Dichtungsarbeit vornehmen zu können; siehe Fig. 6<sup>a</sup> u. 6<sup>b</sup>, Taf. VII.

Hinablassen der Rohre, bei kleineren Durchmesser von Hand an Seilen, bei schweren Rohren mittels transportabler Winden; vergl. Fig. 33, S. 230.

Zusammensetzen und Dichten der Rohre. Dieselben müssen fest unterstopft werden, damit sie der ganzen Länge nach aufliegen; dies ist besonders bei Lagerung auf Ziegelpfeilern, durch welche ein genaues Nivellement erzielt werden soll, nötig, indem sonst Brüche infolge von Durchbiegungen leicht eintreten. Wegen dieser Gefahr ist die seiner Zeit in Wien durchgeführte Lagerung der Rohre auf Mauersätzen verlassen worden und es wird im Gegenteil das Verbot, bei zu tief ausgehobener Baugrube zur Erzielung der richtigen Höhenlage der Leitung Steine unterzulegen, streng durchgeführt. An Stellen, wo alte Mauern durchbrochen werden, sollen die Rohre sorgfältig unterbettet werden. Die gröfste Aufmerksamkeit beim Verlegen und Dichten, besonders bei gröfseren Hauptrohren, ist erforderlich, um Schaden durch Rohrbrüche zu vermeiden. Die Legung erfolgt wo möglich bergauf und der Bewegungsrichtung des Wassers entgegen, mit den Muffen nach oben gerichtet. Auf diese Weise fliefst das Wasser am Muffenende ein, am Schwanzende aus und erleidet bei schiefer Einsetzung des letzteren vermöge der schlankeren Querschnittsüberführung in der Muffe einen geringeren Bewegungswiderstand als im umgekehrten Falle; ferner geschieht hierbei das Ausgiefsen mit Blei sicherer. Es ist streng darauf zu achten, dafs die Rohre vor dem Zusammensetzen sorgfältig ausgewischt werden.

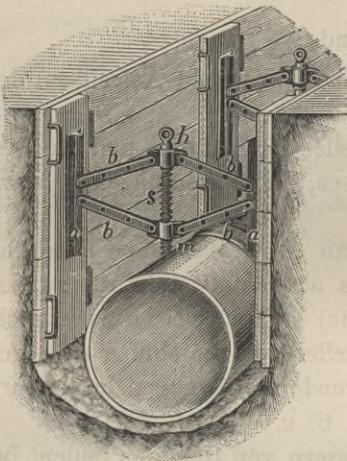
<sup>17)</sup> Vergl. Thiem. Erwärmung des Wassers in Rohrleitungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1884, S. 8.

Beim Prüfen der Rohre im offenen Graben muß das offene Ende der Leitungsstrecke dicht abgeschlossen und fest abgestützt werden, um ein Auseinanderschieben der Rohre beim Probedruck zu vermeiden. Statt dieses mühsamen Verfahrens begnügt man sich häufig, die Probe mit einem dem Betriebe entsprechenden Drucke bei zugeschüttetem, jedoch noch nicht überflasterten Graben vorzunehmen. Etwaige Undichtheiten werden hierbei immerhin leicht sichtbar.

Zuschütten des Grabens, Wiederherstellung der Straßendecke und Wegführung des übrig bleibenden Erdreichs. Beim Zuschütten ist anfänglich das feinere Material zu nehmen, um Verletzungen der Rohre zu vermeiden.

In nachgiebigem Boden verschalt man die Grabenwände und spreizt dieselben ab. An Stelle der hierbei als Spriessen üblichen, wenig zuverlässigen Holzstempel empfiehlt sich die Anwendung eiserner Kniehebelspriefsen mit Spannschrauben, siehe Fig. 9,

Fig. 9.



wie solche von Joh. Ph. Klein, Fabrik für Bauartikel in Offenbach a. M. geliefert werden.<sup>18)</sup> Die L-Schienen *a* dieses Apparates greifen, um Abrutschen zu verhindern, mit vorspringenden Klauen in die Laschenbohlen der Ausschalung. Die Schraubenspindel *s* wird in der oberen Hülse *h* drehbar gehalten, während ihr die untere Hülse *m* als Mutter dient, sodafs beim Anziehen der Schraube mittels eines oben durch den Kopf gesteckten Dorns die Kniehebel *bb* gestreckt werden und die Verschalung auseinanderpressen.

Auch bei Anwendung hölzerner Spriessen läßt sich diese Vorrichtung vorteilhaft benutzen, erst zum Festspannen der Verschalung behufs bequemeren Einbringens und Verkeilens der Holzspriessen, dann zum Entlasten und Lösen derselben bei Beendigung der Arbeit.

Die Arbeiten werden in entsprechenden Abständen durch nacheinanderfolgende Arbeiterkolonnen ununterbrochen ausgeführt. Ein vollkommen maschineller Betrieb, wie er sich beim Legen unterirdischer Telegraphenkabel schon ausgebildet hat, bleibt für größere Rohrleitungen noch anzustreben. Gekrümmte Strecken der Leitung werden zweckmäßiger Weise auf der konvexen Seite in entsprechenden Abständen hintermauert, um zu verhindern, daß die Rohre durch den Wasserdruck auseinandergeschoben werden.

Zur Erleichterung der Auffindung von Leckstellen, welche unter dichtem Straßenspflaster von Asphalt, Holz oder Cement großen Schaden verursachen können, bis sie entdeckt werden, empfiehlt sich unter Umständen die Verlegung der Rohre unter den Fußwegen, welche in dem über dem Rohrstrang befindlichen Streifen mit durchlässigem Material, z. B. Mosaikpflaster abzudecken sind. Betreffend Aufsuchung von Undichtheiten vergl. § 15 dieses Kapitels.

Über das Legen größerer Rohre mittels fahr- und drehbarer Krane siehe die Beschreibung des neuen Wasserwerks von Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 344, Bl. 822.

Hinsichtlich geeigneter Unterbettungen der Leitungsrohre in gewachsenem und aufgeschüttetem Boden (Ziegelunterlagen, gemauerte Pfeiler, Betonfundamente, Pfahlroste), vergl. C. Mihatsch. Wiener Hochquellen-Wasserleitung. Wien 1881.

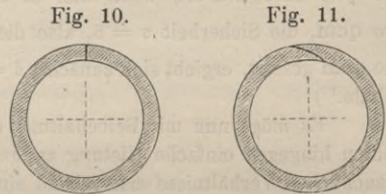
Über Kosten des Rohrlegens ist auf die Beschreibungen ausgeführter Wasserwerke (Wien, Bremen, Hannover u. s. w.) zu verweisen.

<sup>18)</sup> Gewerbebl. f. d. Großh. Hessen 1892, S. 363. Der Apparat ist unter Gebrauchsmusterschutz gestellt.

### § 7. Schmiedeiserne Rohre, Stahlrohre und deren Verbindungen.

Schmiedeiserne Rohre werden in größeren Durchmessern aus Blech durch Nietung hergestellt und kommen vorwiegend bei Unterführungen, Überführungen, Leitungen in beweglichem Boden und in allen den Fällen zur Anwendung, wo das Gufseisen den Vibrationen, Senkungen und wechselnden Beanspruchungen der Leitung nicht zuverlässig genügen würde, so auch bei Wasserleitungen für Turbinen, wo infolge der Absperrung des Wasserzuflusses am unteren Ende der Leitung häufig bedeutende Drucksteigerungen stattfinden. Überhaupt sind bei hohem Drucke Schmiedeisenrohre oder die nach neueren Fabrikationsverfahren hergestellten, noch festeren Stahlrohre, insbesondere die Mannesmann-Rohre (siehe S. 334) den Gufseisenrohren vorzuziehen.

Geschweißte und gezogene schmiedeiserne Rohre werden für Privatleitungen bei Wasserversorgungen mit hohem Drucke wegen ihrer größeren Festigkeit den Bleirohren häufig vorgezogen, scheinen jedoch nach den Erfahrungen in Nord- und Süddeutschland wegen der größeren Gefahr des Berstens beim Einfrieren sich besser für milderes Klima zu eignen. Die Schweissung derartiger Rohre geschieht unter Druck auf Walzwerken entweder mit stumpfem Stofs, wie Fig. 10 zeigt, oder mit überblatteter Schweissfuge, (Fig. 11), deren Festigkeit eine weit höhere ist. Immerhin bleibt die Schweissfuge der schwächere Teil des Rohres. Das nach dem Schweissen stattfindende Ziehen der Rohre durch Ziehen hat den Zweck, die Rohre gerade zu richten, sowie denselben genauere Kreisform, glatte Oberfläche und besseres Aussehen zu geben.



Bei genieteten Rohren geschieht die Verbindung der auf einem Walzwerke dem Rohrdurchmesser entsprechend cylindrisch gebogenen Blechtafeln in den Quernähten mit einfacher, in den Längsnähten hingegen mit doppelter Nietung, mit deren größerem Festigkeitsgrade dem Umstande Rechnung getragen wird, dass in den Längsschnitten die Materialspannung ungefähr doppelt so groß ist als in den Querschnitten des Rohrkörpers; vergl. § 1, S. 314.

Verbindungen. Fig. 16, Taf. VII, zeigt über den Blechen, welche mit ihren abgehobelten Kanten stumpf zusammenstossen, einen Laschenverband mit doppelter Nietung beiderseits; ebenso sind die Rohrschüsse miteinander durch Laschen, jedoch in einfacher Nietung verbunden.

Einfacher und billiger ist die in Fig. 17<sup>a</sup>, Taf. VII angegebene Nietverbindung mit schiefer Überplattung, mit welcher sich jedoch eine Abweichung von der kreisylindrischen Gestalt des Rohres ergibt, die bei der vorigen Konstruktion vorteilhafter Weise genau eingehalten wird. Für den Querverband dient hier die allerdings nur bei vorzüglichem Materiale zuverlässig ausführbare Umbordung, welche in der Längsrichtung des Rohres etwelche Elasticität bietet. Vermöge der Versteifung durch die Umbordung ist diese Konstruktion für Saugleitungen besonders geeignet. Der zwischen die Umbordungen gelegte, etwas vorspringende Dichtungsring aus weichem Eisen wird von aussen eingestaucht und gehörig verstemmt, wie überhaupt bei den Nietverbindungen selbst für geringeren Druck das Verstemmen der Kanten der Bleche zur Erzielung dichten Schlusses unentbehrlich ist.

Die Verbindung der meistens aus mehreren Blechschüssen bis zu bedeutenden Baulängen hergestellten Rohre geschieht gewöhnlich mit Flanschen aus aufgenietetem Winkeleisen (siehe Fig. 18, T. VII) durch Nietung oder mittels Verschraubung. Gufs-

eiserne Flanschenringe müssen wegen der geringeren Widerstandsfähigkeit des Materials gegen die heftige Beanspruchung bei der Nietarbeit in wesentlich stärkeren Abmessungen ausgeführt werden, wie zum Beispiel die Verbindung eines Schmiedeisenrohres mit einem Gußrohre, Fig. 19, zeigt. Am billigsten ist die Vernietung der ofenrohrartig ineinandergesteckten Rohre auf der Baustelle.

Rechnungsbeispiel. Zur weiteren Erläuterung möge hier noch die Berechnung der aus Schmiedeisenblech herzustellenden untersten Strecke eines Fallrohrs beigefügt werden, mit welcher dasselbe einen Fluß unterschreitet. Maximale Wassermenge i. d. Sekunde 0,81 cbm. — Druckhöhe vom Oberwasserspiegel aus gemessen  $h = 150$  m (15 Atm.). — Maximale Wassergeschwindigkeit  $v = 1,8$  m. — Rohrquerschnitt  $\frac{D^2 \pi}{4} = \frac{Q}{v} = 0,45$  qm. — Rohrdurchmesser  $D \cong 0,76$  m. — Für derartige im Verhältnis zum Durchmesser vergleichsweise dünnwandige Rohre darf zur Ermittlung der Blechstärke die S. 314 angegebene Näherungsformel:  $\frac{\delta}{d} = \frac{1}{2} \frac{p}{k_z}$  benutzt werden, wobei der Druckhöhe von 150 m entsprechend  $p = 15$  kg pro qcm zu setzen ist, wenn man in cm rechnet. Die absolute Festigkeit des Bleches  $K_z = 3300$  kg pro qcm, die Sicherheit  $\sigma = 8$ , also die gefährliche Zugspannung im vollen Bleche  $k_z = \frac{K_z}{\sigma} = 412,5$  kg pro qcm gesetzt, ergibt sich zunächst  $\delta = 1,38$  cm  $\cong 14$  mm als Wandstärke der homogenen cylindrischen Schale.<sup>19)</sup>

Es möge nun mit Beibehaltung dieser Blechdicke für den Längsverband doppelte, in den Querrichten hingegen einfache Nietung angewendet werden, für deren Abmessungen die bei Dampfkesseln gebräuchlichen Verhältnisse maßgebend sind. Die Verminderung der Festigkeit der Bleche durch das Lochen wird teilweise durch die Fugeneibung ausgeglichen, welche vermöge der Kontraktion der Nietbolzen und der hierdurch bedingten Fugenpressung der Verschiebung der Bleche entgegensteht. Bei guter Ausführung darf als Festigkeitsgrad, d. h. als Verhältnis der Festigkeit der Nietverbindung zur Festigkeit des vollen Blechs, für die einfache Nietung 0,7, für die doppelte Nietung 0,8 gesetzt werden. Es ist nun noch die Verschiedenheit der Festigkeit des Bleches in der Walzrichtung (Längsrichtung der Materialfasern) und in der Querrichtung zu berücksichtigen, wozu letztere nur etwa 0,8 der ersteren, d. h. der Normalfestigkeit des Bleches beträgt. Man wird also, um die größere Festigkeit des Bleches für den am meisten beanspruchten Längsverband auszunutzen, die Blechtafeln so verwenden, daß die Längsfasern des Materials quer zur Rohraxe, bezw. senkrecht zu den Längsschnitten zu liegen kommen, während für die Querschnitte des Rohres, in welchen nur eine ungefähr halb so große Zugspannung auftritt, die geringere Festigkeit des Bleches senkrecht zur Walzrichtung jedenfalls genügt.

Nach den angegebenen Zahlenwerten ergibt sich nun für den Querverband eine Sicherheit

$$\sigma_1 = 0,8 \cdot 0,7 \cdot 2 \sigma \cong 8,96,$$

für den Längsverband hingegen

$$\sigma_2 = 0,8 \cdot \sigma = 6,4$$

als die geringste und deshalb maßgebende Sicherheit der ganzen Konstruktion. Bei Verwendung besten Materials und sorgfältigster Anfertigung wird die Sicherheit nicht unwesentlich höher ausfallen; immerhin wird mit Rücksicht auf Druckschwankungen und etwaige Biegungen des Rohres infolge von Bodenverschiebungen nicht unter die berechnete Wandstärke gegangen werden dürfen. — Die Verbindungsschrauben der Flanschen sind gegenüber der beanspruchenden Kraft  $\frac{1}{4} D^2 \pi \cdot p$  auf eine etwa 20fache Sicherheit gegen Zerreißen in den Kernquerschnitten des Gewindes zu berechnen, damit man sie behufs Erzielung zuverlässig dichten Schlusses der Flanschen kräftig genug anziehen kann.

Infolge der Fortschritte in der Fabrikation werden neuerdings geschweißte Rohre häufiger verwendet, insbesondere für Leitungen größeren Durchmessers. Bei 600 bis 800 mm Durchmesser sind Gußeisenrohre wesentlich billiger, da ihre Wandstärken sich noch in mäßigen Grenzen bewegen. Anders liegt die Sache bei Durchmessern von 1000, 1200 und mehr, für welche gußeiserne Rohre eine verhältnismäßige größere Wand-

<sup>19)</sup> In Amerika ist man bei größeren Ausführungen von genieteten Rohren aus Schmiedeisenblech mit der Spannung bis zu 1200 kg pro qcm und in einzelnen Fällen noch höher gegangen; vergl. Hamilton Smith jr. Water power with high pressures and wrought iron water pipes. Engineering and Mining Journal. New-York 1884, Mai, Juni. — On wrought iron conduit pipes. Journal of the Iron and Steel-Institute. London 1886, I. S. 133. — Reuleaux. Konstrukteur. 4. Aufl. S. 987.

dicke erfordern und vermöge ihres bedeutenderen Gewichtes erhebliche Mehrkosten beim Transport und beim Verlegen verursachen.

Wegen zuverlässiger Schweißung wählt man im allgemeinen für Rohre Schweiß- oder Flusseisen von niedrigem Kohlenstoffgehalt, dessen Festigkeit 3000 bis höchstens 4000 kg pro qcm beträgt. Schulz, Knaudt & Co. in Essen a. d. Ruhr stellen geschweißte Rohre mit angewalzter Muffe aus Siemens-Martin-Stahlblech her, welches bei 25% Dehnung eine Zugfestigkeit von 3400 bis 4000 kg pro qcm aufweist. Die Schweißung geschieht auf einer besonderen Maschine zwischen Wassergas-Stichflammen rasch und sicher, sodafs die Festigkeit der Schweißstelle wenigstens 95% der ursprünglichen Materialfestigkeit betragen soll. Bleche bis zu 15 mm Dicke werden mit stumpf abgeschnittenen Kanten übereinandergeschweißt, dickere Bleche werden an den Schweißkanten schräg abgehobelt. Bei Rohrdurchmessern von 600 bis 750 mm beträgt die Baulänge 4 m, bei größeren Durchmessern von 750—1400 mm hingegen 10 m. Façonstücke werden durch Nietung zusammengesetzt. Zum Schutz gegen Oxydation dient ein bei 300° C. schmelzbarer Hartlack.

Nebenstehende Fig. 12 zeigt das von Schulz, Knaudt & Co. ausgeführte Muffenprofil. Die Dichtung geschieht in üblicher Weise mit Hanfpackung und Bleigufs, zu dessen Haltung gegen Herausschieben die eingewalzte Rinne dient. Ein neueres von derselben Firma angewandtes Muffenprofil zeigt Fig. 13. Die Umbordung des Muffenendes dient zur Versteifung und die Einschnürung des Überganges der Muffe zum Rohrschaft sichert die Centrierung des Schwanzendes. Noch zweckmäßiger erscheint die in Fig. 14 dargestellte Muffen-

form mit sanfter Ausbuchtung als Ersatz einer Rinne zur sicheren Verhinderung des Herausschiebens der Dichtung bei vorkommenden Hin- und Herbewegungen der Rohre.

Eine Rohrkonstruktion mit besonders aufgenieteten Muffen und Mandelringen, siehe Fig. 15, wie solche von James Russell & Sons, Ltd., Crown Tube Works, Wednesbury, geliefert werden, steht gegen die vorhergehende entschieden zurück, weil die weniger glatte Nietverbindung der Oxydation mehr ausgesetzt ist und das auf der Innenseite stufenförmig abgesetzte Profil der Muffenkonstruktion der Wasserbewegung, besonders bei schiefer Einsetzung des Schwanzendes stärkeren Widerstand entgegengesetzt; auch können Undichtigkeiten in der Nietnaht vorkommen. Den Längsschnitt einer schmiedeisernen Überschiebmuffe von derselben Firma zeigt Fig. 16.

Fig. 12.

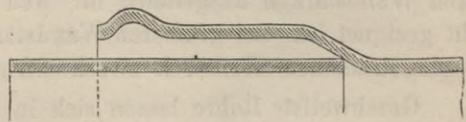


Fig. 13.

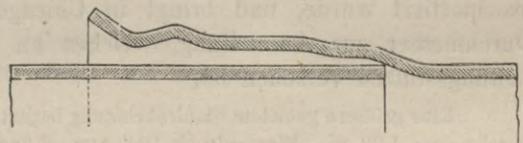


Fig. 14.

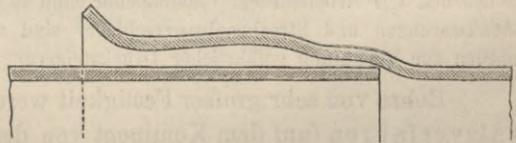


Fig. 15.

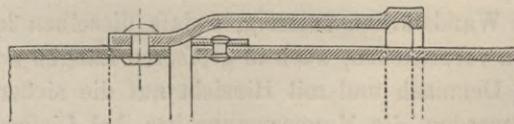
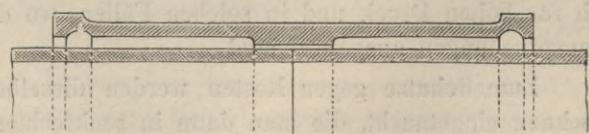


Fig. 16.



Schmiedeeiserne geschweißte Rohre mit Schraubmuffe und verstärktem Gewinde, siehe Fig. 17, stellt W. Fitzner in Laurahütte, Oberschlesien, in großen Weiten hauptsächlich als sogenannte Futterrohre zum Auskleiden von Tiefbohrlöchern (siehe Kap. VI, § 6) aus Blechen von 3000 bis 3300 kg Zugfestigkeit pro qcm mit Überblat-

Fig. 17.



tung her; bei Durchmessern von 200 bis 600 mm Blechdicke 4 bis 5 mm und Baulänge 4 bis 5 m. Der Leitungsquerschnitt erfährt an der

Verbindungsstelle keine Änderung. Das Gewinde wird auf der Drehbank geschnitten. Derartige Rohre haben keinen großen Druck auszuhalten und werden deshalb in geringen Wandstärken ausgeführt, für welche Flusseisen wegen schwieriger Schweißung nicht geeignet ist. Bei größeren Wandstärken, etwa von 25 mm an, ist die Schweißung mit eingetriebenem Keilstück zweckmäßig.

Geschweißte Rohre lassen sich in bedeutenden Längen herstellen. Beispielsweise hat die Firma Fitzner für die Stadt Hamburg ein Flanschenrohr von 20 m Länge bei 0,6 m Durchmesser und 12 mm Wanddicke ausgeführt, welches in einem Stücke dahin transportiert wurde, und bringt in Chicago ein Rohr von gleicher Länge von 0,8 m Durchmesser zur Ausstellung, welches an verschiedenen Stellen mit angeschweißten Leitungsstützen versehen ist.

Eine größere genietete Stahlrohrleitung besitzt das Wasserwerk von Newark, N.-Y. Länge 33,8 km. Durchmesser 1,22 m. Wasserdruck 10,4 Atm. Länge der Rohre 8,24 m. Längsnähte doppelt, Quernähte einfach genietet. Die Rohre wurden dem Aufgrabung paarweise zusammengenietet und sodann verlegt. Probedruck  $1\frac{1}{2}$  Arbeitsdruck. Mannlöcher sind in 305 m Abstand angeordnet. Lufthähne, Standrohre, Entwässerungen und Streckenabsperrschieber sind angeordnet, letztere in Verbindung mit Entlastungsventilen zur Verhütung gefährlicher Drucksteigerung.<sup>20)</sup>

Rohre von sehr großer Festigkeit werden nach dem Mannesmann'schen Schrägwalzverfahren (auf dem Kontinent von den deutsch-österreichischen Mannesmannröhrenwerken, Centralbureau in Berlin) aus Gußstahl oder Siemens'schem Herdstahl als homogene Körper, d. h. ohne Schweißung und ohne jede Naht hergestellt; dieselben gestatten Materialspannungen von 2400 bis 4000 kg pro qcm. Dieses Verfahren ermöglicht nicht allein die Verwendung von Stahlsorten, die von Hause aus eine wesentlich größere Festigkeit besitzen als schweißbarer Stahl, sondern es wird durch dasselbe die Festigkeit und Zähigkeit noch erheblich vermehrt. Deshalb sind bei Mannesmannrohren wesentlich geringere Wandstärken zulässig, sodafs dieselben leichter ausfallen und geringere Transportkosten verursachen, auch in größeren Längen noch ohne Schwierigkeit verlegt werden können. Demnach und mit Hinsicht auf die sichere Vermeidung von Transportschadenbrüchen werden die Mannesmannrohre bei Lieferungen nach weit entfernten Ländern den gußeisernen Rohren nicht selten vorzuziehen sein; hauptsächlich aber eignen sie sich für hohen Druck und in solchen Fällen, wo die Rohrleitungen starken wechselnden Beanspruchungen ausgesetzt sind.

Zum Schutze gegen Rosten werden dieselben nahezu rotglühend in eine Teermischung eingetaucht, die man dann in senkrechter Stellung des Rohres ablaufen läßt.

<sup>20)</sup> Engineering News 1890, 1. Aug.

Das Mannesmann'sche Verfahren gestattet übrigens die Herstellung von Rohren verschiedener Querschnitte und veränderlicher Wanddicke, auch ist dasselbe auf Kupfer, Messing, Aluminium, härtbaren Werkzeugstahl und andere Materialien anwendbar.<sup>21)</sup>

§ 8. Wasserleitungsrohre aus Holz und anderen Materialien. Gebohrte hölzerne Rohre können wegen der geringen Festigkeit, welche das Holz vermöge seiner Spaltbarkeit gerade in den gefährlichen, nämlich in den axialen Schnitten des Rohres besitzt, höchstens für einen Überdruck von 2 bis 3 Atm. in Anwendung kommen und sind auch wegen ihrer vergleichsweise geringen Dauerhaftigkeit fast vollständig verlassen worden, hingegen sind unter besonderen Verhältnissen grössere Leitungen von fahsartiger Bauart zur Ausführung gekommen.<sup>22)</sup> Am besten haben sich Fichte oder Föhre und Rottanne bewährt, welche im November und Dezember gefällt und 5 bis 6 Jahre in stehendes Wasser gelegt wurden. Das Ausbohren geschieht gewöhnlich mittels Handbohrer, doch sind auch Bohrmaschinen zu diesem Zwecke konstruiert worden. Die Wandstärke gebohrter Holzrohre ist gewöhnlich gleich dem Durchmesser.

Zum Schutze gegen Fäulnis dient ein Anstrich mit Steinkohlenteer oder besser Imprägnierung mit Kreosot oder ähnlichen Konservierungsmitteln. Immerhin sind organische Bildungen (Algen und Bakterien), welche die Reinheit des Wassers beeinträchtigen, bei Holzrohren auf die Dauer nicht zu vermeiden.

Fig. 11, Taf. VII, zeigt den einfachen Verschluss eines zum Reinigen der Leitung dienenden Fahrlochs mittels eines eingekeilten Holzblocks. Ebenso ist in Fig. 12 ein Zweigrohr in das Hauptrohr nur konisch eingesetzt, wobei zum Dichten eine dünne Umwicklung mit eingefettetem Werg dient. Diese konische Einzapfung eignet sich auch zur Verbindung der einzelnen Rohre, besonders bei den senkrechten Leitungen von Brunnenpumpen, wobei das zur Aufnahme des konischen Endes ausgehöhlte, in der Regel nach oben gekehrte Rohrende gegen Aufspalten zweckmässig mit einem warm aufgezogenen schmiedeisernen Ring armiert wird und die Rohre mit ihrem Gewichte dichtend aufeinander sitzen. Bei liegenden Leitungsstrecken werden die Rohre gewöhnlich mit Einschaltung eines beiderseitig zugespitzten schmiedeisernen Ringes gegeneinander gestossen, wie Fig. 18 zeigt; hierbei wird, indem die Rohrenden durch aufgezoogene Ringe gegen Zerspalten geschützt sind, das Holz beiderseitig zusammengepresst und eine ziemlich zuverlässige Verbindung erzielt.

Fig. 18.

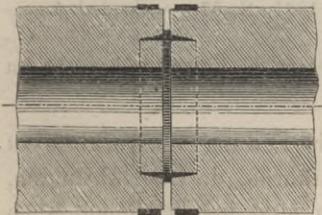
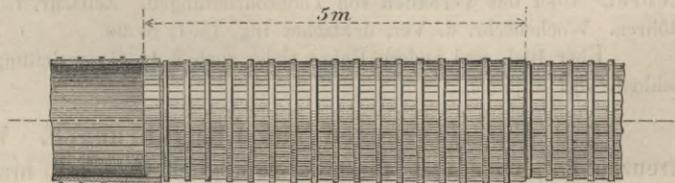


Fig. 19.



Bemerkenswert ist die schon erwähnte fahsartige Herstellung von Holzrohren aus Dauben und schmiedeisernen Reifen, siehe Fig. 19, hauptsächlich für Zuleitungen von hydraulischen Motoren, wo die Reinheit des Wassers von organischen Bestandteilen keine so wichtige Rolle spielt und während der regelmässigen Betriebsunterbrechungen der innere

<sup>21)</sup> Vergl. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 621. — Glasers Annalen f. Gewerbe u. Bauwesen 1890, I. S. 265. — Vortrag von Direktor M. Krause in der Polytechn. Gesellschaft zu Berlin am 21. Jan. 1892.

<sup>22)</sup> Vergl. Kap. IV, § 5, S. 36.

schützende Anstrich bei größeren Rohrdurchmessern ohne Schwierigkeit erneuert werden kann. Die Firma Herzog (Direktor Biedermann) in Logelbach im Elsaß liefert derartige Rohre in Durchmessern von 0,5 m (Daubendicke 6 cm, Preis pro m Länge 10 M.) bis 1,8 m (Daubendicke 8 cm, Preis pro m Länge 36 M.) und Baulängen von etwa 5 m. Die schlank konisch gearbeiteten Rohre werden am engeren Ende aufsen, am weiteren Ende innen auf 25 cm Länge passend abgedreht, sodafs sie dicht ineinandergekeilt werden können. Etwa vorkommende Lücken werden mit feinem Moose ausgestopft. Genannte Firma, welche Rohrleitungen dieser Art in gröfserer Zahl und bedeutender Ausdehnung (Beispiel in Logelbach: 2 Rohrfahrten zusammen für 4 cbm Wasser pro Sekunde. — Länge 1100 m und 1400 m. — Gefälle 16 m. — Innerer Durchmesser 1,5 m. — Daubenstärke 8 cm. — Eiserne Reifen von 4/70 mm, je 3 bis 4 pro m Rohrlänge) mit gutem Erfolge ausgeführt hat, giebt die Dauer derselben im Minimum zu 25—30 Jahre an, doch bestehen solche Rohrleitungen schon seit mehr als 35 Jahren noch in gutem Zustande. Auch dürften derartige Ausführungen in entlegenen holzreichen Gegenden, insbesondere in Kolonien an Ort und Stelle sich empfehlen.<sup>23)</sup>

Steinerne Rohre, durch Bohren hergestellt, wurden früher häufig verwendet und finden sich in manchen Städten noch in Gebrauch. Die ältere Wasserleitung von Dresden besitzt Sandsteinrohre von 100 bis 250 mm lichter Weite, die einem Drucke von 1 bis 1½ Atmosphären zu widerstehen und sich gut bewährt haben. Die Verbindung geschieht, indem ein zapfenförmiger Ansatz des einen Rohrendes in eine muffenartige Vertiefung des folgenden Rohres geschoben und die Fuge mit Kitt gedichtet wird. Lagersteine wurden an den Verbindungsstellen untergelegt. Bei Bodensenkungen brachen diese Rohre an der Verbindungsstelle. Die Reparatur geschieht in Dresden durch Einziehen gufseiserner Rohre.

Hinsichtlich der Rohre aus anderen Materialien (Asphalt, Thon<sup>24)</sup>, Cement u. s. w.) mufs auf die nachstehenden Litteraturnotizen, sowie auf Kap. IV, § 5, und das VIII. Kapitel dieses Bandes verwiesen werden.

F. König. Der praktische Röhrenmeister. Jena 1872. — Wasserleitungen mit Asphaltröhren. Gewerbebl. f. d. Grofsh. Hessen 1876, S. 197. — F. Fischer. Über das Verhalten von Wasserleitungsrohren. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 304. — Anwendung der Thonröhren für Druckleitungen. Der Rohrleger 1878, I. S. 146. — Anwendung von Thonröhren für Druckleitungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1878, S. 337. — Deutsche Bauz. 1878, S. 205. — E. Grahn. Statistik der städtischen Wasserversorgungen. München 1878. (Rohre aus verschiedenen Materialien. S. LIX). — A. Seyler. Beiträge zur Frage der Verwendung von Thonröhren zu Druckleitungen. Deutsche Bauz. 1879, S. 74. — Lebret. Über das Verhalten von Thonrohrleitungen. Zeitschr. f. Bauk. 1881, S. 67. — Asphaltpappe-Röhren. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1881, S. 90.

Über Blei- und andere Rohre siehe auch § 11 (Privatleitungen), ferner die Litteraturübersicht am Schlusse des Kapitels.

**§ 9. Unterführungen und Überführungen.** Wo die Leitung Wasserläufe zu kreuzen hat, wird man dieselbe womöglich unterhalb hindurchführen, da Überführungen, wenn nicht vorhandene Brücken benutzt werden können, teurer sind und vielleicht auch

<sup>23)</sup> Hölzernes Wasserleitungsrohr mit Längsfugen von gekrümmtem Profil. Länge 180 m. Durchmesser 1,8 m. Druck 12 m Wassersäule. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 269. — In Amerika sind gröfsere hölzerne Wasserleitungsrohre auch in der Neuzeit mit gutem Erfolge zur Anwendung gekommen, mit Druckhöhen bis zu 55 m Wassersäule. Auch kurvenförmige Strecken werden in Holz, scharfe Krümmungen mit gufseisernen Überschiebern ausgeführt. Engineering News 1891, S. 557. — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1888, S. 548; 1892, S. 11.

<sup>24)</sup> Über die bei türkischen Wasserversorgungen noch üblichen Thonrohre berichtet Forchheimer in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 898.

gegen die Verkehrsinteressen verstofsen. Andererseits sind bei Überführungen Schäden leichter zu bemerken und Reparaturen bequemer vorzunehmen; um diese bei Unterführungen möglichst zu vermeiden, führt man sie in dauerhafter Weise aus. Meistens werden schmiedeiserne Rohre verwendet, deren grössere Elasticität einen Bruch weniger befürchten läßt und die in bedeutenden Baulängen herstellbar sind, sodafs Verbindungen bezw. Dichtungen, an denen Schäden am ehesten vorkommen, in geringerer Zahl nötig werden. Nicht selten umschliesst man solche Leitungen mit einem starken Betonkörper, der übrigens in stark fließenden Wasserläufen hinreichend tief liegen muß, um nicht unterwaschen zu werden. Für Hauptleitungen großer Städte werden der Betriebssicherheit wegen unter Umständen die Kosten nicht gescheut, zugängliche Kanäle zur Aufnahme von Unterführungen herzustellen.

Fig. 20 zeigt vom Bau des hannover'schen Wasserwerks die Einrichtung zum Versenken der Unterleitung, mit welcher das eine der beiden vom Hochbehälter ausgehenden Fallrohre von 600 mm Durchmesser die Ihme kreuzt, während das andere unter der Leine hindurchgeht, vergl. Fig. 43, S. 134. Der Vorgang des Verlegens war in beiden Fällen derselbe.

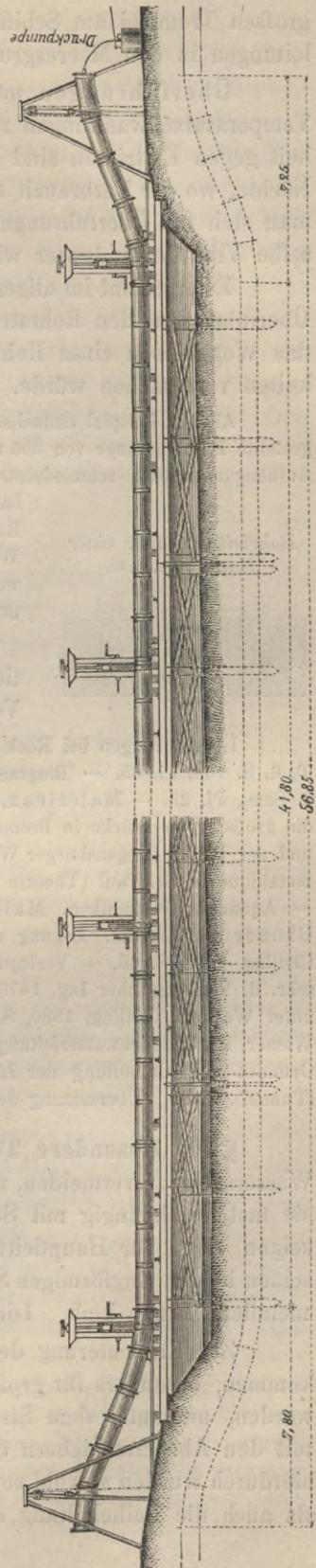
Auf zwei in einem Horizontalabstande von 1,25 m hergestellten festen Brücken, deren Oberkante über den höchsten Sommerwasserstand reichte, wurden die 6 bis 7 m langen Stücke der schmiedeisernen, genieteten Rohrleitung über quergelegten Schienen aneinandergestofsen und warm vernietet. Zum Versenken dienten vier Satz Lokomotiv-Hebeböcke. Zunächst wurde mittels derselben der ganze Strang ein wenig angehoben, um die Tragschienen darunter hinwegziehen zu können, wonach das Niederlassen nach Kommando gleichmäfsig stattfand. Vordem wurde das Rohr noch mit Wasser gefüllt, an beiden Enden mit Blindscheiben verschlossen und mittels einer Pumpe einem Probedruck von 8 Atm. unterworfen. In dem mittels Handbagger ausgehobenen Rohrgraben unterstopfte man dann das Rohr mit Kies und warf schliesslich den Graben wieder zu.

Zur Erleichterung des Anschlusses der Rohrleitung wurden auf beiden Uferseiten quer zur Unterführung Spundwände geschlagen und mit schwerem Thon abgedichtet. Hier wurden auch Abschließungen eingeschaltet, um bei vorzunehmenden Reparaturen den Wasserzufluß vom Rohrnetz her abstellen zu können. In solchen Fällen reicht die Unterführung des anderen Fallrohres dazu hin, die Versorgung des jenseitigen Stadtgebiets ungestört zu erhalten.

Hinsichtlich der Konstruktion der Rohre ist auf § 7 dieses Kapitels und auf Fig. 16—19, Taf. VII zu verweisen.

In ruhigen Gewässern darf man die Leitung ohne weiteres auf den Grund legen. Die Anwendung biegsamer Rohrverbindungen ermöglicht es, den Strang von einem Schiffe aus auf den Grund niederzulassen. Bleirohre lassen sich einfach von einer entsprechend

Fig. 20. Verlegen einer Unterleitung für das Wasserwerk der Stadt Hannover. M. 1:250.



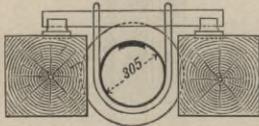
großen Trommel am Schiffe abwickeln; in dieser Weise wurden längere Süßwasserleitungen in den Meeresgrund versenkt.

Überführungen müssen mit Expansionsmuffen versehen und gegen zu große Temperaturschwankungen mit schlechten Wärmeleitern gehörig umhüllt sein. Zur Sicherheit gegen Einfrieren sind Leerschützen zweckmäßig, welche im Winter während der Nächte, wo der Verbrauch schwach ist, nötigenfalls geöffnet werden. Gewöhnlich bedient man sich für Überführungen der Flanschenverbindung mit elastischer Einlage, weil dieselbe Vibrationen besser widersteht als die Muffendichtung.

Es erscheint im allgemeinen nicht zweckmäßig, bei der Anordnung der Träger für Überführungen den Rohrstrang als einen tragenden Teil desselben zu verwenden, indem das Wegnehmen eines Rohres behufs Vornahme von Reparaturen große Unbequemlichkeiten verursachen würde.

Als ein Beispiel einfachster Konstruktion zeigt Fig. 21 die für zwei aus Schmiedeisenblech hergestellte Röhrenstränge von 305 mm Durchmesser unter der kleinen Weserbrücke in Bremen angewandte Aufhängung mittels schmiedeiserner Bänder an Querstangen, die mit gußeisernen Stühlen auf den Tragbalken ruhen. Zum Schutze gegen das Einfrieren der Leitung wurden die Rohre mit mehreren Filzlagen umwickelt, diese durch einen Mantel von Walzblei zusammengehalten und das Ganze von einem Holzkasten umgeben, welchen man mit Steinkohlenasche als schlechten Wärmeleiter ausfüllte und gegen Eindringen von Feuchtigkeit mit Blei überdeckte.

Fig. 21.  
Rohrleitung unter einer  
Brücke. M. 1:40.



Zum Schutze gegen das Einfrieren der Leitung wurden die Rohre mit mehreren Filzlagen umwickelt, diese durch einen Mantel von Walzblei zusammengehalten und das Ganze von einem Holzkasten umgeben, welchen man mit Steinkohlenasche als schlechten Wärmeleiter ausfüllte und gegen Eindringen von Feuchtigkeit mit Blei überdeckte.

Im übrigen muß hinsichtlich verschiedener Konstruktionen von Unterführungen und Überführungen auf folgende Veröffentlichungen verwiesen werden:

Überführungen bei Rock Creek und College Branch. Ann. des ponts et chaussées, 4. Serie, 1863, T. 6, S. 133, Pl. 65. — Biegsame Rohrleitung im Flusse Schuilkyll. Ann. des ponts et chaussées 1872, 2. Sem., Pl. 23. — Malézieux. Rapport sur les États Unis. Paris 1873. — Dreifache Rohrleitung über die große Weserbrücke in Bremen. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 354. — Rohrleitungen unter dem Regen und der Donau (Regensburger Wasserversorgung) von Thiem. Deutsche Bauz. 1877, S. 2 u. 21. — Siphon métallique de St. Paul (Theorie und Konstruktion). Ann. des ponts et chaussées 1877, 1. Sem., S. 370. — Aquadukt Wissahikon. Malézieux. Rapport sur les États Unis, S. 493, Pl. 56. Paris 1873. — Gruner und Thiem. Legung eines Rohrstranges unter der Donau für das Wasserwerk Regensburg. Civiling. 1878, S. 65. — Verlegung der gußeisernen Düker für die Kanalisation von Breslau. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1878, S. 86. — Gruner. Taucherarbeiten bei Herstellung größerer Leitungen unter Wasser. Civiling. 1880, S. 1. — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1880, S. 19. — C. Mihatsch. Wiener Hochquellenwasserleitung. Wien 1881. [Überschreitung des Wien-Flusses (Ausbaggerung des Grundes und Umhüllung der Leitung mit Beton). S. 88. Unterfahrung des Wien-Neustädter Kanals (Tunnel). S. 89. Übersetzung des Donau-Kanals (zwei Stränge unter der Sophienbrücke). S. 90.]

**§ 10. Besondere Teile der Leitungen.** Abschließungen dürfen, um starke Wasserstöße zu vermeiden, nur einen langsam vor sich gehenden Schluß zulassen, weshalb sie fast durchgängig mit Schraubenbewegung versehen sind. Fig. 27<sup>a</sup> bis 27<sup>c</sup>, Taf. VII zeigen einen für Hauptleitungen gebräuchlichen Absperrschieber (Zürich), der sich mit seinen beiden ringförmigen Schließflächen zwischen entsprechende, im Gehäuse eingekittete metallene Ringe keilt. Dieselbe Konstruktion ist auch für Ablassschieber geeignet.

Zur Erleichterung des Öffnens sind Entlastungseinrichtungen in Anwendung gekommen, besonders für große Absperrschieber, die übrigens vorteilhaft horizontal gelegt werden, um unter dem Straßenniveau Platz zu finden, wie dies zum Beispiel in Wien mit den Absperrschiebern der Hauptleitung geschehen ist, siehe Fig. 26<sup>a</sup> u. 26<sup>b</sup>, Taf. VII; hierdurch wurden sowohl sonst erforderliche kostspielige tiefere Schachtbauten vermieden, als auch die Beibehaltung der normalen Tiefenlage der Leitungsrohre ermöglicht.

Die beiden Schieberplatten dieser Abschließungen werden mittels einer Schraubenspindel gemeinsam bewegt, deren Mutter beiderseits mit Zapfen in angelegene Vorsprünge der Schieberplatten greift, während beim eigentlichen Schließen ihr cylindrischer Mittelkörper sich zwischen die Lagerflächen an den Vorsprüngen der Schieberplatten zwängt und letztere fest gegen ihre Sitze preßt. Gegen Einrosten sind beiderseits Bronzeringe eingelegt. Durch die Bildung der Ventilsitze als besondere Gußstücke wird deren Bearbeitung sehr erleichtert. Zur Erkennung des Standes des Schiebers dient ein von der Spindel aus betriebenes Zeigerwerk; siehe Fig. 26<sup>b</sup>, Taf. VII. Mittels des in dem Umgangsrohre eingeschalteten Entlastungsventils, dessen Konstruktion ähnlich ist, wird vor dem Öffnen des Hauptschiebers gleicher Wasserdruck zu beiden Seiten desselben hergestellt, wonach er mit verhältnismäßig geringer Kraft bewegt werden kann. Der Durchmesser des Triebrads und die Ganghöhe der Schraubenspindel für den Hauptschieber sind so bemessen, daß selbst bei raschestem Antrieb ein gefährlich schnelles Abschließen der Leitung nicht stattfinden kann.

Beim Schließen der gewöhnlichen, mit keiner Sicherheitsvorrichtung versehenen Absperrschieber findet während der letzten Drehungen der Schraubenspindel, kurz vor vollständiger Absperrung, ein erheblicher Wasserstoß statt, wovon man sich durch ein Manometer vor dem Schieber leicht überzeugen kann. Diesen Übelstand vermeiden die stoßfreien Wasserschieber nach Forchheimer, D. R. P. No. 62952, von H. Breuer & Cie. in Höchst a. M., indem die Schieberplatte flügelartig symmetrisch nach unten verlängert ist, sodafs die dazwischen spitz verlaufende Durchgangsöffnung den Abschluß verlangsamt.

Die nach ihrem Erfinder benannten Armstrongventile<sup>25)</sup>, welche sich in Liverpool, Glasgow, Manchester, Dublin, Wien und an anderen Orten in Verwendung finden, schliessen die Leitung ab, sobald die Wassergeschwindigkeit in derselben, zum Beispiel infolge eines Röhrenbruchs, ein festgestelltes Mafs überschreitet. Hierzu dient eine bei normalem Betriebe offenstehende Drosselklappe, auf deren Achse auferhalb des Rohres eine Kettenscheibe mit angehängtem Gewichte sitzt, dessen Niedergang jedoch zunächst durch eine Sperrklinke verhindert wird. Innerhalb des Leitungsrohres ist eine drehbare Platte angeordnet, auf welche der Wasserdruck entsprechend der Geschwindigkeit wirkt. Überschreitet nun diese und somit der Druck auf die Platte das gestattete Mafs, so wird die vorerwähnte Sperrklinke ausgehoben und die Drosselklappe durch das niedersinkende Treibgewicht in die Schließlage gedreht. Zur Vermeidung von Wasserstößen wird die Schließbewegung mittels einer hydraulischen Bremse reguliert.

Zur Ansammlung von Unreinigkeiten dienen Schlammkästen an den tiefsten Punkten der Leitung (vergl. S. 124), ferner die sogenannten Teilkästen an den Kreuzungs- oder Verzweigungsstellen städtischer Rohrnetze; beide werden mit Ablässen versehen, auch können sie bei losgeschraubtem Deckel von oben gereinigt werden. Die allgemeine Verwendung von Teilkästen für städtische Leitungsnetze ist jedoch wegen ihres nicht unbedeutenden Gewichtes und der zu ihrer Aufnahme erforderlichen gemauerten Schächte wesentlich kostspieliger als die Abzweigung mit normalen Façonstücken. Auch

<sup>25)</sup> Siehe: C. Mihatsch. Der Bau der Wiener Hochquellenwasserleitung. Wien 1881, S. 86. Ausführliche Zeichnung ist auch enthalten in: Humber. Water Supply. — Vergl. ferner: Engineering 1876, II. S. 335.

An dieser Stelle sind noch zu erwähnen: Geschwindigkeits-Sicherheitsventil der Wasserleitung Lausanne. Protokoll d. Verhandl. d. Ver. z. Beförderung d. Gewerbl. 1880, S. 72. — F. Fried. Anwendung elektrischer Ströme zum automatischen Öffnen und Schließen von Wasserventilen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1880, S. 282. — Elektrisches Öffnen und Schließen von Wasserleitungen. Eisenbahn 1881, I. S. 5.

hat man beobachtet, daß die in den Teilkästen sich ablagernden Unreinigkeiten bei starkem Wasserverbrauch durch lebhaftere Wasserbewegung wieder aufgewirbelt und fortgeschleppt werden, sodaß Klagen benachbarter Konsumenten einlaufen, während bei Nichtanwendung von Teilkästen bzw. Vermeidung von stillstehendem Wasser die erdigen Bestandteile in demselben gleichmäßiger suspendiert bleiben und bei einer Lage des Hochbehälters wie in Darmstadt, siehe S. 148, größtenteils nach demselben gelangen, um hier sich abzulagern und bei den Reinigungen des Behälters entfernt zu werden. Demnach sind die bloßen Abzweigungen aus mehrfachen Gründen den Teilkästen vorzuziehen.

**Luftventile.** Die zum Ablassen der in der Leitung sich ansammelnden Luft an den Scheitelpunkten erforderlichen Luftventile werden von Zeit zu Zeit geöffnet oder selbstwirkend eingerichtet.

Fig. 22 zeigt die Konstruktion eines bei der Wiener Hochquellenwasserleitung mehrfach angewandten selbstthätigen Luftventils<sup>26)</sup>, dessen Gehäuse auf einem nach oben gerichteten Stutzen der Rohrleitung sitzt. Mittels der hohlen Schwimmerkugel wird das Ventil durch den Auftrieb des Wassers geschlossen, andererseits muß das Gewicht des gesamten Ventils hinreichen, die Kraft, mit welcher dasselbe vermöge der Pressung des Wassers und der Luft in der Leitung gegen seinen Sitz gedrückt wird, zu überwinden und das Ventil zu öffnen, bevor die Kugel im Gehäuse frei über den Wasserspiegel zu hängen kommt. Die unterhalb des Gehäusedeckels angeschraubte Platte dient sowohl zur Führung der Ventilstange als auch zur Stützung des geöffneten Ventils.

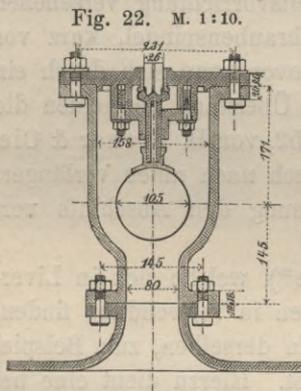
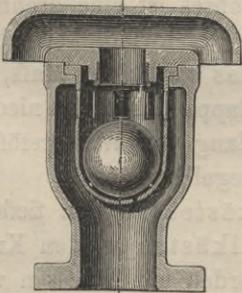


Fig. 23.



Luftventile größerer Abmessungen wurden oberhalb des Gehäuses in der bei Sicherheitsventilen von Dampfkesseln gebräuchlichen Anordnung mit Hebel und Gewicht versehen, um im Sinne des Öffnens des Ventils einen abwärts gerichteten Druck auf dasselbe auszuüben. Durch Veränderung dieses Drucks, beziehungsweise Verschieben des Gewichts am Hebel läßt sich die Wirksamkeit des Ventils regulieren.

Ein Beispiel der in England gebräuchlichen Luftablässe mit Schwimmkugelventil verdeutlicht Fig. 23. Der Ventilsitz ist aus Rotgufs und die in einem durchbrochenen Becher geführte, hohle metallische Kugel mit Kautschuk überzogen; statt dessen könnte eine unbedeutende metallische

Hohlkugel und ein mit Leder oder Kautschuk belegter Ventilsitz in Anwendung kommen. Bei größeren Abmessungen werden zur Sicherung der Wirkung und um zu starke Stöße beim Schließen der Ventile zu vermeiden, mehrere Schwimmkugeln von verschiedenen Durchmesser angeordnet.

Die Luftventile können auch als Klappen, die nach dem Rohrrinnen sich öffnen, ausgeführt werden; so sind an dem Düker im Thale des Texas-Baches<sup>27)</sup> gusseiserne

<sup>26)</sup> Siehe: C. Mihatsch. Die Wiener Hochquellenwasserleitung. Wien 1881.

<sup>27)</sup> Hamilton Smith jr. Water power with high pressures and wrought iron water pipe. Engineering and Mining Journal. New-York 1884, Mai, Juni. — Reuleaux's Konstrukteur. 4. Aufl. S. 987.

Klappen mit Dichtungsplatte aus Kautschuk angewendet, welche übrigens nicht nur den Zweck haben, Luft auszulassen, sondern auch im Falle einer Entleerung des Rohres infolge eines Bruches an einer tiefliegenden Stelle Luft einzulassen, um ein Zusammendrücken der aus Schmiedeisenblech hergestellten Rohrleitung durch den sonst möglichen Überdruck der äußeren Atmosphäre zu verhüten.

Hydranten für die Entnahme von Wasser zum Feuerlöschen, zum Spülen der Rinnen, zum Besprengen der Strafsen oder zum Füllen von Sprengwägen, sowie auch zum Ausspülen der Rohrleitung selbst, werden in Entfernungen von 50 bis 80 bis 100 m an Stellen angebracht, wo sie ohne Störung des Strafsenverkehrs benutzt werden können und zwar am zweckmäßigsten unter dem Strafsenniveau mit einer gußeisernen Platte bedeckt, die nur von Befugten mit einem Schlüssel zu heben ist. Durch deutlich sichtbare Marken an benachbarten Gebäudemauern macht man behufs schneller Auffindung den Ort eines jeden Hydranten bemerkbar. Es ist ferner notwendig, die Hydranten in Schächten mit guter Entwässerung unterzubringen, weil sonst im Winter nach erfolgter Benutzung durch Gefrieren des den umgebenden Erdboden tränkenden Wassers leicht Brüche verursacht werden können.

Fig. 24<sup>a</sup> u. 24<sup>b</sup>, Taf. VII zeigen einen zweiarmigen Hydranten vom Züricher Wasserwerk. An Stelle der abzuschraubenden Kappen werden die Standrohre gesetzt, an welche sich die Schläuche anschließen. Dann erfolgt das Öffnen des Ventils. Dasselbe ist unten mit Leder bekleidet und leicht herausnehmbar. Durch das seitlich gebohrte Loch *a* fließt nach dem Schließen des Ventils das im Hydrantengehäuse angesammelte Wasser ab, während bei gehobenem Ventil zur Vermeidung von Wasserverlust diese Entleerungsöffnung durch die seitlich eingelegte Lederplatte überdeckt und letztere durch den Wasserdruck dichtend angepresst wird. Auf diese Weise ist die Gefahr des Zersprengens des Hydranten durch Gefrieren von Wasser vermieden, hingegen macht man den selbstthätigen Entleerungen den Vorwurf, daß sie Undichtheiten des Ventils leicht unbemerkt lassen; deshalb und weil die Entleerung doch nur im Winter erforderlich ist, werden nicht selten, wie zum Beispiel in Frankfurt a. M. geschehen, besonders zu handhabende Entleerungsventile vorgezogen.

Neuerdings sind im Interesse bequemerer Benutzung wieder einarmige Hydranten eingeführt worden<sup>28)</sup>, auf welche ein zweiarmiges Standrohr mittels Bajonettverschlusses aufgesetzt wird.

Der in Wien gebräuchliche einarmige Hydrant, Fig. 25, Taf. VII, besitzt unten an einer centralen Stange ein besonders bewegbares Entleerungsventil *c*, nach welchem hin das Wasser durch die angegebenen Löcher des schmiedeisernen Rohres abfließen kann. An letzterem ist das ringförmige, mit Kautschuk bekleidete Hauptventil *b* befestigt; dasselbe findet an dem centralen Entleerungsrohre Führung und wird durch Umgreifen der im Hydrantengehäuse vorspringenden Rippen verhindert sich zu drehen, ebenso die Ventilstange, indem diese in einer am oberen Ende des schmiedeisernen Rohres befestigten Büchse prismatisch gleitet.

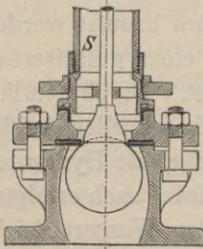
Die mittels eines Büchsenschlüssels drehbare Schraubenspindel *A* wird einerseits von der Mutter *B* umfaßt, gegen deren Drehung die in eine Nut greifende Schraube *s* angebracht ist, andererseits dient sie der mit der Ventilstange fest verbundenen kleinen Spindel *C* als Mutter. Da ferner die Spindel *A* durch ihren zwischen den Deckelplatten

<sup>28)</sup> Von Ingenieur Bürkli, dem Erbauer der Züricher Wasserversorgung und anderer Anlagen, auch von Salbach u. a.

gelagerten Bund gegen axiale Verschiebung gehalten wird, so erfolgt bei deren Rechtsdrehung Niedergang des Hauptventils und Heben des Entleerungsventils und umgekehrt und zwar so lange, bis der Schluß des einen Ventils die Weiterbewegung hindert. Demnach wird bei geschlossenem Hauptventil stets das Entleerungsventil offen sein.

Auf dem Kontinent sind vorwiegend Hydranten mit Niederschraubventilen gebräuchlich, in England hingegen solche mit selbstschließenden Ventilen sehr verbreitet.

Fig. 24. M. 1:10.



Eine derartige Konstruktion zeigt Fig. 24. Jedenfalls ist der Schluß von Ventilen, welche mittels Schraubenspindel kräftig auf ihren Sitz geprefst werden, zuverlässiger, doch mögen die selbstschließenden Ventile bei geringem Wasserdrucke, insbesondere bei sogen. intermittierender Versorgung praktischen Anforderungen genügen. Der in Fig. 24 dargestellte Hydrant ist zur Aufnahme eines Standrohres eingerichtet (vergl. auch Fig. 33, Taf. VII), befindet sich also mit dem Ventile in geringer Tiefe unter dem Straßenniveau, wie gewöhnlich unter dem Schutze eines mit Deckel versehenen gußeisernen Kastens (Straßenkappe). Nach

dem Aufsetzen des Standrohres, für welches am Hydrantendeckel Bajonethaken (in der Zeichnung nicht sichtbar) vorgesehen sind, wird das Ventil mittels der central angeordneten Spindel *S* niedergeschraubt, welche oben im Standrohr durch eine bronzene Schraubenmutter geht und sich unten mit ihrem tellerartigen Fusse über das kugelförmige Ventil legt. Um dem Wasser bei geöffnetem Hydranten seitlich am Ventil hinreichenden Durchgangsquerschnitt zu bieten, ist das Gehäuse entsprechend erweitert. Zweckmäßigerweise bringt man wohl innerhalb des Hydrantengehäuses ein kugelförmiges Becken an, bis in welches hinab das Ventil bewegt werden kann, sodafs jedenfalls zu tiefes Niederschrauben und unbeabsichtigtes Drosseln des Wassers nicht vorkommen kann. Wegen der Gefahr des Einfrierens sind derartige Hydranten mit hochliegenden Ventilen nur in mildem Klima zulässig. Der Ventilsitz wird, wie aus der Figur ersichtlich, durch zwei eingelegte Lederscheiben gebildet.

Das zweiarmige Standrohr, Fig. 33, Taf. VII, wird nach dem Abschrauben der Verschlusskappe, jedoch selbstverständlich vor dem Öffnen des Hydrantenventils in die Mündung des Hydrantenarms so gesetzt, daß die Flügel der unten aufgeschraubten Mutter *a* unter die am Hydrantendeckel vorspringenden Haken greifen. Nunmehr läßt sich das Standrohr durch Drehen niederschrauben und dicht anpressen, indem die Mutter durch die Haken gegen Drehung festgehalten wird. Zur Erleichterung der Benutzung und Schonung der Schläuche empfiehlt es sich, den Oberteil des Standrohres in einer Stopfbüchse drehbar einzurichten. Über die zweckmäßige Konstruktion der Schlauchanschlüsse siehe: C. Bach. Die Feuerspritzen. Stuttgart 1883. (§ 2. Schlauchkupplungen.)

Während auf dem Kontinente und in Amerika die Anlage der Wasserwerke meistens der Forderung entspricht, für Feuerlöschung von den Hydranten aus mittels angekuppelter Schläuche das Wasser von hinreichendem Drucke zur Verfügung zu haben, um die höchsten Punkte der Gebäude mit dem Wasserstrahl erreichen zu können, finden sich in England vorwiegend und auch an manchen Orten in Deutschland Wasserversorgungen mit niederem Drucke, sodafs Feuerspritzen oder andere besondere Vorkehrungen für Feuerlöschung nötig sind. Von den für London zur Verbesserung der Feuerlöschrichtungen gemachten Vorschlägen ist insbesondere derjenige von Greathead bemerkenswert, wonach neben der bestehenden Wasserleitung eine Hochdruckwasser-

leitung mit besonderem Pumpwerke angelegt werden soll, um von derselben aus mittels besonderer Injektoren das Wasser der anderen Leitung auf die erforderliche Höhe zu werfen; siehe: Greathead. On Injector Hydrants for Fire Extinction. Engineering 1879 II. S. 80. — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 664. — Eine andere, für Feuerlöschzwecke wertvolle Einrichtung besteht in der Verwendung des Luftdruckes, um das Wasser mit genügender Pressung bis zu den höchsten Stellen eines Gebäudes zu führen (Verfahren nach Stumpf). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 509.

Über verschiedene Apparate für Wasserleitungen ist auf nachstehend verzeichnete Quellen, sowie auf den nachfolgenden Paragraphen (Privatleitungen) zu verweisen.

Windberger. Druckständer für Strafsen. Deutsche Bauz. 1868, S. 460. — C. Frischauf. Apparate und Anlagen von Wasserleitungen auf der Wiener Weltausstellung. Offizieller Ausstellungsbericht. Wien 1874. — Blum. Hydranten oder Sprenghähne. Zeitschr. d. Ver. z. Befördg. d. Gewerbl. in Preussen 1877, S. 189. — Barton & West's Pressure Reducer. Vortrag von W. H. Thomas. Engineering 1879, II. S. 120. — B. Ölrichs. Wasserleitungsapparate auf der Berliner Gewerbeausstellung. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 201 u. 227. — Druckregulator. Constant Water Supply. Engineering 1880 I. S. 113, 119. — Reduktionsventil von Th. Hahn. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1880, S. 680. — Überflurhydrant, System Cramer. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 261. — Reservoirwasserstandsregulator mit Schwimmer und Doppelsitzventil siehe: J. Wein. Wasserversorgung von Budapest. 1883. — Frostfreier Hydrant, Patent Hanssen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1883, S. 22.

Über besondere Teile der Leitungen siehe ferner: Beleuchtung, Wasserversorgung und Kanalisation der Stadt Berlin. 1883, S. 72.

**§ II. Privatleitungen.** Zu Privatabzweigungen von der Hauptleitung aus dienen nur bei größerem Wasserbedarf gusseiserne Rohre, gewöhnlich werden Bleirohre, doch nicht selten auch schmiedeiserne Rohre gebraucht.

Gusseisenrohre sind zwar sehr widerstandsfähig gegen Rost, auch von großer Festigkeit und doch billig, haben aber für Hauswasserleitungen verschiedene Nachteile. Der geringste Durchmesser für gusseiserne Rohre beträgt 30 mm, während man für Hausleitungsrohre mit 1 oder 2 Zapfstellen schon mit 10 bis 13 mm Durchmesser auskommen kann. Ferner sind diese Rohre wegen ihrer bedeutenderen Wandstärken, insbesondere die Verbindungsstrukturen (Flanschen oder Muffen) im Durchmesser so groß, daß es schwer ist, sie in Wohnungen gut unterzubringen; auch gestatten sie infolge ihrer Starrheit nicht, den Linien bequem zu folgen, welche man in Häusern aus bautechnischen Gründen oft einhalten muß.

Schmiedeiserne Rohre werden in Norddeutschland nur ausnahmsweise, in Süddeutschland und der Schweiz hingegen fast ausschließlich für Hauswasserleitungen verwendet. Dieselben sind bedeutend billiger als Bleirohre, rosten aber stark. Durch Rostknollen kann schließlich der Durchgang des Wassers gänzlich verhindert werden. Auch äußerlich rosten diese Rohre wegen des aus der Luft an ihrer kalten Oberfläche sich niederschlagenden Wassers leicht und verursachen dann Verunreinigungen der Wände. Andererseits ist das Schmiedeisenrohr widerstandsfähiger, deshalb Beschädigungen weniger ausgesetzt und wird dasselbe auch durch Frost weniger gefährdet.

Verzinkte Schmiedeisenrohre haben sich häufig nicht bewährt, indem die dünne Zinkdecke auf der rauhen Innenfläche des Rohres vom Wasser leicht abgeschält wird, übrigens an den Verbindungsstellen durch das Schneiden von Gewinde doch das Schmiedeisen bloßgelegt wird und rostet. Auch verschwindet der dünne Überzug, wenn die Rohre zur Herstellung von Biegungen erwärmt werden. Bei den engen Rohren läßt sich die Vollständigkeit und Güte der Verzinkung kaum kontrollieren. Ist aber das Rosten einmal eingeleitet, so schreitet es bei verzinkten Rohren, wohl infolge galvanischer

Wirkung, rascher vor als bei gewöhnlichen schmiedeisernen Rohren, deren Innenfläche durch die beim Walzen entstandene Oxydhaut immerhin einigermaßen geschützt ist.

Die Verbindung schmiedeiserner Rohre kleineren Durchmessers geschieht vorwiegend durch Verschrauben entweder mit bündigem Schlusse, siehe Fig. 25, oder mit aufgeweitetem Rohrende, siehe Fig. 26, wodurch die starke Verschwächung der beiden

Fig. 25.

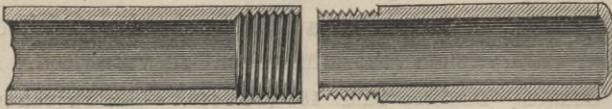
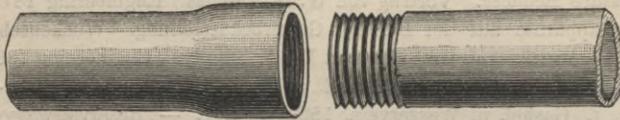


Fig. 26.



Rohrenden vermieden ist. Bequemer für die Montierung sind die besonderen Muffenstücke, insbesondere diejenigen mit rechtem und linkem Schraubengewinde, sodass beim Aufschrauben nur die Muffe zu drehen ist, während die Rohre dabei gegen Drehen festgehalten werden. Wo das Auseinandernehmen der Leitung bequem soll geschehen können, sind aufgelötete und ver-

netete oder aufgeschraubte Flanschen vorzuziehen; die letztgenannte Anordnung zeigt Fig. 20, Taf. VII (Verbindung eines schmiedeisernen Rohres mit einem umgebordeten Bleirohre).

Die sogenannten Façonstücke (Formstücke oder Setzstücke) der Leitungen, wie Schraubenmuffen, Winkelstücke, Krümmer, T-Stücke, Übergangs- oder Absatzmuffen u. s. w. werden aus Schmiedeisen durch Pressen und Schweißen oder aus Weichguß hergestellt.

Fig. 27.

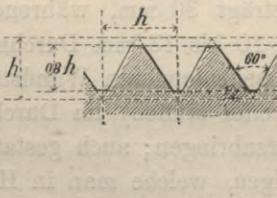
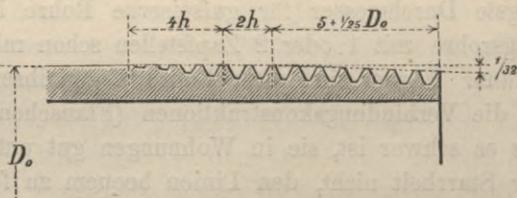


Fig. 28.



Für das zur Verbindung schmiedeiserner Rohre vorteilhafte Schraubengewinde hat die American Society of Mechanical Engineers mit Zugrundelegung des Trapezprofils und (übereinstimmend mit dem Sellers'schen Gewinde) eines Profilwinkels von  $60^\circ$ , siehe Fig. 27 und 28, Standmaße aufgestellt, wonach das am Rohrende angeschnittene Gewinde zunächst in einer Länge gleich derjenigen des mit Gewinde versehenen Teiles der Muffe schlank konisch mit einem Anzuge von  $\frac{1}{32}$  verläuft. Dann folgt eine kurze cylindrische Strecke noch mit voll ausgeschnittenem Profil und hiernach verläuft das Gewinde. Maßgebend und bei der Fabrikation festzuhalten ist der äußere Rohrdurchmesser, um die Setzstücke bei verschiedenen Rohrwandstärken verwenden zu können. Für Setzstücke und Muffengewinde nach metrischem System hat Reuleaux in der 4. Aufl. seines Konstrukteurs Vorschläge veröffentlicht, welche von den Mannesmann'schen Röhrenwerken in Remscheid, Saarbrücken und Komotau angenommen worden sind und wegen der allgemeineren Wichtigkeit des Gegenstandes Beachtung verdienen.

Stahlrohre, welche in der Neuzeit mehr empfohlen werden, sollen vermöge ihrer dichterem Struktur gegen Rosten widerstandsfähiger sein, doch fehlt es noch an einer

bequem herzustellen Verbindung dieser Rohre, indem dieselben wegen ihrer geringen Wandstärke das Einschneiden von Schraubengewinde nicht zulassen.

Die Bleirohre sind trotz ihres höheren Preises für Hausleitungen in der Regel vorzuziehen; sie sind biegsam und doch hinreichend fest, ihre Verbindung läßt sich leicht herstellen und vermöge ihrer glatten Innenfläche verursachen sie beim Wasserdurchfluß wenig Reibungswiderstand und dementsprechend geringen Druckverlust. Gegen äußere mechanische Beschädigungen sind Bleirohre hingegen weniger widerstandsfähig als gusseiserne und schmiedeiserne Rohre, weshalb es sich empfiehlt, dieselben in geschützter Lage anzuordnen.

Für Bleirohre unter sich dienen gewöhnlich die in Fig. 29 und 30 dargestellten Lötverbände, doch kann nötigenfalls die Verbindung mit Umbordung und übergelegten Flanschen geschehen. Bei größerem Rohrdurchmesser empfiehlt sich die Anwendung der in Fig. 31 dargestellten Verbindung mit konisch aufgeweiteten Bleirohrenden, eingeschobenem Doppelkegel und darüber gespannten, konisch ausgehöhlten Flanschen; deutsches Reichspatent No. 11535.

Fig. 29.

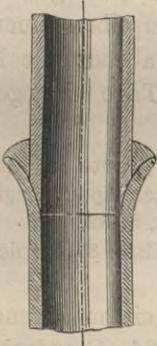


Fig. 30.

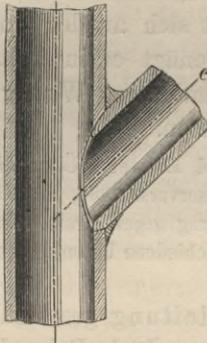
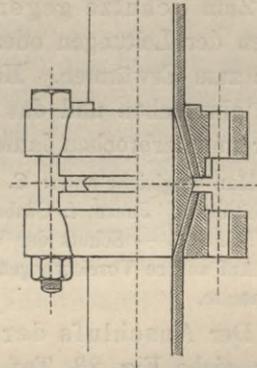


Fig. 31.



Das jetzige Fabrikationsverfahren durch Pressen des Bleies in heißem Zustande liefert im Vergleiche zur früheren Herstellung durch Gießen oder Zusammenbiegen und Löten von Blechstreifen die Bleirohre zuverlässig dicht und in so beträchtlichen Längen, daß verhältnismäßig wenig Verbindungsstellen erforderlich werden. Durch die Biegsamkeit der Bleirohre wird das Legen der meistens vielfach gekrümmten Privatleitungen sehr erleichtert. Die durch Jahrhunderte alte Leitungen erwiesene große Dauerhaftigkeit der Bleirohre hängt jedoch wesentlich von der Beschaffenheit des Wassers, sowie von der äußeren Umgebung ab. Kohlensäure, auch größerer Gehalt von Chlornatrium begünstigen die Auflösung des Bleies. Zum Schutze gegen Korrosion, vor allem aber der Gesundheitspflege wegen bedient man sich innerer Überzüge von Bleiweiß, phosphorsaurem Natron, Schwefelcalcium, Schwefelkalium u. s. w.

Der Verwendung von Kupferrohren steht vorwiegend der Kostenpunkt entgegen, bei Hausleitungen wesentlich durch die teuren Flanschenverbindungen bedingt. Vermöge seiner Zähigkeit und Festigkeit und da es sich leicht biegen läßt, auch wenig rostet, ist Kupfer jedenfalls als Material für Rohre sehr geeignet und für Warmwasserleitungen allen anderen gebräuchlichen Rohren vorzuziehen, weil kein Metall den Temperaturunterschieden besser widersteht als Kupfer.

Im übrigen muß hinsichtlich der verschiedenen für Privatleitungen dienlichen Rohre, insbesondere der am meisten gebräuchlichen geschwefelten Bleirohre, der Zinnrohre mit

Bleimantel, nach ihrem Erfinder Hamon'sche Röhren genannt, ferner der häufig angewendeten verzinnten schmiedeisernen Rohre, namentlich auch hinsichtlich ihrer Haltbarkeit und ihres Einflusses auf die Beschaffenheit des Wassers auf folgende Quellen verwiesen werden:

Joints of tin lined lead pipes. *Engineering* 1872, I. S. 114. — Leger. *Les travaux publics, les mines et la métallurgie aux temps des Romains*. Paris 1875. — A. Thiem. Die Belastungsgrenze der sogenannten Mantelröhren. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1876, S. 201. — F. Fischer. Über das Verhalten der Wasserleitungsröhren. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1876, S. 304. — Eiserne Wasserleitungsröhren mit Glasfutter. *Der Maschinenbauer* 1877, S. 84. — Einfluss verschiedener Erden und Baumaterialien auf Bleirohre. *Gewerbebl. f. d. Großh. Hessen* 1880, S. 184. — Zerstörung von Bleiröhren durch Cement. *Deutsche Bauz.* 1880, S. 266. — Einwirkung von Wasser auf Blei. *Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1881, S. 73. — Bleiröhren für Wasserleitung. Entwurf einer Reichsverordnung. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1883, S. 108. — G. Oesten. Neue Rohrverbindungen für Hausleitungen. *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1893, S. 190.

Jede Privatleitung ist nach ihrer Fertigstellung bei geschlossenem Haupthahn mittels einer Druckpumpe auf vorgeschriebenen Druck (10 Atmosphären) zu probieren und deren Dichtheit durch längeres Verharren des an der Pumpe befindlichen Manometers auf dem Probedruck nachzuweisen.

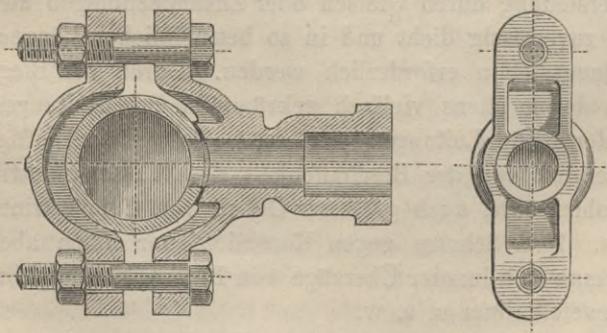
Zum Schutze gegen Frost umhüllt und verschalt man wohl die gefährdeten Strecken der Leitungen oder bedient sich an der untersten Stelle derselben einer Gasflamme zum Erwärmen. Meistens genügt es in kalter Winterszeit, abends die Privatleitung abzustellen und das in ihr enthaltene Wasser ablaufen, am Tage hingegen das Wasser ununterbrochen laufen zu lassen.

Man vergleiche auch: C. Lang und Eitner. Über die Einwirkung des Frostes auf Gas- und Wasserleitungen. *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1880, S. 503. — Elliptical Water Pipes. *Engineering* 1881, II. S. 536. — Schutz der Wasserleitung gegen Frost. *Deutsche Bauz.* 1882, S. 82.

Auf andere Vorrichtungen sind verschiedene Patente erteilt worden; siehe Klasse 85 der deutschen Reichspatente.

Der Anschluss der Privatleitung geschieht entweder mit einem sogenannten Sauger, siehe Fig. 23, Taf. VII, oder mittels Rohrschelle, wie Fig. 34 (Dresden) zeigt.

Fig. 32. M. 1:5.



Eine vollständig gußeiserner Rohrschelle üblicher Konstruktion für Muffenanschluss zeigt nebenstehende Fig. 32. Zur Dichtung des Anschlusses an das Hauptrohr dient ein zwischengelegter Kautschukring.

Außer dem innerhalb des Gebäudes befindlichen Privathauptahn mit Entleerungseinrichtung ist ein städtischer Haupthahn ausserhalb des Privatgrundstücks an-

gebracht; an manchen Orten hat man den letzteren weggelassen. Hier ist ausnahmsweise die Anwendung von Hähnen zulässig, während sie sonst für häufigen Gebrauch wegen der Verursachung von Wasserstößen durch schnelles Schliessen nicht zu gestatten sind.

Die Konstruktion eines selbstdichtenden Drehhahns<sup>29)</sup> zeigt nachstehende Fig. 33. Durch die mittlere Öffnung gelangt das Wasser unter den Hahnenkegel in den unten

<sup>29)</sup> Fabrikationsgegenstand der Maschinen- und Armaturen-Fabrik von Klein, Schanzlin & Becker in Frankenthal, Bayr. Pfalz.

mittels Deckel abgeschlossenen Raum, sodafs der Hahnenkegel vermöge des Überdrucks des Wassers dichtend in das Hahnengehäuse geprefst wird, während bei den Hahnen gewöhnlicher Einrichtung der Wasserdruck dem dichten Schlufs entgegenwirkt und eine Stopfbüchse benötigt wird, wie zum Beispiel aus Fig. 34, Taf. VII ersichtlich ist. Der selbstdichtende Hahn besitzt den prismatischen Kopf zum Ansetzen des Hahenschlüssels am schwächeren Ende des Hahnenkegels ausserhalb der Stellmuttern, der gewöhnliche Hahn hingegen an der Basis des Kegels.

Fig. 33. M. 1:10.

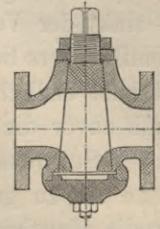


Fig. 28<sup>a</sup> u. 28<sup>b</sup>, Taf. VII stellen einen für stärkere Privatabzweigungen geeigneten Ventilhahn (Zürich) dar, ein Hubventil mit Lederseiche, welches dem gewöhnlichen Hahn gegenüber, der sich möglicherweise festsetzt, den Vorzug besitzt, leichter und sicherer bewegt werden zu können, übrigens auch zuverlässiger schliesst.

Behufs Anbringung von Privatabzweigungen an einer in Betrieb stehenden Leitung muß die zwischen den benachbarten Absperrschiebern liegende Strecke abgestellt und entleert werden, wenn das Anbohren ohne besondere Vorkehrung zur Verhinderung des Austritts des Wassers aus dem gebohrten Loche geschehen soll. Um den hierbei stattfindenden Wasserverlust, vor allem aber die teilweise Unterbrechung der Wasserversorgung zu vermeiden, wendet man Bohrknarren mit Abdichtung des Bohrers an, sodafs die Leitung unter Druck angebohrt werden kann, wie Fig. 30, Taf. VII eine derartige in Wien angewandte Einrichtung darstellt. Nach Anbringung der Rohrschelle und des zugehörigen Hahns wird die Bohrknarre festgeschraubt und hierauf der Bohrer durch den geöffneten Hahnen gegen das Rohr angestellt. Nach geschehener Durchbohrung zieht man den Bohrer zurück, sperrt mittels des Hahns ab, entfernt die Bohrratsche und kann nun die Privatleitung an den Hahn anschliessen.<sup>30)</sup>

Zur Entnahme des Wassers im Innern der Gebäude sind Niederschraubventile gebräuchlich, siehe Fig. 21 u. 22, Taf. VII.

Mittels der Schraubenspindel läfst sich der Wasserausflufs bequem regulieren und Wasserstöße, welche besonders den Bleirohren sehr nachteilig sind, werden bei dem nur langsam ausführbaren Abschlufs des Ventils fast gänzlich vermieden. Aus diesem Grunde sind Windkessel an der obersten Stelle der Privatleitungen, deren Anwendung bei den für die Zapfstellen früher gebräuchlich gewesenen einfachen Drehhahnen zur Milderung der Wasserstöße gerechtfertigt war, nicht erforderlich, zumal sie den Gang des Wassermessers nachteilig beeinflussen können (siehe S. 71, Kap. V und S. 360).

Für Ventile, welche an der Wand zu befestigen sind, stellt Fig. 29, Taf. VII ein gebräuchliches Verbindungsstück dar; dasselbe ist vorn zum Einschrauben des Ventilgehäuses geeignet; das Bleirohr wird an seinem unteren Ende angelötet.

Zur Verhinderung von Wasservergeudung sind zahlreiche Ventilkonstruktionen erfunden worden, die sich selbstthätig schliessen, wenn sie nicht mehr absichtlich offen gehalten werden.<sup>31)</sup>

<sup>30)</sup> Ähnliche Bohrapparate finden sich beschrieben: Der Maschinenbauer 1876, S. 170. — Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 356. — Anbohrschelle mit Bohrapparat (ohne Anschluhshahn) von Joofs Söhne & Co. in Landau. Deutsche Ind.-Ztg. 1879, S. 356. — Vergl. ferner: Zeitweiliger Verschlufs von Wasser- und Gasleitungsröhren unter Druck behufs Anschluh der Zweigleitung. Patent von Hanssen in Flensburg, mit schmelz- oder lösbarem Stöpsel behufs Ersparung des Hahns. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 765. — Vorrichtung zum Anbohren gefüllter Wasserleitungsrohre. Engineering news 1891, S. 77.

<sup>31)</sup> A. Berkowitsch. Über Selbstschlufsventile mit besonderer Beziehung auf die Konkurrenzausschreibung des Gemeinderats der Stadt Wien im Jahre 1878. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 571 u. 595.

In recht einfacher Weise ist diese Aufgabe durch Tylor's Ventil gelöst; siehe Fig. 32, Taf. VII. Das Öffnen geschieht in gewöhnlicher Weise, indem der in einer cylindrischen Bohrung der Ventilspindel sitzende Ventilkörper der Aufwärtsbewegung der Spindel folgt; umgekehrt geschieht das Schließen. Sollte dies jedoch vergessen werden, so sinkt der Ventilkörper, indem das Druckwasser durch die Fuge in den oberhalb des Ventilkörpers befindlichen Raum gelangt, vermöge seiner Schwere allmählich nieder und schließt endlich unter dem Drucke des Wassers ab. Um dann von neuem zu öffnen, muß zuvor die Spindel wieder niedergeschraubt werden.

Schneiders Centralapparat<sup>32)</sup> für Hauswasserleitungen schließt die Leitung ab, wenn ein zu großer Verbrauch oder Wasserverlust infolge eines Rohrbruches stattfindet. Ist die Hausleitung dicht, so öffnet der Apparat die Leitung wieder, nachdem die Abflusshähne geschlossen worden sind. Durch Gewichtsbelastung läßt sich die Wassermenge regulieren, welche soll erreicht werden dürfen, ohne daß der Apparat abschließt. Derselbe hat sich gut bewährt.

Kaliberhähne (Eichhähne) für kontinuierliche Wasserentnahme kommen auch in Städten mit dem System beliebiger Entnahme vereinzelt vor. Fig. 31<sup>a</sup> u. 31<sup>b</sup>, Taf. VII zeigen die in Zürich angewendete Konstruktion. Die genaue Normierung der Durchflußmenge geschieht durch entsprechende Kalibrierung des Durchgangsquerschnittes in dem kleinen Plättchen, welches im mittleren Hahn rechts durch ein Ringschräubchen festgehalten ist. Links befindet sich ein Sieb zur Abhaltung von Unreinigkeiten. Der Hahn rechts kann vom Konsumenten zum Abschließen seiner Leitung benutzt werden und ist mit einer Durchbohrung zur selbstthätigen Entleerung derselben versehen. Bei der Kalibrierung wird an Stelle der Schlußkappe ein Schlauch aufgeschraubt, mit dem man das ausfließende Wasser nach einem Eichgefäß leitet. Der Hahn links wird nur bei Herausnahme des eigentlichen Kaliberhahns, wenn Änderungen an diesem vorzunehmen sind, gebraucht. Zur Verhütung von Mißbrauch sind diese beiden Hähne aneinandergeschlossen, bei außerordentlichem Wasserbedarf jedoch kann nach Lösung dieser Verbindung der mittlere Hahn um 90° gedreht und dadurch ein wesentlich größerer Durchflußquerschnitt erlangt werden.

Zur Füllung von Hausbehältern von der Leitung aus dienen häufig selbstwirkende Schwimmerventile, deren Öffnen mittels eines an einem Hebel angebrachten Schwimmers geschieht, sobald der Wasserstand unter den normalen Stand sinkt. Kleinere Einrichtungen dieser Art werden mit einsitzigen Hubventilen versehen, während bei stärkerer Wasserlieferung sich Doppelsitzventile empfehlen, die selbst bei größeren Abmessungen der Leitung mit verhältnismäßig geringer Kraft geöffnet werden können, für deren Bewegung also ein Schwimmer von mäßiger Größe noch genügt, indem sie nahezu entlastet sind; vergl. Fig. 67, S. 149.

Weitere Ausbildung erfahren die Schwimmerventile in den Fällen, wo jeweilen nur einzelne Behälterfüllungen als bestimmte Wassermengen sollen entnommen werden können, wie zum Beispiel bei Spülkästen für Klosets, ferner bei Hausbehältern, um zu verhindern, daß eine andauernde Wasserentnahme mit einer sehr geringen Abflusgeschwindigkeit stattfinde, bei welcher der Wassermesser nicht mehr in Bewegung kommt. Eine solche das Wasserwerk, bezw. die übrigen Verbraucher benachteiligende Wasserentnahme würde insbesondere da stattfinden können, wo von der Leitung aus ein größerer

<sup>32)</sup> Vortrag von Herzberg. Sitzungsbericht des Vereins zur Beförd. des Gewerbfl. in Preußen 1892, S. 208. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1892, S. 938.

Hausbehälter gespeist wird, von welchem aus wieder kleinere Behälter in den einzelnen Stockwerken eines Gebäudes gefüllt werden. Man richtet dann die Schwimmer so ein, daß sie nicht direkt dem Wasserstande folgen, sondern erst bei einem entsprechend tiefen Stande desselben infolge der Wirkung einer Auslösungsvorrichtung das Zulafsventil und zwar sofort vollständig öffnen, also der Abfluß des Wassers nur zeitweilig und rasch geschehen kann.

Werden die einzelnen Stadtviertel nur in regelmäßigen Zwischenräumen versorgt, so sind derartige Einrichtungen nicht erforderlich, weil hier die Zuleitung während des größten Teiles des Tages nicht unter Druck steht, also schon deshalb eine andauernde Abzapfung des Wassers überhaupt nicht stattfinden kann.

In Bezug auf Straßensbrunnen, Springbrunnen und verschiedene sonstige Einzelheiten, zu deren Besprechung dieses Handbuch keinen Platz bietet, muß auf die in diesem und dem vorhergehenden Paragraphen angegebenen Quellen, auf die Beschreibungen ausgeführter Wasserwerke, ferner auf die besonderen Werke und namentlich verwiesen werden auf: B. Salbach. Die Wasserleitung. 2. Aufl. Halle 1876.

Man vergleiche ferner: Wasserversorgung einer Villa, nach Stumpf. Deutsche Bauz. 1870. — Normen für die Anlage von Hauswasserleitungen in Berlin. Deutsche Ind.-Ztg. 1876, S. 227. — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876. — Eine Hauswasserleitung, wie sie sein soll. Der Rohrleger 1878, I. S. 187. — Die Wallace-Brunnen in Paris. Prakt. Maschinenkonstr. 1878, S. 450. — Böckmann. Neue Fontänen und Mündungsstücke. Wochenschr. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 78. — L. Disselhof. Vorschriften für Privatleitungen und Wassertarif für Remscheid. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1883, S. 425. — Das Wasserwerk der Stadt Flensburg. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1883, S. 20.

## B. Wasserwerksbetrieb.

Die Aufgaben des Wasserwerksbetriebs bestehen in der sorgfältigen, auf Beobachtungen sich stützenden Regelung aller den Gang der Wasserversorgung beeinflussenden Verhältnisse in solcher Weise, daß sowohl die Bedürfnisse der Konsumenten befriedigt, als auch die Betriebskosten möglichst gering gehalten werden. Vor allem ist hier die Menge und Beschaffenheit des Wassers von Wichtigkeit, der Betrieb der Zuleitung, des etwaigen Pumpwerks und der Filter, ferner die Instandhaltung aller Teile der Anlagen zur Verteilung des Wassers und die Fürsorge nach allen Richtungen des Wasserbedarfs.

**§ 12. Betrieb der Zuleitung.** Die Zuleitung mit Einschluss der Quellenfassung erfordert bei größerer Ausdehnung eine besondere Betriebsabteilung. Von den unter der Leitung der Abteilungsingenieure stehenden Wärtern werden die betreffenden Strecken der Zuleitung regelmäßig begangen, die Beobachtungen über Wasserdruck und Wassermenge an geeigneten Stellen (hauptsächlich den höchsten und tiefsten der Leitung, wo sich Luftsammler und Schlammkästen in zugänglichen Schächten befinden) in die Tageslisten eingetragen, die Entlüftungen und Spülungen vorgenommen und bei Beobachtung von Unregelmäßigkeiten schleunigst Meldungen an die zugehörige Werkstätte gemacht. Hier stehen schon alle zur Vornahme von Ausbesserungen notwendigen Werkzeuge, Materialien und Ersatzstücke zum Abfahren bereit. Besteht außerdem telegraphischer oder Fernsprech-Verkehr der einzelnen Strecken, von den Wassergewinnungsstellen bis zum Betriebsamt in der Stadt, so können jederzeit die zur Abwendung ernstlicher Betriebsstörungen erforderlichen Schritte schnell eingeleitet werden. Durch derartige Vorkehrungen ist zum Beispiel bei der Zuleitung der Frankfurter Quellwasserversorgung

Sicherheit vorhanden, dafs bei vorkommenden Rohrbrüchen das Einsetzen eines neuen Rohres und die Wiederherstellung der Leitung innerhalb acht Stunden, übrigens vermöge des Hochbehälters ohne Unterbrechung der Wasserabgabe geschehen kann. Soll im Falle eines Rohrbruches zur Vermeidung einer zu weit gehenden Entleerung nur ein Teil der Leitung abgesperrt werden, so mufs, je länger die Zuleitungsstrecke bis zur Stelle des Abschlusses ist, dieser um so langsamer vor sich gehen, um die bedeutende lebendige Kraft des zufließenden Wassers durch Drosselung mit geringer Drucksteigerung allmählich aufzuzehren und somit ein Zersprengen der Rohrleitung zu vermeiden. Zur selbstthätigen Lösung dieser Aufgabe empfiehlt sich für gröfsere Zuleitungen die Anwendung der S. 339 schon erwähnten Armstrongventile.

Alle vorkommenden Schäden und die in Zusammenhang stehenden Umstände sind genau zu verzeichnen, damit die Ursachen ausfindig gemacht werden können.

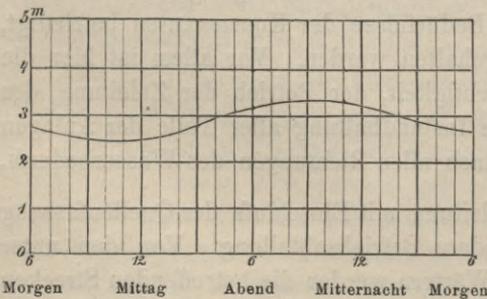
Trotz der Druckbeobachtungen (gewöhnlich mittels der nicht sehr genauen Federmanometer) können ziemlich bedeutende Wasserverluste an nicht sichtbaren undichten Stellen stattfinden, weshalb Wassermessungen am Anfang und am Ende der Leitung von Zeit zu Zeit zweckmäfsig sind. Hierzu eignen sich Überfälle in der Quellenkammer einerseits und am Hochbehälter andererseits, nach deren ablesbaren Überfallhöhen die Wassermengen auf Grund früherer genauer Versuche ohne weiteres gegeben sind, oder Messungen mit offenen Röhren, wie solche z. B. an der Danziger Zuleitung von Lampe eingerichtet wurden.<sup>33)</sup>

§ 13. Der Betrieb der Hochbehälter beschränkt sich im wesentlichen auf regelmäfsige Reinigung, sorgfältige Stellung der Absperrvorrichtungen und Beobachtung des Wasserstands sowie der Wärme.

Nachstehende Fig. 34 zeigt eine Tageskurve des Wasserstandszeigers am Dresdener Hochbehälter. An demselben wird durch ein Uhrwerk ein Papierstreifen mit

Fig. 34.

Tagesskala der Wasserstände im Hochbehälter.



gleich bleibender Geschwindigkeit bewegt, während ein Stift, welcher mit dem Schwimmer des elektrischen Wasserstandszeigers verbunden ist und  $\frac{1}{50}$  der Bewegung des Behälterspiegels ausführt, eine fortlaufende, den Schwankungen desselben entsprechende Kurve verzeichnet. Bleibt letzterer unverändert, so ergibt sich eine Parallele zur Abscisse bzw. zur Zeitlinie. Hierdurch ist eine Prüfung der Berichte des Wärters, der von morgens 6 Uhr bis abends 9 Uhr alle drei Stunden Wasserstand sowie Wasser- und Luftwärme zu messen hat, und derjenigen des Maschinisten hinsichtlich Wasserlieferung der Pumpen möglich.

Über elektrische Wasserstandszeiger siehe:

Hips Limnimeter am Hochreservoir in Zürich. Eisenbahn 1878. I. S. 61. — Elektrischer Wasserstandszeiger von W. E. Fein. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1881, S. 42. — L. Kohlfürst. Die elektrischen Wasserstandszeiger. Berlin 1881. — Hefner-Alteneck. Über elektrische Wasserstandszeiger. Elektrotechn. Zeitschr. 1881, S. 84. — Über den neuen elektrischen Wasserstandszeiger von Siemens & Halske. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 322.

<sup>33)</sup> Siehe Civilingenieur 1873, S. 1 und S. 83. Messungen von Druck und Geschwindigkeit an der neuen Danziger Wasserleitung. Ferner über Wassermessung durch Widerstandshöhe in den Jahrgängen 1867 und 1869 derselben Zeitschrift. Man vergleiche auch Fig. 31, S. 127.

**§ 14. Betrieb des Pumpwerks.** Vollständigen Einblick in den Betrieb des Pumpwerks gewähren die Tagesberichte, welche über folgende Größen Aufschluss zu geben haben:

**Anzahl der Hübe der Pumpen.** Diese wird durch selbstthätige Hubzähler (meistens Schaltwerke) gemessen; aus derselben sind die täglich geförderten Wassermengen berechenbar, wie sie zum Beispiel in den Figuren 3 u. 4, S. 78 dargestellt sind; graphische Darstellung mittels Polarkoordinaten siehe Taf. VI des Werkes: Beleuchtung, Wasserversorgung und Kanalisation von Berlin 1883. Ferner ergibt sich aus der Anzahl der stündlichen Pumpenhübe und der in derselben Zeit beobachteten Erhebung oder Senkung des Behälterspiegels der wirkliche stündliche Verbrauch.

**Luftleere im Saugrohr der Pumpe.** Zur Messung derselben werden Quecksilber-Vakuummeter oder Metall-Vakuummeter mit federnder Platte angewendet oder auch beide, d. h. ersterer zur zeitweisen Prüfung des letzteren. — Den Wasserspiegel im Saugschacht liest man entweder an einer in demselben angebrachten eingetheilten Latte ab oder überträgt ihn mittels Schwimmer, Kette und Zeiger an einen bequemer gelegenen Ort, siehe S. 169. — Der Wasserdruck vor der Pumpe, bzw. im Druckwindkessel wird durch Metallmanometer oder geschlossene Luftmanometer angegeben. Gewöhnlich sind zum Vergleich mehrere Manometer vorhanden. Offene Quecksilbermanometer sind bei den meistens ziemlich bedeutenden Pressungen und auch wegen der erforderlichen Sorgfalt ihrer Instandhaltung unbequem.

**Speisewasserverbrauch.** Zur Messung desselben dient entweder ein geeichter Behälter oder es wird ein Wassermesser in das Speiserohr eingeschaltet. Die Wasserstände im Kessel zu Anfang und zu Ende des Tagesbetriebs hat man bei genaueren Rechnungen zu berücksichtigen. — Wärme des Speisewassers. —

**Dampfdruck im Kessel, ferner Dampfdruck im Schieberkasten der Dampfmaschine** werden gleichfalls mittels Manometer beobachtet.

**Gewicht des verbrauchten Brennmaterials.** Hiernach berechnet sich der Kohlenverbrauch für das Kubikmeter des gehobenen Wassers. Die regelmässige Ermittlung und die möglichste Einschränkung des Kohlenverbrauchs bilden eine der wichtigsten Aufgaben des Betriebs von Wasserwerken mit Dampfmaschinenanlage. In Bezug auf Zahlenwerte aus dem gewöhnlichen Betrieb und Versuchsergebnisse muß auf die Beschreibungen von Wasserwerken, so zum Beispiel von Halle, Dresden, Karlsruhe, Krefeld, die Jahresberichte der Betriebsleitungen und auf die zahlreichen Angaben, auch über ausländische, besonders englische Anlagen im Journ. f. Gasbeleuchtung und Wasserversorgung verwiesen werden; siehe ferner Litteratur über Pumpwerke, S. 187. — Das Gewicht des verbrauchten Brennstoffs pflegt man des bequemeren Vergleiches wegen in dieselbe Figur einzutragen, welche die Wasserlieferung darstellt. Es empfiehlt sich ferner, die Beschaffenheit der Kohlen durch Abwiegen der Aschenrückstände sowie durch Feststellung des infolge von Regen oft sehr hohen Wassergehaltes fortgesetzt zu prüfen.

Ferner sind zu messen: Wärme des Wassers an der Bezugsstelle, des gefilterten Wassers, sowie diejenige der Luft. — Barometerstand. — Wasserstand am Bezugsorte. — Wasserstände der Filter.

In regelmässigen Zwischenräumen sind Indikatorversuche an den Dampfmaschinen<sup>34)</sup> und den Pumpen<sup>35)</sup> vorzunehmen, um die Wirksamkeit der Steuerungen und

<sup>34)</sup> Siehe den IV. Band des Handb. d. Ingenieurw. (Die Baumaschinen.) 1. Aufl., I. Kap., 2. Teil, Dampfkessel und Dampfmaschinen.

<sup>35)</sup> Über Pumpendiagramme siehe: C. Bach. Die Konstruktion der Feuerspritzen. Stuttgart 1883. Anhang: Theorie der Kolbenpumpen. — G. Oesten. Indikatordiagramme von Pumpen. Zeitschr. des Vereins

der Pumpenventile zu prüfen; die Verdampfung für das Kilogramm Kohle unter Berücksichtigung des Heizwertes und Aschengehalts derselben ist festzustellen; ferner der Kohlenverbrauch für die indicierte Pferdestärke der Dampfmaschine, die indicierte mechanische Arbeit der Pumpen und die Wasserlieferung eines Hubes, aus welchem letzterer durch Vergleich mit dem Hubraum sich der räumliche Wirkungsgrad der Pumpe (Lieferungskoeffizient) ergibt. Die Messung läßt sich leicht bewerkstelligen, indem man den Hochbehälter als Eichgefäß benutzt und die Anzahl der Hübe der Pumpe zählt, die für eine bestimmte Erhebung des Spiegels erforderlich sind.

Ist  $Q_s$  in cbm die sekundliche Wasserlieferung der Pumpmaschine und  $a$  in Atmosphären die gesamte manometrische Förderhöhe, so berechnet sich die effektive Pumparbeit in Pferdestärken, sogenannte Leistung in Wasserpferdestärken, zu

$$N_e = \frac{10000}{75} a Q_s.$$

In der für praktische Rechnungen üblichen Weise eine Atmosphäre gleich dem Drucke einer Wassersäule von 10 m gesetzt, ist die gesamte manometrische Förderhöhe

$$a = \frac{h_s + h_s + h_d + h_d}{10},$$

wenn  $h_s$  die Saughöhe,  $h_d$  die Druckhöhe, also  $h = h_s + h_d$  die wirkliche Förderhöhe, d. h. den Vertikalabstand vom Wasserspiegel im Hochreservoir und demjenigen im Saugbassin der Pumpe bedeutet, ferner  $h_s$  die Widerstandshöhe (Druckhöhenverlust) in der Saugleitung,  $h_d$  diejenige in der Druckleitung nach dem Hochreservoir, sämtlich in m.

Die Widerstandshöhe  $h_s$  ergibt sich mittels des Vakuummeters als Differenz der dem mittleren Vakuum im Saugrohr an der Pumpe während des Ganges entsprechenden Wassersäule und der von derselben Stelle bis zum Saugwasserspiegel hinab gemessenen Wassersäule. Andererseits giebt das in der Druckleitung vor dem Windkessel angebrachte Manometer die effektive Druckhöhe  $h_d + h_d$  in Atmosphären an.

Die Widerstände der Bewegung des Wassers durch die Pumpe selbst stehen hierbei außer Rechnung, hingegen geben Pumpendiagramme Aufschluß über dieselben; ebenso dient der gesamte maschinelle Wirkungsgrad  $\eta_e$  der Pumpmaschine, welcher als Verhältnis des stündlichen Dampfverbrauchs ( $G_i$ , kg) pro indicierte Pferdestärke zum stündlichen Dampfverbrauch ( $G_o$ , kg) pro Wasserpferdestärke

$$\eta_e = \frac{G_i}{G_o}$$

durch Versuche bestimmt wird, zur Beurteilung der Wirkung der Pumpmaschine.

Beispielsweise ist bei der Erweiterung der Pumpstation des Darmstädter Wasserwerkes als höchster zulässiger stündlicher Dampfverbrauch pro indicierte Pferdestärke  $G_i = 7,6$  kg und pro Wasserpferdestärke  $G_o = 10$  kg durch Vertrag mit der ausführenden Maschinenfabrik festgestellt. Dies bedeutet einen totalen maschinellen Wirkungsgrad von mindestens  $\eta_e = \frac{7,6}{10} = 76\%$ , d. h. es dürfen von der geleisteten Dampfarbeit (der indicierten Arbeit) höchstens 24% durch die Arbeitsverluste in der Dampfmaschine und der Pumpe verloren gehen. Hierbei gilt übrigens die Speisewassermenge nach Abzug des aus der Dampfleitung abgehenden Kondensationswassers als Dampfverbrauch der Pumpmaschine.

Um Störungen in der Wasserversorgung durch unerwartetes Eintreten von Beschädigungen der Maschinenanlage möglichst zu vermeiden, ist von Zeit zu Zeit eine

Abstellung und sorgfältige Untersuchung der einzelnen Abteilungen des Pumpwerks, sowie regelmäßig wiederkehrender Ersatz der starker Abnutzung ausgesetzten Teile erforderlich. Somit empfiehlt es sich, bei größeren Anlagen alle wichtigeren Organe, insbesondere Dampfkessel, Dampfmaschinen und Pumpen in Reserve zu haben und von allen voraussichtlich einmal zu ersetzenden Teilen Vorratstücke zu halten.

Mittels telegraphischer oder Fernsprech-Verbindung zwischen der Feuerwehr und dem Pumpwerk muß es möglich sein, im Notfalle die Thätigkeit der Pumpen zu steigern oder dieselben bei nächtlichem Stillstande rasch in Gang zu setzen, wozu alle Vorbereitungen stets getroffen sein müssen.

Wesentlich einfacher gestaltet sich der Betrieb des Pumpwerks bei Anwendung von Gasmotoren, wenn dieselben von einer bestehenden Gasfabrik gespeist werden können. Aus den bereits auf S. 171 angegebenen Gründen hat der Gasmotorenbetrieb für Wasserversorgung neuerdings sehr an Verbreitung gewonnen. Auch mit selbständiger Erzeugung von Gas (Generator- oder Wassergas) können Gasmotoren ökonomisch vorteilhaft sein. Eine derartige Anlage ist von der Deutzer Gasmotorenfabrik zum Beispiel für das städtische Pumpwerk in Münster in Westfalen ausgeführt worden.

Die Verwendung der Gasmotoren ist besonders in solchen Fällen angezeigt, wo der Betrieb nur zeitweise oder selten erforderlich ist, beispielsweise bei Reserve- und bei Feuerlöschpumpen (Beispiel: Opernhaus in Frankfurt a. M. mit Gasmotoren von 100 Pferdestärken). Für letzteren Verwendungszweck kommt noch die Möglichkeit der raschen Ingangsetzung der Gasmotoren als wichtig in Betracht.

Zum Anlassen größerer Gaskraftmaschinen bedient man sich in der Regel eines besonderen kleinen Gasmotors, welcher bequem anzukuppeln ist. Derselbe hat zunächst nur den Leerlauf der Hauptmaschine zu bewirken und wird hiernach wieder ausgetücht und abgestellt. Nach der Ingangsetzung der Hauptmaschine wird die bisher noch stillliegende Pumpe mittels einer Reibungskuppelung angehängt, aber zunächst gleichfalls nur leer betrieben, indem das Umlaufventil offen gehalten ist. Nun rückt man statt der Reibungskuppelung eine zuverlässiger wirkende Klauenkuppelung ein und bringt durch allmähliches Schließen des Umlaufventils an der Pumpe diese zu voller Wasserlieferung, während dabei die Gaskraftmaschine zu der erforderlichen Kraftleistung übergeht.

Während die Gasmotoren 140 bis 200 Umdrehungen pro Minute machen, sind für Kolbenpumpen etwa 15 bis 60, für Centrifugalpumpen hingegen, welche sich hauptsächlich für Entwässerungsanlagen mit mäßigen Förderhöhen eignen, 300 bis 400 und mehr Umdrehungen pro Minute erforderlich. Dementsprechend geschieht für erstere der Antrieb vom Gasmotor aus ins Langsame, vorwiegend mittels Zahnradvorgelege, für letztere ins Schnelle meistens mit Anwendung von Riemtrieb oder Seiltrieb. Letztere Übertragungsmittel werden neuerdings auch für Kolbenpumpen, selbst bei größeren Ausführungen, für welche sonst Zahnradvorgelege üblich waren, wegen ihres stoßfreien und geräuschlosen Ganges vorgezogen, wobei die Verwendung von Dreicylinder-Taucherpumpen mit Kurbeln unter  $120^\circ$  vermöge ihrer gleichförmigen Wirkung eine sich wenig ändernde Beanspruchung des Riemens bzw. der Seile ergibt.

Das für Gasmotoren nötige Kühlwasser, welches durch den Cylindermantel zu führen ist, wird bei Pumpenanlagen bequem geboten. Hinsichtlich des Gasverbrauchs sei nach Mitteilungen der Deutzer Gasmotorenfabrik noch bemerkt, daß beispielsweise für die Wasserversorgung von Quedlinburg, wo bei einer mittleren Förderhöhe von 32,7 m eine frühere Dampfmaschinenanlage auf 1 cbm gefördertes Wasser für 1,98 Pf. Kohlen erforderte, zwei 16 pferdige Gasmotoren auf 1 cbm Wasser für 1,05 Pf. Leicht-

gas verbrauchten bei einem verhältnismäßig hohen Selbstkostenpreis von 7,04 Pf. pro 1 cbm Gas, während bei der Pumpwerksanlage in Fürth der Preis nur 4,77 Pf. betrug, in beiden Fällen ausschliesslich der Verzinsung und Amortisation des Anlagekapitals der ohnehin bestehenden Gasfabriken. Durch weitere Vervollkommnungen im Bau der Gaskraftmaschinen ist der Gasverbrauch derselben noch wesentlich gemindert worden. Bei größeren Anlagen soll mit 1 cbm Gas eine Wasserleistung von 320 000 Meterkilogramm erzielt werden, bei Generatorgas lässt sich mit 1 kg Brennstoff (etwa 0,9 kg Anthrazit und 0,1 kg Coaks für den Dampfkessel) bei kleineren Pumpen eine Leistung von 220 000, bei etwa 50pferdigen Motoren hingegen von 350 000 Meterkilogramm erreichen.<sup>86)</sup>

Auf den weniger häufig vorkommenden Betrieb von Pumpwerken durch Wasserkraft braucht hier nicht eingegangen zu werden, um so mehr als derselbe sich in der Regel sehr einfach gestaltet. Beispiele bieten hauptsächlich die Wasserwerke schweizerischer Städte, vor allem von Zürich und Genf<sup>87)</sup>, sowie das Wasserwerk der Stadt Augsburg. Hier wie bei manchen anderen derartigen Anlagen findet die Wasserkraft, insbesondere in den Abendstunden und während der Nacht durch ihre Verwendung zum Betriebe von Dynamomaschinen für elektrische Beleuchtung noch vollständigere Verwendung. — Die eingehendere Behandlung des Betriebs der Pumpwerke gehört in das Gebiet des Maschinenwesens; vergl. übrigens „Wasserhebemaschinen“ im Handbuch d. Ingenieurwissenschaften, 4. Bd. (Baumaschinen), 1. Abteilung.

§ 15. Beim Betrieb des Röhrennetzes handelt es sich hauptsächlich um die regelmässige Untersuchung und Instandhaltung desselben. Undichtheiten und Rohrbrüche sind anfänglich verhältnismässig nicht selten, indem manche bei der Ausführung schon vorhandene, aber nicht bemerkte Mängel erst beim Betrieb zum Vorschein kommen, andere durch das Setzen des Erdreichs herbeigeführt werden. Auch machen sich in den Strafsen der Städte Erdarbeiten für andere unterirdische Leitungen leicht nachteilig bemerkbar, wenn diese nicht in gehörigem Abstände angelegt sind. In Paris war nach Dupuit jährlich auf ein Kilometer Länge der Leitung eine Ausbesserung vorzunehmen, meistens ohne Betriebsunterbrechung, oft in bloßem Nachdichten bestehend.<sup>88)</sup>

Nicht selten bleiben verhältnismässig starke Wasserverluste im Leitungsnetz lange Zeit unbemerkt, indem sich nicht immer zuverlässig entscheiden lässt, inwieweit die Differenz zwischen der gelieferten Wassermenge, welche nach Anzahl der Umdrehungen, Hubvolumen und volummetrischem Wirkungsgrade der Pumpmaschine sowie auch nach der Änderung des Wasserstandes im Hochbehälter festgestellt wird, und der durch die Wassermesser nachgewiesenen Verbrauchswassermenge auf Undichtigkeiten der Rohrleitung oder Unempfindlichkeit der Wassermesser entfällt. Beispielsweise betrug diese Differenz beim Wasserwerk Quedlinburg 9,8% der gesamten Wasserlieferung.

Um auf Rohrbrüche und die durch sie bedingte Druckabnahme aufmerksam zu werden, bringt man selbstregistrierende Manometer an wichtigeren Punkten des Röhrennetzes an. Zweckmässig ist es immerhin, zeitweise sich über den Zustand der einzelnen

<sup>86)</sup> Über Wasserwerksbetrieb mit Gasmotoren siehe: E. Grahn. Die Pumpstation des städtischen Wasserwerks in Koblenz. Festschrift des Vereins deutscher Ingenieure. Koblenz 1886. — H. Kullmann. Die Pumpstation des Wasserwerks der Stadt Fürth i. B. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 374. — Max Hessemmer. Die Wasserversorgung der Stadt Oberlahnstein a. Rh. Ems 1890.

<sup>87)</sup> S. Schiele. Ausnutzung der Wasserkräfte der Rhone. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1892, S. 1001.

<sup>88)</sup> Siehe: „Die Ausführung und Unterhaltung der Wasserleitungen, mit besonderer Berücksichtigung der Pariser Wasserwerke“ in Dupuits Werk und hiernach in der Allg. Bauz. 1862, S. 297.

Strecken des Leitungsnetzes zuverlässigen Aufschluß dadurch zu verschaffen, daß man bei abgesperrten Abzweigungen (einschließlich Privatleitungen) einen eingeschalteten Wassermesser in Thätigkeit treten läßt. Auf diese Weise sind große Verluste nachgewiesen und in weiterer Folge durch die Abhilfe bedeutende Ersparnisse erzielt worden, vergl. Kap. V, S. 66.

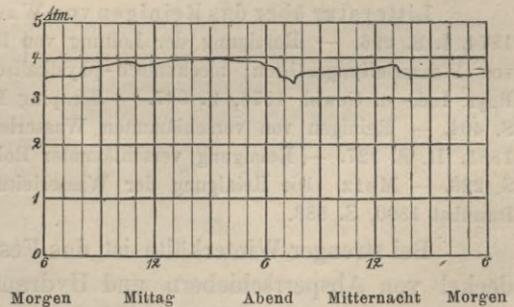
Gute Dienste leistet Deacon's Bezirks-Wasserverlustanzeiger.<sup>89)</sup> Die sämtlichen Straßenrohrnetze werden in Bezirke geteilt und so abgesperrt, daß nachts der Zufluß in jedem Bezirk nur durch einen Deacon'schen Messer erfolgen kann, welcher den Verbrauch für jede Minute zeichnerisch darstellt. Die Beobachtung geschieht meistens von 12 bis 3 Uhr nachts. Zeigt hierbei der Wassermesser einen gleichmäßigen Verbrauch, d. h. zeichnet er eine gerade Linie auf ohne jeden Ruhepunkt, so ist die Wahrscheinlichkeit sehr groß, daß die Leitung undicht ist. Zum Auffinden der undichten Stelle wird die Leitung „abgehört“, was mittels einer an das Rohr gesetzten Eisenstange geschehen kann, worin die damit betrauten Leute bald eine große Übung erhalten.

Vermöge der Fortpflanzung des Geräusches des ausfließenden Wassers durch die Rohrleitung sind Brüche oder Risse in derselben mittels eines daran gehaltenen Schraubenschlüssels auf 20 bis 30 m hörbar. Wichtige Leitungen (Beispiel: Hochdruckwasserleitung der Kraftübertragung für die elektrische Beleuchtung des Centralbahnhofs in Frankfurt a. M.) werden zum Abhören von vornherein in bestimmten Entfernungen mit leicht zugänglichen Eisenstäben versehen. Mit gutem Erfolge hat man sich auch des Mikrophons bedient; siehe Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1886, S. 865, 926 und Schreyer. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, S. 601. Zur Prüfung von Hauswasserleitungen und sonstigen Privatleitungen auf Dichtheit ist Oesten's Wasserverlustanzeiger geeignet; siehe S. 363.

Die zur Beobachtung der Änderungen des Wasserdrucks in der Stadt dienenden Vorrichtungen beruhen auf der Verbindung eines Manometers mit einem Uhrwerk; die Einrichtung des ersteren stimmt im wesentlichen mit derjenigen von Dampfkesseلمانometern überein. Nebenstehende Fig. 35 zeigt in vergleichsweise kleinerem Horizontalmaßstab eine Tageskurve vom Centralbureau des Frankfurter Wasserwerks, bei deren Verzeichnung der Schreibstift den Druckänderungen proportional sich in vertikaler Richtung bewegt, während der auf einem Cylinder befestigte Papierstreifen von einem Uhrwerke aus wagrecht eine drehende Bewegung von gleichbleibender Geschwindigkeit erhält, sodaß die Kurve für irgend einen Zeitpunkt der 24 Stunden, über welche sie sich erstreckt, den Wasserdruck an der Stelle des Stadtröhrennetzes, mit welcher der Apparat in Verbindung steht, als Ordinate angiebt. Demnach bietet die Kurve sowohl ein Gesamtbild der Verbrauchsschwankungen während eines Tages, als auch in ihren einzelnen Abstufungen eine Kontrolle des Betriebspersonals hinsichtlich der Besorgung bestimmter

Fig. 35.

Aufzeichnung der Manometerstände.



<sup>89)</sup> Vergl. Waste water meter by Mr. G. F. Deacon, Borough and Water Engineer of Liverpool. Transactions of Inst. C. E. Vol. XLII oder: Humber. S. 208; ferner Ann. des ponts et chaussées 1876, II. S. 191. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 273 und Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 177. — Siehe auch Litteratur über Wassermesser auf S. 364 und die Bemerkung auf S. 71, Kap. V.

Arbeiten zu vorgeschriebener Zeit, zum Beispiel des Ablassens größerer Wassermengen aus dem Hochbehälter für Spülungen, wobei der Druck im Stadtnetz in dem Maße abnimmt, wie der Wasserspiegel sinkt, ferner des Abschließens und Öffnens des Rohrstrangs vom Hauptbehälter nach dem Gegenbehälter u. s. w.

Die vorkommenden Rohrbrüche und deren Eigentümlichkeiten werden genau eingetragen, und in einer Übersichtstafel im Betriebsamt, auf welcher sämtliche Rohrstrecken, nach Versorgungs- oder Polizei-Bezirken gruppiert, durch Nummern vertreten sind, werden alle Unterbrechungen der Leitung anschaulich dargestellt.

Die zur Beseitigung abgestandenen Wassers sowie zur Reinigung der Röhren erforderlichen Spülungen an den Endpunkten und den tiefsten Stellen des Leitungsnetzes sind in regelmäßiger Reihenfolge vorzunehmen.

Andere Mafsregeln sollten unter normalen Verhältnissen zur Reinigung nicht nötig sein<sup>40)</sup>; wo man es jedoch mit unreinem Wasser zu thun hat, sind Fahrlöcher mit Schlufsdeckeln in der Leitung vorzusehen, um Schaber, Kratzbürsten oder andere Reinigungswerkzeuge an biegsamen Stäben oder mittels Ketten einbringen zu können. Bei harten Inkrustationen empfiehlt sich die vorherige Anwendung chemischer Lösungsmittel. Wegen des starken Einflusses der Verengung des Rohrquerschnitts auf die Wasserergiebigkeit der Leitung (vergl. Kap. IV, Formel 15, S. 44) können bei Versorgungsleitungen mit ungefiltertem Flußwasser oder sehr kalkhaltigem Quellwasser derartige Reinigungen schließlich geradezu notwendig werden; aber selbst bei noch hinreichender Wasserlieferung sind die Niederschläge in den Leitungen störend, indem bei wechselnder Wassergeschwindigkeit Trübungen stattfinden und bei veränderlicher Beschaffenheit des Zuflusses das Wasser in der Leitung durch teilweise Wiederauflösung der Ablagerungen unschmackhaft werden kann.

Kommen Verstopfungen der Leitung vor, so müssen, wenn die Druckbeobachtungen an den längs der Leitung vorhandenen Ausflüssen keinen hinreichenden Aufschluß über den Ort derselben geben, versuchsweise Anbohrungen an verschiedenen Stellen der Leitung vorgenommen werden.

Litteratur über das Reinigen von Wasserleitungsröhren: *Cleaning Water Mains*. Engineer 1874, I. S. 296. — *Reinigung der Leitung von Brisbam*. Engineer 1874, I. S. 68. — *Desinkrustation von Wasserleitungsröhren; mechanisch-physikalisches und chemisches Verfahren* von G. Leuschner. Bayr. Ind.- u. Gewbl. 1876, S. 347. — *Scraping Machine for Cleaning Water Mains*. Engineer 1880, I. S. 404. — *Reinigen von verschlammten Wasserleitungsröhren*, von Klimitsch. Glaser's Ann. f. Gew. 1881, II. S. 127. — *Reinigung verschlammter Rohrleitungen*. Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1881, II. S. 226. — *Merz*. Die Reinigung der Wasserleitungsröhren. Deutsche Bauz. 1883, S. 270. — *Oesten*. Dasselbst 1890, S. 583.

Bei strenger Winterkälte ist das Festfrieren der in den Strafsen liegenden Schachtdeckel von Absperrschiebern und Hydranten zu verhüten, um jederzeit, besonders zu letzteren bei Feuersgefahr, ungehindert gelangen zu können. Zu diesem Zwecke überstreut man die Eisschicht über den Deckelfugen mit denaturiertem Kochsalz. Im Falle des Einfrierens von Leitungsteilen taut man mit Coaksfeuer auf oder durch Löschen von Kalk (Weißkalk). Bei Überführungen empfiehlt es sich, zur Verhinderung des Einfrierens das Wasser durch besonderen Abfluß in Bewegung zu erhalten.

Erweiterungen des Hauptleitungsnetzes können ohne Betriebsstörung ausgeführt werden, wenn entsprechende Abzweigungen mit Absperrschiebern vorgesehen sind,

<sup>40)</sup> Über das Sintern siehe S. 28 des III. Nachtrags zu dem Vorprojekte Salbach's für die Wasserversorgung von München. München 1876. Buchdruckerei Mühlthaler.

an welche neue Leitungen sich ohne weiteres anschließen lassen. Sonst wird eine Ausschaltung der Anschlussstelle mittels der benachbarten Abschließungen wenigstens so lange nötig, bis eine Verbindung der gelegten neuen Leitung mit dem bestehenden Strang eingefügt ist. Um bei den häufig herzustellenden Privatanschlüssen Betriebsunterbrechungen zu vermeiden, sind Bohrmaschinen konstruiert worden, mit welchen die Hauptleitung angebohrt werden kann, während dieselbe unter vollem Wasserdruck steht; siehe § 11, S. 347. Besitzt jedoch die Hauptleitung für die Privatleitungen schon Flanschabgänge mit vorläufigem Schluß durch Blindscheibe, so läßt sich der Anschluß so schnell bewerkstelligen, daß die hierfür erforderliche Ausschaltung der betreffenden Hauptleitungsstrecke keine nennenswerte Störung sein kann.

Für die vorkommenden Reparaturen, Erweiterungen des Hauptröhrennetzes und die Herstellung von Privatleitungen sind eine Maschinenwerkstätte, ferner Magazine für die Leitungsgegenstände und Verbrauchsmaterialien, ein Vorratsplatz für Rohre, Einrichtung zum Asphaltieren derselben und eine Prüfungsstation mit hydraulischen Presspumpen u. s. w. erforderlich.

Behufs Erlangung einer Übersicht über die Entwicklung und den Betrieb des Leitungsnetzes sind zu verzeichnen: Länge der einzelnen Rohrstrecken (nach Durchmesser geordnet), Gesamtlänge des Hauptröhrennetzes, die Abzweigungen für den Wasserverbrauch, die Art, Anzahl und Größe der Ausflusmündungen, die aufgestellten Wassermesser, Zahl der mit Wasser versorgten Bewohner, Größe des Wasserverbrauchs für öffentliche, häusliche und industrielle Zwecke u. a. m.

**§ 16. Besondere Verwendungen des Wassers.** Für Feuerlöschung sind Hydrantenschlüssel, Standrohre, Schläuche, Handrohre, Mundstücke und im Winter Hacken und Eisbohrer bereit zu halten; die Hydranten sollen regelmäßig untersucht, sowie auch Prüfungen der Feuerlöschrichtungen vorgenommen werden. Bei größeren Städten steht das Feuerlöschwesen in der Regel unter besonderer Leitung, welche behufs schneller Hilfeleistung durch eigene Telegraphen- oder Fernsprechanlagen einerseits mit den Feuerwachen, andererseits mit dem Betriebsamt der Wasserversorgung in Verkehr steht.

Litteratur: Karl Vogel. Die Feuerelegraphenanlagen zu Frankfurt a. M. Frankfurt 1876. — Feuerlöschvorrichtung im Bühnenhaus des königl. Hof- und Nationaltheaters zu München. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 115. — R. Eberhard. Die Feuerlöschrichtung im herzogl. Hoftheater in Gotha. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, S. 233. — Einfluß der Wasserversorgung auf die Verminderung der Schadenfeuer. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1878, S. 720. — Über Feuerlöschung bei Wasserversorgungen mit niederem Drucke siehe: Greathead. On Injector Hydrants for Fire Extinction. Engineering 1879, II. S. 80. — W. Döhning. Das Feuerlöschwesen Berlins. Berlin 1881. — W. Döhning. Handbuch des Feuerlösch- und Rettungswesens. Berlin 1881. — Thometzchek. Zur Wasserversorgung und Feuersicherheit der Theater. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 637. — F. Thometzchek. Ventil für Feuerlöschapparate von Theatern, öffentlichen Versammlungsorten u. s. w. Dasselbst 1883, S. 407. — C. Bach. Die Konstruktion der Feuerspritzen. Stuttgart 1883.

Als ein wichtiger Nebenzweck der städtischen Wasserversorgung ist die Benutzung der Betriebskraft des Wassers für das Kleingewerbe (als Ersatz für die Leistung von 1 bis 3 und mehr, sonst etwa an einem Schwungrad wirkenden Arbeitern) und für den Betrieb von Hebemaschinen, insbesondere von Hafenkränen, Aufzügen für Gasthöfe, Magazine u. s. w. anzuführen. Für diese kann hoher Druck nur vorteilhaft sein, weil die Arbeitsleistung demselben proportional ist, während die Leitungswiderstände davon unabhängig sind.

Sehr ausgebildet ist diese Verwendung zum Beispiel in Zürich, wo zahlreiche hydraulische Motoren, hauptsächlich Kolbenmaschinen nach Schmid's System in Anwendung sind und außerdem ein industrielles

Quartier für Triebkraftvermietung mit besonderer Hochdruckleitung und zugehörigem Wasserbehälter für 12 Atmosphären Betriebsdruck angelegt wurde. In England haben sich Gesellschaften ausschliesslich zu dem Zwecke der Beschaffung und Verteilung hochgepressten Wassers für den Betrieb von Maschinen gebildet. Erwähnung verdienen noch die hydraulischen Motoren von Haag in Augsburg, von Philipp Mayer in Wien (Kolbenmaschine mit Luftkissen) und Ramsbotten's oscillierende Drillingsmaschine; auch kommen nicht selten Turbinen, insbesondere für Dynamomaschinen vorteilhaft in Anwendung; siehe „Hydraulische Motoren“ im I. Kap. der Baumaschinen, vierter Band des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften (1. Aufl.). Die Hochdruckleitungen für industrielle Zwecke sind daselbst im II. Kap., Abschnitt: „Hydraulische Transmissionen“ und die hiermit betriebenen „Hebemaschinen mit Druckwasserbetrieb“ im XIII. Kap. eingehend behandelt.

**§ 17. Wassermesser.** Bei beliebiger Entnahme des Wassers seitens der Konsumenten ist die Bestimmung der von einem jeden bezogenen Wassermengen eine der schwierigsten Aufgaben, deren Lösung selbst bei allgemeiner Anwendung von Wassermessern wegen deren Unvollkommenheiten nur annähernd möglich ist. Hauptsächlich wegen der Kostspieligkeit der Wassermesser begnügt man sich in manchen Städten bei nicht unentgeltlicher Wasserabgabe mit groben Annäherungen, indem man die Wassersteuer nach der Anzahl der Wohnräume oder der Fenster, nach der Frontbreite der Häuser, Höhe der Wohnungsmiete, Grösse des Grundbesitzes oder nach Anzahl und Durchmesser der Ausflusmündungen, bei Gewächshäusern nach der Grundfläche, bei Dampfkesseln nach der Heizfläche berechnet und besondere Taxen für Klosets, Pissoirs, Waschküchen, Bäder, Pferde, Fuhrwerke u. s. w. aufstellt oder für manche Konsumenten kurzweg Pauschalsummen festsetzt.<sup>41)</sup>

Jedenfalls wird selbst bei solchen Betriebsverhältnissen die Berechnung sich in manchen Fällen kaum anders als auf Grund einer vorhergehenden Messung des Wasserverbrauchs durchführen lassen, auch zur zeitweisen Kontrolle bezw. zum Nachweis von Wasserverschwendung wird die Verwendung von Wassermessern nicht zu umgehen sein. Solche Messungen können entweder in der Zuleitung für einen einzelnen Konsumenten oder für eine Gruppe von Konsumenten ohne deren Wissen ausserhalb der Privatgrundstücke oder bei vollständig durchgeführter Kanalisation in den Abwasserkanälen vorgenommen werden, wie es zum Beispiel in Frankfurt a. M. geschehen ist. In nicht wenigen Städten hat man den oben bezeichneten Veranschlagungen, wegen der geringen Zuverlässigkeit ihrer Übereinstimmung mit dem wirklichen Verbrauch und um die hieraus hervorgehenden vielen Reklamationen von seiten der Konsumenten zu vermeiden, die allgemeine Einführung der Wassermesser vorgezogen.

Die praktischen Anforderungen, denen die Wassermesser zu entsprechen haben, sind: Zuverlässige Angabe der durchgeflossenen Wassermenge, besonders unter den normalen Verhältnissen des Verbrauchs. Dieselbe geht bei manchen Wassermessern bis auf Liter, bei anderen nur bis auf Hektoliter herab, doch ist letzteres bei den gewöhnlichen Wasserpreisen als kleinstes Mafs für die Berechnung der Wassersteuer ausreichend und die dadurch erreichbare Vereinfachung des Zählwerks nur erwünscht. Entweder wird die Wassermenge durch ein Schaltwerk in einer einzigen Ziffernreihe oder auf verschiedenen Scheiben für Liter, Dekaliter, Hektoliter, Kubikmeter durch besondere Zeiger angegeben. Bei letzterer Einrichtung, wo die Ablesung von mehreren Scheiben stattfindet, sind allerdings Irrtümer leichter möglich. Um die Wassermesser sowohl bei der Anfertigung als auch bei späteren Revisionen bequem justieren,

<sup>41)</sup> Siehe z. B.: Wassertarif für Barmen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1883, S. 236. — Die Vorschriften für die Wasserentnahme aus der neuen Wasserleitung in Warschau. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 46.

d. h. die angezeigte Wassermenge in möglichste Übereinstimmung mit der wirklichen Durchflussmenge zu bringen, sind vielfach Regulierungen angewendet, die meistens auf der Veränderung von Durchgangsquerschnitten beruhen. Der Stand des Wassermessers soll zwar dem Konsumenten sichtbar sein, jedoch irgend welche Verstellung oder andere willkürliche Eingriffe von seiner Seite ausschließen. Meistens sind die Wassermesser nur für eine bestimmte, äußerlich durch Pfeile markierte Durchgangsrichtung des Wassers benutzbar. Es ist jedoch nur als zweckmässig zu erachten, wenn das Zählwerk für beliebigen Bewegungssinn dienen kann, wie das zum Beispiel bei Schaltung durch Excenter von der Hauptwelle aus der Fall ist, sodafs insofern keine besonderen Vorschriften für die Aufstellung erforderlich sind.

Die Differenz des Wasserdrucks vor und nach dem Wassermesser, d. h. das zur Bewegung desselben erforderliche Gefälle, soll möglichst klein und unveränderlich sein; besonders wichtig ist dieser Punkt wegen des entsprechenden Arbeitsverlustes bei Verwendung des Wassers zu mechanischer Arbeitsleistung. Mit dem leichten Gange, d. h. großer Empfindlichkeit des Wassermessers wird zugleich erreicht, dass die grösste Durchflussmenge in der Zeiteinheit, bei welcher der Apparat vermöge seiner Reibungswiderstände noch still stehen bleibt, und somit die bei ununterbrochenem schwachen Ausfluss betrügerischer Weise entnehmbare Wassermenge klein ausfällt. In der That ist dieselbe bei Wassermessern gewöhnlicher Güte sehr gering und der Missbrauch deshalb praktisch kaum von Belang.

Aus denselben Gründen soll die Bewegung des Wassers durch den Wassermesser in möglichst kurzen Kanälen ohne viele Krümmungen und behufs Vermeidung von Stößen nicht absetzend, wie bei den wegen ihrer Genauigkeit sonst sehr schätzenswerten Kolbenwassermessern, sondern kontinuierlich stattfinden. In gleichem Sinne ist auch geringes Gewicht der bewegten Teile, sowie kleine Umdrehungszahl pro Kubikmeter Wasser vorteilhaft; diese beträgt nach Salbachs Versuchen bei verschiedenen Wassermessern nach dem Turbinensystem und anderen Systemen 6200 bis 27200. Hohe Umdrehungszahlen erfordern nach dem Zählwerk hin bedeutendere Rädertübersetzungen ins Langsame und bedingen stärkere Abnutzung, was besonders bei nicht ganz reinem Wasser in kurzer Zeit sehr nachteilig bemerkbar werden kann. Der Gang soll geräuschlos sein. Ferner ist Wert zu legen auf bequeme Ausschaltung zum Zwecke der Revision oder Reparatur. Dauerhaftigkeit gegen chemische Einwirkung des Wassers wird durch Verwendung von Messing, Bronze, Delta-Metall und anderen Legierungen, auch Glas, Porzellan, Gummi u. s. w. erzielt.

Zur Abhaltung von Unreinigkeiten werden Schlamm säcke und Siebe (die allerdings etwas Druckverlust bedingen) angebracht, doch soll immerhin der Mechanismus gegen etwa eintretende kleine Körper möglichst unempfindlich und im Falle wirklicher Stockung des Apparats der Durchgang des Wassers nicht unterbrochen sein. An Eisenteilen des Wassermessers bilden sich allmählich Rostknollen, während Bronze, sowie glasierte und verzinnete Flächen von solchen Ansätzen frei bleiben. Schliesslich kommen Preis, Gewicht und Grösse bezw. Raumbedarf des Wassermessers im Verhältnis zur Leistungsfähigkeit in Betracht.

In der Schwierigkeit der gleichzeitigen Erfüllung aller dieser Bedingungen, aus welchen ein für die Zwecke des städtischen Wasserwerksbetriebs geeigneter, auf längere Zeit genauer und billig zu unterhaltender Wassermesser hervorgehen soll, liegt die Erklärung für die große Zahl der Erfindungen auf diesem Gebiete und die noch fortwährend zahlreich auftauchenden Neuerungen.

Eine noch bemerkenswerte Unvollkommenheit der gebräuchlichen Wassermesser besteht darin, daß sie bei ausschließlicher Verzeichnung der nur in einer bestimmten Richtung durchfließenden Wassermenge dann einen zu großen Verbrauch angeben, wenn sich in der über dem Wassermesser folgenden Privatleitung Luft angesammelt hat und das Wasser, den Druckschwankungen im Leitungsnetz folgend, unter entsprechender Zusammendrückung und Wiederausdehnung der Luft durch den Wassermesser hin- und herbewegt wird. Windkessel in Privatleitungen (vergl. S. 347) verstärken diese unwillkommene Erscheinung. Wassermesser, deren Zeigerbewegung bei beliebiger Richtung des Wasserdurchflusses stets in der Richtung nach vorwärts stattfindet, verdoppeln den Fehler. An hoch liegenden Stellen des Versorgungsnetzes, wohin die durch die Erwärmung des Wassers frei werdende wie auch im Windkessel des Pumpwerks mitgerissene Luft treibt, können auch aus solcher Ursache vom Wassermesser zu hohe Konsumziffern angegeben werden; man vergleiche auch S. 71, Kap. V.

Die Bewegung der Wassermesser erfolgt entweder durch das durchfließende Wasser selbst oder die Wassermesser sind mit einem eigenen Motor versehen, zum Beispiel einem Uhrwerk mit Antrieb durch Gewicht oder Feder. Während im ersten und zwar gewöhnlichen Falle ein dem zu überwindenden eigenen Reibungswiderstand des Apparats entsprechendes, nicht unbeträchtliches Gefälle verloren geht und die Umlaufzahl der Wassermenge nur annähernd proportional ist, kann im zweiten Falle Druckverlust fast gänzlich vermieden werden, indem hier das Wasser nur auf einen sehr leicht beweglichen Indikator zu wirken hat, dessen die Wassergeschwindigkeit angegebene Stellungen mit Stift auf einem (durch das Uhrwerk ununterbrochen gleichförmig bewegten) Papierstreifen als Kurve verzeichnet werden. Sind deren Abscissen der Zeit  $t$  und die Ordinaten der Geschwindigkeit  $v$  proportional, so drückt die zwischen der Kurve und der Abscissenaxe enthaltene Fläche mit einem von der Konstruktion und dem Durchflußquerschnitte  $F$  des Wassermessers abhängigen konstanten Faktor multipliziert den Wert  $Q = F v t$ , d. h. die in der Zeit  $t$  durchgeflossene Wassermenge aus. Derartige Apparate sind jedoch schon ihrer Kostspieligkeit wegen für die allgemeine Einführung nicht geeignet.

Auf die Wassermesser der ersten Klasse, welche durch das Wasser selbst bewegt werden, sind fast alle denkbaren Systeme hydraulischer Motoren übertragen worden: Kolbenmaschinen mit und ohne Hilfsrotation zur Überwindung der Totlagen der Kurbel, Kapselräder, Zellenräder, Stofsräder, Turbinen der verschiedensten Arten u. s. w.; am verbreitetsten sind die letzteren.

Wird das Zeigerwerk behufs seiner besseren Erhaltung außerhalb des Wasserraums angebracht, so ist eine Abdichtung (gewöhnlich Stopfbüchse) erforderlich, deren Reibungswiderstand jedoch den Gang erschwert. Deshalb bringt man den Mechanismus nicht selten vollständig innerhalb in einer gegen Verunreinigung geschützten Kammer an, die übrigens zur Erzielung leichten Ganges und zur Verhinderung des Einfrierens mit Öl oder Glycerin gefüllt erhalten werden kann. Auch mit Luftfüllung ist der Versuch gemacht worden, doch ging die Luft durch Absorption allmählich verloren. Eine weitere interessante Lösung besteht in der Anwendung eines Magneten an der Hauptwelle des Wassermessers, welcher durch eine abschließende Glasscheibe hindurch den außerhalb des Wasserraums befindlichen und gleichfalls mit einem Magneten versehenen Zählapparat bewegt.

Als Beispiel möge zunächst der sehr verbreitete Wassermesser von Siemens u. Halske in Berlin beschrieben werden, siehe Fig. 36. *A* Eintritt; *B* Schlamm-sammler;

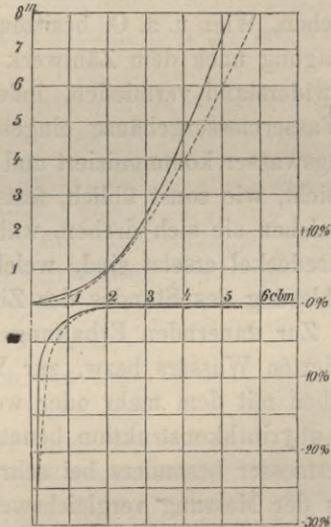
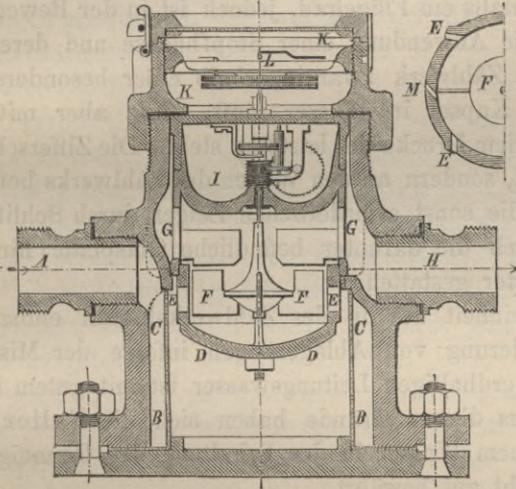
*C* Sieb. Das Wasser tritt durch die Öffnungen *E* des Flügelradgehäuses *D* in schiefer Richtung gegen das Flügelrad *F*, dieses durch Stofs bewegend, und entweicht dann oben durch die Öffnungen *G* nach dem Ausflufs *H*. Der Raum *I*, nach welchem hin die Hauptwelle durch eine dicht schliessende Büchse geht, ist mit Öl gefüllt. *K* Raum für das Zählwerk; *L* Zählscheibe. Die kleinste Einteilung entspricht einer Wassermenge von 10 Liter pro Teilung. Um die Angaben des Zählwerks mit der wirklich durchfliessenden Wassermenge in Übereinstimmung zu bringen, d. h. den Wassermesser regulieren zu können, sind die den Einströmungskanälen *E* entgegen gerichteten Gegenströmungsöffnungen *M* angebracht, durch deren Einschränkung oder Erweiterung die Radgeschwindigkeit vermehrt oder vermindert werden kann. — Ein Apparat für 25 mm Leitungsdurchmesser wiegt 15,25 kg. Anzahl der Umdrehungen des Flügelrads pro cbm Wasser 11 312.

Fig. 36 a.

Fig. 36 b.

Fig. 37. Druckverlust und Fehlerkurven bei Wassermessern.

Wassermesser von Siemens &amp; Halske.



Über die Genauigkeit dieses Wassermessers und die Druckverluste giebt vorstehende Fig. 37 Aufschluss, in welcher nach den Versuchsergebnissen und der Darstellungsweise von Salbach auf der Abscissenaxe die stündlichen Durchflussmengen in Kubikmeter und als Ordinaten die zugehörigen Druckverluste in Meter Wassersäule vertikal aufwärts abgetragen sind. Gleichfalls als Ordinaten sind in Prozenten der wirklichen Wassermenge die Abweichungen der vom Zählwerk angegebenen Wassermengen (angezeigte Wm. minus effektive Wm., dividiert durch effektive Wm.) dargestellt. Die ausgezogenen Kurven gelten für einen Wasserdruck von 13 m, die gestrichelten für einen solchen von 40—50 m. Beide Kurvenpaare zeigen, dass der Druck, unter welchem der Wassermesser steht, keinen bedeutenden Einfluss auf seine Wirksamkeit hat. Annähernd ist der Druckverlust der Wassermenge proportional. Die ohne Bewegung des Flügelrads durchfliessende, die Empfindlichkeit des Wassermessers ausdrückende stündliche Wassermenge (bei welcher also die Angabe des Zählwerks um 100% fehlerhaft ist) betrug 80—90 l. Der relative Fehler bei 1,5 bis 5 cbm stündlich bleibt nahezu konstant, ungefähr — 1%, wie aus der mit der Abscissenaxe in geringem Abstand ziemlich parallel laufenden Strecke der Fehlerkurve hervorgeht. Bei anderen Wassermessern ist

sie nicht selten mannigfach gekrümmt, wo dann mindestens Wert darauf gelegt werden muß, daß dieselbe für die gewöhnlichen Wassermengen der Abscissenaxe möglichst nahe liegt. Demnach genügt es im allgemeinen durchaus nicht, die Wassermesser für extreme Durchflusswassermengen zu justieren. Mancherlei Vervollkommnungen sind auf Grund der Erfahrung in den Einzelheiten eingeführt worden, insbesondere ist der Siemens'sche Wassermesser durch geteilte Ausführung des Gehäuses dahin verbessert worden, daß der eine Teil den Zulaufstutzen, der andere Teil den Ablaufstutzen trägt; hierdurch wird die Montierung wesentlich erleichtert.

Zur Messung des Wasserverbrauchs bei Benutzung von Hydranten stellen Siemens u. Halske besondere, mit dem Standrohr kombinierte Wassermesser her.

Handelt es sich darum, in einer Leitung nicht bloß große Wassermengen zu messen, wofür ein Wassermesser von entsprechender Größe zu dienen hat, sondern zeitweise auch geringe Wassermengen zu registrieren, so empfiehlt sich die Kombination eines großen Wassermessers mit einem kleinen.

Die Wassermesser nach dem System Faller aus den Fabriken von A. C. Spanner in Aachen, Wien u. a. O. besitzen gleichfalls ein Flügelrad, jedoch ist in der Bewegungsübertragung nach dem Zählwerk hin die Anwendung einer Stopfbüchse und deren Reibungswiderstand vermieden, indem das Zählwerk zwar innerhalb einer besonderen, in das Wassermessergehäuse eingesetzten Kapsel in Wasser läuft, diese aber mit dem Leitungswasser kommuniziert und unter dem Drucke des letzteren steht. Die Zifferscheiben sind nicht, wie sonst üblich, feststehend, sondern an den Wellen des Zählwerks befestigt, mit welchen sie sich drehen, während die sonst erforderlichen Zeiger durch Schlitze im Gehäusedeckel ersetzt sind, welche durch die darunter befindliche Glasplatte hindurch die Ablesung des Standes der Zifferblätter gestatten.

Zur dauernden Erhaltung der Reinheit des in der Zählwerkskapsel enthaltenen destillierten Wassers bzw. zur Verhinderung von Ablagerungen infolge der Mischung desselben mit dem mehr oder weniger erdhaltigen Leitungswasser ist mit gutem Erfolg eine Labyrinthkonstruktion benutzt. Aus diesem Grunde haben sich die Faller'schen Wassermesser besonders bei sehr unreinem Wasser in der Erhaltung des Genauigkeitsgrades der Messung vergleichsweise recht gut bewährt.

Die Regulierung der Faller'schen Wassermesser geschieht mittels einer von außen zugänglichen verstellbaren Drosselschraube, welche in einen Nebenkanal des Wasserzulaufes nach dem Flügelrade hin, ersteren mehr oder weniger verengend, hineinragt. Die Regulierung ist somit ohne Öffnung des Wassermessergehäuses möglich. Die Unempfindlichkeit dieser Wassermesser wird je nach Größe derselben zu 10 bis 3500 l pro Stunde, der Ungenauigkeitsgrad zu  $\pm 2\%$  angegeben.

Recht gut hat sich auch der in seinen Einzelheiten sorgsam durchgeführte Schinzel'sche Hartgummi-Wassermesser aus den Fabriken von Schinzel & Lux in Wien und Friedrich Lux in Ludwigshafen bewährt.<sup>42)</sup> Zur Verhinderung von Grünspanbildung ist das äußere Gehäuse innen verzinkt; das Werkgehäuse besteht aus Hartgummi, welcher sich frei von Ablagerungen hält; das Turbinenrad ist teilweise entlastet, die Triebe sind aus Delta-Metall, die eingreifenden Räder aus Hartgummi hergestellt u. a. m. Insbesondere hat dieser Wassermesser den von der Stadt Wien aufgestellten Forderungen gut entsprochen, nach welchen bei Drücken von  $\frac{1}{4}$  bis 5 Atmosphären und bei sehr verschiedenen Auslaufweiten die Abweichungen höchstens  $\pm 2\%$ , bei einem Verbrauche von nur 60 l pro Stunde höchstens  $\pm 10\%$  betragen dürfen.

<sup>42)</sup> Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1893, S. 284.

Über einen auf der Venturi'schen Röhre beruhenden Wassermesser zur Bestimmung der Durchflusssmengen größerer Wasserleitungsrohre und Versuche mit demselben berichtet Ingenieur Clemens Herschel in New-York in der American Society of Civil Engineers, siehe deren Transactions 1888, Vol. 17 u. 18. — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 96.

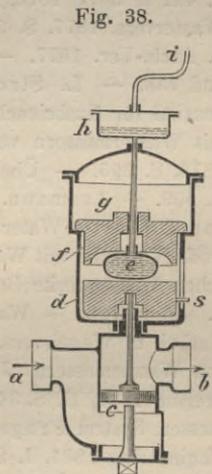
Kolbenwassermesser sind wegen ihres größeren Bewegungswiderstandes und stoßweisen Ganges bei städtischen Wasserversorgungen nicht wohl verwendbar, eignen sich hingegen vermöge ihrer Genauigkeit zum Messen der Speisewassermenge für Dampfkesselbetrieb. Ein derartiger Wassermesser von Schmid in Zürich besteht aus zwei unter 90° gekuppelten Kolbenmaschinen (vergl. Fig. 20 u. 21, Taf. XI des IV. Bandes dieses Handbuchs), deren gemeinschaftliche Welle mit endloser Schraube das Zählwerk treibt.

Zu den Wassermessern gehören noch die zur Nachweisung von Wasserverlusten durch undichte Leitungen dienenden Apparate, von welchen Deacon's Bezirks-Wasserverlustanzeiger S. 355 bereits genannt wurde. Zur Prüfung von Privatwasserleitungen, insbesondere Hauswasserleitungen auf etwaige Undichtheiten sind empfindlichere Vorrichtungen erforderlich, mit welchen auch die hier vorkommenden kleinen Verlustwassermengen nachgewiesen werden können.

Der von Friedrich Siemens & Co. in Berlin fabrizierte Wasserverlustanzeiger von Oesten<sup>43)</sup>, D. R. P. No. 16666, wird dauernd oder zeitweise in das Zufußrohr der Hauswasserleitung vor deren Haupthahn eingeschaltet. Indem er selbst kleine Verluste von nur etwa 10 l pro Stunde, welche einem starken Tröpfeln entsprechen, anzeigt, ergänzt derselbe ohnedies die bereits vorhandenen Wassermesser. Fließt kein Wasser ab, so ruht (siehe Fig. 38) der dicht schließende Kolben *c* vermöge seiner Gewichtsbelastung auf dem vom unteren Gehäusedeckel ausgehenden, centralen Zapfen. Wird hingegen ein Zapfhahn geöffnet oder ist die Leitung undicht, so wird durch den Druck des Wassers, welches vom Eintrittsstutzen *a* her nach dem Abflusssutzen *b* hin den Apparat durchfließen muß, der Kolben *c* über die Kante nach dem Abflußrohre *b* hin und zwar um so höher gehoben, je stärker der Wasserabfluß ist. Die Höhenstellung des Kolbens giebt somit die Durchflusssmenge an.

Zur äußeren Erkennung der Kolbenstellung geht ein Stift nach oben wasserdicht durch das Gehäuse. Derselbe trägt an seinem oberen Ende ein Gewicht, welches dem auf den Querschnitt des Stiftes wirkenden Wasserdruck gerade Gleichgewicht hält, sodafs beim Aufhören des Wasserabflusses infolge der Herstellung gleichen Wasserdrucks vor und hinter dem Kolben derselbe in seine unterste Stellung zurücksinkt. Ein am Gewichte befestigter, seitlich durch einen senkrechten Schlitz des Gehäuses ragender Zeigerstift *s* gestattet an einer hier angebrachten Teilung die Ablessung von Durchflusssmengen bis 10000 l pro Stunde.

Um den Stand des Kolbens nach einem entfernten Orte, z. B. dem Zimmer des Hauswartes hin anzuzeigen, dient der Gummiball *e* mit anschließender Luftleitung *i*. Die Kompression dieses Gummiballes beim Steigen des Kolbens *c* und die entsprechende Druckzunahme in der Luftleitung *i* bewirkt am Beobachtungsorte in einem anschließenden



<sup>43)</sup> Sitzungsbericht des Vereins zur Beförd. d. Gewerbfl. in Preussen 1892, S. 208. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1892, S. 937.

den Gefäße das Steigen einer farbigen Flüssigkeitssäule (Glycerin) in einem senkrechten Glasrohre, dessen Teilungsskala die entsprechenden Kolbenstellungen bezw. Durchflusswassermengen angiebt. Um bei stoßweisem Steigen des Kolbens ein Zerplatzen des Gummiballes zu verhüten, ist der Druck auf denselben durch eine frei aufgelegte Gewichtsplatte  $g$  begrenzt. Endlich dient das Gefäß  $h$  zur Aufnahme von Wasser, unter dessen Druck der Gummiball stets steht, damit dieser beim Sinken des Kolbens sogleich wieder ausgedehnt wird.

Bei der vorwiegend üblichen periodischen und meistens nur in kleinen Zeiträumen stattfindenden Wasserentnahme bedeutet die dauernde Anzeige von Wasserdurchfluß mit Sicherheit eine Undichtheit der Leitung. Wo das Wasser kontinuierlich entnommen wird, wie bei Pissoir-Spülungen, ist zur Kontrolle die Unterbrechung der Wasserentnahme erforderlich.

Litteratur über Wassermesser: Der Wassermesser von Valentin. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1878, S. 507. — B. Salbach. Die Wasserleitung. 2. Aufl. Halle 1876. — Systematische Übersicht über Wassermesser verschiedener Konstruktion. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1875, S. 1, 154, 242, 606, 644. — B. Salbach. Über Wassermesser neuester Konstruktion. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1875, S. 519. — E. Muchall. Über die bei dem Wasserwerk Wiesbaden gemachten Erfahrungen mit Wassermessern. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 236. — B. Salbach. Über Wassermesser neuester Konstruktion. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 574. — Wassermesser, System Frager. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 737. — Über Wassermesser. Dinger's polyt. Journ. 1877, I. S. 442 u. 507; 1877, II. S. 137. — B. Salbach. Wassermesser-Untersuchungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, S. 549. — Über Wassermesser. Vortrag von Berkowitsch. Zeitschr. d. österr. Ing.-u. Arch.-Ver. 1877. — Erfahrungen mit Wassermessern. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, S. 594 und 758. — L. Strohmayr. Amerikanische Wassermesser auf der Ausstellung in Philadelphia. Journal für Gasbeleuchtung u. Wasserversorgung 1878, S. 16. — B. Salbach. Vierter Bericht über die mit Wassermessern verschiedener Konstruktion angestellten Versuche. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1878, S. 395. — Über die Eichungsfähigkeit der Wassermesser. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1878, S. 509. — Assmann. Zur Wassermesserfrage. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1878, S. 511. — Barton & West's Water Meter. Vortrag von W. H. Thomas. Engineering 1879, II. S. 121. — Disselhof. Versuche mit Wassermessern. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 668. — Bericht der städtischen Wasserwerke Berlin über Dauerversuche mit Wassermessern. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 695 u. 726. — Wassermesser, System Frager. (Kolbenwassermesser, eingeführt in Paris.) Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 737. Siehe ferner: Revue industr. 1880, S. 373. — Über die Benutzung von Wassermessern. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1880, S. 367. — Davey's Water Meter. Engineering 1880, II. S. 349. — The Waste Water Meter System. Engineering 1880, II. S. 576. — Wassermesser, System Frager in Paris. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1881, S. 16. — Paris Standard Meters. Engineering 1881, I. S. 124. — P. Rosenkranz. Wassermesser mit Hartgummi-Sternrad. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1881, S. 760. — Wasserverlustanzeiger von Oesten. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 86. — Water-Meters. Vortrag von Taylor. Engineering 1882, I. S. 106. — Th. Stewart. On the Prevention of Waste of Water. Excerpt Minutes of Proceedings of the Inst. of Civ. Eng. Siehe Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. Litteraturbl. 1882, II. S. 8. — Wassermesser, System Germutz. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1882, S. 767. — Lindley. Distriktswassermesser. Beschränkung der Wasservergeudung durch dieselben. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1885, S. 49, 85. — Oesten. Ebenda S. 88. — Lamb. Taschenwassermesser zur Messung des aus Zapfstellen fließenden Wassers. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1887, S. 1067. — Syphonwassermesser von W. u. B. Cowan. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1888, S. 1116. — Ehlert. Über eine Ursache des Zuvielzeigens der Wassermesser. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 48. — J. Hillebrand. Unregelmäßigkeiten in der Registrierung von Wassermessern. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 672. — Wasserverlustmesser von Meinecke in Breslau. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 273; Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 177. — Freemann. Wassermessung mittels Mundstücken. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 292.

§ 18. Beobachtung der Beschaffenheit des Wassers. Zur Prüfung der Reinheit des Wassers in mechanischer und chemischer Hinsicht sind an der Gewinnungsstelle bezw. im Massenbehälter, dann vor und nach der Reinigungsanlage

und endlich an den Verbrauchsstellen mikroskopische und chemische Untersuchungen periodisch vorzunehmen, durch welche Aufschluss über den Gehalt an festen Bestandteilen, den Härtegrad des Wassers, sowie die vorhandenen Mengen von Sauerstoff, Stickstoff und Kohlensäure gegeben wird. In größeren Städten sind besondere Chemiker zu diesem Zwecke angestellt. Ferner sind, besonders wegen Seuchengefahr, bakteriologische Untersuchungen erforderlich; vergl. S. 100, Kap. V.<sup>44)</sup>

Bei Gewinnung von Grundwasser in der Nähe eines Flusses empfiehlt sich die regelmäßige Messung der Temperatur des Flufswassers und des Grundwassers, letztere an einer von der Entnahme nicht beeinflussten Stelle, um durch Vergleich mit der Temperatur des Brunnenwassers zu ermitteln, ob ein Mitnehmen von Flufswasser stattfindet (siehe auch S. 195, Kap. VI); zu gleichem Zwecke empfehlen sich auch vergleichende chemische Untersuchungen.

Weniger wichtig, aber immerhin empfehlenswert sind fortlaufende Beobachtungen von Temperatur und Feuchtigkeit der Luft, der Menge der feuchten Niederschläge, Verdunstungshöhe, Grundwasserstände (deren Kenntnis auch in den bewohnten Gebieten wegen ihrer Beziehung zur Kanalisation wichtig ist), der Qualität des Grundwassers, hauptsächlich aber der Temperatur des Versorgungswassers an wichtigeren Stellen der Zuleitung und des Verteilungsnetzes, sowie der Bodentemperatur. Aus denselben werden unter Berücksichtigung der geologischen Verhältnisse manche für den Betrieb der Wasserversorgung und die Gesundheitszustände der Bevölkerung lehrreiche Beziehungen sich ergeben.<sup>45)</sup>

Hinsichtlich der Wärmeübertragung zwischen Leitungswasser und umgebendem Erdboden ist auf Forchheimer's Arbeit<sup>46)</sup> hinzuweisen, durch welche ein analytischer Ausdruck von befriedigender Übereinstimmung mit bekannten Beobachtungen gewonnen ist. Bei einer Wasserleitung, welche parallel zur Bodenoberfläche in gewisser Tiefe unter derselben liegt, wird die vermöge der Temperaturdifferenz zwischen Bodenoberfläche und Leitungswasser stattfindende Wärmebewegung in einer zur Rohrxaxe senkrechten Schnittebene durch kreisförmige Isothermen und durch Wärme-Strömungslinien ausgedrückt, welche, erstere senkrecht schneidend, wiederum Kreise sind. Die Profilgerade der Erdoberfläche und der Leibungskreis des Leitungsrohres als gegebene Isothermen bestimmen die Schar der Isothermenkreise, deren Mittelpunkte auf einer durch den Rohrmittelpunkt gehenden, zur Erdoberfläche senkrechten Geraden liegen.

Bezeichnet man mit

$W$  die pro Stunde durch die Leitung fließende Wassermenge in l oder kg,

$h$  die Tiefe der Rohrxaxe unter der Erdbodenfläche in m,

$r$  den äußeren Leitungshalbmesser in m,

$t_0$  die Temperatur der Bodenoberfläche in Graden Celsius,

$t_a$  die Temperatur des Wassers und des Bodens am Rohrumfange am Anfange der Leitung in Graden Celsius,

<sup>44)</sup> Vergl. ferner die graphische Darstellung der Gesamtrückstände und organischen Substanzen im rohen Rohwasser und der Analysen des Wasserleitungswassers der Stadt Essen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, Taf. 14. Auch: F. Fischer. Das Wasser, seine Verwendung, Reinigung und Beurteilung. (2. umgearbeitete Auflage des Werks: Die chemische Technologie des Wassers. Braunschweig 1878.) Berlin 1891.

<sup>45)</sup> Vergl. Arnold Escher von der Linth und Arnold Bürkli. „Die Wasserverhältnisse der Stadt Zürich und ihrer Umgebung. Zürich 1871“ mit zahlreichen graphischen Darstellungen.

<sup>46)</sup> Prof. Dr. Forchheimer. Über die Erwärmung des Wassers in Leitungen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1888, Heft 2; 1889, Heft 6. — Vergl. ferner: Thiem. Erwärmung des Wassers in Rohrleitungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1884, S. 8.

- $t_r$  die Temperatur des Wassers und des Bodens am Rohrumfange in Graden Celsius an einer Stelle der Leitung, die um  $l$  Meter vom Leitungsanfange entfernt liegt,
- $k$  die innere Wärmeleitungsfähigkeit des Bodens bezogen auf Stunden, m und kg, so gilt die Gleichung

$$\log \frac{t_o - t_r}{t_o - t_a} = \frac{-1,185 k l}{W \log \left( \frac{h}{r} + \sqrt{\left(\frac{h}{r}\right)^2 - 1} \right)}$$

oder angenähert

$$= \frac{-1,185 k l}{W \log \frac{2h}{r}}$$

für die Temperaturänderung des Wassers, welches durch wärmere oder kältere Bodenschichten fließt. Mit Einführung der Wassergeschwindigkeit oder aber der Zeit, welche das Wasser zum Durchfließen des Rohrstranges von der Länge  $l$  benötigt, lassen sich diese Formeln entsprechend umschreiben.

Die Werte für die Leitungsfähigkeit  $k$  werden für verschiedene Bodenarten angegeben.

Beispiel. Sooleitung von Werries nach Königsborn in Westfalen. Gesamtlänge des Rohrstrangs 27000 m. — Äußerer Halbmesser der Leitung  $r = 0,11$  m. — Tiefe der Rohraxe unter der Oberfläche  $h = 1$  m. — Stündliches Lieferungsvolumen der Soole 45 514 cbm. — Kochsalzgehalt 9%. — Weil die Soole ein spezifisches Gewicht von 1,065 und eine spezifische Wärme von 0,913 hat, so ergibt sich  $W = 45\,514 \cdot 1,065 \cdot 0,913 = 44\,255$ . — Wärmeleitungsfähigkeit des Bodens  $k = 2$ . — Temperatur der Bodenoberfläche  $t_o = 14,66^\circ$  C. — Temperatur des Wassers am Anfang der Leitung  $t_a = 32,38^\circ$  C. Hiernach findet sich für

	$l = 0$	2600	8150	13500	27000 m,
die Wassertemperatur $t_r =$	32,38	28,39	22,63	19,33	15,92° C.,
während thatsächlich	32,38	28,83	22,48	19,10	16,53° C. beobachtet wurden.

**§ 19. Kosten der Wasserversorgung.** Bei der Berechnung der Selbstkosten des Wassers kommen in Betracht: die Besoldung des Beamten- und Arbeiterpersonals, der Maschinenbetrieb (Kohlen- und Materialverbrauch), die Unterhaltung der ganzen Anlage und der Geräte, Heizung und Beleuchtung, allgemeine Kosten für das Bureau- und Rechnungswesen, Amortisation (zum Beispiel in Iserlohn 2% für die Anlage und 5% für das bewegliche Inventar), Bildung eines Reservefonds. Es stellt sich heraus, daß die Schnelligkeit der Entwicklung und Benutzung der ganzen Anlage (bezw. die Entscheidung über die Frage, ob der Wasserbezug für die Privaten obligatorisch sein soll oder nicht) einen sehr erheblichen Einfluß auf die Selbstkosten des Wassers hat.<sup>47)</sup> Im übrigen sind diese in hohem Grade von örtlichen Verhältnissen abhängig; im allgemeinen kann man annehmen, daß die Selbstkosten bei Wasserwerken mit Maschinenbetrieb und einer Leistungsfähigkeit von 3500 bis 15000 cbm täglich einschließlich Zinsen und Abtragung des Anlagekapitals zwischen 5 und 10 Pf. für das cbm betragen; über die Kosten der Filterung siehe Kap. VI.

In Bezug auf Betriebsergebnisse sei auf die wertvollen Daten der zahlreich erscheinenden Jahresberichte und die Veröffentlichungen über den Betrieb auch ausländischer Wasserwerke im Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung verwiesen; daselbst sind auch schätzbare statistische Notizen zu finden.

<sup>47)</sup> Vergl. Bürkli. Anlage und Organisation städtischer Wasserwerke S. 238. Ferner: W. Rendle. The supply of water by private companies. Journ. of Gasl. and Watersupply. 2. Nov. 1875 und hiernach im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 52.

Es empfiehlt sich, die wichtigsten Betriebsergebnisse graphisch darzustellen, wie u. a. gelegentlich der 1883er Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure für das Wasserwerk Dortmund geschehen ist. Jahre und Monate giebt man auf einer Abscissenaxe an und trägt die weiter unten bezeichneten Werte (Konsumentenzahl u. s. w.) als Ordinaten auf. Die Kurven, welche sich durch die Endpunkte der Ordinaten festlegen, werden angemessen koloriert; der Bruttoüberschufs, als ein Hauptresultat, kann durch Schraffur hervorgehoben werden. Aus einer solchen Darstellung lassen sich die Fortschritte des Betriebes leicht erkennen.

Einige das genannte Wasserwerk betreffende Hauptzahlen mögen hier noch Platz finden.

Es betragen in den Jahren:	1873	1883	1892
die Konsumentenzahl . . . . .	939	2 802	4 588
Jahresdurchschnitt des täglichen Wasserkonsums .	4 049 cbm	19 067 cbm	28 733 cbm
der durchschnittliche Kohlenpreis pro cbm Wasser	4,879 Pf.	0,870 Pf.	0,842 Pf.

Ferner betrug im Jahre 1892 bei der erweiterten und besseren Maschinenanlage der Kohlenverbrauch 0,64 kg pro 1 cbm Wasser bei einer von dem Pumpwerke zu bewältigenden Gesamtwiderstandshöhe von 113 m, sodafs 1 kg Kohle eine Arbeitsleistung von 210 428 mkg ergab. Dies macht ungefähr 7% der nach dem absoluten Heizwert der Kohle disponiblen mechanischen Arbeit aus. Früher betrug der Kohlenverbrauch pro 1 cbm Wasser beinahe das doppelte. Der Selbstkostenpreis ausschliesslich Verzinsung und Abtragung des Anlagekapitals stellte sich im Jahre 1893 auf 2,015 Pf. pro 1 cbm Wasser.

Angaben über Anlagekosten sind in einer gröfseren Zahl der citierten Werke, hauptsächlich in den Beschreibungen einzelner Wasserwerke enthalten. Dieselben betragen pro Kopf der Bevölkerung selten weniger als 12—15 M., durchschnittlich 18—24 M., in besonderen Fällen (London, Marseille, New-York) 45—60 M. — Vergleiche auch Kap. IV, S. 57.

In denselben Werken sind auch Verträge mit Bauunternehmern für Wasserwerke, Anweisungen für das in verschiedenen Dienstzweigen der Wasserversorgung thätige Personal und Vorschriften für die Konsumenten zu finden.

### Litteratur über Wasserwerksbetrieb.

Mitteilungen über Wasserwerksbetrieb finden sich in den meisten der angeführten Werke, welche die specielle Beschreibung ausgeführter Wasserwerke zum Gegenstand haben, und in zahlreichen Aufsätzen über Wasserversorgung, hauptsächlich aber in den Jahresberichten städtischer Wasserwerke, auf deren Auszüge im Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung zu verweisen ist, doch mögen hier folgende Veröffentlichungen speciell genannt werden:

Bürkli. Anlage und Organisation städtischer Wasserversorgungen. Zürich 1867.

Bestimmung über die Abgabe von Wasser an Private aus dem Wasserwerk der Stadt Wiesbaden. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1875, S. 741, 767.

Berkowitsch. Über die Prinzipien der Wasserabgabe aus öffentlichen Leitungen. Wochenschr. d. österr. Ing.-u. Arch.-Ver. 1876, S. 35.

W. Kümmerl. Einige Resultate des Wasserversorgungsbetriebes der Altonaer Wasserwerke. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 302.

E. Grahn. Statistik der städtischen Wasserversorgungen. München 1876.

F. C. Muchall. Über Undichtheiten am Rohrnetz eines Wasserwerks und Mittel zur Entdeckung derselben. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, S. 267.

Graphische Darstellung der Betriebsergebnisse der Wasserwerke. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1877, S. 598.

Über die Undichtheiten im Röhrennetz des Görlitzer Wasserwerks. Der Rohrleger 1878, S. 125.

La consommation et les pertes dans les distributions d'eau, par J. H. Harlow, traduit par Gariel. Ann. des ponts et chaussées 1878, I. S. 168.

Grohmann. Über einheitliche Tabellen für Betriebsergebnisse von Wasserwerken. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1878, S. 469 u. 506.

- E. Grahn. Statistik der städtischen Wasserversorgungen. München 1878.  
 Betriebsresultate des neuen Wasserwerks der Stadt Augsburg. Vortrag von D. Endres. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1881, S. 367.  
 Perissini. Bestimmung der Temperatur des Wassers in den Leitungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1884, S. 310; 1885, S. 191, 273, 292; 1888, S. 669.  
 Kümmel. Über Wasserverluste und deren Auffindung. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1886, S. 685.  
 Iben. Reinigung inkrustierter Wasserleitungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1887, S. 716.  
 Wein. Über Abkühlung des Wassers in Leitungen. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, No. 21.  
 Freemann. Wasserbewegung in Feuerwehrsclläuchen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 619, 637, 662.  
 O. Lueger. Wasserversorgung der Gebäude. 2. Aufl. des 4. Bd. Handb. d. Architektur. 3. Teil. Darmstadt 1890.  
 Biega's Rohrbruchmelder. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 442.  
 Schutz von Wasserleitungen gegen Frost. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 152.  
 Elektrischer Wasserstandsanzeiger von Nix u. Genest in Berlin. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 419.  
 Migula. Die bakteriologische Wasseruntersuchung. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 116.  
 O. Lueger. Die Wasserversorgung der Städte. Darmstadt 1890—93. Heft 5: Einzelbestandteile der Wasserleitungen. Heft 6: Verfassung von Bauprojekten und Kostenvoranschlägen. Heft 7: Bauausführung und Betrieb von Wasserversorgungen.

### Konstruktive Einzelheiten und Verschiedenes.

- F. König. Hauswasserleitungen. Leipzig 1882.  
 Thörner. Über die Verwendung asphaltierter gußeiserner Rohre zu Wasserleitungszwecken. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1885, S. 513.  
 Hegener. Über Rohrlegungen für Gas und Wasser. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1885, S. 613.  
 Friedrich. Über die Verwendbarkeit von schmiedeisernen Röhren. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1885, S. 714.  
 — Müller. Ebenda. S. 838.  
 H. Bunte. Verzinkte Eisenrohre für Wasserleitungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1887, S. 61.  
 Über Absperrrichtungen und Anschluß von Privatleitungen. Vortrag von C. Reuther in Mannheim. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1888, S. 1066.  
 Panse. Standrohr für Hydranten. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1888, S. 222.  
 F. Vacher. Defects in Plumbing and Drainage Works. London 1889.  
 Bunte. Verwendung von Bleirohren für Wasserleitung. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 556.  
 Verfahren des Legens von Rohrleitungen in sumpfigem oder schwimmendem Boden von F. Fischer, Direktor der Gas- und Wasserwerke in Worms. D. R. P. No. 48 563. Dieses auch in anderen Staaten patentierte Verfahren hat bei der Bauausführung des Wormser Wasserwerks vortreffliche Dienste geleistet.  
 Ficus. Hydranten von Bopp u. Reuther in Mannheim. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 1160.  
 Rohrverlegungen durch Flüsse und Schutz derselben. Engineering News 1891, S. 549.  
 Lux. Selbstthätiges Entlüftungsventil für Hausleitungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 43.  
 Muffenrohrverbindung mit Bajonetschluß von A. Hinden. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 229. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1892, S. 971.  
 Der Anschluß der Gebäude-Blitzableiter an Gas- und Wasserleitungen. Denkschrift des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine. Berlin 1892.  
 Forchheimer. Die Wasserversorgung von Yokohama und Tokio. Mit Theorie und Beschreibung des Forchheimer'schen stoffsreien Absperrschiebers. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1893, S. 178.  
 Oesten. Rohrverbindungen für Privatleitungen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1893, S. 190.  
 Moormann's Feuerhahn mit Schlauchhaspel von Breuer & Co. in Höchst a. M. D. R. P. 36 576.

Ferner ist auf die zahlreichen wertvollen Abhandlungen über Wasserversorgung in: „Gesundheitsingenieur, Zeitschrift für die Versorgung der Gebäude mit Wasser und Luft, Wärme und Licht. München und Leipzig“ hinzuweisen.

Über Patente im Gebiete der Wasserversorgung siehe Klasse 85 der deutschen Reichspatente.

## VIII. Kapitel.

# Entwässerung der Städte.

Bearbeitet von

**A. Frühling,**

Stadtbaurat a. D. in Dresden.

(Hierzu Tafel VIII bis X und 224 Textfiguren.)

**§ 1. Notwendigkeit und Zweck der Entwässerung der Städte.** Am Eingange des V. Kapitels ist auf die Bedeutung hingewiesen, welche die reichliche und unmittelbare Zuleitung reinen Wassers als Mittel zur Beförderung der Reinlichkeit und damit der Gesundheit der Bevölkerung besitzt. Es ist aber ohne weiteres klar, daß diese wohlthätige Wirkung nur dann in vollem Mafse zur Geltung gelangen kann, wenn es nicht an Gelegenheit fehlt, das reichlich zugeführte und gebrauchte Wasser schnell und in zweckmäßiger Weise wieder abzuführen. Diese Abführung erfolgt auf die einfachste Art durch Benutzung der Strafsenrinnen, welche zur Ableitung des Regenwassers ohnedies vorhanden sein müssen. In einzelnen Strafsen unserer älteren Städte liegen diese Rinnen, auch Rinnsteine oder Gossen genannt, noch in der Mitte der Strafsen; in den meisten Fällen sind jedoch zwei Rinnen angeordnet, welche zugleich die an die Häuserreihen sich anschließenden Fußwege begrenzen.

Die Zuführung des Abwassers der mit Wasserleitung versehenen Grundstücke geschieht meistens vom Hofe aus. Hier sammelt sich dasselbe bei den besser ausgeführten Anlagen in einer ausgemauerten Grube, in welcher sich die durch das Wasser zugeführten Sinkstoffe niederschlagen. Um diese ausräumen zu können, liegt die Sohle jener Grube — des Schlammfanges — tiefer, als die der überdeckten Abzugsrinne, welche in der Regel durch den Hausflur führt, den Fußweg der Strafsen durchschneidet und dann in den Rinnstein einmündet. Ähnliche überdeckte oder offene Einschnitte führen das Regenwasser der Abfallrohre in die Rinnsteine.

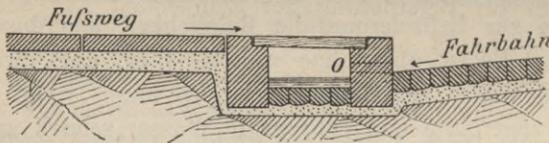
Diese Art der Entwässerung hat indessen verschiedene Nachteile im Gefolge. Das abgeführte Wasser enthält nicht allein die aus Küchen, Höfen, Ställen u. s. w. stammenden fein zerteilten Schmutzstoffe, sondern auch einen großen Teil des menschlichen Urins. Dazu gesellen sich die verschiedenartigen Abwässer der gewerblichen Thätigkeit, dann schwemmt das Regenwasser eine Menge von organischen Stoffen, namentlich Pferdedünger, von den Strafsen fort; endlich bedingt der Raumbedarf der Rinnsteine, welcher mit der abzuführenden Wassermenge wächst, eine Verschmälerung des Strafsendammes, wodurch Wagen- und Fußgängerverkehr beeinträchtigt, die Herstellung von Ein-

fahrten in die Grundstücke erschwert und die regelmässige Form der StraÙe unterbrochen wird.

Diese Nachteile machen sich besonders in Städten geltend, welche in einer Ebene liegen. Das geringe zur Verfügung stehende Gefälle bedingt nicht allein groÙe Querschnitte der Rinnsteine, sondern veranlaÙt auch einen Niederschlag der Sinkstoffe. Welche Übelstände durch die Zersetzung dieser Stoffe namentlich im Sommer entstehen können, davon lieferte z. B. Danzig<sup>1)</sup> ein durch vielfache Erörterungen bekannt gewordenes Beispiel, dem übrigens auch heute noch manches andere — insbesondere aus der Reihe der kleineren und der Mittelstädte — zur Seite gestellt werden kann. In vielen derselben unterbleibt selbst die zeitweise Spülung der Rinnsteine, weil es an dem dazu erforderlichen Wasser fehlt. Vielmehr wird dieselbe lediglich dem Regen überlassen, der auch einen Teil der Sinkstoffe fortspült, andererseits aber wegen zu geringen Fassungsvermögens der Rinnsteine nicht selten Überflutungen der StraÙen und die Durchtränkung derselben mit verunreinigtem Wasser veranlaÙt. Die Winterkälte hindert freilich die Zersetzung der organischen Stoffe; aber sie zwingt auch zur Aufeisung der zugefrorenen Rinnsteine und zur Abfuhr des gelösten Eises, wodurch neue Verkehrsstörungen und erhebliche Ausgaben entstehen.

Die erwähnten Übelstände werden zum Teil dadurch beseitigt, daÙ die Abführung des Wassers nicht mehr durch offene, sondern durch überdeckte Rinnsteine erfolgt

Fig. 1. Überdeckter Rinnstein.



(Fig. 1). Die Einführung der Hausleitungen und des Regenwassers der Dachrinnen geschieht dann unterhalb der Abdeckung und die Entwässerung der Fußwege und des StraÙendamms durch Öffnungen *o*, welche in je nach dem Längengefälle der StraÙe

wechselnden Abständen in dem straÙenwärts belegenen Bordsteine angebracht sind. Von der nutzbaren Breite der StraÙe geht so fast nichts verloren, weil die Abdeckung der Rinnsteine mit als Bestandteil der Fußsteige betrachtet werden kann; gleichzeitig wird das langsam dahinfließende Schmutzwasser dem Auge entzogen und es findet auch nur eine geringe Ausdünstung der Unreinigkeiten statt.

Das Einfrieren im Winter, dem diese auch hinter den Häusern vielfach vorkommenden und unter dem Namen „Trummen“ oder „Drummen“ bekannten Rinnsteine unterworfen sind, die dann um so lästigere Entfernung des Eises, die Gefährdung des Fußverkehrs im Winter, wenn die Abdeckplatten aus GuÙeisen, und deren häufige und kostspielige Erneuerung, wenn sie aus Holz bestehen, der Umstand, daÙ den Ausdünstungen durch die Fugen der Abdeckungen und die Einlauföffnungen des Regenwassers gleichwohl noch der Eintritt in die freie Luft gestattet ist, und daÙ diese Art der Rinnsteine schwer gespült und noch schwerer gereinigt werden kann, läÙt auch sie nicht die Ansprüche erfüllen, welche an eine gute Abführung des Hauswassers gestellt werden müssen. Immerhin aber zeigen sie den Weg, der eingeschlagen werden muÙ, um dieses Ziel zu erreichen.

Wenn man nämlich den mit einer Abdeckung versehenen Rinnstein tiefer unter die Erdoberfläche legt und ihn zu einem Abzugskanal umwandelt, so ist die Mehrzahl

<sup>1)</sup> Wiebe. Reinigung und Entwässerung der Stadt Danzig. Berlin 1865. — Liévin. Die Sterblichkeit in Danzig während der Jahre 1863—1869. Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1872, S. 355.

der erwähnten Nachteile verschwunden und es stellen sich sogar viele wesentliche Vorteile heraus. Nicht allein, daß das Wasser dann der Einwirkung des Frostes entzogen wird, die schädlichen Ausdünstungen nicht auf die Straße gelangen und diese in voller Breite ausgenutzt werden kann: es ist zugleich die Möglichkeit gegeben, den Querschnitt der Kanäle zu vergrößern, ihr Gefälle zu verstärken und Teile der Wohngebäude zu entwässern, die unterhalb der Erdoberfläche liegen. Die Anlage solcher unterirdischen Kanäle ist nicht neu. Ihre Notwendigkeit drängt sich gleichsam schon von selbst auf, als notwendige Ergänzung der Wasserversorgung, die aber wieder eine Folge der fortschreitenden Kultur, der damit verbundenen Steigerung des Reinlichkeitsbedürfnisses und der Zunahme der städtischen Bevölkerung ist. So hatten schon Babylon, Karthago, Jerusalem und mehrere alte ägyptische Städte neben einer Wasserleitung auch unterirdische Abzugskanäle und in Jerusalem nahmen beispielsweise große Teiche die Abwässer der Stadt auf, der Bodensatz wurde als Dünger benutzt und die flüssigen Bestandteile wurden zur Bewässerung der Gärten im Thale von Kidron verwandt. Im alten Rom erbaute Tarquinius der Ältere im Jahre 600 v. Chr. die noch heute bestehende *cloaca maxima* vom Forum nach der Tiber in 4,4 m Weite und 5,3 m Höhe, die anfänglich zur Entwässerung des Forums, dann aber als Sammelkanal für eine Anzahl kleiner Nebenkanäle diente, und unter Kaiser Augustus führte Agrippa das Wasser der großen Wasserleitungen in die Kanäle ein und bewirkte dadurch eine bessere Spülung. Noch heute benutzen einige italienische Städte alte, aus der Römerzeit stammende Entwässerungskanäle.

Mit dem Verfall der alten Kultur ist auch die Mehrzahl jener Werke verfallen, da das Mittelalter wenig oder kein Verständnis für sie hatte, vielmehr auf diesem Gebiete die wichtigsten Anforderungen an die Gesundheit der Städtebewohner vernachlässigte. Erst die Neuzeit und insbesondere die neueste Zeit hat, gewarnt durch die Verheerungen der Cholera, des Typhus und ähnlicher Krankheiten, ihre Aufmerksamkeit wieder diesem Gebiete zugewandt. Zuerst ist England auf demselben mit Nachdruck vorgegangen und die dortigen Ermittlungen zeigen eine nicht hinweg zu leugnende Abnahme der Sterblichkeit in denjenigen Städten, in welchen Mafsregeln zur Zuleitung von reinem und Ableitung des verunreinigten Wassers zur Durchführung gelangten.<sup>2)</sup> Ähnliche Beobachtungen lassen sich in Deutschland anstellen, in welchem eine Anzahl von größeren Städten im Laufe der beiden letzten Jahrzehnte mit Wasserleitungs- und Entwässerungs-Anlagen versehen wurden. Beispielsweise ist die Sterblichkeit in Danzig seit der Einführung der Wasserleitung und Kanalisation (1872) auf etwa 27<sup>0</sup>/<sub>100</sub> gesunken, gegenüber 36,8<sup>0</sup>/<sub>100</sub> in den Jahren 1863—1871. Auch in Berlin macht sich eine Abnahme der Sterblichkeitsziffer seit der Durchführung der Schwemmkanalisation bemerkbar. Während sie 1860—1876 = 32,7<sup>0</sup>/<sub>100</sub> betrug, hatte sie sich 1877—1881 auf 30,5<sup>0</sup>/<sub>100</sub> und 1882—1888 auf 26,05<sup>0</sup>/<sub>100</sub> vermindert. Insbesondere pflegt eine Abnahme der typhösen Erkrankungen einzutreten; in Danzig hatten diese z. B. 1863—1871 = 9,9<sup>0</sup>/<sub>100</sub> betragen und waren 1872—1875 auf 5,1<sup>0</sup>/<sub>100</sub>, 1876—1883 auf 1,8<sup>0</sup>/<sub>100</sub> herabgegangen; in Frankfurt a. M. ist seit dem Jahre 1874 gleichfalls ein merklicher Rückgang der Typhussterblichkeit beobachtet.<sup>3)</sup> Wenn auch die Thätigkeit auf anderen Gebieten der öffentlichen Gesundheitspflege hier mitgewirkt hat, so ist doch die Zuführung reinen und die

<sup>2)</sup> Buchanan. Ninth Report of the Medical Officer of Privy Council for 1866. London 1867, wo 24 englische Städte bezüglich ihrer Gesundheitsverhältnisse vor und nach der Einführung der Wasserleitung und Entwässerung einer Besprechung unterzogen werden.

<sup>3)</sup> Lindley. Die Entwässerungsanlagen der Stadt Frankfurt a. M. 1881. S. 27.

geregelte Abführung des verunreinigten Wassers als die wichtigste Verbesserung und als die Grundlage aller weiteren Fortschritte anzusehen. Zu diesen Fortschritten zählt insbesondere die Abführung der Abtrittstoffe durch die Kanäle, da die Aufspeicherung derselben innerhalb dichtbewohnter Städte zahlreiche gesundheitliche Nachteile zur Folge hat, die sich trotz aller Vorsicht nicht ganz beseitigen lassen.

Nicht zu unterschätzen ist auch die Möglichkeit, durch die Anlage unterirdischer Kanäle die innerhalb des Stadtgebietes befindlichen Wasserläufe und Stadtbäche, welche durch Einleitung der Rinnsteine und Drummen oft im höchsten Grade verunreinigt sind und durch ihre Ausdünstungen gesundheitsschädlich wirken, wieder in einen reinen Zustand überzuführen und sie für andere Zwecke nutzbar zu machen. Ein weiterer Vorteil besteht darin, daß die Kanäle nicht bloß infolge der Auflockerung der darüber liegenden Bodenschichten an sich eine drainierende Wirkung ausüben, sondern daß sie Gelegenheit bieten, dieselbe durch Verfüllung mit Sand und Kies sowie durch Verlegung besonderer Drainröhren in die Baugrube zu verstärken, wodurch die Senkung hoher Grundwasserstände und eine Festlegung derselben, sowie die Austrocknung nasser Keller und Hauswände ermöglicht wird. Dies ist in gesundheitlicher Beziehung wichtig, zumal ein Zusammenhang zwischen wechselnden Grundwasserständen und dem Auftreten gewisser Krankheiten (namentlich Typhus und Cholera) als sehr wahrscheinlich anzusehen ist.

## § 2. Voruntersuchungen und Vorarbeiten.

### A. Erforderliche Pläne. Beobachtung der Grund- und Flufswasserstände.

Die Vorarbeiten für eine Entwässerungsanlage haben zunächst die Form und Begrenzung des Entwässerungsgebietes zu bestimmen, um darauf gestützt die Hauptlinien des Kanalnetzes entwerfen und die Menge des abzuführenden Wassers feststellen zu können. Hierbei ist selbstverständlich nicht bloß die gegenwärtige Ausdehnung und Bevölkerung der Stadt in Betracht zu ziehen, sondern ähnlich, wie bei dem Entwurf zu einer Wasserversorgung, eine verhältnismäßige Vergrößerung derselben ins Auge zu fassen. Auch besteht der Inhalt der Kanäle nicht immer ausschließlich aus dem Haus- und Regenwasser des Stadtgebietes; vielmehr hat die Stadt in vielen Fällen noch das Tagewasser anstoßender Feldmarken aufzunehmen, welches nach Anlage der Kanäle durch diese mit abgeführt werden muß. Endlich empfiehlt es sich, von vornherein auf die Zuführung des Sickerwassers derjenigen Stadtgebiete zu rechnen, die unter einem zu hohen Grundwasserstande leiden. Der Stand und die Menge des zu Thal sich bewegenden Grundwassers wird aber vorzugsweise durch die Höhenlage und Beschaffenheit der in der Nachbarschaft der Stadt liegenden Gebiete beeinflusst.

Zur Beurteilung dieser Verhältnisse ist zunächst ein Plan der Stadt und ihrer Umgebung in einem übersichtlichen Maßstabe (etwa 1 : 10000) erforderlich, in welchen möglichst viele Höhenzahlen der Oberfläche oder besser Höhenkurven einzutragen sind. Wenn irgend möglich, ist darin der künftige Bebauungsplan der Stadt mit aufzunehmen, um die Erweiterung derselben bereits bei dem vorläufigen Entwurfe berücksichtigen zu können.

Wird eine Reinigung des Kanalwassers durch Anlage von Rieselfeldern beabsichtigt, so müssen auch die hierzu etwa geeigneten Gebiete einer Aufnahme nach Örtlichkeit und Höhenlage unterzogen werden. Ferner wird es nötig, den Stand des Grundwassers kennen zu lernen, nicht allein, weil dieser auf die Baukosten, namentlich der tiefliegenden Kanäle erheblichen Einfluß ausübt, sondern auch, um etwaige Drainierungsanlagen

für die unter hohem Grundwasser leidenden Stadtteile und für die Rieselfelder entwerfen zu können. Darum sind mit Aufnahme der Übersichtskarte gleichzeitig regelmässige Beobachtungen des Grundwassers zu verbinden, die am besten in den Kreuzungspunkten eines über die ganze Stadt und die zukünftigen Rieselfelder verteilten Netzes in der Weise vorgenommen werden, wie dies im ersten Kapitel, § 12 bereits beschrieben wurde.<sup>4)</sup> Da der Grundwasserstand in den tieferen Stadtteilen häufig von den Schwankungen des Fluswasserstandes beeinflusst wird, so ist die Kenntnis dieser Schwankungen nicht zu entbehren, auch müssen dieselben behufs Anordnung eines etwaigen Pumpwerks und der Mündungspunkte der Regenauslässe oder der Kanäle in den Fluss bekannt sein. Namentlich sind die höchsten Wasserstände wichtig; auch ist der Zeitpunkt ihres Eintritts von Bedeutung, wenn dieser in eine Jahreszeit fällt, in der auch heftige Regengüsse zu erwarten sind. Bei Städten, welche an der Mündung eines der Ebbe und Flut unterworfenen Stromes oder an der Meeresküste liegen, ist aus denselben Gründen die Kenntnis der gewöhnlichen und grössten Fluthöhen und Ebbestände erforderlich.

#### B. Bestimmung der Menge des abzuführenden Brauchwassers.

In Bezug auf die Ermittlung der Menge des Gebrauchwassers darf auf § 2 des fünften Kapitels verwiesen werden. Wie dort ein festes und durchweg giltiges Mafs für den Bedarf pro Kopf und Tag nicht ermittelt werden konnte und es nur möglich war, die Grenzen festzustellen, innerhalb deren dieser Bedarf zu schwanken pflegt, so müssen auch bei Bestimmung desselben in einer zu entwässernden Stadt die örtlichen Verhältnisse in Betracht gezogen werden. Dabei ist jedoch nicht aufser Acht zu lassen, dafs der Wasserverbrauch nach Einführung einer Wasserversorgung sich in der Regel erheblich zu steigern pflegt; doch dürfte selbst für eine grosse Stadt ein Durchschnittsverbrauch von 140 l f. Kopf und Tag unter allen Umständen mehr als ausreichend sein.

Selbstverständlich ist bei Bestimmung der Kanalquerschnitte die grösste Stundenmenge zu berücksichtigen, welche nach S. 80 zu höchstens rund 10% des gewöhnlichen Tagesverbrauches, also 14 l f. Kopf und Stunde beträgt.

Um die Hauswassermenge zu ermitteln, welche in jeder Strecke abzuführen ist, mufste die Zahl der an der Strafsse wohnenden Einwohner bekannt sein. Diese Zahl wechselt aber häufig, weil sich mit der Zeit die Art der Bebauung und Benutzungsart der einzelnen Viertel oft in erheblichem Mafse ändert; es empfiehlt sich deshalb, nicht die Länge der Häuser, sondern die von den einzelnen Strafsenzügen begrenzten Flächen der Berechnung zu Grunde zu legen und dabei die vorliegenden Erfahrungen über die Dichtigkeit der Bevölkerung zu benutzen. Nach den Angaben von Wiebe wohnten z. B. 1860 in den ältesten Stadtteilen von Berlin 509, in den angrenzenden Bezirken 333, 313, 309, in den äufsersten 196 Einwohner auf der Fläche eines Hektar (oder es kamen auf den Einwohner bezw. 19,6, 30, 32, 32,3, 51 qm); bei der Ausführung der Entwässerungsanlagen wurde eine Steigerung der Bewohnerzahl in geschlossen bebauten Vierteln bis zu 800, in offenen Vierteln bis zu 400 auf 1 ha angenommen, wobei die Flächen der Strafsen und öffentlichen Plätze mitgerechnet sind. — Im Jahre 1876 enthielt der innerhalb der alten Ringmauern befindliche Teil der Stadt Nürnberg 374 Einwohner

<sup>4)</sup> Siehe auch W. Krebs. Über Grundwasserverhältnisse und ihre Untersuchung. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 298. — Die Grundwasserstände Hamburgs und Altonas und ihre Beziehung zur Frage des weiteren Ausbaues dieser Städte. Dasselbst S. 415.

f. d. ha; für Danzig wurden 528, für Königsberg i. Pr. (Festung) 550—600 Bewohner in Ansatz gebracht. In Dresden werden für den dichten Kern der Altstadt 1100, für die anschließenden Viertel mit halbdichter Bebauung 750 und für offene Viertel 120 Einwohner f. d. ha gerechnet. Legt man 140 l f. Kopf und Tag zu Grunde, so beträgt die abzuführende Brauchwassermenge unter Berücksichtigung des größten Stundenverbrauchs

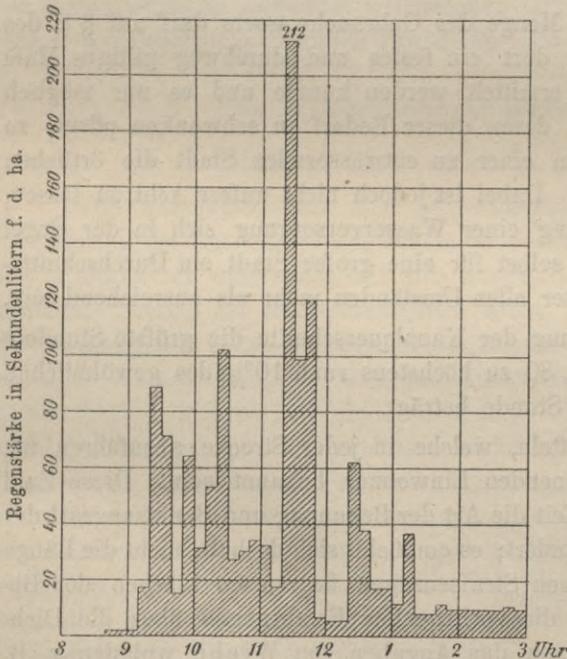
bei 100 Einwohnern	=	0,4 sl	(Sekundenliter)	f. d. ha	
" 200	"	=	0,8 "	"	"
" 300	"	=	1,2 "	"	u. s. w.

### C. Bestimmung der Menge des abzuführenden Regenwassers.

1. Höhe der in Betracht kommenden Niederschläge. Bereits im ersten Kapitel ist darauf hingewiesen, daß hier namentlich die kurzen und heftigen Regengüsse maßgebend sind. Wie aus der daselbst auf S. 27 mitgeteilten Zusammenstellung hervorgeht, gehören Regenhöhen von 50 mm

Fig. 2.

Regenfall in Zürich am 3. Juni 1878.



in einer Stunde (139 sl f. d. ha) nicht zu den Seltenheiten und nach Hellmann darf in der norddeutschen Tiefebene überall auf einen größten Niederschlag von 170—200 sl gerechnet werden. Genaueren Aufschluß über den Verlauf derartiger Sturzregen vermögen nur selbstzeichnende Regenmesser zu geben, die unseres Wissens zuerst in Zürich angewendet wurden und in den letzten Jahren zwar auch an anderen Orten benutzt sind<sup>5)</sup>, die verdiente Verbreitung aber bisher nicht gefunden haben. Als Beispiel ist in Fig. 2 ein Teil des in Zürich am 3. Juni 1878 niedergegangenen Regens dargestellt, der von Bürkli<sup>6)</sup> bezüglich seiner verheerenden Folgen näher besprochen und dadurch in weiteren Kreisen bekannt geworden ist. Nach der sonst üblichen Art der Beobachtung würde nur die Gesamtmenge des in 24 Stunden gefallenen Regens

gemessen sein; ein aufmerksamer Beobachter hätte vielleicht noch die Niederschlagshöhe einzelner Zeitabschnitte zu bestimmen gesucht, aber nur ein günstiger Zufall würde es ihm ermöglicht haben, gerade das während 10 Minuten gefallene Maximum von 212 sl zu ermitteln.

Solange derartige genaue Beobachtungen über die größten Regenmengen in den zu entwässernden Gebieten nicht vorliegen, ist man auf eine Schätzung derselben unter Vergleichung der Beobachtungen ähnlich gelegener Orte angewiesen. Dabei kann es

<sup>5)</sup> P. Gerhardt. Die selbstzeichnenden Regenmesser und ihre Benutzung zur Statistik der starken Niederschläge, insbesondere für Berlin 1884—1889. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 503.

<sup>6)</sup> Bürkli. Größte Abfußmengen bei städtischen Abzugskanälen. Zürich 1880.

sich jedoch nicht um vereinzelt vorkommende ungewöhnlich starke Regenfälle handeln, weil eine rückstaufreie Abführung derselben in einem Kanalnetz, welches Regen- und Brauchwasser zugleich abführt und von welchem im Nachfolgenden stets die Rede sein soll, Aufwendungen nötig machen würde, welche zu dem anzustrebenden Nutzen in keinem Verhältnis stehen. Wohl aber ist zu fordern, daß die große Mehrzahl der vorkommenden Sturzregen ohne Überschwemmung der angeschlossenen Grundstücke abgeführt werden kann. Damit das Kanalnetz diesem Zwecke genüge, kommt aber nicht allein die Stärke des abzuführenden Regens, sondern auch seine Dauer in Betracht. Von den auf S. 27, Kap. I mitgeteilten stärksten Regenfällen beziehen sich 58 auf deutsches Gebiet und umfassen einen Zeitraum von etwa 60 Jahren. Hiervon lieferten 20 mehr als 139 sl (50 mm i. d. Stunde), von denen 11 eine Dauer von 30 Minuten und weniger hatten, während der Rest in längeren Zeiträumen (bis 90 Minuten) niederfiel. — Nach dankenswerten Mitteilungen des Herrn Professor Börnstein wurden mittels des selbstzeichnenden Regenmessers der landwirtschaftlichen Hochschule zu Berlin (25,5 m über Straßsenpflaster) in den 9 Jahren von 1884–1892 folgende 96 Sturzregen von mehr als 45 sl Ergiebigkeit beobachtet:

Zahl der Regenfälle	Dauer in Minuten	Durchschnittliche Stärke sl	Größte Stärke sl
13	3–5	76,7	194
49	6–10	73,1	152
21	11–15	90,8	225
9	16–20	100	220
2	30	53,6	61,4
2	36	53,1	55,5

Eine Zusammenstellung nach der Stärke allein ergibt:

62 Sturzregen von 45–75 sl	9 Sturzregen von 100–150 sl
17 „ „ 75–100 „	6 „ „ 150–200 „
2 Sturzregen von 200–225 sl. <sup>7)</sup>	

Giebt man für norddeutsche Verhältnisse den Hauptkanälen solche Abmessungen, daß sie je nach Lage des Ortes einen Regen von 20–30 Minuten Dauer und eine Menge von 150 sl abführen können, so dürfte allen billigen Anforderungen genügt sein. Für Mittel- und Süddeutschland empfiehlt sich eine Erhöhung um 20, für die Schweiz um 30–50 sl. Wenn diese Zahlen die meisten der bisher üblichen übertreffen, so ist zu berücksichtigen, daß bei nicht wenigen der bereits kanalisierten Städte wiederholte Überschwemmungen mit unliebsamen Folgen eingetreten sind.

2. Einfluß der Versickerung. Von der auf den Boden niederfallenden Regenmenge, welche  $q$  Sekundenliter f. d. ha betragen möge, gelangt in die Kanäle nur ein Teil =  $\phi q$ ,  $\phi$  ist kleiner als 1. Der Rest versickert, während die Verdunstung wegen der kurzen Dauer des Regens weniger in Betracht kommt. Der Wert von  $\phi$  hängt in erster Linie von der Beschaffenheit der Oberfläche, sodann von dem Feuchtigkeitszustande derselben, aber auch von ihrer Neigung, sowie von der Stärke und Dauer des Regens ab. Dichtgepflasterte Straßsen und Höfe, sowie undurchlässig abgedeckte Dachflächen lassen fast alles Wasser; Gärten, Anlagen, Äcker und bewaldete Flächen je nach ihrer stärkeren oder geringeren Neigung und Bodenbeschaffenheit lassen wenig oder nichts

<sup>7)</sup> Von den 96 Sturzregen fielen 22 am Vormittage und 74 am Nachmittage; ferner im März einer, im April einer, im Mai 12, im Juni 20, im Juli 29, im August 18, im September 10, im Oktober 5,

abfließen. Zwischen diesen Grenzen, welche für  $\phi$  Werte von Eins bis Null bedeuten, liegen bekieste Flächen, Spazierwege, Übungsplätze u. s. w. Beobachtungen über die Größe von  $\phi$  sind namentlich 1857 und 1858 an Londoner Kanälen gemacht. Diese haben ergeben, daß zum Abflufs gelangten:

1)	von 74	mm	Regen in	24	Stunden	(= 8,5	sl f. d. ha)	52—64,5%
2)	"	74	"	"	"	(= 8,2	"	63%
3)	"	13,5	"	"	"	(= 7,5	"	94,5%
4)	"	6	"	"	90 Minuten	(= 11	"	74%
5)	"	12	"	"	100	"	(= 20	78%
6)	"	25	"	"	75	"	(= 55,5	50,4%

Die größere Zahl unter 1) gilt für den Kanal der Savoy-Straße, der ein steil abfallendes, stark bebautes Zuflußgebiet von 47 ha besitzt, die kleinere für den einen ebenen Bezirk entwässernden *London-bridge*-Kanal. Die Beobachtung unter 2) wurde an einem Kanal der Ratcliffe-Straße angestellt, der ein eng bewohntes, wenig geneigtes Gebiet von 147 ha entwässert, 3) und 5) beziehen sich auf ein und denselben, gleichfalls dicht bebauten Bezirk und sind auch von dem nämlichen Beobachter (Haywood) ermittelt; der Unterschied der Ergebnisse dürfte auf den verschiedenen Zustand der Flächen vor Beginn des Regens auf unvermeidliche Messungsfehler sowie darauf zurückzuführen sein, daß der Regenmesser bei 3) nicht die mittlere, sondern eine zu kleine Regenmenge angezeigt hat, da die Dichtigkeit der Niederschläge bei großen Gebieten oft erheblich wechselt. Im Hinblick auf die mit derartigen Beobachtungen verbundenen Schwierigkeiten, welche nur durch selbstthätige Vorrichtungen (Schwimmer mit Schreibstift) in Verbindung mit selbstzeichnenden Regenmessern gehoben werden können<sup>8)</sup>, darf man die ermittelten Zahlen nur als Annäherungen betrachten; gleichwohl sind sie auch noch heute von Wert, da Ermittlungen ähnlicher Art nur in spärlicher Zahl vorliegen. Aus den gemachten Beobachtungen geht nun hervor,

daß $\phi$ für den alten dichtbebauten Kern der Städte . . . . .	= 0,7—0,9
„ die anschließenden neuen Stadtteile bei geschlossener	
Bebauung . . . . .	= 0,5—0,7
„ Villenviertel . . . . .	= 0,3—0,5
„ Übungsplätze und die unbebauten Flächen der Bahn-	
höfe . . . . .	= 0,1—0,3
„ Anlagen, Gartenflächen, sowie die nach dem Stadt-	
gebiet entwässernden Wiesen und Äcker je nach	
Neigung und Beschaffenheit . . . . .	= 0,05—0,2
„ die nach dem Stadtgebiet entwässernden Wald-	
flächen desgl. . . . .	= 0,01—0,1

gesetzt werden kann; gleichzeitig empfehlen sich jedoch Einzelermittlungen für die betreffende Stadt unter Rücksichtnahme auf die Änderungen, welche infolge des Anwachsens derselben zu erwarten sind. Nur in dem Kern der Stadt pflegt das Verhältnis der

<sup>8)</sup> Über derartige Messungen in Rochester (Nordamerika) siehe Knichling. Report on the Trunk Sewer of Rochester. Auszüglich in der Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 283. — Eine Bestimmung der Abflussmenge des Hauswassers in den Leipziger Kanälen durch eine selbstschreibende Vorrichtung ist von Hättasch vorgenommen. Leipzig und seine Bauten. 1892. S. 589. — Eine Vorrichtung zum selbstthätigen Messen des höchsten Wasserstandes in Straßkanälen bei Sturzregen (durch Nüpfchen in 1 cm Höhenabstand) ist vorgeschlagen von Zweygarth. Deutsche Bauz. 1888, S. 480.

dichten zu den aufsaugenden Flächen dasselbe zu bleiben, während bei fortschreitender Bebauung der Umgebung der Wert von  $\psi$  wächst.

3. Verzögerung des Abflusses. Während das Regenwasser den Weg von der Fallstelle bis zu einem bestimmten Punkte des Kanalnetzes zurücklegt, vergeht eine bestimmte Zeit und wenn diese gröfser ist, als die Regendauer, so entsteht eine Verzögerung des Abflusses, d. h. die Abflussmenge ist kleiner als  $F\psi q$ , wenn  $F$  den Inhalt des Entwässerungsgebiets bezeichnet. Man pflegt diesem Umstande durch Einführung eines Verzögerungs-Koeffizienten  $\varphi$  Rechnung zu tragen, indem man die Abflussmenge =  $F\varphi\psi q$  setzt und zwar wird

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{F}} \text{ (sog. Bürkli'sche Formel) . . . . . 1.}$$

oder 
$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{F}} \text{ (Brix'sche Formel) . . . . . 2.}$$

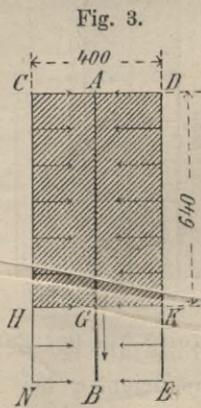
angenommen, oder es werden diejenigen Werte gewählt, welche von Mank auf Grund einer weiter unten zu besprechenden Messung in Dresden ermittelt sind.<sup>9)</sup> Es ergeben sich dann folgende Werte für  $\varphi$

$F$ in ha	$\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$	$\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{F}}$	$\varphi$ nach Mank
1	1,00	1,00	0,85
10	0,56	0,68	0,58
20	0,47	0,61	0,43
40	0,40	0,54	0,29
80	0,33	0,48	0,22
100	0,32	0,46	0,22

wobei nach Mank  $\varphi$  auch für gröfsere Flächen den Wert von 0,22 behält.

Gegen dieses vielfach gebräuchliche Verfahren, welches insbesondere bezüglich der Formeln 1 und 2 in der unten angegebenen Quelle<sup>10)</sup> näher begründet bzw. empfohlen wird, läfst sich jedoch folgendes anführen:

a. Die Verzögerung kommt schon bei kleinen Entwässerungsflächen zur Berechnung, während sie in Wirklichkeit erst später eintritt. Es werde z. B. das 400 m breite Rechteck  $C DEN$  (Fig. 3) von dem Hauptkanal  $AB$  durchschnitten, in welchen die Nebenkanäle rechtwinklig münden. Beträgt dann die mittlere Geschwindigkeit  $v$ , mit der sich das Wasser in den Kanälen bewegt, 0,7 m und legt man einen Sturzregen der Dauer  $t_r = 1200$  Sekunden zu Grunde, so ist das in den obersten Punkten  $C$  und  $D$  niedergefallene Wasser nach Verlauf von  $t_r$  an einer Stelle  $G$  angelangt, welche  $0,7 \times 1200 = 840$  m von  $C$  oder  $D$  und 640 m von  $A$  entfernt ist. Es sendet also am Ende des Regens die Fläche  $CDHK = f$  von  $\frac{640 \times 400}{10000} = 25,6$  ha Inhalt ihre



<sup>9)</sup> Engineering News 1892, II. S. 67 ist noch eine Formel von Mc. Math erwähnt, bei welcher  $\varphi$  nach der fünften Wurzel von  $F$  abnimmt.

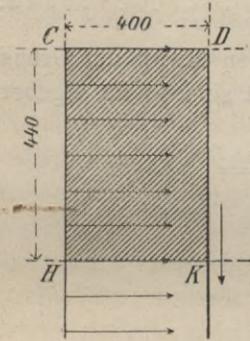
<sup>10)</sup> Baumeister. Städtisches Strafsenwesen und Städtereinigung. (Handbuch der Baukunde, III. Abteilung, 3. Heft.) Berlin 1890. S. 230.

volle Wassermenge durch den Punkt  $G$ ; erst von hier ab beginnt die Verzögerung, d. h. bis dahin ist  $\varphi = 1$ , während nach Formel 1  $\varphi = 0,44$  und nach Formel 2  $\varphi = 0,58$  sein würde.

b. Das Gefälle des Kanals kommt nicht zur Geltung. Beträgt die mittlere Geschwindigkeit  $v$  nicht, wie in dem vorigen Beispiel, 0,7, sondern nur 0,5 m, so liegt  $G$  am Ende des Regens nicht mehr 640 m, sondern nur noch 520 m entfernt von  $A$ , und  $f$  berechnet sich zu 20,8 ha. Dagegen rückt  $G$  bei  $v = 1$  m um 1000 m von  $A$  fort und die Verzögerung beginnt erst, wenn  $f$  die Gröfse von 40 ha überschreitet.

Für die Abfluggeschwindigkeit ist fast ausschliesslich das Kanalgefälle maßgebend. Das Gefälle der Wege, auf welchen das Regenwasser den Kanalöffnungen zufließt, kommt wenig in Betracht, weil die Länge dieser Wege im Verhältnis zu derjenigen der Kanäle eine sehr geringe ist. Soweit das von den Dachflächen abfließende Wasser in Frage kommt, ist das Gefälle des Zuflussgebietes überhaupt ohne Einflufs.

Fig. 4.



c. Der Lage des Kanals im Entwässerungsgebiet wird keine Rechnung getragen. Verlegt man denselben z. B. von der Mitte nach der Seite des Rechtecks, so ist  $C$  der entfernteste Punkt des Gebiets (Fig. 4).  $DK$  berechnet sich dann bei den obigen Annahmen ( $t_r = 1200$ ,  $v = 0,7$ ) zu  $0,7 \cdot 1200 - 400 = 440$  m und die Fläche, innerhalb der keine Verzögerung eintritt, zu  $\frac{400 \cdot 440}{10000} = 17,6$  ha gegen 25,6 ha unter a.

d. Der Einflufs der Form des Entwässerungsgebietes wird nicht berücksichtigt. Obwohl beispielsweise die in Fig. 5 und 6 dargestellten Gebiete die nämliche Gröfse besitzen und der Kanal bei beiden in der Mitte liegt, zeigen sie doch wesentlich verschiedene Abflufsverhältnisse.

Fig. 5.

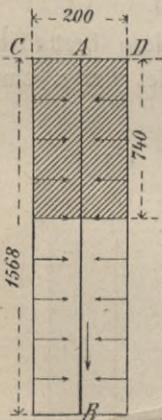
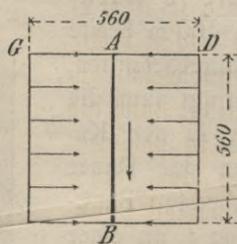


Fig. 6.



In Fig. 5 gebraucht das Wasser, um vom entferntesten Punkte des Gebiets bis zur Grenze  $B$  zu gelangen, bei  $v = 0,7$  m die Zeit  $\frac{1668}{0,7} = 2383$  Sek., in Fig. 6 aber nur  $\frac{840}{0,7} = 1200$  Sek. Bei  $t_r = 1200$  muß im letzteren Falle der Kanal bei  $B$  also das Wasser der Gesamtfläche von  $\frac{560 \cdot 560}{10000} = 31,36$  ha abführen, während in Fig. 5 die Verzögerung schon bei  $G$  in  $840 - 100 = 740$  m Abstand von  $A$  eintritt. An dieser Stelle hat der Kanal eine Fläche von  $\frac{740 \cdot 200}{10000}$

$= 14,8$  ha zu entwässern und ändert nun seine Gröfse auf der ganzen unterhalb gelegenen Strecke nicht mehr, sodafs der Verzögerungskoeffizient  $\varphi$  bei  $B = \frac{14,8}{31,36} = 0,47$  ist.

e. Die Dauer des Sturzregens kommt nicht zur Geltung. Eine längere Dauer des Regens vergrößert die Fläche, innerhalb der keine Verzögerung stattfindet. Bei  $t = 3000$  und  $v = 0,7$  würde z. B. in Fig. 3 der Punkt  $G$  bis auf 1900 m von  $A$  abrücken und die schraffierte Fläche sich auf 76 ha vergrößern.

Aus dem Vorstehenden geht hervor, daß die Verzögerung erst bei größeren Flächen zur Geltung kommt und daß es nicht richtig ist, dieselbe lediglich von  $F$  abhängig zu machen. Vielmehr ist daneben auch die Regendauer, das Gefälle des Kanals und die Form des Entwässerungsgebiets bzw. das Verhältnis des vom Wasser zurückgelegten Weges zu der Größe der Abwässerungsfläche zu berücksichtigen.

Bei dieser Gelegenheit sei bemerkt, daß die Formel 1 nicht ganz mit Recht den Namen der Bürkli'schen trägt. Denn in der unter Anmerkung 1 angeführten Bürkli'schen Schrift ist ausdrücklich auf die wichtige Rolle hingewiesen, welche das Kanalgefälle spielt und demnach aus einer in England gebräuchlichen Formel<sup>11)</sup> der Ausdruck entwickelt

$$\frac{A}{R} = 0,5 \sqrt[4]{\frac{G}{F}}, \dots \dots \dots 3.$$

worin  $A$  die Abfluß-,  $R$  die Regenmenge,  $G$  das Kanalgefälle in ‰ und  $F$  das Entwässerungsgebiet in ha bezeichnet. Um diesen Ausdruck mit Formel 1 vergleichen zu können, muß man  $A = \varphi \psi R$ , also  $\frac{A}{R} = \varphi \psi$  setzen; er geht in jene Formel über, wenn man  $\psi = 0,5$  und  $G = 1$  annimmt. Formel 1 bildet also nur einen einzelnen Fall des Bürkli'schen Ausdrucks und gilt für ein mitteldicht bebautes Gebiet, sowie für ein Kanalgefälle von 1:1000. Weicht das letztere von dieser Zahl ab, so ergeben sich auch andere Werte für  $\varphi$ , wie aus den von Bürkli besprochenen Beispielen (dieselben umfassen Gefälle bis 0,052) hervorgeht.

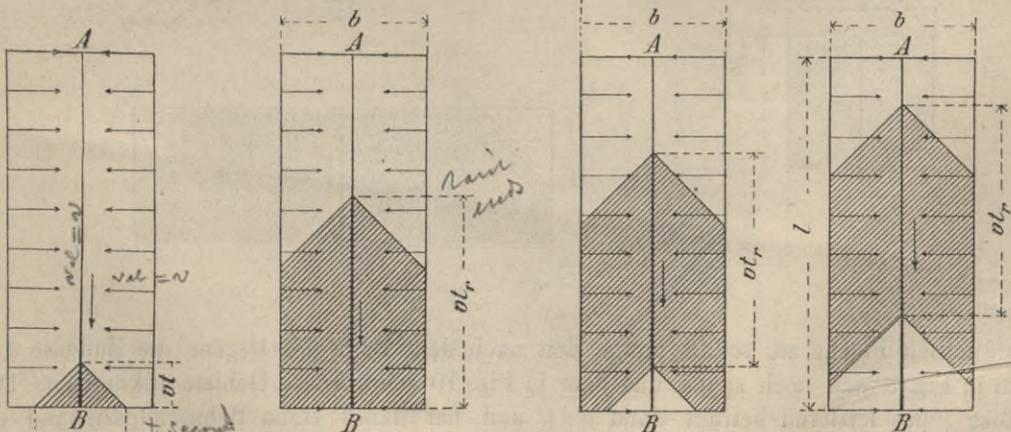
f. Anderweite Bestimmung des Verzögerungs-Koeffizienten. Es handle sich zunächst wieder um ein rechteckig gestaltetes, in seiner Mitte von einem Kanal  $AB$  durchzogenes Entwässerungsgebiet, welchem das Wasser von den Seiten in senkrechter Richtung zufließt (Fig. 7). Dann gelangt  $t$  Sekunden nach Beginn des Regens in dem Punkte  $B$  das Wasser des schraffierten Dreiecks zum Abfluß, dessen Höhe  $= vt$  und dessen Grundlinie  $2vt$  ist, wenn  $v$  wieder die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in den Kanälen bezeichnet. Dauert der Regen  $t_r$  Sekunden, so hat die wasserliefernde Fläche am Ende desselben die in Fig. 8 schraffiert dargestellte Form erhalten, deren Inhalt  $= bvt_r - \frac{b^2}{4}$  ist. Nach dem Aufhören des Regens entleeren sich die Zweigkanäle in der Nähe von  $B$ , dafür fließt aber Wasser aus den Gebieten oberhalb der

Fig. 7.

Fig. 8.

Fig. 9.

Fig. 10.



<sup>11)</sup>  $\log D = \frac{3 \log F - \log G - 4,97}{10}$  (oder  $D = 0,318 \sqrt[10]{\frac{F^3}{G}}$ ), wenn  $D$  den Durchmesser eines kreisförmigen Kanals,  $F$  das Entwässerungsgebiet in ha, und  $G$  das Gefälle des Kanals in ‰ bezeichnet.

Fig. 11.

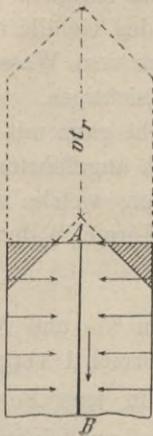


Fig. 13.

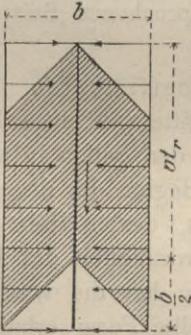


Fig. 15.

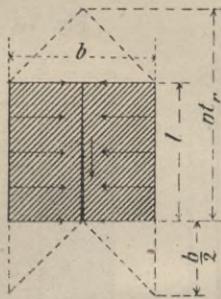


Fig. 12 a.

Abflusskurve des Entwässerungsgebiets der Fig. 10.

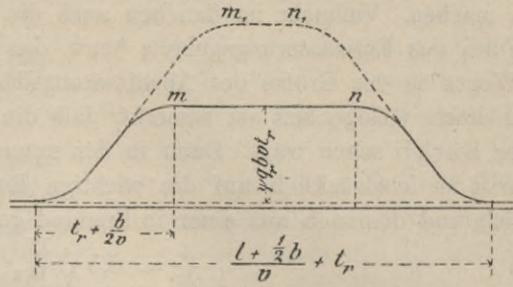


Fig. 12 b.

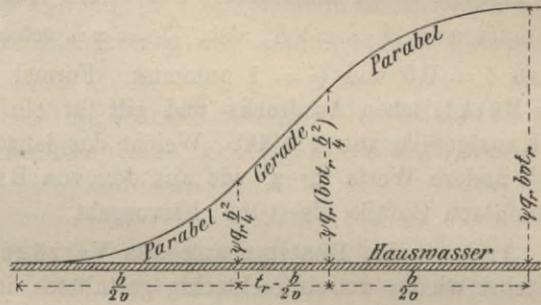


Fig. 14.

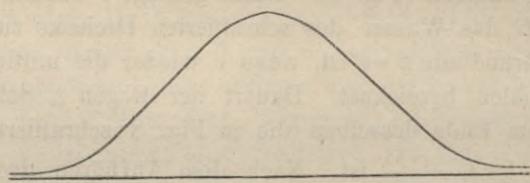
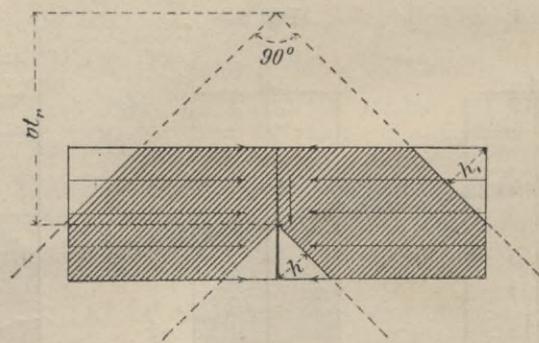


Fig. 16.



schräffierten Fläche zu, sodass einige Zeit nach dem Ende des Regens die Zuflüsse aus dem in Fig. 9 und noch später aus dem in Fig. 10 schräffierten Gebiete ankommen. Die Gröfse  $f$  des letzteren beträgt dann  $b v t_r$  und hat damit einen Beharrungszustand erreicht, der sich erst wieder ändert, wenn die Spitze der Abflussfigur an den oberen Rand des Entwässerungsgebiets gelangt ist; von da ab tritt eine allmähliche Abnahme derselben und schliesslich ein Verschwinden nach der in Fig. 11 dargestellten Art ein. Die

Zeit  $t$  des Abflusses ergibt sich hieraus zu  $\frac{l + \frac{b}{2}}{v} + t_r$  und die Verzögerung im Punkte  $B$  (Fig. 10) zu  $\frac{f}{F} = \frac{b v t_r}{b l} = \frac{v t_r}{l} = \varphi$ . Für  $v = 0,7$ ,  $t_r = 1200$ ,  $b = 300$  und  $l = 1400$  ist z. B.  $t = 3414$  Sekunden und  $\varphi = 0,6$ . Dieser Ausdruck für  $\varphi$  gilt jedoch nur, so lange die Abflussfigur ganz innerhalb des Entwässerungsgebiets liegt, also z. B. nicht mehr für Fig. 15.

Ein anschauliches Bild von dem Verlaufe des Abflusses bei  $B$  erhält man durch das Verzeichnen der Abflussskurve, bei welcher die Zeiten die Abscissen, die zugehörigen Abflussmengen die Ordinaten bilden (Fig. 12 a u. b). Die Kurve steigt in einer aus zwei Parabelzweigen und einer Geraden gebildeten Linie bis zu der höchsten Ordinate  $\phi q b v t_r$  empor, läuft dann je nach der Gröfse von  $l$  längere oder kürzere Zeit parallel mit der Abscissenaxe und fällt in der nämlichen Weise ab, wie sie aufgestiegen ist.

Mit der Regendauer wächst die Gerade, welche die beiden Parabelstücke verbindet und  $mn$  nimmt an Länge ab (siehe die punktierte Darstellung  $m_1 n_1$  in Fig. 12 a). Letzteres geschieht bei der Abnahme von  $l$ ; die Parallele verschwindet, wenn  $l = \frac{b}{2} + v t_r$  (Fig. 13). Ist  $l < v t_r + \frac{b}{2}$ , so erhält die Abflussfigur eine Spitze (Fig. 14) und die Verzögerung hört auf, wenn  $l \leq v t_r - \frac{b}{2}$  (Fig. 15). Im letzten Falle kommt die Abflussfigur nicht mehr ganz zur Entwicklung, dieses geschieht auch nicht, wenn das Gebiet bei geringer Länge eine große Breite hat (Fig. 16), da die Gerade, welche die beiden Parabeln verbindet, fortfällt, sobald  $t_r = \frac{b}{2v}$  oder  $b = v t_r$  ist. Die von den punktiert dargestellten Schenkeln umschlossene Abflussfigur wird in Fig. 16 am größten, wenn  $h = h_1$ , was am besten auf zeichnerischem Wege ermittelt wird; die Abflussskurve gestaltet sich dann wie in Fig. 14 unter Fortfall der schräg ansteigenden Verbindungsgeraden.

Von dem zeichnerischen Verfahren wird man auch am besten Anwendung machen, wenn es sich um ein unregelmäßig begrenztes Gebiet handelt (Fig. 17). Wird dem Hauptkanal  $AB$  das Wasser wieder durch senkrecht dazu liegende Nebenkanäle zugeführt, so entspricht der Verlauf des Abflusses bei  $B$  dem wechselnden Inhalt der schraffierten Fläche  $f$ , welche dadurch entsteht, dass man die Winkelpunkte  $NM$  der Schenkel  $SS$  auf der Linie des Hauptkanals entlang bewegt.

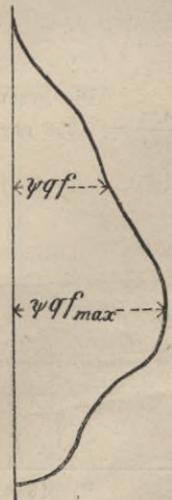
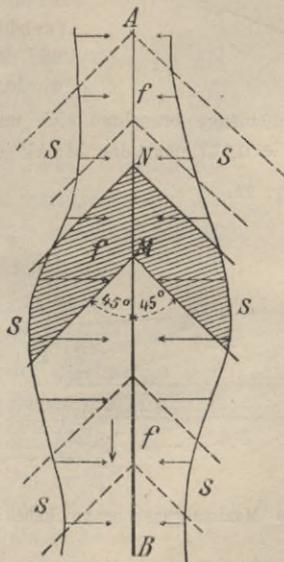
Dieser wechselnde Inhalt bedingt ferner die Form des Rückens der Abflussskurve (Fig. 18) und es ist (gleiches  $\phi$  für das Gesamtgebiet vorausgesetzt),

$$\varphi = \frac{f_{\max}}{F} \dots \dots \dots 4.$$

Findet die Einmündung der Seitenkanäle unter dem Winkel  $\beta$  statt (Fig. 19), so ist es am einfachsten,  $\alpha$  dadurch zu bestimmen, dass man  $mn = mo$  macht. Bei gekrümmter Bahn der Seitenzuflüsse (Fig. 20) wird zunächst  $o$  durch  $mo = mn$

Fig. 17.

Fig. 18.



festgelegt, dann  $o m_2 = m_2 n_2$ ,  $o m_4 = m_4 n_4$ ,  $o m_3 = m_3 n_3$ ,  $o m_1 = m_1 n_1$  u. s. w. gemacht.  $o_1$  bestimmt sich durch  $o o_1 = v t_r$  und der Verlauf der Linien  $o_1 n_5 n_7 n_9$ , sowie von  $o_1 n_6 n_8$  durch Abtragung der gleichen Längen auf den Haupt- und Nebenkanälen. Für den Fall, daß die Geschwindigkeit der Nebenkanäle wesentlich von der des Hauptkanals abweichen sollte, sind die Werte  $m n$ ,  $m_1 n_1$ ,  $m_2 n_2$  u. s. w. entsprechend zu verlängern oder zu verkürzen.

Fig. 19.

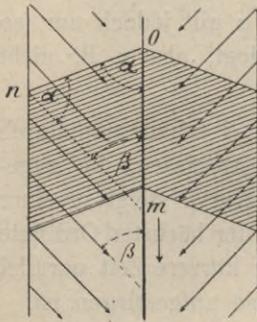
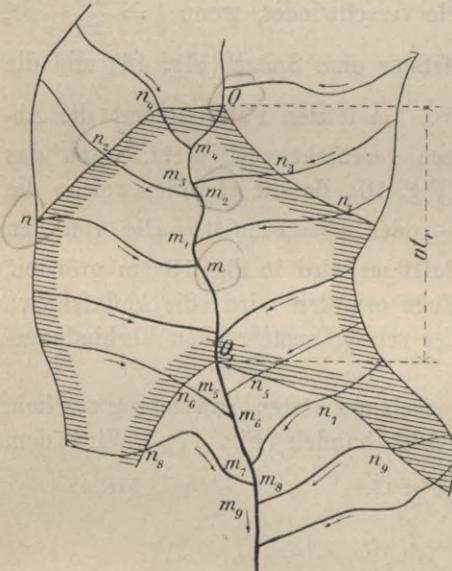


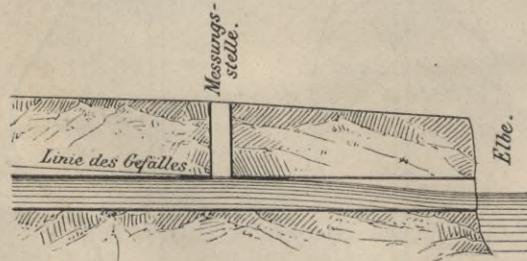
Fig. 20.



Als Beispiel ist in F. 1, T. IX die Abflussskurve für einen in Dresden befindlichen Hauptkanal dargestellt und zwar für die nämliche Stelle A (F. 1<sup>a</sup>), an welcher Mank im Jahre 1877 eine Messung der Abflussmenge bei einem 25 Minuten = 1500 Sekunden dauernden Regenfall von 138 sl vornahm.<sup>12)</sup> Die Gefällverhältnisse des Kanals, welcher in seiner oberen Strecke das Wasser einer größeren Ackerfläche aufnimmt und die hiernach zu Grunde gelegten mittleren Geschwindigkeiten sind aus F. 1<sup>a</sup> ersichtlich, ebenso Umfang und Art der gegenwärtigen Bebauung.  $\psi$  ist für die Altstadt zu 0,9, für die anstossenden geschlossenen Viertel zu 0,6 und für die offenen zu 0,35, ferner für die Ackerflächen zu 0,15 angenommen, letztere Zahl mit Rücksicht auf die starke Neigung derselben. Die Ermittlung erfolgte für acht verschiedene Zeiten nach Beginn des Regens (F. 1<sup>b</sup>), doch sind der größeren Deutlichkeit wegen nur die Abflussfiguren für  $t = 2412$  und  $t = 4580$  Sekunden nach Beginn des Regens in den Lageplan mit roter Schraffierung eingetragen. Die größte Abflussmenge ergibt sich für  $t = 4580$  zu 4,77 cbm, während Mank nur 2,375 cbm ermittelte. Der Unterschied ist auf die inzwischen stärker gewordene Bebauung, vielleicht auch auf zu große Annahmen für  $\psi$  und  $v$ , sowie auf die Schwierigkeit zurückzuführen, während der Beobachtung den Zeitpunkt der größten Abflussmenge abzuessen. Diese ändert sich nämlich, wie aus F. 1<sup>b</sup> hervorgeht, fortwährend und wird erst 3080 Sekunden nach dem Aufhören des Regens am größten. Auch ist es wahrscheinlich, daß der Wasserspiegel in der Nähe der Mündung des Kanals ein stärkeres Gefälle hatte, als die Sohle desselben (Fig. 21) und daß die Abflussmenge (welche von Mank aus dem gefüllten Kanalquerschnitt und dem Sohlgefälle berechnet ist) zu niedrig bestimmt wurde.

Die gesamte Abflussmenge berechnet sich nach F. 1<sup>a</sup>, T. IX zu 13,4 cbm, und demnach  $\varphi$  zu  $\frac{4,77}{13,4} = 0,356$  gegen  $\frac{2,375}{13,4} = 0,177$  nach den Mank'schen Ermittelungen.<sup>13)</sup> Das Gesamtgebiet beträgt einschließlich der Ackerflächen 234 ha; wie aus F. 1<sup>a</sup> hervorgeht, stellt sich die größte Abflussmenge schon im oberen Teile des Kanals ein, der von hier aus bis zur Mündung mit Rücksicht auf das gleichbleibende Sohlgefälle denselben Querschnitt erhalten müßte. — Gegenwärtig wird ein erheblicher Teil des in F. 1<sup>a</sup> dargestellten Abflußgebiets anderweitig entwässert, weil der Kanal sich bei heftigen Sturzregen (nach Auskunft des Tiefbauamts schon vor 1877) als unzulänglich erwiesen hatte.

Fig. 21.



<sup>12)</sup> Mank. Welche Maximalwassermenge haben städtische Kanäle thatsächlich abzuführen? Deutsche Bauz. 1884, S. 90 u. 268.

<sup>13)</sup> Mank findet  $\varphi = 0,22$ , hat aber einen Teil des im Süden belegenen Abflußgebiets unberücksichtigt gelassen.

Fig. 22.

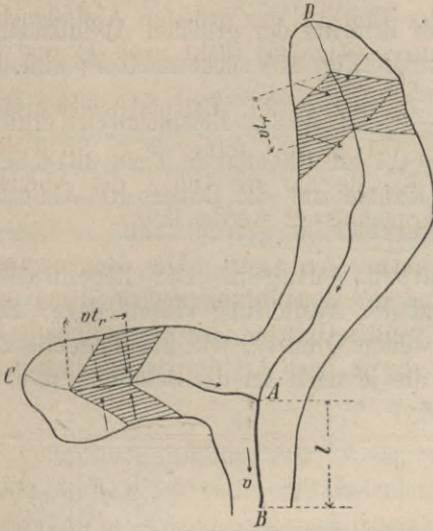
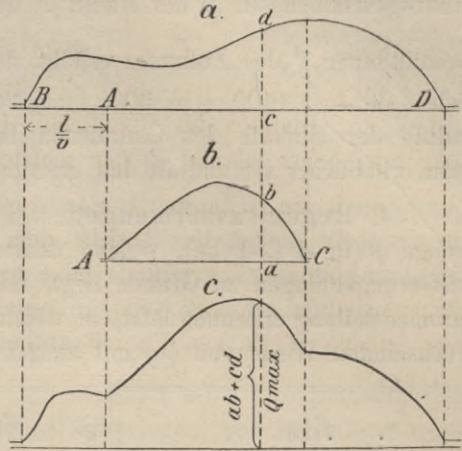


Fig. 23 a-c.



Mündet ein Hauptkanal  $AC$  in einen anderen  $BAD$  (Fig. 22), so ermittelt man die Abflussskurven für  $BD$  (Fig. 23a) und  $AC$  (Fig. 23b) und stellt diese in dem Abstände  $\frac{l}{v}$  untereinander auf (Fig. 23c); alsdann ergibt die Summierung der Ordinaten die gesuchte Abflussskurve des Punktes  $B$  für das Gesamtgebiet und der Kanal ist an der Stelle  $B$  für  $Q_{max}$  zu berechnen. Das Verfahren ist also das nämliche, wie es in Kap. V, S. 90 gelegentlich der Bestimmung der Freiwassermenge bei der Anlage von Sammelteichen besprochen wurde.

Da eine Verzögerung in den oberen Teilen des Kanalnetzes nicht eintritt (dieselbe beginnt erst, wenn die Kanäle länger sind als  $vt_n$ , unter gewöhnlichen Verhältnissen also erst bei 700—1000 m), so bleiben die Nebkanäle meistens von derselben unberührt und sind deshalb für die volle Wassermenge  $\psi q F$  zu berechnen. Bei größerer Länge sind die Nebkanäle in gleicher Weise zu behandeln, wie  $AC$  in Fig. 22.

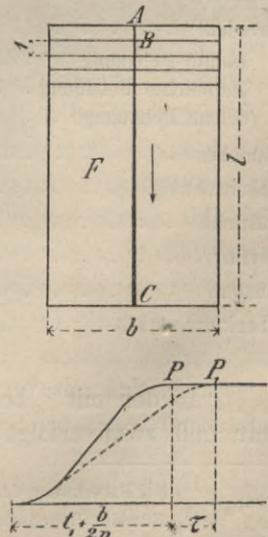
Bei der vorstehenden Ermittlung der Abflussskurve ist die Zeit  $\tau$  unberücksichtigt geblieben, welche erforderlich ist, um die Kanäle oberhalb der Abflusssstelle  $C$  (Fig. 24) anzufüllen. Zur Ermittlung derselben denke man sich das wieder als rechteckig angenommene Abflußgebiet  $F$  in Streifen von der Länge  $b$  und der Breite Eins geteilt und setze den Querschnitt des obersten Kanalstückes bei  $B = m$ . Dann berechnet sich unter der Voraussetzung, daß die Geschwindigkeit in allen Teilen des Kanalnetzes die nämliche ist, der Querschnitt am Ende der zweiten Strecke zu  $2m$ , am Ende der dritten zu  $3m$  u. s. w. und es ergibt sich der Inhalt der Kanalstrecke  $AC$  annähernd zu

$$m + 2m + 3m \dots + lm = \frac{l^2}{2} m = M.$$

Ferner wird  $\tau = \frac{M}{\psi q_r F} = \frac{l^2 m}{2 \psi q_r F}$ , und da  $m = \frac{b \cdot 1 \cdot q_r \psi}{v}$ ,

so erhält man

Fig. 24, 25.



$$\tau = \frac{l^2 b q_r \psi}{2 \psi q_r F v} = \frac{l^2 b}{2 F v} = \frac{l}{2 v}$$

Um den Wert von  $\tau$  wird der Zeitpunkt des Eintritts der größten Abflussmenge hinausgeschoben, d. h. der Punkt  $P$  der Abflusskurve (Fig. 25) rückt nach  $P_1$  und die Gesamtdauer  $T$  des Abflusses erhöht sich auf  $\frac{l + \frac{b}{2}}{v} + t_r + 2\tau$ . Beispielsweise ergibt sich  $\tau$  für  $l = 1400$ ,  $b = 300$ ,  $t = 1200$  und  $v = 0,7$  zu 100, ferner  $T$  zu 3614 Sek., sodafs der Einfluss des räumlichen Inhalts der Kanäle auf die Dauer des Abflusses kein erheblicher ist und in den meisten Fällen vernachlässigt werden kann.

4. Regenwassermengen bei ausgeführten Anlagen. Die Regenwassermenge  $q$  (in sl f. d. ha), welche dem Entwurf und der Ausführung verschiedener Entwässerungsanlagen zu Grunde liegt, schwankt in weiten Grenzen, wie nachfolgende Zusammenstellung erkennen läfst, in welche zugleich die je nach Art der Bebauung u. s. w. wechselnden Werte von  $\psi q$  mit aufgenommen sind.

Stadt.	$q$ sl	$\psi q$ sl	Stadt.	$q$ sl	$\psi q$ sl
Breslau:			Köln . . . . .	70	
Hauptkanäle . . . . .	9	3	Hauptkanäle . . . . .		25—42
Nebenkanäle . . . . .	18	6	Nebenkanäle . . . . .		33—55
Neuere Ausführungen . . . . .		20—25	Hannover:		
Dortmund . . . . .	25		Altstadt . . . . .		40
Obere Kanalstrecken . . . . .		16,7	Übrige Stadt . . . . .		25
Mittlere „ . . . . .		12,5	Anlagen . . . . .		8,3—12,5
Untere „ . . . . .		8,3	*Chemnitz . . . . .	70	17—50
Leipzig . . . . .	33,3	16,7	Hamburg . . . . .	78	39
Danzig . . . . .	36	12—18	*Stettin:		
Pest . . . . .	70		Neuere Kanäle . . . . .		50
Innenstadt . . . . .		21	*Wiesbaden . . . . .	97	
Außenstadt . . . . .		11	Bebautes Gebiet . . . . .		36—73
Nürnberg . . . . .		12—18	Freies Feld . . . . .		26
Dresden <sup>14)</sup> . . . . .	50		Wald . . . . .		13
Dichte Bebauung . . . . .		50	*Posen . . . . .	100	50
Halbdichte Bebauung . . . . .		40	Mainz . . . . .	111	55
Offene Bebauung . . . . .		30	Düsseldorf <sup>15)</sup> . . . . .	113	38
München . . . . .	45	9—22	*Mannheim . . . . .	125	42—84
Braunschweig . . . . .	58	29	Paris, Sammelkanäle . . . . .	125	42
Lüttich . . . . .	61	20	*Königsberg i. Pr.:		
Berlin . . . . .	64	10,6—21,2	Neuere Entwürfe . . . . .	168	100
Emden . . . . .	64	21,2	*Freiburg i. B.:		
Frankfurt a. M. . . . .		12—30	Geschlossene Bebauung . . . . .		40—50
			Offene Bebauung . . . . .		20
			Neuere Entwürfe . . . . .	180	108

In den mit \* bezeichneten Städten findet eine Berücksichtigung der Verzögerung statt und zwar erfolgt die Berechnung von  $\varphi$  in Stettin, Posen und Wiesbaden nach

<sup>14)</sup> Bei Berechnung der eiförmigen Kanäle wird jedoch nur eine Füllhöhe bis zum Kämpfer in Ansatz gebracht.

<sup>15)</sup> Für die Bahnhofflächen sind 9,5 sl, für das Überschwemmungsgebiet, in welchem nur das Regenwasser der Dächer von den Kanälen aufgenommen wird, 19 sl gerechnet.

Brix, in Chemnitz und Freiburg i. B. nach Mank, in Mannheim nach Bürkli, in Königsberg i. Pr. nach der Formel  $\frac{1}{\sqrt[5]{F}}$ , wobei jedoch geringere Werte als 40 sl unberücksichtigt bleiben; in den übrigen Städten ist der Wert von  $\phi q$  ohne weitere Einschränkung zur Bestimmung der Kanalquerschnitte benutzt. Da jedoch die Mehrzahl der Annahmen für  $q$  hinter den wirklich vorkommenden Regenfällen zurückbleibt, so genügen die sich ergebenden Abmessungen vielleicht für solche Hauptkanäle, bei denen wegen ihrer Länge und wegen der Form ihres Entwässerungsgebiets eine entsprechende Verzögerung eintritt, dagegen fallen die rechnungsmässigen Werte für die Nebenkanäle zu klein aus. Man pflegt zwar zur Ausgleichung dieses Umstandes mit dem Durchmesser der Nebenkanäle nicht unter ein bestimmtes Maass herabzugehen, doch ist es richtiger, der Berechnung die wirklich vorkommenden Regenmengen zu Grunde zu legen.

#### D. Wasser von Aufsenbezirken.

In der Regel empfiehlt es sich, das Wasser der die Stadt etwa durchschneidenden Bäche, welche auf entfernter liegenden Aufsenbezirken entspringen, von den eigentlichen Schmutzwasserkanälen auszuschliessen, und sie mittels gesonderter flachliegender Leitungen abzuführen. Insbesondere ist dies in Aussicht zu nehmen, wenn eine künstliche Hebung oder eine Reinigung des Kanalwassers stattfinden muss; aber auch unter günstigeren Verhältnissen ist die Abführung der durch Regen vermehrten Wassermengen solcher Bäche durch Kanäle, an welche tiefliegende Wirtschafts- und Wohnräume angeschlossen sind, oft mit Nachteilen verknüpft, während zugleich die Anlagekosten dieser Kanäle höher werden. Gleichwohl lässt sich eine besondere Um- oder Ableitung nicht immer vornehmen und man hat in diesem Falle mit einem Zuwachs an Wasser zu rechnen, welcher für gewöhnliche und für Regenzeiten besonders ermittelt werden muss. Ersteres kann durch unmittelbare Messung, letzteres durch Anwendung der oben beschriebenen Berechnungsart geschehen, wobei auch die S. 89—92 besprochenen Beispiele bertücksichtigt sein wollen.<sup>16)</sup>

#### E. Grund- und Quellwasser.

Die Möglichkeit, die unter zu hohem Grundwasser leidenden Stadtteile trocken zu legen, bildet einen wesentlichen Vorteil eines tiefliegenden Kanalnetzes. Es ist aber nicht erforderlich, hierzu die Kanäle selbst zu benutzen, vielmehr können zu diesem Zwecke Drainrohre verwendet werden, die man über der Mitte oder zu beiden Seiten des Kanals verlegt (§ 9) und als gesonderte Leitungen ausführt; dieselben werden mit durchlässigem Material umgeben und dienen zur Aufnahme der Zweigdrains. Hierdurch wird auch der Nachteil vermieden, dass Verunreinigungen der Drainrohre durch das bei starkem Regen in sie eindringende Rückstauwasser vermieden werden. In Entwässerungsgebieten, deren Wasser künstlich gehoben werden muss, wird das Grundwasser mit Ausnahme desjenigen einzelner höher gelegenen Bezirke, welche in einen Wasserlauf oder Regenauslass u. s. w. entwässern können, gleichfalls gehoben werden müssen. Es hängt dann von den örtlichen Verhältnissen ab, ob es besser ist, die Drainleitungen gesondert zum Pumpwerk zu führen, oder sie an geeigneten Stellen mit den tiefliegenden

<sup>16)</sup> Eine nähere Besprechung dieses Gegenstandes findet sich bei Bürkli a. a. O. (s. Anm. 1) gelegentlich der Beschreibung der Zerstörungen, welche das Hochwasser des durch einen Teil von Zürich fließenden Wolfbachs vom 3. Juni 1878 anrichtete.

Sammelkanälen zu vereinigen. In beiden Fällen bedarf man der ungefähren Kenntnis der abzuführenden Wassermenge, für deren Bestimmung es jedoch meist an einer sicheren Grundlage fehlt. Kommt das Stadtgebiet allein in Frage, so läßt sich die auf den durchlässigen Flächen versickernde Wassermenge (0,3—0,4 der Regenhöhe) annähernd ermitteln; ähnlich ist zu verfahren, wenn es sich um die Abführung des von einem Aufsengebiet zufließenden Untergrundwassers handelt. Es ergeben sich in letzterem Falle oft so große Wassermengen, daß auf vollständige Senkung des Grundwassers bis zur Sohle der tiefsten Keller nicht zu rechnen, sondern nur eine mäßige Tieferlegung zu erwarten ist. — Hierher gehört auch die Abführung des in der Form von einzelnen Quellen zu Tage tretenden Grundwassers; ferner die Beseitigung des in eingedeichten Städten während des Hochwassers sich bildenden Sickerwassers. — In einzelnen Städten, z. B. Aachen und Wiesbaden, kommt auch die Ableitung der aus tiefliegenden Schichten aufsteigenden Quellen in Frage, deren Ergiebigkeit sich jedoch durch Messung mit genügender Genauigkeit feststellen läßt.

#### F. Beschaffenheit des Kanalwassers.

In das Gebiet der Vorarbeiten gehört auch die Ermittlung der voraussichtlichen Beschaffenheit des Kanalwassers, um einen Anhalt für die Verdünnung desselben bei Regenwetter und für den Umfang der etwa anzulegenden Reinigungsanlagen zu gewinnen. Sieht man vorläufig von der Einwirkung des Regenwassers ab und geht auf die Untersuchungen zurück, welche mit dem Hauswasser kanalisierter Städte vorgenommen wurden, so stößt man auf große Verschiedenheiten. Diese beruhen in der abweichenden Lebensweise und verschiedenen Wohlhabenheit der Bewohner, in dem größeren oder geringeren Wasserverbrauch, in der Zahl und Größe der gewerblichen Betriebe und in dem Umfange, in welchem Auswurfstoffe in die Kanäle gelangen. Folgende Zahlen, welche einer Zusammenstellung von Baumeister<sup>17)</sup> entnommen sind, und die Bestandteile eines Kubikmeters in Gramm ausdrücken, zeigen die verhältnismäßig geringsten Abweichungen.

No.	Namen der Städte.	Schwebende Bestandteile g	Gelöste Bestandteile g	Davon Stickstoff g	Stickstoff für Kopf u. Tag g	Bemerkungen.
1	London (Jahresdurchschnitt aus 21 Beobachtungen) .	612	645	80	16	Durchweg Spülabtritte.
2	Mittel von 16 englischen Städten . . . . .	447	722	85	15	Desgl.
3	Mittel von 15 anderen englischen Städten . . . . .	391	824	73	11	Etwa 40% der Auswurfstoffe gelangen in die Kanäle.
4	Berlin, dreijähriger Durchschnitt . . . . .	670	755	70	7	Durchweg Spülabtritte.
5	Danzig, desgl. (6 Trockentage und 1 Regentag) .	595	670	65	12	Desgl.

Auffallend ist hiernach die in Berlin auf Kopf und Tag entfallende geringe Stickstoffmenge von 7 g, da die dortigen Kanäle sämtliche Auswurfstoffe aufnehmen und diese nach übereinstimmenden Beobachtungen allein etwa 12,5 g Stickstoff f. Kopf u.

<sup>17)</sup> A. a. O. S. 236.

Tag enthalten (davon im Harn 11,8 g). Vielleicht bewirken die verschiedenen Gewerewässer eine teilweise Ausscheidung des Stickstoffs in Form von Niederschlägen, welche dann durch Spülung oder Handarbeit aus den Kanälen entfernt werden. Die Menge der Auswurfstoffe beträgt im Mittel 1,25 kg f. Kopf u. Tag (davon 1,15 kg flüssig), das spezifische Gewicht der sogenannten festen Teile 1,03. Außer der genannten Stickstoffmenge entfallen noch 3,4 g Kali und 4,3 g Phosphorsäure auf die Ausleerungen f. Kopf u. Tag. Nach Alexander Müller in Berlin enthalten 100 l Kanalwasser (welche etwa der auf den Kopf entfallenden Tagesmenge entsprechen) durchschnittlich 10 g Stickstoff, 4 g Kali, 3–4 g Phosphorsäure, 1,5–2 g Magnesia, 15 g kohlenaures Kali, 20–25 g Kochsalz.

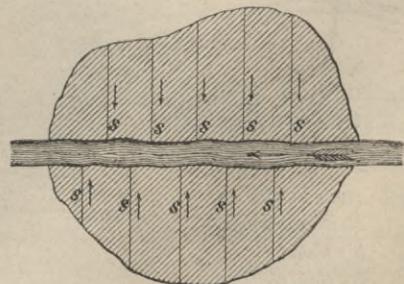
Die Wirkung eines starken Regens beruht zwar zunächst in der Verdünnung des Kanalwassers, zugleich steigert sich aber mit der Abflussmenge auch die Geschwindigkeit. Wie aus F. 5, T. I hervorgeht, wird dieselbe z. B. bei der halben Füllung eines kreisförmigen Kanals etwa doppelt, bei 0,83 facher etwa 2,5 mal so groß, als wenn der Kanal nur bis zu  $\frac{1}{6}$  seiner Höhe gefüllt ist. Sink- und Schmutzstoffe, welche bis dahin wegen mangelnder Geschwindigkeit in den Haus- und Strafsenkanälen zurückgeblieben waren, werden demgemäß bei starkem Regen weitergeführt und das verdünnte Kanalwasser zeigt sich weniger rein, als man nach dem Grade der Verdünnung annehmen sollte. Dazu kommt, daß die auf den Strafsen und Höfen befindlichen Schmutzstoffe durch das abfließende Regenwasser fortgespült und teilweise aufgelöst werden. Diese Umstände lassen es begreiflich erscheinen, daß beispielsweise in dem Londoner Kanalwasser bei einem Platzregen 2342 g schwebende und 631 g gelöste Stoffe, sowie 74 g Stickstoff in 1 cbm gefunden wurden (bei solchen Untersuchungen kommt es allerdings wesentlich darauf an, an welcher Stelle des Kanalnetzes und in welcher Zeit nach dem Beginn des Regens die Messung vorgenommen wurde). Von Einfluss ist ferner die Art der Reinhaltung der Strafsen, Höfe, Sinkkasten und Kanäle, sowie das Gefälle der letzteren, die Stärke des Verkehrs u. s. w. Einige Zeit nach Beginn des Regens gelangt das Wasser zwar ziemlich rein in die Kanäle, doch wird dies nur bei kleinen Abzugsgebieten bemerklich, während bei großen, wo das Wasser der entfernt liegenden Punkte erst nach dem Ende des Regens an der Mündung ankommt, die Beschaffenheit sich nicht erheblich ändert.

### § 3. Allgemeine Anordnung des Kanalnetzes. Sammelgebiete und Verzweigung der Kanäle. Notauslässe. Spülanlagen.

#### A. Allgemeine Anordnung des Kanalnetzes.

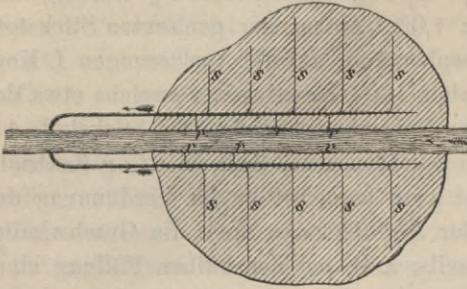
Möglichst rasche Entfernung des Haus- und Regenwassers auf dem kürzesten Wege ist die Grundbedingung, von der jede städtische Entwässerungsanlage ausgehen sollte und dieser Zweck wird in der Regel am besten dadurch erreicht, daß sich die Linien der Kanäle der Richtung des natürlichen Oberflächengefälles anschließen, soweit dies mit Rücksicht auf die verschiedenen Hindernisse und auf die Lage der Strafsen angeht. Hat z. B. das Stadtgebiet, wie dies in Fig. 26 angedeutet ist, Gefälle nach den beiden Flusufern, so wird die billigste Anordnung der Kanäle *s* die daselbst gezeichnete sein, vorausgesetzt, daß die Herstellung der Mündungen in den Fluß nicht auf Schwierigkeiten stößt. Ist die Stadt

Fig. 26.



in ihrem Umfange von einem Wasserlauf umgeben oder liegt sie auf einer Insel bzw. Halbinsel, so ist eine strahlenförmige Anordnung der Kanäle am vorteilhaftesten. Nach

Fig. 27.



Abfangekanäle an, welche das Wasser der einzelnen Kanäle *s* sammeln und es unterhalb der Stadt besonderen Reinigungsanlagen oder dem Flusse zuführen. Beispiele für diese Anordnung bieten London (F. 2, T. VIII), Paris, Pest, Frankfurt a. M. (F. 1, T. VIII) und andere Städte, sowie die Entwässerung der Rechtstadt in Danzig (F. 3, T. VIII). Hier führen die einzelnen Entwässerungskanäle in gerader Richtung auf die Mottlau zu und ergießen ihren Inhalt in einen am Ufer des Flusses entlang führenden Hauptkanal.

Derartige Abfangekanäle erhalten naturgemäß eine tiefe Lage und erfordern wegen der schwierigen Herstellung (starker Wasserandrang, schlechter Untergrund in der Nähe

Fig. 28.

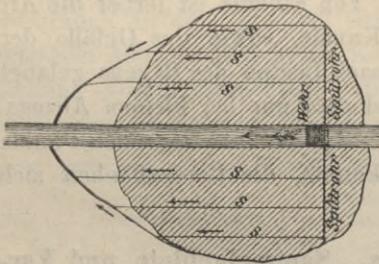
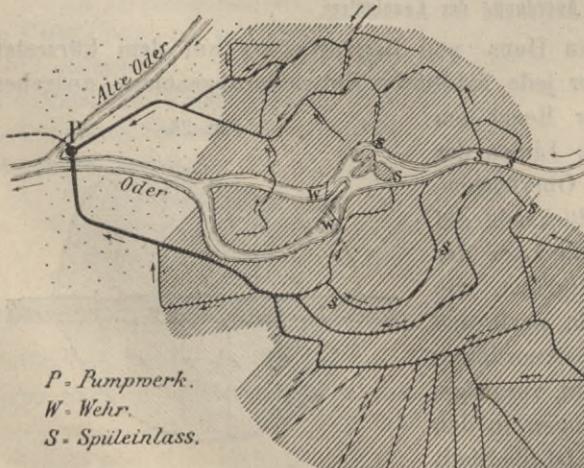


Fig. 29. Kanalnetz der Stadt Breslau.



*P* - Pumpwerk.  
*W* - Wehr.  
*S* - Spüleinlass.

diesen Gesichtspunkten ist auch im wesentlichen früher, als man auf die Verunreinigung öffentlicher Gewässer im Stadtgebiet noch wenig Wert legte, verfahren und man findet derartige Kanalmündungen selbst in gestauten Flussstrecken oder in stehenden Wasserbecken. Neuere Ausführungen dieser Art gehören jedoch zu den Ausnahmen; vielmehr wendet man bei den Gefällverhältnissen der Fig. 26, sowie zur Vervollständigung älterer Anlagen die in Fig. 27 dargestellten

Abfangekanäle erhalten naturgemäß eine tiefe Lage und erfordern wegen der schwierigen Herstellung (starker Wasserandrang, schlechter Untergrund in der Nähe des Flusses u. s. w.) meist beträchtliche Kosten; auch ist das vorhandene Gefälle oft sehr gering. Unter Umständen empfiehlt sich deshalb die Anordnung nach Fig. 28, welche teilweise bei dem Kanalnetz für Breslau (Fig. 29) Anwendung gefunden hat.

Bei Stadtgebieten, deren Höhenlage eine stärker wechselnde ist, als sie bei den obigen Beispielen vorausgesetzt wurde, sind für den Entwurf des Kanalnetzes ähnliche Gesichtspunkte maßgebend, wie bei einer Entwässerungsanlage für landwirtschaftliche Zwecke.

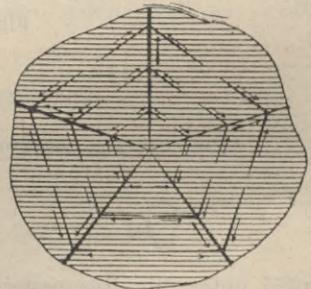
Trägt man die Höhenzahlen der am tiefsten gelegenen Anschlussstellen der einzelnen Grundstücke in den Plan eines solchen Stadtgebietes ein und verbindet die Zahlen gleicher Höhenlage durch Linien, so stellen diese die Höhenkurven einer unregelmäßigen Fläche dar. Auf dieser Fläche entwerfe man das Leitungsnetz möglichst so, als handle es sich um eine Entwässerung derselben durch offene Gräben und zwar unter Festhaltung des Grundsatzes, dass dem Wasser jeder Anschlussstelle nur ein einziger und

zwar möglichst kurzer Weg zur Mündung zugewiesen wird. Man erhält dann ein Verästelungsnetz, dessen stärkste Zweige sich in den tiefsten Rinnen jener Fläche entlang ziehen und dessen Ausläufer auf den höchsten Stellen derselben liegen; selbstverständlich sind die so gewonnenen Grundlinien des Netzes je nach Lage der Strafsen, der bereits vorhandenen Kanäle, nach der Gelegenheit zur Anlage von Notauslässen und nach den sonstigen örtlichen Verhältnissen abzuändern.

Die Sohle der Entwässerungskanäle muß überall so tief unter der gedachten Fläche liegen, daß die bei Sturzregen eintretenden höchsten Wasserstände dieselbe nicht erreichen können. Durch Vergleichung dieser vorläufig durch Schätzung festzulegenden Sohlenhöhen mit den Wasserständen des Flusses an der Auslaufstelle oder mit der Höhenlage der Rieselfelder ergibt sich dann, inwieweit eine Teilung des Gebiets in Höhenzonen angebracht ist. Eine solche Zoneneinteilung findet sich z. B. in London (F. 2, T. VIII), Paris, Neapel, München, Köln, Frankfurt a. M. (F. 1, T. VIII), Stuttgart, Mainz, Elberfeld, Düsseldorf und ist in Königsberg, Mannheim und Basel in Ausführung begriffen. Muß das Wasser der unteren Zone künstlich gehoben werden, so dient nicht selten ein Hauptkanal des oberen Gebiets zur Aufnahme desselben, der es der gemeinsamen Ausfluß- oder Reinigungsstelle zuführt. In Frankfurt a. M. ist ein Auspumpen der Kanäle des unteren Gebiets dadurch vermieden, daß die Abfangekanäle desselben erst mehrere Kilometer weiter unterhalb in den Main geführt sind (F. 1, T. VIII). — In London liegen die Kanäle der Nordseite in drei, die der Südseite in zwei Höhenzonen; das Wasser der untersten Zone wird durch die ihrer Lage nach in F. 2, T. VIII angegebenen Pumpwerke in die Kanäle einer höheren Zone gehoben.

Ähnlich wie bei den Vorarbeiten für die Wasserversorgung ist es bei Aufstellung des Entwurfs für eine städtische Entwässerungsanlage in den meisten Fällen schwierig, diese einer künftigen Vergrößerung anzupassen. In Berlin, wo auf ein besonders starkes Anwachsen zu rechnen war, hat Hobrecht diese Schwierigkeit durch Zerlegung der Stadt in eine Anzahl selbständiger Abteilungen („Radialsysteme“) beseitigt, welche nach Art der Fig. 30 vom Stadtinnern nach außen hin entwässern. Für jede Abteilung ist eine besondere Pumpenanlage vorhanden, welche das Kanalwasser den in der Umgebung der Stadt belegenen Rieselfeldern zuführt (F. 4, T. VIII). Durch diese Anordnung, welche sich jedoch hauptsächlich für ein nahezu wagrecht liegendes Stadtgebiet eignet, unterliegen die oberen Enden der Leitungen auch bei der Vergrößerung der Stadt keiner Änderung, während eine Ausbildung des Kanalnetzes nach außen hin möglich ist und die Beschaffung von Rieselflächen erleichtert wird.

Fig. 30.



#### B. Sammelgebiete und Verzweigung der Kanäle.

Für welche Art der Anordnung man sich auch entscheiden mag, es wird immer erforderlich sein, die zu entwässernde Fläche in einzelne Gebiete zu zerlegen, das Wasser derselben zu sammeln und es dem Abfluspunkte zuzuführen. Allgemeine Regeln über die Größe der Sammelgebiete lassen sich jedoch nicht aufstellen, weil die Form des ganzen Stadtgebiets sowohl, wie der einzelnen Stadtviertel in den meisten Fällen eine unregelmäßige ist. Doch sollte man starke Einschnürungen oder Anschwellungen in der Form der Gebiete zu vermeiden suchen, weil diese, wie aus den Darlegungen des

§ 2 und dem daselbst erwähnten Dresdener Beispiele hervorgeht, den Querschnitt des Sammlers ungünstig beeinflussen. So würde der Hauptkanal des Gebiets II in Fig. 31 schon von *A* ab seinen größten Querschnitt erhalten müssen, wenn nicht die Möglichkeit vorliegt, in der Nähe von *A* einen Notauslass zu benutzen. Auch ist von einer Zersplitterung in viele gleichwertige Kanäle abzuraten und thunlichst eine Zusammenführung in einzelne stärkere Kanäle (Verästelung) vorzunehmen, weil ein Kanal von *n*-facher Leistung billiger wird, als *n* Kanäle von einfacher Leistung. Die Anordnung Fig. 32 verdient deshalb den Vorzug vor derjenigen der Fig. 33; außerdem kann das Gefälle der bei *A*, *B*, *C*, *D* einmündenden Zweigkanäle etwas größer werden, weil *AP* wegen der größeren Wassermenge ein geringeres Gefälle beansprucht. Endlich bietet ein größerer Kanal auch bequemere Gelegenheit zur Anordnung von Notauslässen.

Fig. 31.

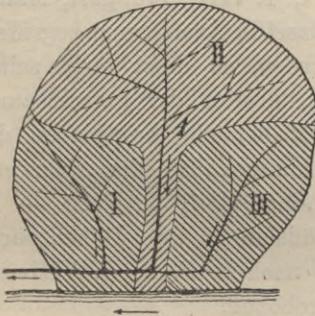


Fig. 32.

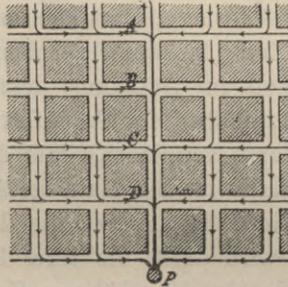
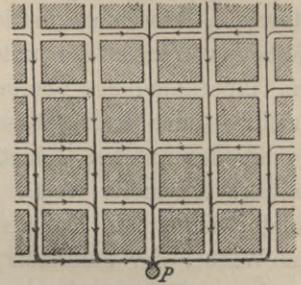
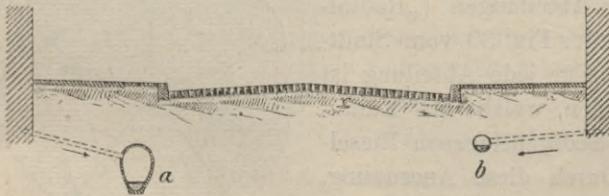


Fig. 33.



Wegen der besseren Spülung und Lüftung sind tote Enden thunlichst zu vermeiden, obwohl dies bei einzelnen über das geschlossen bebaute Gebiet hinausreichenden Strafsen nicht immer möglich ist. Auch wird man die Anordnung so zu treffen suchen, daß

Fig. 34.



das Wasser des einen Kanals unter mäßigem Anstau auf kurze Zeit einem anderen zugewiesen werden kann, um Ausbesserungen vornehmen zu können.

In breiten Strafsen kann es billiger werden, statt eines Kanals in der Fahrbahn der Strafe deren zwei unter die Bürgersteige zu verlegen, wodurch die Zweigleitungen kürzer werden und besseres Gefälle erhalten (Fig. 34); der Nebkanal *b* wird dann mit dem Hauptkanal *a* in längeren Abständen verbunden. Die gleiche Anordnung empfiehlt sich unter Umständen auch für weniger breite Strafsen mit starkem Wagen- und Strafsenbahnverkehr, weil diese durch Aufgraben der Fahrbahn zu sehr gestört werden würde.

In englischen und amerikanischen Städten mit schmalen Bauvierteln findet sich vielfach die Anordnung, daß die Kanäle an den Rückseiten der Grundstücke verlegt sind, was bezüglich der Entwässerung der Höfe und des Anschlusses der Küchen von Vorteil sein kann.

#### C. Notauslässe.

Von wesentlicher Bedeutung für die Größe und Kosten der Kanäle ist die Anordnung von Notauslässen, durch welche dieselben entlastet werden. Derartige Auslässe sind im allgemeinen höher gelegene Kanäle, die in den nächsten Wasserlauf führen und

erst in Wirksamkeit treten, wenn die Verdünnung des Hauswassers einen bestimmten Grad erreicht, also die Füllhöhe des Kanals eine gewisse Grenze überschritten hat. Der Auslaß zweigt mittels eines breiten Überfalls vom Hauptkanal ab, damit eine sichere Abführung stattfindet und allzu grosse Schwankungen im Wasserspiegel des Kanals vermieden werden, s. Fig. 35. Um sich den Vorgang der Verdünnung klar zu machen, sei *B* (Fig. 36) die für den Notauslaß in Aussicht genommene Stelle und der ein Gebiet von rechteckiger Gestalt entwässernde Kanal *AB* führe bei trockenem Wetter  $F q_h$  Sekundenliter Hauswasser ab, wenn *F* die Fläche des Gebiets und  $q_h$  den auf 1 ha desselben entfallenden Anteil an Hauswasser bezeichnet. Von dem Zeitpunkte, in welchem  $\psi q_r$  Sekundenliter Regen auf 1 ha durch die Einläufe und Regenrinnen in den Kanal gelangen, findet an den Einlaßstellen eine Verdünnung des Hauswassers im Verhältnis von  $\frac{q_h}{\psi q_r}$  statt. Diese Mischung fließt dem Punkt *B* zuerst aus nächster Nähe, dann aus weiterer Umgebung je nach dem Anwachsen der (schraffiert dargestellten) Abflußfigur zu. Die Menge des bei *B* abfließenden Hauswassers bleibt dieselbe, doch nimmt der von oben her unverdünnt zufließende Teil desselben mit der Dauer des Regens immer mehr ab. Die stärkste Verdünnung tritt ein, wenn die Abflußfigur ihre größte Ausdehnung erreicht hat, also (vergl. Fig. 12 a)  $t_r + \frac{b}{2v}$  Sekunden nach Beginn des Regens.

Fig. 35.

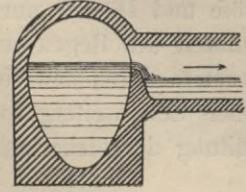
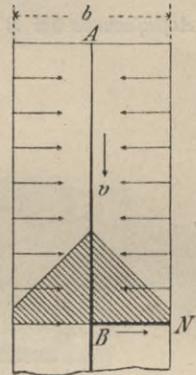


Fig. 36.



Verzeichnet man die Ausflußkurve, so stellt Fig. 37 den Verlauf des Abflusses bei trockenem Wetter (wobei von den hier nicht in Betracht kommenden Schwankungen nach S. 79, Kap. V abgesehen ist), Fig. 38 denjenigen während des Regens dar und das Verhältnis  $\frac{F q_h}{m}$  ergibt den jeweiligen Verdünnungsgrad des Hauswassers, welcher sich allmählich bei genügend ausgedehnten Gebieten bis zu  $\frac{F q_h}{\psi q_r b v t_r}$  steigert. Für die Menge des Hauswassers ist die Größe des gesamten bewohnten Entwässerungsgebiets (bezw. die Zahl der auf demselben befindlichen Haushaltungen u. s. w.) maßgebend, während dieselbe für die größte Abflußmenge des Regenwassers nur bis zu einer bestimmten Grenze in Frage kommt. Beispielsweise betrage bei einem bewohnten Gebiet von 1500 m Länge und 400 m Breite  $q_h = 1,2$  sl f. d. ha, so ist  $F q_h = \frac{1500 \cdot 400}{10000} \cdot 1,2 = 72$  sl. Die größte Abflußmenge bei einem Regenfall von  $q_r = 120$  sl und  $t_r = 1200$  Sekunden Dauer, einer durchschnittlichen Abflußgeschwindigkeit  $v = 0,7$  m und einem Werte von  $\psi = 0,6$  ist

Fig. 37.

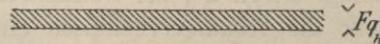
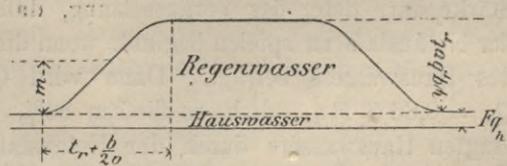


Fig. 38.



$$\frac{0,6 \cdot 120 \cdot 400 \cdot 0,7 \cdot 1200}{10000} = 2419 \text{ sl,}$$

also die stärkste Verdünnung  $= \frac{72}{2419} = \frac{1}{33,6}$ . Ist das Gebiet jedoch 2500 m lang, so wird  $F q_h = 120$  sl, während die größte zum Abfluß gelangende Regenmenge die nämliche bleibt. Die stärkste Verdünnung ergibt sich demnach nur zu  $\frac{120}{2419} = \frac{1}{20,1}$ ;

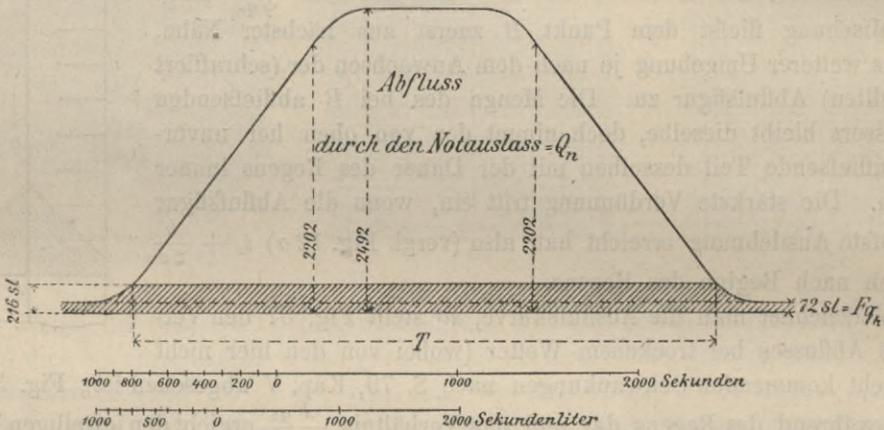
in beiden Fällen tritt dieselbe  $1200 + \frac{400}{1,4} = 1486$  Sekunden nach Beginn des Regens ein.

Was die bei der Thätigkeit des Notauslasses mit fortgeschwemmten Schmutzstoffe betrifft, so würden diese bei vollständig reinem Zustande der Kanäle, Einläufe, Strafsen, Höfe und Dächer nur dem Hauswasser entstammen können, welches während der Abfluszeit des Regenwassers in die Kanäle gelangt. Bezeichnet  $T$  diese Zeit und  $Q_n$  das gesamte durch den Notauslass aufgenommene,  $Q_k$  das gesamte in dem Kanal während jener Zeit weitergeflossene Wasser (Fig. 39), so befindet sich in  $Q_n$  — unter Beibehaltung der bisherigen Bezeichnungen — die Hauswassermenge

$$Q_h = \frac{Q_n}{Q_n + Q_k} T F q_h.$$

Fig. 39.

Abfluskurve bei B (Fig. 36) für  $q = 120$  sl,  $t_r = 1200$  Sek.,  $\psi = 0,6$ ,  $F q_k = 3 F q_h$ ,  $v = 0,7$  m.



$Q_n$  hängt davon ab, bei welchem Zufluss der Notauslass in Thätigkeit treten soll. Fig. 39 stellt die Abflusverhältnisse eines bebauten Gebiets von 1500 m Länge und 400 m Breite = 60 ha Inhalt bei einem Regen von 1200 Sekunden Dauer und 120 sl Stärke dar, unter der Voraussetzung, dass  $\psi = 0,6$ ,  $v = 0,7$  und  $q_h = 1,2$  sl ist und der Notauslass zu spielen beginnt, wenn die zufließende Wassermenge  $F q_k$  das dreifache des Hauswassers beträgt. Dann wird  $Q_n = 4702$  cbm,  $Q_k = 743$  cbm und danach  $Q_h = 0,86 T F q_h$ , d. h. es fließen 86% des während der Zeit  $T$  in die Kanäle gelangten Hauswassers durch den Notauslass ab. Da  $T = 3030$  Sekunden, so ist die verunreinigende Wirkung dieselbe, als ob  $0,86 \cdot 3030 = 2606$  Sekunden oder 43 Minuten lang das Kanalwasser des Bezirks unverdünnt zum Abflus gelangte. Weiter ergibt sich

$$\begin{aligned} \text{für } F q_k &= 2 F q_h \text{ ein Überlaufen von } 90\% \\ & \quad \text{" } = 4 F q_h \text{ " " " } 83\% \\ & \quad \text{" } = 5 F q_h \text{ " " " } 79\% \end{aligned}$$

des während der Zeit  $T$  in die Kanäle gelangten Hauswassers;  $T$  ergibt sich aus Fig. 39 zu bezw. 3340, 3120 und 3050 Sekunden. Es ist demnach bei heftigen Sturzregen von keinem besonderen Einfluss auf die durch den Notauslass entweichenden Verunreinigungen, ob der Kanal die einfache, doppelte oder dreifache Menge des Hauswassers unterhalb des Notauslasses weiterführt; dagegen ist dieser Einfluss bei schwächeren Regenfällen viel erheblicher, zumal diese länger anzudauern pflegen. Dies geht beispie-



möglichst rechtwinklig auf den Main führende Kanäle, welche dikerartig unter den sie in gleicher Höhe treffenden Schmutzwasser-Kanälen durchgeführt sind. Bei Hochwasserständen des Flusses, welche eine Reinigung des Kanalwassers vor dem Einleiten in den Main unnötig machen, dienen zwei in der Nähe des Ufers abzweigende Hauptauslässe zugleich als Mündungsstellen für den Kanalinhalt.

Die Notauslässe sind auch dann von Bedeutung, wenn das Kanalwasser zwar in den Fluß gelangt, diesem aber erst eine Strecke unterhalb der Stadt zufließt; es kommt dann darauf an, die nach der Mündung führenden Hauptkanäle vorher zu entlasten, damit sie keine zu großen Querschnitte erhalten. In besonderem Grade geschieht dies bei dem Kanalnetz der Stadt London, da dieses nur eine geringe Regenwassermenge aufzunehmen vermag (0,116 sl auf der Südseite und 0,543 sl auf der Nordseite) und deshalb wesentlich auf die Thätigkeit der Notauslässe innerhalb des Stadtgebietes angewiesen ist. Diese hat jedoch bereits mehrfach zu Beschwerden Veranlassung gegeben, ohne daß es bisher unseres Wissens gelungen wäre, eine gründliche Abhilfe herbeizuführen.<sup>18)</sup>

Bei künstlicher Hebung des Kanalwassers steht die Frage, für welche Leistung Pumpen und Druckrohrleitung anzulegen sind, in unmittelbarem Zusammenhange mit derjenigen, in welchem Verdünnungsgrade der Kanalinhalt den Notauslässen überwiesen werden darf. Dieser Verdünnungsgrad sollte sich nach den örtlichen Verhältnissen richten und beispielsweise bei einer volkreichen, von einem kleinen Flusse durchzogenen Stadt größer sein als bei einer Mittelstadt, welcher ein wasserreicher Strom zur Verfügung steht; auch kann sich ein Wechsel innerhalb des Stadtgebietes selbst empfehlen, je nachdem die Entlastung in den oberen Teil des Flusses, in schmale Nebenarme desselben oder an einer Stelle erfolgt, welche schon am unteren Ende der Stadt liegt. In Königsberg z. B. werden die Auslässe so eingerichtet, daß sie ihre Thätigkeit innerhalb des Stadtgebietes bei einem Mischungsverhältnis der Brauchwassermenge zum Regenwasser von 1:2 beginnen, während der Auslaß unterhalb der Stadt und beim Pumpwerk schon bei einer Mischung von 1:1 überläuft. In Berlin ist im Entwurf<sup>19)</sup> ein Verdünnungsgrad von 1:2,2, in Wiesbaden, wo die Entlastung unter Benutzung der Stadtbäche erfolgen kann, ein solcher von 1:5 zugelassen.<sup>20)</sup> In Wirklichkeit pflegt sich das Verhältnis günstiger zu gestalten, weil die größte Brauchwassermenge, welche der Berechnung zu Grunde liegt, an Regentagen nicht zur Verwendung kommt. Endlich spielen auch die Beschaffenheit des Kanalwassers und die Art, in welcher die Kanäle durch ihr eigenes Gefälle, sowie durch Spülung und Ausräumung rein erhalten werden, ferner die Sauberkeit auf den Straßsen und Höfen eine nicht zu unterschätzende Rolle.

Einen Überblick über die Thätigkeit der Notauslässe erhält man durch Zusammenstellung der Regenfälle, welche größer sind, als diejenigen, bei welchen die Entlastung der Kanäle beginnt. Für Berlin ist eine solche Zusammenstellung auf F. 1, T. I der ersten Hälfte dieser Abteilung zu entnehmen. Hiernach regnete es dort in 6 Jahren (1884—1889) 175 Stunden lang stärker als 2 mm i. d. Stunde (5,5 sl f. d. ha) und zwar verteilten sich die Regen ihrer Stärke und Dauer nach in folgender Weise:

<sup>18)</sup> Frühling. Die Kanalisations-Anlagen von London. Deutsche Bauz. 1885, S. 121, 137, 145.

<sup>19)</sup> Hobrecht. Die Kanalisation von Berlin. 1884, S. 28 u. 31. Die Berechnung bezieht sich nur auf das von der Wasserleitung gelieferte Wasser.

<sup>20)</sup> J. Brix. Die Kanalisation der Stadt Wiesbaden. Festschrift zur 60. Versammlung deutscher Naturforscher und Ärzte. Wiesbaden 1887. S. 43.

Regenstärke in sl f. d. ha																
5,5	7	8,3	9,7	11,1	12,5	13,9	15,3	16,7	18,1	19,4	20,8	22,2	23,6	25,0	26,4	27,8
Regendauer in Stunden																
28 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	26 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	32	8 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	21	13 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	16 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	4 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	1/2	3 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	8 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	2 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	5	3 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>
zusammen 164 <sup>1</sup> / <sub>4</sub> Stunden.																

Die stärkeren Regengüsse (bis 102,8 sl und 33 an der Zahl) hatten nur eine Gesamtdauer von 10<sup>1</sup>/<sub>2</sub> Stunden. Beginnen also die Notauslässe einen Regen von etwas weniger als 5,5 sl (entsprechend einer durchschnittlichen Abflussmenge von 2—3 sl = dem doppelten Brauchmaximum) überzufliessen, und nimmt man an, daß die durchschnittliche Dauer ihrer Thätigkeit gleich der des Regens ist, so würde sich dieselbe auf  $\frac{174^{3/4}}{6} = 29$  Stunden jährlich berechnen. Die oben angeführten Niederschläge haben im ganzen 912 mm Höhe, was etwa dem vierten Teile des in sechs Jahren gefallenen Regens gleichkommt.

Meistens ist in der Nähe des Pumpwerks bezw. vor dem das Wasser zur Mündungsstelle führenden Hauptkanal noch ein größerer Notauslaß angebracht, der das Wasser, welches nicht gepumpt werden kann, abführt und gewissermaßen als Sicherheitsventil für das Pumpwerk dient. Über die Menge, welche durch die Pumpen wirklich gehoben wird, liegen genauere Zahlenangaben für Berlin vor. Hier sind im Betriebsjahre 1889/90 109,3 l Kanalwasser für jeden Kopf und Tag der die Kanäle benutzenden Bevölkerung (1230000) gepumpt, während die Wasserleitung 68,6 l lieferte. Das Mehr entstammt dem Regenwasser, sowie aus Privatbrunnen, da diesen nach S. 66 im Jahre 1888/89 eine Menge von 49,3 l entnommen wurde. Bei Beurteilung dieser letztgenannten Zahl ist jedoch zu berücksichtigen, daß eine beträchtliche Menge von Kühlwasser für Dampfmaschinen, sowie das Wasser der meisten öffentlichen Springbrunnen unmittelbar in die öffentlichen Wasserläufe fließt. — In Danzig werden täglich 15000 cbm gehoben, d. h. etwa 5000 cbm mehr, als die von der Wasserleitung gelieferte Menge; auch hier wird ein Teil des verbrauchten Wassers aus Privatbrunnen gewonnen; ferner gelangt eine nicht unbeträchtliche Menge von Grundwasser in die Kanäle. — In Frankfurt a. M. können die Hauptauslaßkanäle 3 sl Regenwasser f. d. ha abführen; in Königsberg ist der Vorflutkanal nach dem frischen Haff für 1,5 sl Brauchwasser und ebensoviel Regenwasser (f. d. ha) berechnet. — In Hannover soll vorläufig  $\frac{1}{16}$ , später  $\frac{1}{8}$  der rechnungsmäßigen größten Gesamtwassermenge durch die Maschinen fortgeschafft werden, was etwa 1,5 bezw. 3 sl f. d. ha entsprechen würde.

Rechnet man 60 cm jährliche Regenhöhe und nimmt  $\phi$  durchschnittlich zu 0,5 an, so kommen bei

100	200	300	400
	82,2	41,1	27,4

20,5 Liter Regenwasser  
auf den Kopf und Tag. — Über die Ausführung der Notauslässe siehe § 7.

#### D. Spülanlagen.

Wie aus den Darlegungen des § 4 hervorgeht, sind zu einer vollständigen Reinhaltung der Kanäle regelmäßige Spülungen nicht zu entbehren. Es empfiehlt sich deshalb, von vornherein auf die Benutzung geeigneter Bezugsquellen von Spülwasser Bedacht zu nehmen und das Kanalnetz so anzuordnen, daß es sich in bestimmte Spülgebiete teilen läßt, in deren oberen Enden das Spülwasser eintritt und von wo es durch das ganze Gebiet geleitet werden kann.

Als Bezugsquellen für Spülwasser kommen neben der Druckwasserleitung hier in Betracht: Bäche im Stadtgebiet oder in der Nähe desselben, das Oberwasser gestauter

Wasserläufe (Fig. 28, S. 388), Teiche, Festungsgräben, Flutwasser, welches in die Kanäle eingelassen oder in Behältern zurückbehalten wird und dann bei der Ebbe zum Spülen dient, Quell-, Grund- und Drainierungswasser, das Kühl- und sonstige reine Abgangswasser von Fabriken, sowie das Wasser von Springbrunnen, falls dieses in geeigneter Höhenlage zur Verfügung steht. Bäche und Quellen sind im Sommer verhältnismäßig wasserarm und deshalb mit Vorsicht zu behandeln; geeigneter sind angestaute Wasserläufe von größerem Querschnitt, wie sie sich in der Nähe vieler Städte zum Betriebe von Mühlen befinden, deren Nutzungsrecht dann nötigenfalls zu erwerben ist. Die Kanäle sind bei angemessener Lage des betreffenden Wasserlaufs bis an diesen heranzuführen oder es sind von der Entnahmestelle aus besondere Spülleitungen herzustellen, welche auf dem Rücken des Spülgebiets entlang geführt werden und das Wasser unmittelbar oder unter Vermittelung von besonderen Spülbehältern an die einzelnen Zweigkanäle abgeben.

Eine derartige Anordnung findet sich z. B. bei dem Kanalnetz der Stadt Danzig, F. 3, T. VIII. Hier ist für die Kanäle der Niederstadt eine Spülleitung aus dem Oberwasser der Radaune bei *M* abzweigt, während die Thonrohrkanäle der Vor- und Rechtstadt durch die Leitung *ABC* gespült werden können, welche ihr Wasser gleichfalls dem genannten Flusse entnimmt. Die Spülung der Kanäle der Altstadt erfolgt durch Einführung von Radaune-Wasser in den Punkten *G* und *H* des Kanalnetzes; außerdem kann bei hohen Wasserständen der Mottlau von dieser aus Spülwasser in die gemauerten Sammelkanäle eingelassen werden. — In Frankfurt (F. 1, T. VIII) ist an der Bornheimer Landstrafse ein Behälter *S*<sub>2</sub> hergestellt, welcher bei 300 m Länge, 1,71 m Höhe und 1,41 m Breite 500 cbm faßt und durch einen Bach gespeist wird, dessen Wassermenge im Mittel 250, bei Regenwetter 1500 cbm täglich beträgt. Von ihm aus zweigen nach Osten und Westen Spülleitungen ab, welche das ganze unterhalb belegene Netz der oberen Zone beherrschen. Für die untere Zone sind zwei Spülgallerien *S*<sub>1</sub> und *S*<sub>3</sub> von 1,42 m Durchmesser hergestellt, welche den Zufluß des Riederbruch- und des Kettenhofgrabens aufnehmen und in ähnlicher Weise erfolgt die Spülung der Kanäle auf dem linken Mainufer durch Bach- und überflüssiges Quellwasser.

Unter Umständen kann es auch von Vorteil sein, das erforderliche Spülwasser bis zu ausreichender Höhe in einen Behälter aufzupumpen und es von diesem aus an die Kanäle durch Spülleitungen abzugeben. Mitunter lassen sich auch alte Wasserleitungen verwenden oder weiter ausbauen, deren Wasser seiner Beschaffenheit nach und wegen zu geringen Drucks zur Versorgung nicht brauchbar ist, zur Spülung aber ausreicht (S. 114). Die Benutzung von Grundwasser, welches in dem oberen Teile des Entwässerungsgebiets angesammelt wird, erfolgt u. a. in Stuttgart und Göttingen. Dasselbe kann ebensowohl durch Sammelleitungen als durch Brunnen (unter Umständen durch artesisch wirkende) gewonnen werden.

Die Spülung darf eine ausgiebige sein, wenn das natürliche Gefälle die Führung des Kanalwassers bis zur Auslafsstelle gestattet, während man sich auf das Notwendige beschränken wird, wenn das Spülwasser durch Pumpen wieder gehoben werden muß. Noch mehr ist dies der Fall, wenn man zugleich bezüglich des Spülwassers vollständig auf die Wasserleitung angewiesen ist. Dies trifft im wesentlichen für Berlin zu; hier wurden 1889/90 (s. S. 69) 3,09% der ganzen von der Wasserleitung gelieferten Menge oder 2,11 f. Kopf und Tag zum Spülen der Kanäle und 0,426% = 0,31 f. Kopf und Tag zum Spülen der Rinnsteine verwendet. Diese Zahlen können als kleinster Wert und unter Berücksichtigung der Kosten des Leitungswassers zugleich als Anhalt dafür

dienen, welche Summe auf die Erschließung anderweiter Bezugsquellen für Spülwasser verwendet werden darf.

Bei Kanalnetzen, welche in verschiedenen Höhenzonen liegen, ist die Anordnung so zu treffen, daß der Inhalt des auf dem unteren Rande der oberen Zone sich hinziehenden Abfluskanals zur Spülung der Kanäle der tiefer liegenden Zone benutzt werden kann, wobei unter dem Inhalt aber nicht sowohl das unverdünnte Kanalwasser, als die Mischung desselben mit dem durch die Zweigkanäle eingelassenen Spülwasser zu verstehen ist.

Von den zur Ausführung des Spülbetriebes nötigen technischen Einrichtungen wird in § 8 die Rede sein.

#### § 4. Gefälle und Tiefenlage der Kanäle. Querschnittsformen. Berechnung der Kanäle.

##### A. Gefälle der Kanäle.

Die Größe der Kanäle bestimmt sich aus der abzuführenden Wassermenge und dem Gefälle, welches wieder von der Erhebung des Stadtgebiets über dem Mündungspunkte und von der erforderlichen Tiefenlage der Kanäle abhängig ist. Wenn irgend möglich, ist das Sohlengefälle so groß anzunehmen, daß die unter gewöhnlichen Verhältnissen abfließende Wassermenge solche Sinkstoffe mit abführen kann, welche trotz aller Vorsicht von den Kanälen nicht fern zu halten sind.

Gelegentlich der Vorarbeiten für die Herstellung der Abfangekanäle in London, welche den Inhalt der Strafsenkanäle aufnehmen und ihn 17 bzw. 20 km unterhalb der Londonbrücke bei Barking und Crossness in die Themse führen (F. 2, T. VIII), sind in dieser Beziehung Versuche angestellt, welche ergeben haben, daß eine sekundliche Geschwindigkeit von 0,6—0,75 m alle jene Gegenstände in Bewegung setzt, welche ihrer Natur und Größe nach in die Kanäle gelangen können. Diese Geschwindigkeit wächst bei gleichem Gefälle mit dem Verhältnis des wasserhaltenden Querschnitts zum benetzten Umfang, ist demnach bei den Hauptkanälen größer, als bei den Zweigkanälen; aus diesem Grunde müssen die letzteren ein stärkeres Gefälle erhalten, als jene. Außerdem ist es wünschenswert, in den kleineren Kanälen eine etwas größere Geschwindigkeit zu haben, weil die Strömung in ihnen öfter unterbrochen wird.

Bei dem Versuche, das dieser Geschwindigkeit  $v$  entsprechende Gefälle  $J$  aus der Formel

$$J = \frac{v^2}{c^2 R}$$

zu berechnen, ergibt sich die Schwierigkeit, für die mittlere hydraulische Tiefe  $R = \frac{\text{Wasserquerschnitt}}{\text{Benetzter Umfang}} = \frac{F}{p}$  (Kap. IV, S. 7 und 37) einen entsprechenden Wert einzusetzen, weil die Wassermenge der Kanäle fortwährend wechselt. Soweit das Hauswasser in Frage kommt, stimmen die Schwankungen im Abfluß mit denjenigen des Wasserverbrauchs überein und sind aus Kap. V, S. 77—80 zu entnehmen. Nach der auf S. 79 mitgeteilten Zusammenstellung beträgt der größte Stundenverbrauch 6—7%, der kleinste (während der Nachtzeit) 1—1½% der Tagesmenge. Eine Querschnittsform, in welcher die veränderliche Abflußmenge stets die nämliche Geschwindigkeit besitzt, verbietet sich aus praktischen Gründen (s. Kap. 4, S. 12); vielmehr ist man bei der Ausführung auf den Kreis und die Eiform mit mehr oder weniger zugespitzter Sohle angewiesen; außerdem wird die Gesamtgröße des Kanals durch das abzuführende Regenwasser bestimmt. Wollte man für diese Formen jenen geringsten Verbrauch zu Grunde legen, so würde sich ein sehr starkes und nur ausnahmsweise ausführbares Gefälle, außerdem aber der

Nachteil einer zu geringen Wassertiefe ergeben. Unterschreitet diese ein bestimmtes Maß (etwa 2 cm), so streifen grössere schwimmende Gegenstände (insbesondere Papier und Teile von Auswurfstoffen) die Sohle und haften leicht daran fest. Dieser Nachteil des geringsten Zuflusses macht sich namentlich an den oberen Enden eines Netzes, sowie bei den Hausleitungen bemerklich; da es aber unmöglich ist, bei der gegebenen kleinsten Wassermenge eine bestimmte Geschwindigkeit und eine geringste Tiefe gleichzeitig zu erzielen, so muß man dasjenige Gefälle als das günstigste betrachten, welches den Eintritt jener Geschwindigkeit von 0,6—0,75 m bei einer mässigen Füllhöhe zur Folge hat. Erfahrungsgemäß ist dies der Fall, wenn man Anschlußleitungen für Hauswasser (10 bis 15 cm Weite) ein geringstes Gefälle 1:40—1:50, kleineren Strafsenkanälen ein solches von 1:100—1:150 giebt. Bei diesem Gefälle halten sich die Leitungen infolge der zeitweise eintretenden stärkeren Zuflüsse von Haus- und Regenwasser<sup>21)</sup> einigermaßen rein; sicherer geschieht dies jedoch durch zeitweise Zuführung von Spülwasser, durch welche gleichzeitig der Zersetzung etwa zurückgebliebener Schmutzstoffe vorgebeugt wird. Lassen sich jene Gefälle nicht erreichen, so ist eine regelmässige Spülung nicht zu entbehren, weil sich sonst Ablagerungen bilden, die schliesslich nur durch mechanische Reinigung beseitigt werden können. Kanäle mit stärkerem Zufluss bedürfen einer geringeren Sohlenneigung, deren Grösse sich je nach der angenommenen Füllhöhe aus F. 5—7, T. I berechnen läßt. In einem Eikanal von 0,6 m Höhe erzeugt z. B. (unter der Annahme von  $b = 0,45$  in Formel 10, Kap. IV) ein Gefälle von 1:300 bei ganzer Füllung eine Geschwindigkeit von 1,12 m; aus F. 6 ist zu entnehmen, daß die Geschwindigkeit von 0,6 m (das 0,54fache von 1,12 m) bei 0,18 der Gesamthöhe eintritt, wo der Kanal das 0,06fache der Menge bei ganzer Füllung abführt. Nach F. 7 beträgt letztere 445 sl, demnach das 0,06fache = 26,7 sl, was dem Verbrauch von etwa 12000—20000 Einwohnern während einer Tagesstunde entspricht (Kap. V, § 3). Ist ein solcher Zufluss vorhanden, so darf darauf gerechnet werden, daß sich die Geschwindigkeit von 0,6 m täglich mehrere Stunden lang einstellt und die Reinhaltung des Kanals ohne besondere Spülung erfolgt, während ein geringeres Gefälle oder eine kleinere Hauswassermenge eine regelmässige Spülung bedingt.

Führt man die Rechnung in ähnlicher Weise durch, so erhält man für die Hausleitungen Gefällezahlen, die mit dem Anwachsen der Menge des abzuführenden Hauswassers allmählich abnehmen und zwar in dem Verhältnis  $\frac{J}{J_1} = \frac{c_1^2 R_1}{c^2 R}$ . Durch die Wasserspiegelhöhe, welche der grössten Hauswassermenge entspricht, ergibt sich dann zugleich die Sohlenlage der anschliessenden Nebenkanäle, da die Spiegelhöhen an den Mündungsstellen gleich gross sein müssen.

Die berechneten Werte lassen sich jedoch nur unter günstigen Verhältnissen, wie sie z. B. bei dem grössten Teile der oberen Zone des Frankfurter Kanalnetzes (F. 1, T. VIII) vorhanden sind, zur Ausführung bringen; bei ebener Lage des Entwässerungsgebiets, hohem Grundwasserstande, oder bei künstlicher Hebung des Kanalwassers ist man vielfach gezwungen, die Kanäle flacher zu verlegen. Unter solchen Umständen findet man bei Hauptkanälen Sohlenneigungen von 1:1000—1:1500, bei grossen Sammelkanälen solche von 1:2000—1:3500; selbst Zweigkanäle lassen sich manchmal nur in Gefällen

<sup>21)</sup> In Deutschland darf durchschnittlich auf 120—150 Regentage im Jahre gerechnet werden, von denen etwa die Hälfte bezüglich der Spülung der Kanäle in Frage kommt. Zwischen den Regentagen liegen niederschlagsfreie Abschnitte bis zur Dauer von 40 Tagen. Am längsten bleiben die Kanäle ohne natürliche Spülung im Winter bei anhaltendem Frostwetter.

von 1:800—1:1000 ausführen; bei dieser unteren Grenze muß aber eine kräftige und häufige Spülung oder eine zeitweise Ausräumung der angesammelten Sinkstoffe vorgenommen werden.

Die obere Gefällgrenze bestimmt sich durch die Erwägung, daß die Geschwindigkeit nicht zu groß werden darf, damit im Laufe der Zeit die Sohlen und Wände der Kanäle nicht angegriffen werden; in Ergänzung des auf S. 17, Kap. IV Gesagten möge noch bemerkt werden, daß man in England den Wert von 1,8 m für gewöhnliche Füllhöhen nicht gern überschreitet. Bei Kanälen mit kleinen Hauswassermengen führt die Rücksicht auf eine gewisse Schwimmtiefe schon von selbst auf eine Geschwindigkeit, die hinter diesem Grenzwert zurückbleibt und diese Rücksicht ist der Grund gewesen, daß früher in Berlin die Grenze von 1:500 für solche Kanäle nicht überschritten wurde, obwohl die sich bildende Geschwindigkeit zur Fortbewegung der Sinkstoffe unzureichend ist. Die Hausleitungen dürfen aus demselben Grunde in manchen Städten keine größere Neigung als 1:20 erhalten; da jedoch hier schon bei viel schwächeren Gefällen die Schwimmtiefe fehlt, so erscheint der Nutzen einer solchen Beschränkung gering bezw. fraglich.

Vermindernd auf das Gefälle des Wasserspiegels in den Kanälen wirken die Widerstände, welche durch Einmündung der Zweigleitungen, Änderung der Abflußrichtung und Unterbrechung des regelmäßigen Querschnitts hervorgerufen werden. Um die Größe derselben zu ermitteln, sei  $2\varphi$  (Fig. 41) der Einmündungswinkel der Zweigleitung und  $h$  die Druckhöhe, welche bei der Überführung des Wassers  $Q$  der Zweigleitung in die Bewegungsrichtung des Hauptrohres verloren geht; dann ist die aufgewendete mechanische Arbeit  $= Qh$  und diese ist dazu verwendet worden, das Wasser  $Q_1$  des Hauptrohres in seiner Bewegung aufzuhalten. Dadurch ist ein Aufstau  $h_1$  entstanden, dessen Größe sich annähernd aus der Gleichung berechnet:

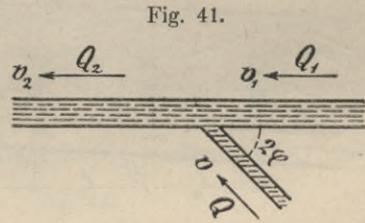


Fig. 41.

$$Q_1 h_1 = Q h; h_1 = \frac{Q h}{Q_1}.$$

Nach Weisbach (vergl. Formel 17, S. 46) ist

$$h = (0,9457 \sin^2 \varphi + 2,047 \sin^4 \varphi) \frac{v^2}{2g}.$$

Der Widerstand wächst also mit der Größe des Einmündungswinkels. Gewöhnlich ist  $2\varphi = 45^\circ$ ; nimmt man gleichzeitig  $v = 1$  m, so wird  $h = 0,0092$ . Für einen durch gleichmäßig starke Zweigleitungen gespeisten Straßenskanal wird  $Q$  an der zweiten Einlaufstelle  $= Q_1$ , an der dritten  $= \frac{Q_1}{2}$ , an der vierten  $= \frac{Q_1}{3}$ , an der  $n$  ten  $= \frac{Q_1}{n-1}$ ; demnach ist die Summe der Widerstände bei  $n$  Einlaufstellen

$$\Sigma h_1 = h + \frac{h}{2} + \frac{h}{3} + \frac{h}{4} \dots + \frac{h}{n-1}$$

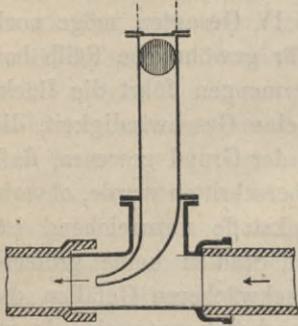
und für  $n = 100$  ergibt sich

$$\Sigma h_1 = \left(0 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} \dots + \frac{1}{100}\right) 0,0092 = 0,048 \text{ m.}$$

Einer Anzahl von 100 Einlaufstellen entspricht in dicht bebauten Stadtteilen eine Straßenslänge von etwa 300 m; der Gefällverlust fällt also nicht ins Gewicht, zumal er mit der Zunahme der Wassermenge im Straßenskanal immer geringer wird. Dagegen wirkt er nachteiliger, wenn die Einmündung unter rechtem Winkel erfolgt; dann wird  $h = \frac{0,985 v^2}{2g}$ , also für  $v = 1$  m schon  $= 0,05$  und für  $n = 100$  berechnet sich  $\Sigma h_1$  zu 0,26 m.

Ist  $2\varphi = \text{Null}$ , erfolgt die Einmündung also tangential, so ist auch  $\Sigma h_1 = \text{Null}$ . Wenn gleichzeitig  $v > v_1$  ist, so bewirkt der seitliche Zufluss eine Verstärkung der Geschwindigkeit im Strafsenkanal. Hierauf beruht der Vorschlag Liernurs, die Abflugschwindigkeit des Wassers in den Strafsenkanälen bei Sturzregen dadurch zu steigern, dass in dieselben das Wasser der Zweigleitungen mit möglichst großer Geschwindigkeit eingeführt wird.<sup>22)</sup>

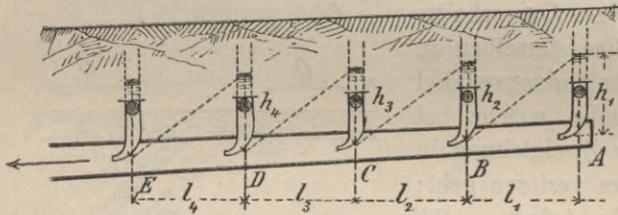
Fig. 42. *Liernur's Injektor für Strafsenkanäle.*



bei Sturzregen dadurch zu steigern, dass in dieselben das Wasser der Zweigleitungen mit möglichst großer Geschwindigkeit eingeführt wird.<sup>22)</sup> Infolge der Durchmesser, welche diese Leitungen aus praktischen Gründen erhalten müssen, ist die sich in ihnen bildende Geschwindigkeit aber meistens kleiner als diejenige der Strafsenkanäle und vermutlich aus diesem Grunde will Liernur die Mündung nach Art der Fig. 42 zuspitzen, damit sich infolge der Verengung eine größere Geschwindigkeit ausbildet. Mit Rücksicht darauf, dass hierzu eine gewisse Druckhöhe gehört, die nur durch Anstau in der Zweigleitung selbst gewonnen werden kann, und demnach wegen der Entwässerung der anstossenden Grundstücke beschränkt ist, darf von dieser Anordnung (die bislang nicht zur Ausführung gelangte), ein wesentlicher Nutzen nicht erhofft werden; auch würde der Kostenaufwand gegenüber der gewöhnlichen Art der Einführung des Kanalwassers wesentlich höher sein und die Möglichkeit einer Reinigung der Strafsenleitung erschwert werden.

Liernur freilich erwartet von der Anwendung der zugespitzten Zweigleitungen, welche er „Injektoren“ nennt, eine erhebliche Querschnittsverminderung der Kanäle, indem er infolge eines beharrlich festgehaltenen Irrtums annimmt, dass die Kanalstrecken  $AB$ ,  $BC$ ,  $CD$  u. s. w. (Fig. 43) nach

Fig. 43.



dem Gefälle  $\frac{h_1}{l_1}$ ,  $\frac{h_2}{l_2}$ ,  $\frac{h_3}{l_3}$  . . . zu berechnen seien, wenn  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $h_3$  . . . die Höhen bezeichnen, bis zu denen er das Wasser in den Zuleitungen ansteigen lässt. Wäre dies richtig, so würde man durch Vergrößerung der Zahl der Einlaufstellen jedes beliebige Gefälle erzeugen können.<sup>23)</sup>

Einen weiteren Verlust erfährt das Gefälle des Wasserspiegels durch die Widerstände, welche, infolge von Richtungsänderungen in den Strafsenleitungen selbst entstehend, sich namentlich bei den in Einsteigeschächten mündenden Rohrkanälen bemerklich machen. Bei Berechnung dieses Verlustes wird man durch Anwendung der oben erwähnten Formel 17 in Kap. IV der Wahrheit ziemlich nahe kommen, weil das Wasser sich zwar nicht in einem scharfen Winkel bewegt, dafür aber den im Querschnitt weiteren Schacht zu durchfließen hat, wodurch weitere Widerstände entstehen. Demnach ergibt sich für eine Richtungsänderung von  $90^\circ$  bei gefüllten Rohren, sowie unter Voraussetzung einer Geschwindigkeit von 1 m ein Gefällverlust von

$$0,9475 \cdot \sin^2 45^\circ + 2,047 \sin^4 45^\circ \frac{1}{19,62} = 0,05 \text{ m.}$$

Derselbe lässt sich wesentlich vermindern, wenn der Boden des Schachtes mit einer Rinne von dem Querschnitt der unteren Rohrhälfte versehen ist, welche die beiden Kanäle in Form eines Bogens verbindet (vergl. Fig. 109—111 in § 7).

Bei besteigbaren Kanälen lassen sich die Richtungsänderungen mit vollem Querschnitt und in flachen Kurven ausführen, wodurch Gefällverluste des Wasserspiegels fast ganz vermieden werden können.

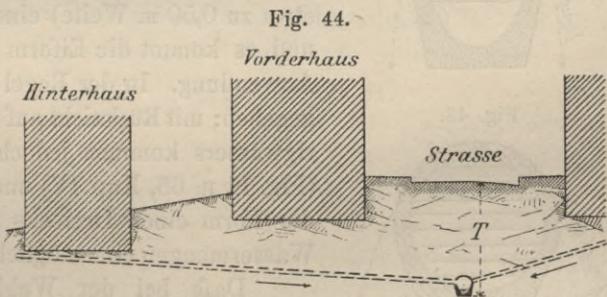
<sup>22)</sup> Liernur. Rationelle Städteentwässerung, S. 61 u. 62. — Heiden, Müller und v. Langsdorff. Die Verwertung der städtischen Fäkalien. Hannover 1885. S. 151.

<sup>23)</sup> Näheres siehe Hajnis. Historisch-kritische Studien über das Liernur-System. Prag 1886. — Entgegnung: Liernur. Archiv für rationelle Städteentwässerung. 2. Band. 1887. — Denselben Gegenstand behandelt Baumeister in der Deutschen Bauz. 1884, S. 245.

An dieser Stelle ist auch der Beeinträchtigung zu gedenken, welche die Leistungsfähigkeit der Kanäle dadurch erfährt, daß die in ihnen enthaltene Luft beim Ansteigen des Wassers nicht schnell genug zu entweichen vermag, oder daß neue Luft durch das einfließende Wasser zugeführt wird. Dies ist insbesondere möglich bei dem unmittelbaren Anschluß der Regenrohre, in welchen das Regenwasser aus der Höhe herabfällt und große Luftmengen mit fortreißt, für deren Ausscheiden vor der Einführung in die Kanäle Sorge getragen werden muß, wenn nicht schädliche Querschnittsverengungen und Widerstände beim Abflus eintreten sollen (vergl. § 9).

#### B. Tiefenlage der Kanäle.

Wesentlich bedingt wird das Gefälle der Sohle durch die erforderliche Tiefenlage der Kanäle unter der Straßenoberfläche, welche wieder von der Lage der tiefsten zu entwässernden Räume abhängt. Als solche werden in der Regel die Keller angesehen, da es wünschenswert ist, das Grundwasser, unter dessen Andrang dieselben häufig leiden, durch Anschluß an die neben den Kanälen liegenden Drainleitungen entfernen zu können; es ist demnach die Sohlenhöhe der tiefer gelegenen Keller zu ermitteln und in die Pläne einzutragen. Vielfach wird auch die Möglichkeit eines Anschlusses der Keller an die Kanäle selbst verlangt und zwar mit Rücksicht darauf, daß dadurch einer besseren Nutzung derselben für den Gewerbebetrieb und für häuslichen Gebrauch (z. B. bei Herstellung von Waschküchen) Vorschub geleistet wird; die Kanäle müssen dann so tief liegen, daß ein Rückstau bei starkem Regen nicht stattfindet. Bei ebener Lage des Entwässerungsgebiets, mittlerer Straßbreite, mäfsiger Bebauungstiefe der Grundstücke und reichlicher Bemessung der Querschnitte der Straßkanäle genügt eine Tiefe derselben von 3,5–4,5 m unter der Straßenoberfläche; sind aber ausgedehnte Hintergebäude vorhanden, so reicht dieselbe nicht mehr aus. Besonders schwierig gestalten sich die Verhältnisse, wenn das bebaute Hinterland der Straßen mit starker Neigung abfällt (Fig. 44); gelingt es dann nicht, an der Rückseite der Grundstücke einen besonderen Kanal herzustellen, so kann die Tiefe  $T$  bis auf 8 m und darüber steigen. Zu einer solchen Ausführung, welche die Kosten vergrößert und das Gefälle herabmindert, wird man sich nur entschließen, wenn es sich um eine Anzahl derartiger Grundstücke handelt, während einzelne besonders tiefliegende Gebäude oder Fabriken auf das Aufpumpen des Wassers in den Straßkanal zu verweisen sein werden.



Eine ähnliche Tiefe ergibt sich streckenweise bei starkem Wechsel des Längengefälles der Straßen in wellenförmigem Gelände; hier ist dann zu erwägen, ob nicht eine Heberanlage (Kap. IV, S. 54) gegenüber der geradlinigen Durchführung der Sohle den Vorzug verdient; in diesem Falle erfolgt die Entwässerung der anliegenden Grundstücke durch Zweigleitungen, welche in den unteren Schacht des Hebers einmünden.

In manchen Fällen wird die Höhenlage der Kanäle an ihrem oberen Ende dadurch bedingt, daß sich Gelegenheit bietet, sie aus einer vorhandenen Bezugsquelle spülen zu können. Sie erhalten dann oft eine Lage, die tiefer ist, als die Höhenlage der Kellersohlen allein bedingen würde.

Eine zuverlässige Beurteilung der Frage über die Höhenlage der Kanäle läßt sich nur auf Grund eines genauen Stadtplanes in nicht zu kleinem Maßstabe (etwa 1 : 5000) gewinnen, in welchen genaue Höhenlinien, sowie die Sohlentiefen der am meisten in Betracht kommenden Keller, ferner die höchsten, mittleren und niedrigsten Stände der oberirdischen Gewässer, sowie des Grundwassers eingetragen sind.

C. Querschnittsformen der Kanäle.

Bereits in Kap. IV, S. 13 ist gelegentlich der Besprechung der verschiedenen Querschnittsformen für Leitungskanäle darauf hingewiesen, daß die Eiform bei starken Schwankungen der abzuführenden Wassermengen erhebliche Vorzüge vor der Kreisform besitzt, weil der Wert  $R = \frac{I'}{p}$  größer ausfällt, als beim Kreise und auch die Schwimmtiefe eine größere ist. Diese Schwankungen treten besonders bei kleinen Entwässerungsgebieten auf, so daß hier die Eiform mehr am Platze

Fig. 45.

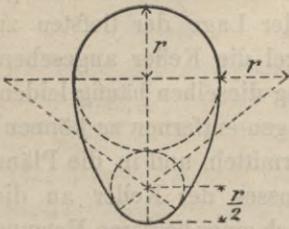


Fig. 46.

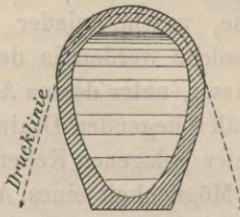


Fig. 47.

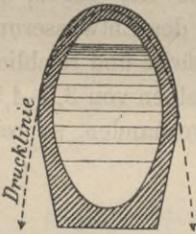


Fig. 48.

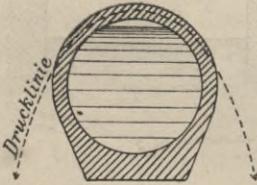
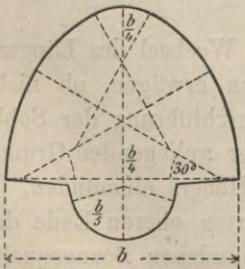


Fig. 49.

Form der Hauptkanäle in Dresden.



ist, als der Kreis. Demgemäß werden in verschiedenen Städten (Mainz, Köln, Dresden, Wiesbaden, Posen, Thorn) sämtliche Nebenkanäle in den Straßen eiförmig hergestellt, während die Kreisform auf die Zweigleitungen und die Hausanschlüsse beschränkt bleibt. Bei der Mehrzahl der städtischen Entwässerungsanlagen haben jedoch die kleinen Straßkanäle (bis etwa zu 0,50 m Weite) einen kreisförmigen Querschnitt erhalten und es kommt die Eiform erst bei den größeren Leitungen zur Anwendung. In der Regel wird letzteren die Form der Fig. 45 gegeben; mit Rücksicht auf das bessere Zusammenhalten des Niedrigwassers kommen jedoch auch stärker gekrümmte Sohlen vor (Fig. 11 u. 63, Kap. IV) und in Charlottenburg ist die Sohle nach der Form eines Dreiecks hergestellt, um auch für sehr kleine Wassermengen eine möglichst große Geschwindigkeit zu erzielen.

Daß bei der Wahl der Querschnittsformen auch auf die Beanspruchung der Kanalwände durch den äußeren Erd- und den inneren Wasserdruck Rücksicht zu nehmen ist, wurde schon auf S. 27 und 28, Kap. IV hervorgehoben. Da die Stützlinie etwa nach Fig. 46 verläuft, so entstehen in den Wandungen des dargestellten Eikanals Zugspannungen, welche mit der Belastung im Scheitel wachsen und namentlich bei nachgiebiger Beschaffenheit der Baugrubenwände eine Verstärkung der unteren Hälfte erforderlich machen; das nämliche gilt auch für die Ellipse (Fig. 47) und den Kreis (Fig. 48). Bei großen Sammelkanälen, deren Wassermenge niemals unter eine bestimmte Grenze sinkt, und für welche demnach die Eiform weniger Bedürfnis ist, findet man deshalb häufig Formen,

welche den statischen Bedingungen besser entsprechen und welche sich auch bequemer begehen lassen, als der Eikanal; eine Auswahl solcher Querschnitte ist auf S. 29—32

des IV. Kapitels mitgeteilt. Hierher gehört auch Fig. 49, nach welcher die Herstellung der großen Kanäle in Dresden erfolgt; die Rinne dient zur Aufnahme des Hauswassers, der übrige Raum für das Regenwasser.

Gedrückte Querschnitte (Fig. 41 *a* und 52—54, Kap. IV) kommen insbesondere bei Notauslässen vor, welche große Wassermengen abzuführen haben, für welche aber nur eine mäßige Bauhöhe zur Verfügung steht; ferner an den Kreuzungsstellen großer Kanäle mit anderen Leitungen u. s. w.

D. Berechnung der Kanäle.

1. Straßsenkanäle. Nachdem die Linien des Straßennetzes entworfen sind und das Sohlengefälle bestimmt ist, werden die Entwässerungsgebiete der Hauptkanäle in Gebiete für die Nebenkanäle zerlegt. Die Ermittlung der abzuführenden Wassermenge geschieht nach § 2, indem man zweckmäßig von den Punkten ausgeht, welche durch Notauslässe entlastet werden, wobei daran erinnert werden mag, daß der Einfluß der Verzögerung erst bei Kanälen beginnt, deren Länge von oben gerechnet, größer ist, als  $v t_r$ . Die Grenzen der Gebiete, ihre Größe und der zugehörige Wert von  $\psi$  werden in den Plan eingetragen; desgleichen die ermittelte Wassermenge, sowie die Sohlengefälle und die Längen der einzelnen Kanalstrecken.

Vor Berechnung der Kanalquerschnitte ist noch zu erwägen, ob das Sohlengefälle dieser Berechnung zu Grunde gelegt, d. h. an Stelle des Wasserspiegelgefälles gesetzt werden darf. Wird für die oberhalb eines Notauslasses belegene Kanalstrecke *AB* das Sohlengefälle nach Art der Fig. 50 angeordnet, so entspricht diesem die Wasserspiegellinie *CD*, welche die Zulässigkeit eines bestimmten Ansteigens über die Scheitel der oberhalb gelegenen Kanäle voraussetzt. Will man dieses nicht zulassen, so ermäßigt

Fig. 50.

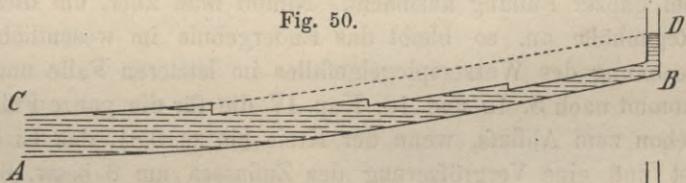
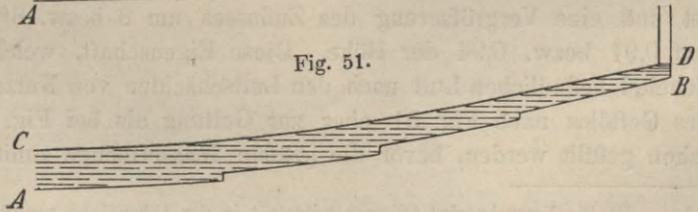


Fig. 51.



sich das Spiegelgefälle und es kann gleichzeitig nur der untere Teil der Querschnitte ausgenutzt werden. Bei der Anordnung der Fig. 51 tritt ein solches Ansteigen nicht ein; vielmehr hält sich die Spiegelinie des Hochwassers in der Nähe der Kanalscheitel. Diese Anordnung trägt zugleich dem Abflusse des Hauswassers besser Rechnung, weil ein Rückstau an

der Einmündungsstelle der kleinen Leitungen in die größeren vermieden wird; dagegen bedingt sie ein größeres Gefälle und ist deshalb bei flach belegenen Gebieten, sowie mit Rücksicht auf die Thätigkeit der Notauslässe nicht immer anwendbar.

Es empfiehlt sich deshalb, die Längenschnitte der Kanallinien aufzutragen, in diese die Hochwasserlinien einzuzeichnen und daraus das Gefälle derselben zu entnehmen.

Die Bestimmung der Kanalquerschnitte ist schon in Kap. IV eingehend besprochen; zur Berechnung derselben ist auf S. 39, Nummer 10 die abgekürzte (ältere) Kutter'sche Formel empfohlen, nämlich

$$v = \frac{100 \sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \sqrt{RJ} \dots \dots \dots 5.$$

Diese Formel geht für den Kreiskanal vom Durchmesser  $d$  bei voller Füllung in

$$v = \frac{50 d \sqrt{J}}{2b + \sqrt{d}} \dots \dots \dots 6.$$

und für den Eikanal von der Höhe  $h$  in

$$v = \frac{44 h \sqrt{J}}{2,27b + \sqrt{h}} \dots \dots \dots 7.$$

über, wo  $b$  mit der Rauigkeit veränderlich ist. Wie auf S. 40 mitgeteilt, beträgt  $b$  nach deutschen Versuchen<sup>24)</sup> an älteren Anlagen für gemauerte Kanäle, sowie für Thonrohrleitungen 0,45, nach amerikanischen für gemauerte Kanäle 0,27—0,45, für Thonrohrleitungen 0,35.<sup>25)</sup> Es dürfte sich empfehlen, bei der Bemessung darauf Rücksicht zu nehmen, ob die Leitungen in gutem, der Selbstreinigung ganz oder nahezu entsprechendem Gefälle liegen oder ob sie mit flacher Neigung verlegt sind, weil sich im letzteren Falle leicht Ablagerungen bilden, welche auf eine Vergrößerung der Rauigkeit hinwirken; der Wert von  $b$  dürfte dann für Thonrohrleitungen zwischen 0,30 und 0,45, für gemauerte Kanäle zwischen 0,35 und 0,45 schwanken. Gut ausgeführte Leitungen aus Cementbeton wird man mit Rücksicht auf die gleichmäßige, durch keine Vorsprünge unterbrochene Innenfläche den an und für sich glatteren Thonrohren gleich setzen können.<sup>26)</sup> Für Eisenrohre, in welchen sich infolge der Einwirkung des Kanalwassers bald eine Rostschicht bildet, erscheint  $b = 0,40$  angemessen.

Vielfach ist es üblich, den Eikanal nur bis zum Kämpfer gefüllt anzunehmen und den übrig bleibenden Teil des Querschnittes für außergewöhnlich starke Regen in Bereitschaft zu halten. Aus Fig. 50 und 51 geht jedoch hervor, daß ein solcher Zustand nicht auf allen Kanalstrecken gleichzeitig eintreten kann. Auch hat diese Berechnungsart bei der Annahme einer ausreichenden Regenmenge keinen rechten Zweck, weil die Leistungsfähigkeit bei der Füllung bis zum Kämpfer nach F. 5, T. I nur etwa  $\frac{2}{3}$  derjenigen bei ganzer Füllung ausmacht. Nimmt man aber, um dies auszugleichen, eine geringere Regenhöhe an, so bleibt das Endergebnis im wesentlichen dasselbe, nur daß die Berechnung des Wasserspiegelgefälles im letzteren Falle umständlicher wird. Im übrigen kommt nach S. 15 und 16, Kap. IV die für die ganze Füllhöhe berechnete Wassermenge schon zum Abfluß, wenn der Kreis bis zu 0,81, das Ei bis 0,86 seiner Höhe angefüllt ist und eine Vergrößerung des Zuflusses um 8 bezw. 6% bewirkt erst ein Ansteigen auf 0,91 bezw. 0,94 der Höhe. Diese Eigenschaft, welche für die Abführung der im Scheitel befindlichen Luft nach den Luftschichten von Nutzen ist, kommt bei Anordnung des Gefälles nach Fig. 51 eher zur Geltung als bei Fig. 50, wo die oberen Strecken schon gefüllt werden, bevor die grösste Wassermenge zufließt.

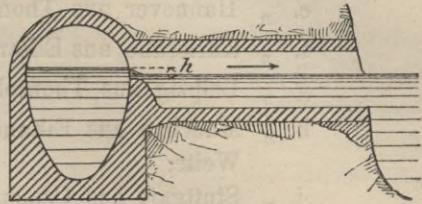
<sup>24)</sup> Die Versuche sind teilweise mitgeteilt in der Abhandlung von Baumeister in der Zeitschr. f. Bauk. 1884, S. 11. Durch neuere Ermittlungen ist derselbe zu der Überzeugung gekommen, daß bis 0,45 für alle Kanäle geeignet ist, aus welchem Material sie auch bestehen.

<sup>25)</sup> Weitere Notizen über den Rauigkeitsgrad im Betriebe befindlicher Thonrohrleitungen nach amerikanischen Beobachtungen finden sich nebst einer von N. Talbot aufgestellten graphischen Darstellung der Beziehungen zwischen Geschwindigkeit und Gefälle (nach Formel 11 auf S. 40) Engineering News 1892, II. S. 126.

<sup>26)</sup> Nach der Mitteilung von Brix (a. a. O., S. 32) wurden in Mainz die Werte  $\alpha$  und  $\beta$  der Darcy-Bazin'schen Formel (No. 9 auf S. 39) bei Versuchen an Entwässerungskanälen aus Cementbeton zu  $\alpha = 0,00017$  und  $\beta = 0,00000884$  gefunden. Dies entspricht  $b = 0,27$  für grössere Leitungen (1,2 m hohe Eikanäle) und  $b = 0,19$  für kleinere Kanäle (von 0,30 m Durchmesser). Auf S. 33—40 der Brix'schen Schrift sind nach diesen verhältnismässig hohen Werten Tabellen für verschiedene Füllhöhen in Kanälen von 0,10 m bis  $\frac{1,20}{0,80}$  m Weite berechnet. — Knauff setzt für Thonrohrleitungen bis 0,5 m Weite  $v = \frac{55 d \sqrt{J}}{0,54 + \sqrt{d}}$ , also  $b$  etwa = 0,24.

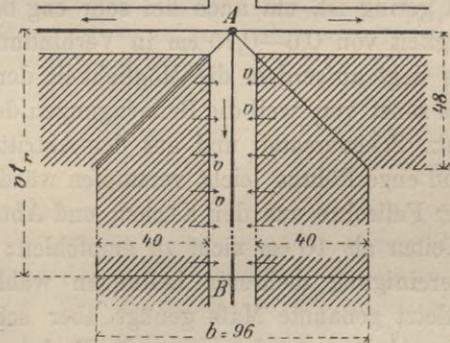
Bei Berechnung der Notauslässe ist die Breite der Überfallschwelle genügend zu bemessen, damit kein unnötiger Rückstau hervorgerufen wird. Eine Abflussmenge von 500 sl erfordert z. B. bei einer Überströmungshöhe von 0,20 m eine Schwellenbreite von etwa 3 m. Eine reichliche Abmessung derselben wird namentlich bei hohen Flufswasserständen nützlich, wenn diese bis in die Nähe des Überfallrückens reichen und das Gefälle des durch den Auslaß fließenden Wassers noch mit von  $h$  bestritten werden muß (Fig. 52).

Fig. 52.



Anknüpfend an das in § 2 unter C. Gesagte werde daran erinnert, daß die Stärke des Regens stetig wechselt (siehe auch Fig. 14, S. 16 in Kap. I) und in kleinen Zeitabschnitten von der Dauer weniger Minuten Mengen niederfallen, die über den Durchschnitt eines 20—30 Minuten währenden Sturzregens hinausgehen. Von solchen kurzen Ergüssen werden zunächst die Hausleitungen und die oberen Strafsenkanäle betroffen und die Abmessungen derselben sind deshalb für eine gröfsere als die mittlere Wassermenge zu bestimmen, wobei zugleich zu berücksichtigen ist, daß der Wert von  $\phi$  für kleinere bebaut und gepflasterte Entwässerungsgebiete verhältnismäfsig grofs wird. Wenn z. B., nachdem es schon eine Weile geregnet hat und die Kanäle des oberen Gebiets bereits gefüllt sind, 3 Minuten lang 160 sl f. d. ha niederfallen, so ist der Punkt  $B$  des Endkanals  $AB$  (Fig. 53) für eine Wassermenge  $Q = (b v t_r - \frac{b^3}{4}) q \phi$  zu berechnen und  $q = 160$  sl f. d. ha zu setzen.  $\phi$  werde mit Rücksicht auf die geschlossene Bebauung zu 0,75,  $v$  wegen der bereits gefüllten Kanäle im Mittel zu 1,10 m,  $b = 96$  m angenommen, so wird  $Q = 200,4$  sl und es ergibt sich der Kanalquerschnitt zu  $\frac{0,2}{1,5} = 0,134$  qm, wenn die Geschwindigkeit des Wassers am Punkte  $B$  bei gefülltem Kanal = 1,5 m ist. Jene 0,134 qm entsprechen dann einem Eikanal von  $\sqrt{\frac{0,134}{0,51}} = 0,513$  m Höhe<sup>27)</sup> und der Punkt  $B$  liegt  $180 \cdot 1,1 = 198$  m unterhalb  $A$ .

Fig. 53.



Von  $B$  aus wird, entsprechend der Abnahme der Abflußfigur, der Kanalquerschnitt nach oben hin allmählich kleiner; zur Vermeidung von Verstopfungen, aus Herstellungsrücksichten und wegen der besseren Beseitigung von Ablagerungen, die sich an den oberen Enden der Kanäle infolge des geringen Wasserzufflusses leicht bilden, pflegt man jedoch nicht unter einen bestimmten Querschnitt hinabzugehen.

In Bezug auf die Gröfse des kleinsten Querschnitts sei folgendes erwähnt:

- a. In Berlin bestehen die kleinsten Strafsenkanäle aus Thonrohrleitungen von 0,27 m (früher 0,21 m) Weite,
- b. in Dresden desgl. aus Eikanälen von  $\frac{0,4}{0,6}$  m bei geschlossener,  $\frac{0,30}{0,45}$  m bei offener Bauweise,

<sup>27)</sup> Genau genommen ist die Abflußfigur etwas anders gestaltet als in Fig. 53, weil die Abflußgeschwindigkeit des gefüllten Kanals nicht mit dem mittleren Werte von  $v$  übereinstimmt.

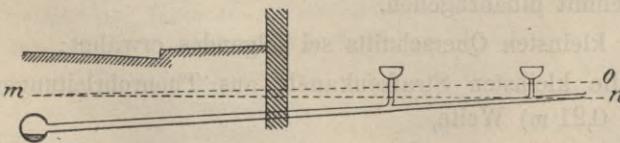
- c. in Frankfurt a. M. desgl. aus Eikanälen von  $\frac{1,0}{0,67}$  m bzw. Thonrohrleitungen von 0,30 m Weite,
- d. „ Hamburg desgl. aus Eikanälen von  $\frac{0,86}{0,57}$  m,
- e. „ Hannover aus Thonrohrleitungen von 0,27 m Weite,
- f. „ Karlsruhe aus Eikanälen von  $\frac{0,6}{0,4}$  m,
- g. „ Leipzig aus Thonrohrleitungen von 0,35 m Weite,
- h. „ München aus Eikanälen von  $\frac{0,6}{0,4}$  m, bzw. Thonrohrleitungen von 0,30 m Weite,
- i. „ Stuttgart aus Cementrohrleitungen von 0,45 m Weite,
- k. „ Wien aus Eikanälen von  $\frac{1,10}{0,80}$  m.

Die Querschnitte der Eikanäle unter c. und k. sind mit Rücksicht auf die Möglichkeit bemessen, im Notfalle etwaige Verstopfungen der Anschlußleitungen vom Innern des Strafsenkanales aus beseitigen zu können.

2. Hauskanäle. Wie schon unter A. erwähnt, ist man genötigt, den Hauskanälen aus praktischen Rücksichten Abmessungen zu geben, welche meistens gröfser sind, als sie für das abzuleitende Regenwasser erforderlich sein würden. Gleichwohl empfiehlt sich namentlich bei gröfseren Anlagen eine rechnungsmäßige Bestimmung der Rohrdurchmesser, um unnötige Weiten zu vermeiden und dadurch die Reinhaltung der Leitungen nicht zu erschweren.

In Bezug auf den letzten Punkt ist bereits hervorgehoben, dafs die gewöhnliche Hauswassermenge, welche für jeden Einwohner in der Regel nur 4—5 l stündlich beträgt, zu gering ist, um auch bei sehr eng bemessenen Rohrweiten die erforderliche Geschwindigkeit von 0,6—0,75 cm in Verbindung mit der nötigen Schwimmtiefe herbeizuführen. Es liegt auferdem die Möglichkeit der Anhäufung von Sink- und Schwimmstoffen mehr als sonst vor, weil die Beimengungen des Spülwassers aus der Küche (Fett, Seife, Kaffeesatz, Scheuersand) und aus den Abtritten sich beim Trockenlaufen hier zuerst festsetzen und enge Röhren leicht verstopfen würden. Für die Abflufsleitungen, welche das Wasser der Fallrohre aus den Küchen und Abtritten aufzunehmen haben, sind deshalb geringere Weiten als 10 cm nicht zu empfehlen; bei einer Anzahl von Wohnungen oder bei der Vereinigung mehrerer Leitungen wählt man Durchmesser von 12,5 und 15 cm. Das zuletzt genannte Mafs genügt aber schon für grofse Grundstücke und sollte nur dann überschritten werden, wenn die Rechnung dies verlangt. Diese hat sich auf die Abführung der gröfsten, bei heftigen Sturzregen zu erwartenden Wassermenge zu beziehen, weil dann die Strafsenkanäle nicht selten bis zum Scheitel angefüllt sind oder unter Druck stehen (vergl. Fig. 50 und 51), sodafs das der Querschnittsbestimmung zu Grunde liegende

Fig. 54.



Spiegelgefälle wesentlich geringer ist, als das der Sohle. Die Ordinate des Punktes m, bis zu welchem (Fig. 54) das Ansteigen des Wassers im Strafsenkanal stattfinden kann und von welchem

die Ermittlung des Spiegelgefälles ausgeht, ist durch die oben dargelegte Berechnung zu bestimmen. Unterhalb der durch diesen Punkt gelegten Wagerechten  $mn$  kann — selbst wenn von der Hausleitung kein Regenwasser abgeführt werden sollte — bei starken Regengüssen keine Entwässerung stattfinden und in Berlin ist z. B. die Anlage von Ausgüssen, welche tiefer liegen als  $mn$  (deren Höhenlage von der Kanalverwaltung

angegeben wird), verboten, während solche zwischen  $m$   $n$  und der Strafsenoberkante nur unter der Bedingung gestattet werden, daß sich der Hausbesitzer selbst durch entsprechende Einrichtungen gegen Rückstau schützt.

Das Spiegelgefälle der Hausleitung wird durch den seiner Höhe und Entfernung nach am ungünstigsten liegenden Keller- und Hofausgufs derart bestimmt, daß die Gefällslinie noch 20—30 cm unter der Oberkante desselben liegt. Die Hausleitung muß dann im stande sein, mit diesem Gefälle die größte ihr zufließende Wassermenge abzuführen, an deren Stelle die Regenwassermenge  $\psi r$  treten kann, weil das Hauswasser dagegen verschwindend klein ist.

Beispielsweise ergeben sich für das Entwässerungsnetz des in F. 11, T. IX dargestellten Berliner Grundstücks<sup>28)</sup> die in roten Zahlen eingetragenen Abflussmengen, wobei  $r$  dem stärksten Regenfall entsprechend zu 160 sl f. d. ha und  $\psi$  für die Dachflächen zu 0,95, für den mit Feldsteinen gepflasterten Hof zu 0,8 angenommen ist. Das in den Strafsenkanal mündende Stammrohr hat hiernach 8,66 sl Regenwasser abzuführen, während die größte Hauswassermenge für die 50 Einwohner des Grundstücks nur etwa 300 l f. d. Stunde oder 0,083 sl, d. h.  $\frac{1}{104}$  von 8,66 sl ausmacht. Da das Wasser im Strafsenkanal bis auf + 33,3 m über N. N. ansteigen kann, während die Kellerausgüsse auf + 33,86 m liegen, so ist die Forderung zu stellen, daß der Aufstau an dem entferntesten dieser Ausgüsse (Kellerküche am Ende des Grundstücks) nicht über 33,6 m hinausgeht. Die Länge der Leitung bis zu dieser Stelle beträgt 46 m, für welche ein Spiegelgefälle von 33,6 — 33,3 = 0,3 oder  $\frac{1}{153}$  vorhanden ist und dieses Gefälle ist der Berechnung der Rohrweiten zu Grunde zu legen.

Unter Annahme einer Rauigkeitsstufe  $V$  ( $b = 0,35$ ) bestimmt sich  $c$  nach der abgekürzten Kutter'schen Formel für die 0,15 m weite Stamm-Thonrohrleitung zu 35,7 und das Rohr vermag bei dem Gefälle von  $\frac{1}{153}$  nicht ganz 10 sl abzuführen, ist also gegenüber der geforderten Leistungsfähigkeit von 8,66 sl ausreichend bemessen. In gleicher Weise ergibt sich das Abflusvermögen der Hauptleitung des Hofes, welche 5,58 sl aufnimmt und für welche 0,125 m gewählt ist, zu 5,88 sl, so daß auch diese Annahme genügt. Die übrigen Rohre sind größer, als die Rechnung erfordert, sodafs das Gefälle nicht ganz ausgenutzt wird und die Spiegellinie in ihrem oberen Teile etwas flacher verläuft.

Es möchte noch darauf hinzuweisen sein, daß nach dieser Rechnung trotz der großen Regenwassermenge die Abflusgeschwindigkeit in den Hausleitungen nicht diejenige Grenze erreicht, welche zur Fortspülung aller Sinkstoffe erforderlich ist. In dem Stammrohr beträgt dieselbe nur 0,56 m, in der 0,125 m weiten Leitung 0,48 m und in den übrigen Anschlussstrecken ist sie noch geringer. Indessen ist zu berücksichtigen, daß zu Anfang des Regens der Wasserstand im Strafsenkanal noch niedrig ist und demnach das Sohlgefälle der Zweigleitungen zur Geltung kommt. Letzteres beträgt bei dem Stammrohr 1 : 59, und die Abführung der gesamten Wassermenge erfordert eine Füllhöhe von 0,53 des Durchmessers; die Abflusgeschwindigkeit ergibt sich dann zu 0,93 m. Dieser dem Reinspülen günstige Zustand dauert um so länger, je langsamer die Strafsenkanäle gefüllt werden, d. h., je geräumiger sie sind und je höher die Mündung der Hausleitung über der Sohle des Strafsenkanals liegt.

Bei stark abfallendem Hinterland (Fig. 44) ergeben sich infolge des schwachen Spiegelgefälles häufig Durchmesser von mehr als 15 cm. In solchen großen Rohrleitungen bilden sich aber infolge des geringen Trockenwetterabflusses leicht starke Ablagerungen, die auch durch das abfließende Regenwasser nicht beseitigt werden, weil die Abflusgeschwindigkeit desselben zu gering bleibt. Man kann sich dann entweder durch eine Spülvorrichtung oder dadurch helfen, daß nur ein Teil des Regenwassers der Hintergebäude in das möglichst eng herzustellende Hausrohrnetz aufgenommen, der Rest aber durch eine besondere Leitung in den Strafsenkanal geführt wird.

Da das Verhältnis zwischen der kleinsten und größten Abflusmenge bei den Hauskanälen 1 :  $\infty$  ist, so würden Leitungsquerschnitte mit scharf zugespitzter Sohle hier sehr am Platze sein. Derartige Rohre werden unseres Wissens bis jetzt nicht im

<sup>28)</sup> Entnommen aus Knauff. Hausentwässerung und Leistungsfähigkeit von Hausrohren. Gesundh.-Ing. 1888, S. 13.

Handel geführt; auch würden sie wegen der schwierigeren Herstellung teurer sein als kreisförmige. Es ist indessen anzunehmen, daß bei entsprechender Anfrage Angebote nicht fehlen und die Anfertigungskosten sich ermäßigen würden.

## § 5. Baustoffe zur Herstellung der Kanäle. Erforderliche Wandstärken.

### A. Baustoffe zur Herstellung der Kanäle.

Gute Kanäle müssen neben genügender Festigkeit und Undurchlässigkeit auch Widerstandsfähigkeit gegen die Einwirkung des Kanalwassers und der an der Sohle sich fortbewegenden Sinkstoffe besitzen. Diese Ansprüche lassen sich mehr oder weniger vollkommen durch Verwendung von natürlichen Steinen, Ziegeln, Beton, Thonrohren und Eisen erfüllen; Asphaltrohre kommen seltener vor, Bleirohre werden nur zu einzelnen Teilen der Anschlußleitungen im Inneren der Gebäude verwendet.

1. Kanäle aus Bruchsteinen, Werksteinen, Ziegeln. Aus Bruchsteinen lassen sich bei geschickter Ausführung ganz brauchbare Kanäle mit mässiiger Wandstärke herstellen (Fig. 62, Kap. IV), deren Inneres zur Erzielung genügender Glätte und Wasserdichtheit einen Cementputz erhält.<sup>29)</sup> Meistens verwendet man jedoch der Sicherheit wegen größere Stärken für Wandungen und Sohle, stellt die letztere auch wohl aus Quadern oder Klinkern her oder verwandelt den Bruchstein in Steinschlag, um daraus Betonkanäle zu bilden.

Fig. 55.

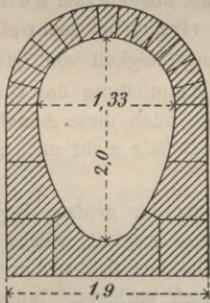


Fig. 56.



Kanäle aus Werksteinen kommen in Gegenden vor, wo Quader billig zu haben sind; Fig. 55 und 56 stellen in Sandstein ausgeführte Dresdener Kanäle dar, von denen Fig. 56 mit einem Deckgewölbe aus Ziegeln versehen ist; zur Erzielung der Wasserdichtheit erhält der untere Teil einen Überzug aus glattem Cementputz.

Hartgebrannte Ziegel sind zur Erbauung größerer Kanäle besonders geeignet, weil sie Festigkeit mit Dauerhaftigkeit verbinden und weil sich die gekrümmten Flächen durch Anwendung von Formziegeln genau und sauber herstellen lassen. Ein gutes Durchbrennen der Ziegel vermindert zugleich ihre Wasserdurchlässigkeit; in dieser Beziehung ergaben Versuche des Verfassers mit fünf Ziegelsorten, daß Scheiben von 6,5 cm Dicke und 11 cm Durchmesser unter einem Drucke von 1 m folgende Wassermengen durchliefsen

No.	1	2	3	4	5
	128	131	417	62	10

während ihre Bruchfestigkeit zu

10,5	14,0	18,5	35,0	48,8	kg f. d. qem
------	------	------	------	------	--------------

gefunden wurde (Mittel aus mehreren Versuchen). Die Durchlässigkeit nahm also, wenn von No. 3 abgesehen wird, mit zunehmender Festigkeit ab. Bei Anwendung von zwei Ziegelscheiben, welche durch eine 1 cm starke Fuge aus Mörtel von 1 Cement und 2 Sand verbunden waren, verminderte sich die Durchflußmenge auf bezw.

5,25	16,75	43,25	—	0,375	Gramm i. d. Stunde. <sup>30)</sup>
------	-------	-------	---	-------	------------------------------------

<sup>29)</sup> Liebold. Kanalbauten in Bruchstein-Cementmörtel-Mauerwerk. Baugewerkszeitung 1880, S. 295.

<sup>30)</sup> Siehe auch: Fodor. Hygienische Untersuchungen über Luft, Boden und Wasser. Braunschweig 1882. S. 216. — Hall. Experiments on the permeability of bricks. Engineering News 1891, S. 17.

Diese Ermittlungen beziehen sich jedoch auf reines Wasser; war dasselbe nur wenig getrübt, so verminderte sich die Durchlässigkeit schon in kurzer Zeit. Da das Kanalwasser zahlreiche schwebende Stoffe enthält, so ist anzunehmen, daß die Poren der inneren Kanalwandungen sich größtenteils schliessen; hierdurch wird das Heraus-treten des Kanalinhalt nach der Aufsenseite bis zur Nullgrenze eingeschränkt, zumal die Wandstärke meistens größer, die Druckhöhe des Wassers aber geringer ist, als bei den Versuchen. Zugleich ist zu berücksichtigen, daß diese Druckhöhe durch das Fließen des Wassers noch etwas vermindert wird.<sup>31)</sup> Ein merkbares Durchtreten von Kanalwasser nach der Aufsenseite des Kanals ist deshalb bei Verwendung guter Ziegel so gut wie ausgeschlossen und würde nur bei nachlässiger Ausführung (undichte Fugen) möglich sein. Dagegen läßt sich manchmal ein Durchschwitzen von Grundwasser durch die Ziegelwandungen der Kanäle und bei gewisser Zusammensetzung desselben eine lösende Wirkung auf den Kalk des zum Mörtel verwendeten Cements beobachten<sup>32)</sup>, welcher durch einen Goudron-Anstrich auf der Aufsenseite, durch Thonschlag oder durch Drainrohrleitungen mit Kiesumhüllung, welche das Grundwasser aufnehmen und fort-führen, entgegen zu wirken ist.

2. Kanäle aus Beton. Die Verwendung von Beton hat in den letzten Jahren sehr zugenommen, weil die neben dem Cement erforderlichen Rohstoffe (Sand, Kies, Schotter, Steinschlag) vielfach billig zu haben sind und der Beton eine genaue Anpassung an die erforderlichen Abmessungen gestattet. Bei guter Ausführung genügen Betonkanäle allen Anforderungen bezüglich der Druck- und Zugfestigkeit; ihr Widerstandsvermögen gegen Kanalwasser erscheint dagegen nach Versuchen im Laboratorium nicht ganz ein-wandfrei<sup>33)</sup>, namentlich wenn gewerblichen Abflüssen mit einem Überschusse von freier Säure, Alkalien oder gewissen Salzen die Einleitung in die Kanäle gestattet wird (nach der unten angegebenen Quelle<sup>34)</sup> ist ein schädlicher Einfluß dieser Stoffe zu fürchten, wenn das Kanalwasser mehr als  $\frac{1}{10}\%$  derselben enthält); bisher sind jedoch Zerstörungen des Betons durch gewöhnliches Hauswasser nicht bekannt geworden. Die Beschaffenheit desselben hängt wesentlich von der Güte und Reinheit der verwendeten Rohstoffe, sowie von der Art der Herstellung ab und es fehlt neben vortrefflichen Leistungen erfahrener Unternehmer auf diesem Gebiete nicht an minderwertigen Erzeugnissen, deren Beurteilung indessen schwieriger ist, als z. B. diejenigen von Ziegeln. Dies mag die Ursache sein, daß die Verwendung von Kanälen aus Cementbeton bei zahlreichen Entwässerungsanlagen (beispielsweise auch in Berlin) bisher keinen Eingang gefunden hat, während sie an anderen Stellen in großem Umfange erfolgt ist. Im übrigen ent-geht man einer etwaigen nachteiligen Beeinflussung des Betons durch das Kanalwasser, indem man die Sohle bis etwas über die Höhe des gewöhnlichen Trockenwetterabflusses mit fest gebrannten Klinkern oder mit glasierten Platten aus gebranntem Thon<sup>35)</sup> (Fig. 66

<sup>31)</sup> Über den Austausch der Flüssigkeiten innerhalb und außerhalb der Kanalwände durch die sogenannte Osmose, vergl. Zeitschr. f. Bauk. 1883, S. 171.

<sup>32)</sup> Die Wirkung ist vielleicht auf die Anwesenheit von Humussäure im Grundwasser zurückzuführen.

<sup>33)</sup> Kämmerer im Bayerischen Industrie- und Gewerbebl. 1878, S. 182 (auszugsweise in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 83. Hiernach wurden auch mehrere Ziegelsorten durch ammoniak- und säurehaltiges Kanalwasser angegriffen. — Entgegnung darauf durch Erdmenger in der Deutschen Bauz. 1879, S. 29. Vergl. ferner: Thonindustrie-Zeitung 1878, No. 43, 44, 45; 1893, No. 23. — Deutsche Bauz. 1882, S. 382. — Einwirkung ätzender Flüssigkeiten auf Cement- und Cementkalk-Mischungen. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 392.

<sup>34)</sup> Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 284.

<sup>35)</sup> Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, S. 64—66.

in Kap. IV) bekleidet, durch deren Anwendung zugleich die Glätte erhöht wird.<sup>36)</sup> In Bezug auf Wasserdichtheit lassen Betonkanäle, wenn sie mit einem guten Putzüberzug versehen werden, nichts zu wünschen übrig (vergl. die Bemerkungen über Behälterbauten aus Beton, Kap. VI, S. 304).

Der Verwendung von Monier-Leitungen (Geflecht aus Eisenstäben mit Cementumhüllung) wurde bereits in Kap. IV gedacht; der daselbst als Entwurf dargestellte Sammelkanal für Königsberg ist inzwischen zur Ausführung gelangt. Im wesentlichen gilt von ihnen dasselbe, wie von den Betonkanälen; doch ist ihre geringere Wandstärke kaum als ein Vorteil zu bezeichnen.

3. Thonrohrkanäle. Gut glasierte Thonrohre besitzen einen hohen Grad von Glätte und sind deshalb für Schmutzwasserkanäle besonders geeignet, namentlich wenn die Spülung derselben (wie bei den Hausleitungen) erschwert ist. Ein scharfes Brennen bis zu beginnender Sinterung verleiht ihnen zugleich eine fast unbegrenzte Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse, doch ist die Sinterung selbst wegen der dann eintretenden Formänderung zu vermeiden. Gute Thonrohre geben beim Anschlagen einen hellen Klang und haben ein gleichmäßiges Gefüge, welches so dicht sein muß, daß die Scherben innerhalb 24 Stunden nicht mehr als 3% ihres Gewichts an Wasser aufnehmen. Auch sollte man sich bei größeren Lieferungen von der Beschaffenheit des verwendeten Thones überzeugen und Gewicht darauf legen, daß dieser möglichst kalkfrei ist und etwaige Zusätze von Quarz und Chamotte nur im Zustande feinsten Zermahlung verwendet werden. Die Rohre, deren Muffen gleich beim ersten Formen mit anzupressen sind, dürfen nicht spröde sein, müssen vielmehr eine gewisse Elasticität besitzen, um den Stößen beim Transport, beim Zufüllen der Baugrube, beim Stampfen des Bodens u. s. w. widerstehen zu können. Einen ungefähren Schlufs auf die Beschaffenheit der Masse gewährt die Art, wie sich ein Thonrohr mit dem Meißel behauen läßt; eine gute Masse erinnert in der Art ihres Verhaltens an weiches Gufseisen.

4. Gufs- und Schmiedeseisen werden in der Form von Rohren insbesondere bei den Leitungen im Innern der Gebäude in solchen Strecken zur Anwendung gebracht, welche dem Rückstau ausgesetzt sind oder unter Druck stehen; ferner bei allen Leitungen, welche über der Kellersohle liegen, bei der Durchführung von Kanälen durch Mauerwerk, bei den Fallrohren, sowie bei den über der Erde liegenden Anschlüssen der Regenrohre. Im Innern der Städte bilden Kanalleitungen, welche ganz oder teilweise aus Eisen bestehen, ein willkommenes Hilfsmittel bei schlechtem Boden und geringer Bauhöhe, ferner bei der Kreuzung von Wasserläufen oder Einschnitten u. s. w. Eine ausgedehnte Anwendung findet ferner das Eisen bei Ausrüstung und Abdeckung der Einsteigeschächte, Lüftungs- und Spülschächte, sowie der Einläufe, ferner zu den Druckrohrleitungen der Pumpwerke u. s. w.

5. Asphaltrohre stellen sich billiger als eiserne, und haben vor diesen den Vorteil, daß sie durch das Kanalwasser und die meisten Chemikalien nicht angegriffen werden. Ferner ertragen sie einen ziemlich hohen inneren und äußeren Druck und eignen sich deshalb auch zur Herstellung von Spülleitungen und Druckrohren, zumal sich auch die Formstücke für Zweigleitungen mit genügender Sauberkeit herstellen lassen. Gleichwohl werden sie wenig verwendet, weil sie keinen gängigen Handelsartikel bilden und die Verlegung und Verbindung eingeübte Arbeiter erfordert.

<sup>36)</sup> Rheinhard schlägt zum Schutze der Betonkanäle einen inneren Anstrich von Goudron vor. Deutsche Bauz. 1883, S. 552.

## B. Wandstärken der Kanäle.

Die Haltbarkeit des Kanals hängt neben der guten Ausführung wesentlich von der richtigen Bestimmung seiner Wandstärken ab. Die Scheitelstärke  $\delta$  des Deckgewölbes vom Halbmesser  $r$  ist annähernd  $= \frac{p r}{s}$ , wenn  $p$  den Scheiteldruck und  $s$  die zulässige Inanspruchnahme bezeichnet. Der Scheiteldruck wird hervorgebracht durch das Gewicht des frisch aufgefüllten Bodens  $= 2000 \text{ kg f. d. cbm}$  und durch den Druck  $P$  der Verkehrslast, welcher aber nur teilweise in Rechnung zu ziehen ist, weil sein Einfluss mit zunehmender Tiefe  $t$  der Baugrube abnimmt. Nimmt man mit Chailly (Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 204) an, dass derselbe sich gleichmäßig vermindert und bei  $6b = \text{Null}$  ist, wenn  $b$  die Breite der Baugrube bezeichnet, so wird

$$p = 2000 t + \frac{6b-t}{6b} \cdot P$$

und für  $b = 3r$ ,  $P = 6000 \text{ kg}$  für  $1 \text{ qm}$  erhält man

$$p = 2000 t + \frac{18r-t}{18r} \cdot 6000$$

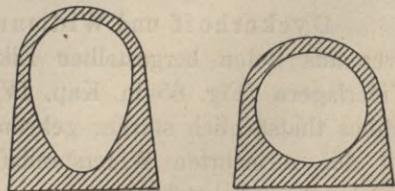
$$\delta = \frac{2000 r t}{s} \left( 1 + \frac{18r-t}{6 r t} \right),$$

wobei das Glied  $\frac{18r-t}{6 r t}$  den Einfluss der Verkehrslast bezeichnet, welcher für  $t = 18r$  zu Null wird, aber nicht negativ in Ansatz gebracht werden darf, wenn  $t$ , was bei kleineren Rohrleitungen vorkommen kann, größer als  $18r$  ist. Für  $t = 4 \text{ m}$ ,  $r = 0,5 \text{ m}$  und  $s = 8 \text{ kg f. d. qcm} = 80000 \text{ kg f. d. qm}$  ergibt sich z. B.  $s = 0,07 \text{ m}$ . Da die Inanspruchnahme auf Druck jedoch größer sein kann, so würde eine noch geringere Scheitelstärke ausreichen unter der Voraussetzung, dass in der That nur die Druck- und nicht auch die Zug-, bezw. Bruchfestigkeit in Anspruch genommen wird; letzteres kommt jedoch, wie aus dem Nachfolgenden hervorgeht, sehr häufig vor.

Eine zuverlässige Ermittlung der Beanspruchung der Kanalwandungen ist nur möglich durch Bestimmung des Verlaufs der Stütz- oder Drucklinie. Die Form derselben weicht bekanntlich von der des Kreises ab, fällt also nicht mit der Mittellinie des in der Regel einen Kreisabschnitt bildenden Deckgewölbes zusammen (Fig. 46—48). Soll demnach die Drucklinie innerhalb desselben bleiben oder nur schwache Zugbeanspruchungen hervorrufen, so ist es entsprechend stark zu machen und zwar genügt für Halbkreisgewölbe aus Ziegeln erfahrungsmäßig die Dicke eines halben Steins für Spannweiten bis zu  $1 \text{ m}$  und unter der Voraussetzung fester Widerlager. Die Fortsetzung der Drucklinien in den Widerlagern bedingt — insbesondere auch durch den nach außen gerichteten Druck des in der Leitung befindlichen Wassers — eine nach unten sich verbreiternde Form des Kanals, nach welcher z. B. die in Fig. 41 c, 43 a u. b, 48, 54, 61, 62, 64 u. 67, Kap. IV dargestellten Leitungen ausgeführt sind. Diese sind jedoch für reines Wasser bestimmt, während das Kanalwasser aus den oben erörterten Gründen eine scharf gekrümmte Abflusssrinne verlangt. Eine solche muß entweder in die breite Sohle nach Art der Fig. 50 und 61, Kap. IV und Fig. 49, S. 402 eingebaut werden, oder es muß eine kräftige Hintermauerung der Widerlager des ei- und kreisförmigen Kanals erfolgen (Fig. 57 und 58), wenn diese sich nicht etwa gegen die festen Wandungen der Baugrube lehnen. Tritt die Stützlinie aus den Kanalwandungen heraus, oder nähert

Fig. 57.

Fig. 58.



sie sich zu sehr den Grenzen derselben, so entstehen Zugspannungen, die an sich ohne Nachteil sind, so lange die zulässige Grenze derselben nicht überschritten wird. Die Zugfestigkeit von sachgemäß hergestelltem Cementmörtel beträgt 15 kg f. d. qem und darüber, diejenige guter Ziegel noch erheblich mehr. Doch läßt sich dieselbe bei Kanälen, welche in der Baugrube hergestellt werden, nur zum Teil ausnutzen, weil die Verfüllung erfolgen muß, bevor die vollständige Erhärtung eingetreten ist; in solchen Fällen ist demnach auf eine entsprechende Hintermauerung Bedacht zu nehmen, wenn man nicht, wie dies in einzelnen Fällen geschehen ist, Anker einzieht (Fig. 52, Kap. IV) oder Bandeisen umlegt. Kanäle, welche in ihrem ganzen Querschnitt außerhalb der Baugrube hergestellt werden, wie Rohre aus Cementbeton und dergl. lassen sich dagegen bei gehöriger Erhärtung stärker beanspruchen. Findet die Zusammensetzung einzelner, besonders geformter Teile jedoch, wie bei Fig. 65, Kap. IV, erst in der Baugrube statt, so bleibt die Erhärtung des Cements in der Fuge bei dem Einbringen des Verfüllbodens in der Regel eine unvollständige und diese Fugen sind je nach ihrer Lage gegen die Stützlinie mehr oder weniger als schwache Punkte des Querschnitts anzusehen.

Der Druck des Grundwassers auf die äußeren Kanalwände wirkt zwar auf den Verlauf der Drucklinie in günstigem Sinne ein, bedingt aber wegen der notwendigen Undurchlässigkeit oft eine Vergrößerung der Wandstärken. Außerdem ist die Form des Sohlengewölbes gleichfalls von Bedeutung für die Stärke der Kanalwandungen. Die Sohle hat die auf dem Kanal ruhende Last aufzunehmen und unter dem Einflusse derselben bildet sich in dem Sohlengewölbe gleichfalls eine Drucklinie aus, deren wagerechte Seitenkräfte  $H_1$  sich mit dem  $H$  der oberen Drucklinie verbinden und beim Mangel fester Widerlager auf eine verstärkte Zugbeanspruchung hinwirken (Fig. 59).  $H$  und  $H_1$  wachsen mit den Halbmessern der Gewöbelinien; da nun das Deckgewölbe eines elliptischen Querschnitts (Fig. 60) stärker gekrümmt ist, als dasjenige des gleich großen Eikanals, so verdient die Ellipse in statischer Beziehung den Vorzug vor der Eiform.

Fig. 59.

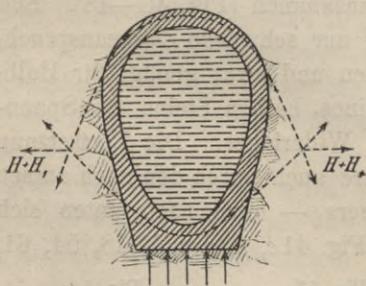


Fig. 60.

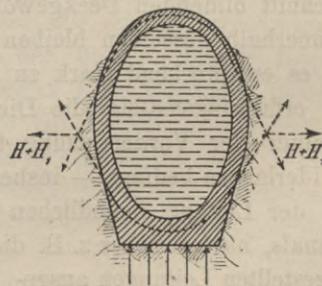
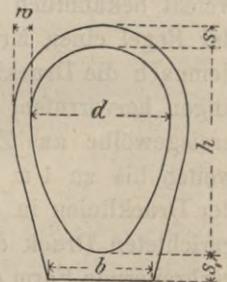


Fig. 61.



Dyckerhoff und Widmann geben, wie schon auf S. 32 erwähnt, der Mehrzahl ihrer aus Beton hergestellten Eikanäle im Scheitel eine größere Stärke als an den Widerlagern (Fig. 65 in Kap. IV). Es ist also der äußere Halbmesser des Deckgewölbes thatsächlich stärker gekrümmt, als der innere und dürfte hierauf in Verbindung mit der vermehrten Widerstandsfähigkeit gegen die Kräfte  $H$  und  $H_1$  die größere Tragkraft zurückzuführen sein, welche derartige Querschnitte nach den Versuchen der genannten Firma vor solchen mit gleicher Stärke im Scheitel und Widerlager besitzen. Die von ihr hergestellten Eikanäle (Fig. 61) haben folgende Abmessungen:

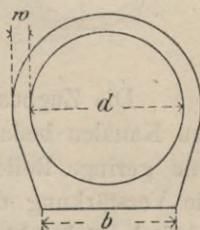
	Aus einem Stück							Zusammengesetzt nach Fig. 65, Kap. IV.		
	20	25	30	35	40	50	60	70	80	100 cm
$d =$	20	25	30	35	40	50	60	70	80	100 cm
$h =$	30	37,5	45	52,5	60	75	90	105	120	150 "
$s =$	3,8	4,5	5,3	6	7	8,5	11,5	14	15	18,5 "
$w =$	3,8	4,5	4,5	5,2	6	6,8	8,3	9,5	10,3	12 "
$s_1 =$	4,5	5,5	5,5	6	7	8,8	10	12	14	15 "
$b =$	15	18	21	24,4	28	31,6	39	45	50	63 "

Die entsprechenden Maße betragen bei den Kreisrohren der Stettiner Portland-Cementfabrik (Fig. 62)

$d =$	20	25	30	35	40	45	50	60 cm
$w =$	3	3,5	3,5	4	4,5	5	5	6 "
$b =$	0	0	0	26	30	37	39	46 "

Es werden jedoch auch Eikanäle bis 1,5 m Höhe und Rohre bis 1 m Durchmesser in einem Stück ausgeführt, z. B. von der Firma B. Liebold & Co. in Holzminden.

Fig. 62.



Vorstehende Ausführungen gelten auch für Thonrohre, welche gleichfalls eine Zugbeanspruchung der Wandungen erleiden, zumal sie aus Herstellungsrücksichten eine gleichmäßige Wandstärke erhalten und weil die Verstärkung des unteren Teiles mit Schwierigkeiten verbunden ist. Thonrohre von großen Abmessungen widerstehen deshalb dem Druck des Bodens und der Verkehrslast nicht immer mit Sicherheit, wiewohl das Material guter Rohre eine erhebliche Zugfestigkeit besitzt (dieselbe wurde z. B. bei Zwickauer Steingutrohren von 7—30 cm Durchmesser im Mittel zu 136,7 kg f. d. qcm gefunden). Für die Widerstandsfähigkeit der Thonrohre gegen Druck und Zug ist neben der Beschaffenheit ihrer Masse die Wandstärke maßgebend; diese beträgt bei der Mehrzahl der in Deutschland hergestellten Rohre für Weiten von 5—40 cm

$$\frac{d}{20} + 0,9 \text{ bis } \frac{d}{20} + 1 \text{ cm,}$$

wenn  $d$  den inneren Durchmesser in cm bezeichnet; ferner bei den Rohren der deutschen Thonrohr- und Chamottefabrik zu Münsterberg in Schlesien

für $d =$	42	45	48	50	51	54	u. 55	57	60	65	70	80 cm
Wandstärke =	3,2	3,4	3,6	3,6	3,8	3,8	3,9	4,0	4,5	5,2	5,7 "	

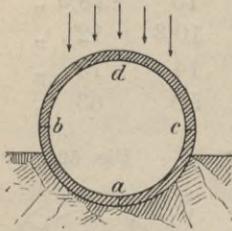
1881 wurde der Versuch gemacht, gleichwertige Abstufungen in den Weiten einzuführen; von 5—20 cm sollten dieselben um je 2,5, von da ab um je 5 cm steigen. Die größeren Fabriken fertigen jedoch daneben noch Zwischenstufen, welche sich den bei verschiedenen Anlagen bereits vorhandenen Durchmessern anpassen; bei den Berliner Strafsenkanälen betragen dieselben z. B. 21, 24, 27, 30 . . . cm.

Zur Herabminderung der Herstellungs- und Frachtkosten wurden die Wandstärken früher häufig geringer genommen; doch genügten diese — insbesondere bei Rohren über 30 cm — nicht, um dem Erddruck und der rollenden Last in Baugruben von mehr als 4 cm Tiefe sicheren Widerstand zu leisten. Von verschiedenen Seiten ausgeführte Druckversuche haben ergeben, daß gute mit den obigen Wandstärken versehene Thonrohre von 30—70 cm Weite bei freiliegenden Seitenwänden eine Bodenlast von 6—8 m zu tragen vermögen (1 cbm Boden zu 2000 kg gerechnet).<sup>37)</sup> Bei stärkerer Belastung

<sup>37)</sup> Siehe auch Howe. Versuche über die Festigkeit glasierter Thonrohre. Eng. Record vom 8. Aug. 1891 (Auszug im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 674).

tritt die Zerstörung meistens in der Art ein, daß sich an den in Fig. 63 mit *a*, *b*, *c*, *d* bezeichneten Stellen feine Risse bilden, von denen diejenigen bei *a* oder *d* zuerst eintreten pflegen. Aus den oben dargelegten Gründen empfiehlt sich auch für Thonröhren

Fig. 63.



unter Umständen die elliptische Form, wenn diese auch gegenüber der kreisförmigen den Nachteil besitzt, daß das Rohr nicht gedreht und dadurch die passendste Lage in der Muffe des Anschlußrohres aufgesucht werden kann.

Neben kreisförmigen und elliptischen werden auch eiförmige Thonrohre bis 0,9 m Höhe hergestellt; doch ist bei diesen großen Abmessungen ein genaues Anpassen der Muffen infolge des Verziehens beim Brennen mit Schwierigkeiten verbunden und wird noch am ersten von einem Material erreicht, welches schwer sintert.

Die Zugbeanspruchung der Wandungen wird durch die Druckwirkung des in den Kanälen befindlichen Wassers verstärkt. Bei kleinen Leitungen spielt dieselbe nur eine geringe Rolle; bei größeren darf sie aber nicht unbeachtet bleiben; auch ist auf die Verstärkung des Drucks durch etwaiges Ansteigen des Wassers über den Kanalscheitel Rücksicht zu nehmen.

Da das Innere eiserner Rohre durch schmutziges Wasser stärker angegriffen wird, als durch reines, so dürfen die Wandstärken nicht zu klein genommen werden, ein Fehler, der namentlich bei Hausleitungen oft begangen wird. Für diese empfiehlt sich deshalb die Vorschrift bestimmter Wandstärken, etwa nach den Vereinbarungen der deutschen Gas- und Wasserfachmänner, oder wie in Frankfurt a. M., wo liegende Rohre nicht unter 10, stehende nicht unter 8 mm mittlere Wandstärke haben dürfen und an den dünnsten Stellen mindestens 8 bzw. 6 mm vorhanden sein müssen. Ferner ist auf einen gut schützenden Überzug (durch Eisenlack, Asphaltfirnis, Goudron, Steinkohlenteer, sämtlich nach Erwärmung der Rohre aufgetragen) oder auf Verzinkung Gewicht zu legen.

## § 6. Ausführung der Kanäle.

### A. Form und Absteifung der Baugruben.

Bei dem Bau eines Kanals wird in der Regel schon durch die Lagerung des Baumaterials, der Absteifhölzer, des ausgehobenen Bodens und der Pflastersteine u. s. w. ein so beträchtlicher Teil der verfügbaren Straßensfläche in Anspruch genommen, daß von einer Böschung der Baugrubenwände, wie sie den natürlichen Lagerungsverhältnissen des Bodens entsprechen würde, nicht mehr die Rede sein kann. Die Festigkeit des gewöhnlich vorkommenden Bodens gestattet aber nur das Ausheben von Baugruben mit steilen Seitenwänden von geringer Tiefe; bei tieferen Baugruben muß deshalb dem Einstürzen der Seitenwände durch besondere Vorkehrungen entgegengewirkt werden. Das bekannte und namentlich bei Legung von Gas- und Wasserleitungsrohren vielfach zur Anwendung gebrachte Mittel, in bestimmten Entfernungen Teile des gewachsenen Bodens stehen zu lassen (F. 6<sup>a</sup>, T. VII) genügt bei größerer Tiefe nicht mehr, es wird somit erforderlich, die Wände der Baugrube gegeneinander abzusteißen.

Am einfachsten bewirkt man eine solche Absteifung bei nicht zu tiefen und wasserfreien Baugruben durch wagerechte Bohlen *b* (Fig. 64), welche den Erddruck auf die Stempel (Steifen, Spreizen oder Spriefsen) *s* übertragen. *v* sind senkrechte Hölzer (Brusthölzer), mit deren Hilfe ein Stempel den Druck mehrerer Bohlen aufnimmt.

Bei der hier dargestellten Baugrube ist von einer Böschung der Wände noch nicht ganz abgesehen; dadurch werden zwar etwas weniger Steifhölzer, aber auch Spreizen von verschiedener Länge erforderlich, was bei senkrechten Wänden (Fig. 65 a u. b)

vermieden wird. Der Raum zwischen den Steifen ist so zu bemessen, daß die größten Bauteile, z. B. die Sohlstücke gemauerter Kanäle oder die Quader bei Kanälen aus Werksteinen u. s. w. noch eingebracht werden können. Unter gewöhnlichen Verhältnissen genügt hierzu eine Entfernung von 1,5—2 m und ein Spreizendurchmesser von 12—15 cm neben einer Stärke der Bohlen und Brusthölzer von 5—6 cm; bei sehr nachgiebigem Boden oder starkem Seitendruck müssen die Spreizen näher gerückt oder die Bohlen stärker genommen werden.

Während des Bodenaushubes werden die Steifen zunächst vorläufig befestigt und erst nach Erlangung genügender Tiefe die mehreren Bohlen zugleich dienenden oder von oben bis unten durchgehenden Brusthölzer *v* (Fig. 65 a und 76) angebracht. Statt der einfachen hölzernen Stempel verwendet man mit Vorteil eiserne von den Formen der Figuren 66 und 67 oder der Fig. 9 in Kap. VII, S. 330, welche verlängert und verkürzt werden können und insbesondere auch beim Herausnehmen der Absteifungsbohlen gute Dienste leisten. Um ein Gleiten der Bohlen an den Baugrubenwänden zu verhindern, empfiehlt es sich, falls man nicht, wie es in Fig. 65 a und Fig. 76 geschehen ist, Bohle an Bohle setzt, die einzelnen Bohlenlagen durch zwischengetriebene Brettstücke *b* (Fig. 65 b) gegeneinander abzusteifen, die Spreizen durch Klammern mit den Bohlen zu verbinden oder ihnen Halt durch untergenagelte Knaggen *k* zu geben.

In der angegebenen Weise lassen sich Tiefen bis zu 10 m erreichen, sofern kein Zudrang von Grundwasser stattfindet. Ist dies der Fall, so wird das Anbringen von wagerechten Bohlen erschwert bzw. unmöglich gemacht. Es empfiehlt sich dann, die wagerechte Absteifung nur bis zu einiger Tiefe unter dem Grundwasser fortzusetzen und von da ab senkrechte Bohlen anzuwenden, die den Fortschritten des Aushubes entsprechend mit Handrammen soweit nachgetrieben werden, daß die Spitzen der Bohlen stets 0,5 bis 0,8 m unter der Baugrubensohle stehen (Fig. 68). Geschieht dies mit gehöriger Vorsicht, sodafs die Fugen dicht schliessen und ein Hineintreiben des Bodens beim Abspumpen der Baugruben verhindert wird, so

Fig. 64.

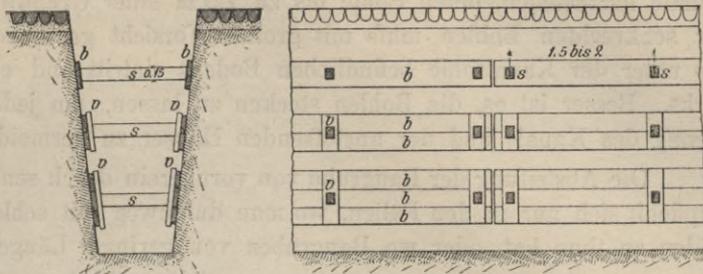


Fig. 65 a.

Fig. 65 b.

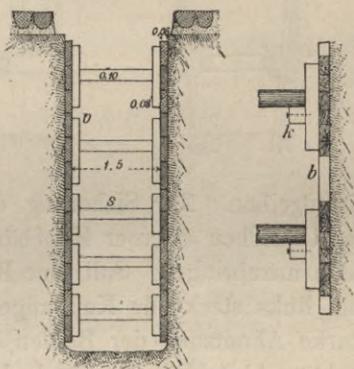


Fig. 66.

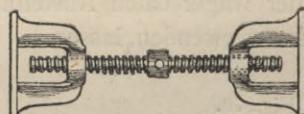
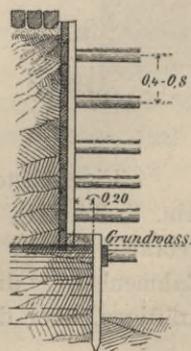


Fig. 67.



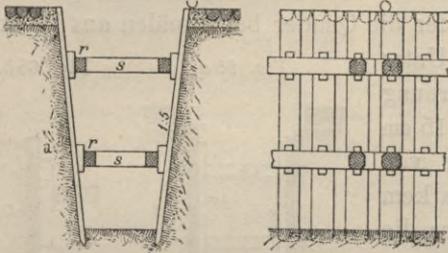
Fig. 68.



ist man im stande, ohne Anwendung von Spundwänden selbst bei sandigem Untergrunde Kanäle herzustellen, deren Sohle bis zu 1,5 m unter Grundwasser liegt. Die Entfernung der senkrechten Bohlen muß mit großer Vorsicht geschehen, damit kein Nachsinken des unter der Kanalsohle befindlichen Bodens eintritt und eine Senkung der Sohle bewirkt. Besser ist es, die Bohlen stecken zu lassen, um jede Veranlassung zur Beschädigung des Kanals und der anstossenden Häuser zu vermeiden.

Die Absteifung der Baugrube von vornherein durch senkrechte Bohlen zu bewirken, empfiehlt sich nur in den Fällen, wo man durchweg mit schlecht stehendem und nassem Boden zu thun hat, oder wo Baugruben von geringer Länge und Breite, z. B. für Einsteigeschächte u. s. w. abzusteifen sind. Die

Fig. 69.



Absteifung geschieht in der Weise, daß die in Zwischenräumen oder dicht aneinanderstehenden Bohlen der tiefer gehenden Ausschachtung stets nachrücken, wobei der Druck der Erde mittels der Rahmen *r* auf die Spreizen *s* übertragen wird (Fig. 69 und Fig. 70). Mit der größeren Tiefe der Baugrube wächst der Erddruck und damit die Reibung gegen die Bohlen, sodafs es immer schwerer wird, diese

einzutreiben. Zur Sicherung der Bohlen gegen Aufspalten empfiehlt es sich, sie durch das Umziehen eiserner Kopfbänder zu schützen und zwischen Bohle und Rahmen Holzkeile anzubringen. Soll eine Bohle dann tiefer eingetrieben werden, so wird der rechts und links steckende Keil angezogen und der zu der Bohle gehörige etwas gelöst. Die starke Abnutzung der Bohlen bildet einen Nachteil der senkrechten gegenüber der wagerechten Absteifung; ferner bedarf man bei ein und derselben Baugrube lauter Hölzer von annähernd gleicher Länge, die wieder bei tieferen Gruben nicht genügt, während sich bei der wagerechten Absteifung auch für ungleich tiefe Baugruben die nämlichen Bohlen wieder verwenden lassen.

Fig. 70.

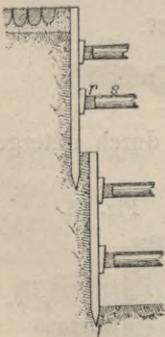
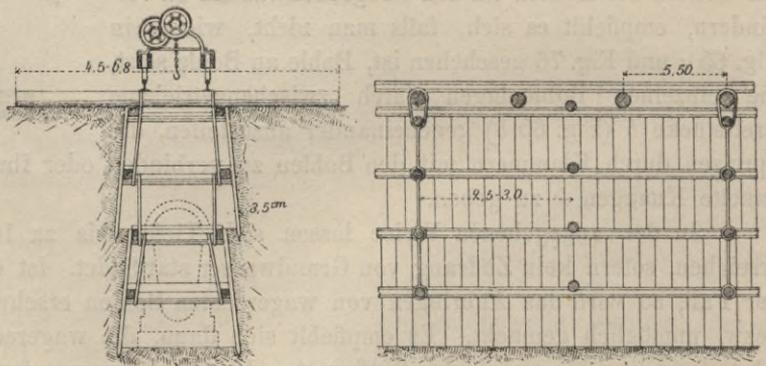


Fig. 71.



Eine Absteifung nach Art des Schachtbaues (vergl. den ersten Band dieses Werks, Abt. 3, T. XII), welche in Dresden bei Ausführung eines Sammelkanals zur Anwendung gebracht wurde, zeigt Fig. 71. Das Eigenartige der Anordnung besteht darin, daß die Rahmenhölzer durch die Spreizen getragen werden; letztere hängen mit Ketten an kräftigen, über die Baugrube gelegten Querschwellen. Diese Anordnung, deren Sicherheit

gerührt wird<sup>38)</sup>, ist nicht frei von den Mängeln aller senkrechten Absteifungen und erfordert gegen die oben beschriebenen Arten einen Mehraufwand für Ketten und Schwellen.

Eine gute Absteifung der Baugrube trägt wesentlich zur Beschleunigung des Fortschritts der Arbeiten bei, während umgekehrt das Abrutschen schlecht abgestützter Bodenkörper und das Eintreiben von Sand in die Baugrube viele Umstände, nachträgliche Kosten und Zeitverlust verursachen, manchmal auch die anstossenden Häuser in Gefahr bringen. In angeschwemmten Schichten wechselt die Bodenbeschaffenheit sowie der Wasserzudrang oft so sehr, daß es am sichersten ist, die Absteifungsbohlen von vornherein dicht aneinander zu setzen, zumal die Mehrkosten nicht bedeutend sind. Liegt die Baugrube in großer Nähe der Gebäude und zugleich tiefer als die Unterkante der Grundmauern, so muß ein entsprechender Teil der Absteifung in der Baugrube verbleiben; in engen Straßen wird außerdem während der Ausführung das Abstützen der Häuser gegeneinander nicht selten erforderlich.

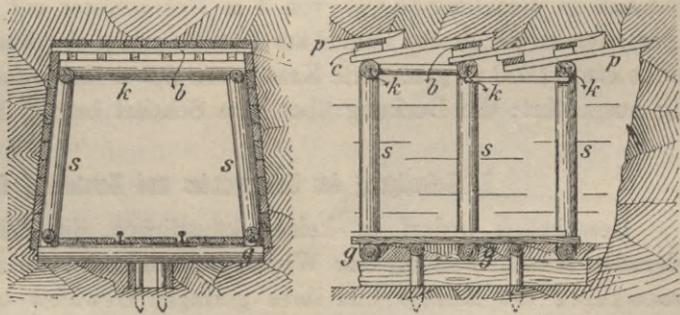
Der ausgehobene Boden wird in der Regel bis zu seiner Wiederverwendung oder bis zu seiner Abfuhr an den Seiten der Baugrube abgelagert. Zur Vermeidung der hierdurch hervorgerufenen Störung des Straßenverkehrs hat Carson versucht, den Boden in der Baugrube in Eimer zu füllen, diese in die Höhe zu winden und den Inhalt in den nämlichen Eimern mittels einer über der Baugrube angelegten Seilbahn nach dem oberen Ende der Baugrube zu schaffen, wo er entweder zur Verfüllung dient oder abgefahren werden kann.<sup>39)</sup> Diese Anwendung vermehrt jedoch die Transportweiten und ist nur in langen geraden Straßen ausführbar.

Tunnelartige Zimmerung. Wenn die Tiefe der Baugruben eine gewisse Grenze (etwa 8—10 m) überschreitet, kostet die Herstellung eines Stollens weniger, als die einer offenen Baugrube; in engen

Fig. 72. Geschlossene Thürstockzimmerung.

Querschnitt.

Längenschnitt.



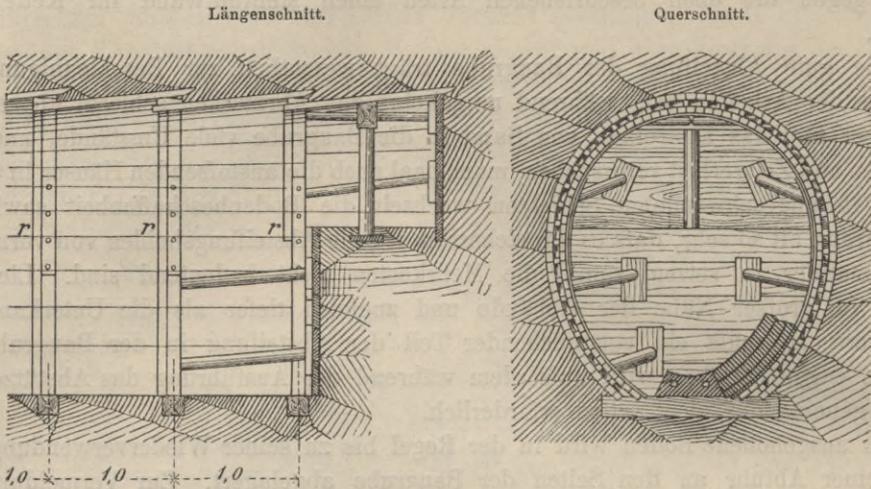
straßen oder in solchen mit starkem Verkehr kann sich die unterirdische Herstellung auch schon bei geringerer Tiefe empfehlen. Wegen der Einzelheiten der Ausführung muß auf den ersten Band dieses Handbuchs, 2. Aufl., Abt. 3, § 57—59, sowie auf Taf. XI daselbst verwiesen werden; es sei deshalb hier nur kurz folgendes bemerkt:

Bei nicht zu loser Beschaffenheit des Bodens und bei Abwesenheit von Grundwasser genügt die geschlossene Thürstockzimmerung (Fig. 72); die offene ist nur unter sehr günstigen Verhältnissen verwendbar. Von einem Schachte oder dem Mundloch des Tunnels aus erfolgt zunächst die Herstellung des ersten Thürstocks mit den Ständern *s*, der Kappe *k* und der Schwelle oder Grundsohle *g*; sodann werden die Hölzer (Pfähle) *p* eingetrieben; *c* sind Keile, die mit den Unterlagsbohlen *b* (den Pfandblättern) die sog. Pfändung bilden, welche die Pfähle scharf gegen das Erdreich drückt. Weniger guter

<sup>38)</sup> Deutsche Bauz. 1871, S. 227.

<sup>39)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 276.

Fig. 73. Getriebezimierung der getunnelten Kanalstrecken in Frankfurt a. M.



Boden erfordert eine Verkleidung vor Ort und eine Verzimmerung nach F. 25 der genannten Tafel XI; bei Grundwasserandrang ist die Getriebezimierung nach F. 27 daselbst am Platze. Unter Anwendung der letzteren erfolgte z. B. die Ausführung der getunnelten Kanalstrecken in Frankfurt a. M. (Fig. 73); *r* sind schmiedeiserne, aus drei verschraubten Teilen bestehende, 1 m voneinander entfernte und auf hölzernen Schwellen aufgestellte Ringe, über welchen die Pfähle vorgetrieben wurden. Bei der Ausmauerung wurden die eisernen Ringe herausgenommen, die Hölzer blieben dagegen im Stollen, um Senkungen des Erdreichs, welche für die anliegenden Häuser von nachteiligen Folgen gewesen sein würden, zu vermeiden. — Ein bemerkenswertes Beispiel eines unterirdisch hergestellten Kanals bildet das unter einem 10 m hohen Erdrücken durchgeführte Geeststammsiel in Hamburg (Kreis von 3 m Durchmesser mit Wandungen aus vier Ziegelringen); ferner der große Tunnel zur Entwässerung der Stadt Mexiko.<sup>40)</sup> — In Hannover werden etwa 1600 m gemauerte Kanäle von 2,2 m Höhe und 2,0 bis 2,4 m Weite tunnelartig ausgeführt; die Deckung über dem Scheitel beträgt hier 5,5–6 m.

#### B. Befestigung des Untergrundes und Herstellung der Kanalsohle.

Gewöhnlich bedarf es keiner künstlichen, die Festigkeit des Untergrundes befördernden Mittel, weil die zur Wirkung kommenden Belastungen infolge der mäßigen Abmessungen der Kanäle und ihres geringen Gewichts ohne besondere Vorkehrungen von der Sohle der Baugrube aufgenommen werden können. Bei größeren Anlagen kann jedoch der durch den Erddruck hervorgerufene Schub des Deckengewölbes eine starke Belastung einzelner Stellen des Untergrundes zur Folge haben und es empfiehlt sich deshalb, bei zweifelhafter Beschaffenheit desselben den Verlauf der Drucklinie zu ermitteln und hieraus die größte eintretende Beanspruchung des Bodens zu berechnen. Geht diese über die zulässige Grenze hinaus, so muß eine entsprechende Verbreiterung der Sohle angewendet werden (Fig. 74). Mit dieser wird man meistens, nötigenfalls unter Zuhilfenahme eines Schwellrostes, auskommen und nur ausnahmsweise zur Anwendung von Pfahlrost oder einer anderen tiefer hinabreichenden Gründung genötigt

<sup>40)</sup> The Tequixquiac Tunnel (Mexico, Main drainage works). Engineering News 1892, II. S. 93.

sein. Eine solche wurde z. B. in London beim Bau eines großen Notauslaßkanals in der Feldmark von Barkey angewendet, indem man einzelne Pfeiler aus Beton durch die obere Schlammschicht auf den tragbaren Boden versenkte und mittels Bögen verband, welche den Kanal zu tragen hatten. — Sind kleine Leitungen in unsicheren Boden zu verlegen, so genügt in der Regel eine Bettung von gut eingeschlammtem Sande, mit welchem auch das Rohr umhüllt wird; bei schlechtem Untergrunde empfiehlt sich außerdem eine Unterlage von Längsbohlen, die in mäßigen Abständen auf breiteren Querbohlen ruhen und mit diesen durch Nagelung verbunden sind (Fig. 75). Ist der Boden ganz weich oder schlammig, so verwendet man zweckmäßig eine kräftige, auf Pfeilern oder Pfählen ruhende Holzrinne, welche die in eine Sandbettung verlegte Abflußleitung aufnimmt.

Neben mangelhafter Bodenbeschaffenheit kann starker Wasserzudrang die Ursache sein, daß ein besonderer Unterbau für die Kanalsohle hergestellt werden muß. Läßt sich das Wasser noch einigermaßen durch Pumpen bewältigen, so kann man nach dem Vorgange der Berliner Ausführungen in der unterhalb des Grundwassers durch senkrechte Bohlen oder Spundwände<sup>41)</sup> abgesteiften Baugrube Sohlplatten *p* aus Ziegelmauerwerk oder Beton verlegen (Fig. 76), welche etwas über das zwischen und neben ihnen zur Pumpe fließende Wasser hervorragen. Auf diese kommen die Sohlstücke *s* entweder unmittelbar oder unter Vermittelung einiger Ziegelflachsichten *f* zu liegen. — Ist der Andrang des Grundwassers stärker, so empfiehlt sich die Herstellung einer Betonschüttung von 0,4—1,0 m Stärke in der vorher ausgebaggerten und durch Querwände in einzelne Abteilungen zerlegten Baugrube (Fig. 77). Der Beton kann möglichst unter Verstärkung an den Spundwänden unter Anwendung geflochtener Körbe oder Säcke eingebracht werden, welche bei den Berliner Arbeiten 70—100 l faßten.

Die erwähnten Sohlstücke werden bei mäßigem Wasserzudrange häufig ohne besondere Unterlage verwendet. Das in die Baugrube dringende Wasser fließt an beiden Seiten der Sohlstücke nach dem Pumpensumpf, erschwert aber gleichzeitig die gute Verbindung derselben, weil der Mörtel leicht ausgewaschen wird. Dieser Übelstand wird vermieden, wenn man die Sohlstücke um einen halben Stein niedriger herstellt

Fig. 74.

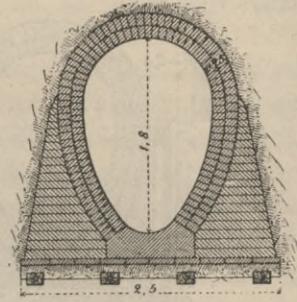


Fig. 75.

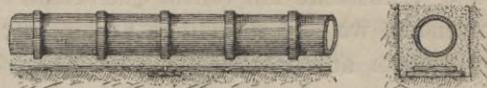
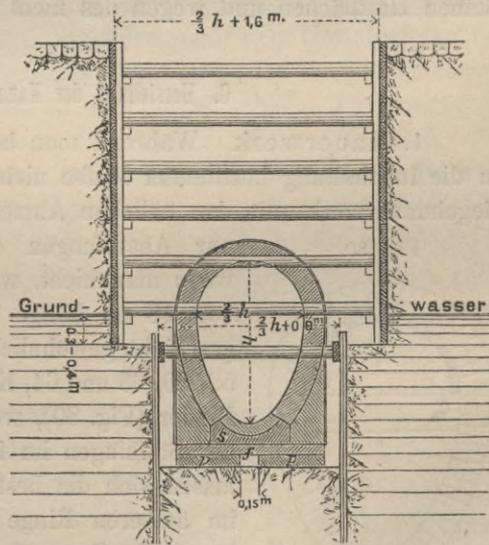


Fig. 76.



<sup>41)</sup> Rammen zum Eintreiben von Spundwänden in Kanalbaugruben sind abgebildet in Hobrecht. Die Kanalisation von Berlin. 1884, Atlas, Bl. 7, Fig. I u. II.

Fig. 77.

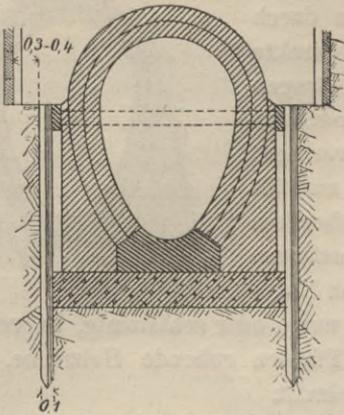


Fig. 78.

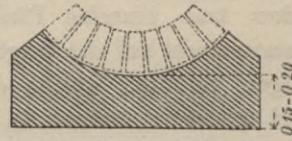
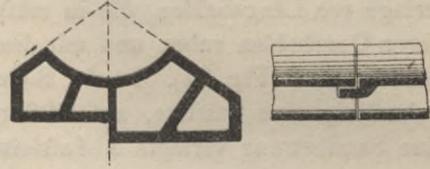


Fig. 79.

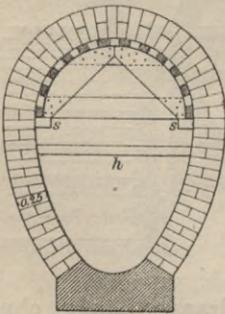


und den oberen Teil durch eine später aufgebraachte Rollschicht aus hart gebrannten Formklinkern bildet (Fig. 78); der untere Teil besteht dann aus Beton oder Ziegelmauerwerk. Sohlstücke mit vollem Querschnitt sollte man deshalb nur in trockenen Baugruben anwenden, wo eine sorgfältige Verbindung gesichert ist. Die früher vielfach verwendeten Formstücke aus gebranntem Thon (Fig. 79) haben zwar infolge der glasierten Rinne den Vorzug großer Glätte und lassen auch an Haltbarkeit nichts zu wünschen übrig; besitzen jedoch den Nachteil einer schwierigen Verbindung der Stoszfugen wegen der kleinen Haftflächen und wegen des nicht immer genauen Zusammenschließens.

### C. Herstellung der Kanalwandungen in der Baugrube.

1. Mauerwerk. Während man bei Verwendung von Quadern und Bruchsteinen an die Innehaltung bestimmter Maße nicht gebunden ist, muß bei der Ausführung von Ziegelmauerwerk mit den üblichen Abmessungen der Ziegel gerechnet werden, welche nur Abstufungen der Wandungen in 12 cm Stärke gestatten, wenn man nicht, wie in Dortmund und Stuttgart, Dreiviertelsteine von 18 cm Länge verwendet. Die Herstellung des Mauerwerks geschieht gewöhnlich in einzelnen Ringen (Fig. 72 und 75, sowie 59, 60, 63 und 64, Kap. IV); weniger oft gebraucht man gesonderte Binder (Fig. 80), weil dadurch die Zahl der Formsteine, sowie die der Stoszfugen im Innern der Kanäle vergrößert wird. Zugleich lassen sich die besten Ziegel im Kanalinnern, die weniger guten im äußeren Ringe und zur Hintermauerung verwenden. Die trennende Cementfuge zwischen den Ringen bildet mit Rücksicht auf die gute Erhärtung des Cementmörtels keinen Nachteil, kann vielmehr bei durchlässigen Ziegeln noch zu größerer Dichtigkeit des Mauerwerks beitragen.

Fig. 80.



Die Hintermauerung beschränkt sich bei Eikanälen mit Rücksicht auf die Zulässigkeit einer Zugspannung von 1—2 kg f. d. qem in der Regel auf das senkrechte Herabführen des Mauerwerks in der Außenlinie des Gewölbes (Fig. 76 und 77), unter günstigen Verhältnissen (geringer Bodendruck, kein Lastwagenverkehr) auf die Herstellung einzelner 0,25 m starker Pfeiler in 1 m Entfernung von Mitte zu Mitte. Bei sehr festem Boden,

der eine Absteifung unnötig macht und ein Ausheben nach der Schablone, sowie das unmittelbare Gegenmauern des äußeren Ringes gestattet, kann sie ganz fortbleiben (Fig. 80).

Das Innere des Kanals wird sorgfältig ausgefugt, während ein Putzüberzug nur bei minderwertiger Beschaffenheit der Ziegel am Platze sein wird. Dagegen findet sich ein solcher häufig an der Außenseite der Kanäle, wodurch die Sicherheit gegen das Eindringen von Grundwasser erhöht wird. Auf Strecken mit starkem Grundwasserandrang ist außerdem eine Bekleidung mit Thon auf der Außenseite des Kanals zu empfehlen.

Wichtig ist die Verwendung von reinem Mauersand, der nötigenfalls vorher zu waschen ist. Nach Versuchen in Königsberg beeinträchtigt ein nur geringer Gehalt an Schmutz- oder Lehmstoffen die Bindefähigkeit des Sandes recht merkbar, sodass das Waschen sich durch die Möglichkeit eines geringeren Cementverbrauchs bezw. Erlangung größerer Festigkeit reichlich bezahlt macht. Eine passende Mörtelmischung ist 1 Cement mit 3—4 $\frac{1}{2}$  Sand; hat man ein Auslaugen der Kalkbestandteile des Mörtels durch Grundwasser nicht zu befürchten, so kann sich ein Kalkzusatz empfehlen, der zugleich den Mörtel geschmeidiger macht; zum Ausfugen im Innern des Kanals ist aber stets Cementmörtel ohne solchen Zusatz zu verwenden. — Die Ziegel gelangen stark angefeuchtet zur Verwendung, während der Mörtel nur einen geringen Wasserzusatz erhält.

Der Bau eines größeren Kanals geschieht möglichst nach dem Grundsatz der Arbeitsteilung in der Weise, daß den Erdarbeitern eine Abteilung folgt, welche die Herstellung der Sohle ausführt. Ihr schließen sich diejenigen Maurer an, welche die Lehrbögen für den unteren Teil des Kanals aufstellen und diesen selbst wölben. Von der nächsten Abteilung wird das obere Gewölbe eingeschalt und gemauert und darauf das Ausfugen der fertigen Kanalstrecke besorgt. Nachdem man dem Mörtel einige Zeit zur Erhärtung gelassen hat, wird das schichtenweise Einbringen des Verfüllungsbodens, sowie das Stampfen bezw. Einschlämmen desselben und die allmähliche Entfernung der Absteifung vorgenommen, worauf die Steinsetzer das Pflaster wieder herstellen. Das Ausrüsten geschieht am einfachsten durch Keile. Bei kleinen Kanälen, wo der die Keile lockernde Arbeiter sich nicht mehr in den Öffnungen der unteren Lehrgerüste bewegen kann, sind diese durch einfache Hölzer *h* (Fig. 80, S. 420) zu ersetzen, die unterhalb des Kämpfers zwischen die fertigen Widerlager eingesetzt werden; die oberen Lehrbögen ruhen dann auf Längshölzern, welche über *h* gelegt werden oder auch auf den ausgekragten und nach Fertigstellung zu entfernenden Steinen *s*; sie stehen je nach der Stärke der Schalungsbretter 1—1,5 m voneinander entfernt.

Die in der Kanalstrecke liegenden Schächte, Verbindungsstellen mit anderen größeren Kanälen, Abzweigungen der Notauslässe u. s. w. werden gesondert in Angriff genommen und möglichst so gefördert, daß ihre Vollendung mit derjenigen der anstoßenden Kanalstrecken zusammenfällt. — Der Zeitaufwand für die Fertigstellung gemauerter Kanäle ist je nach den sich im Untergrunde findenden Hindernissen (Grundwasser, altes Mauerwerk, Kreuzung mit anderen Leitungen) sehr verschieden; als ungefähre Anhalt kann die Angabe dienen, daß in Berlin von kleinen Kanälen durchschnittlich 15—24, von mittleren 12—18 und von großen 3—10 m an einem Tage fertig gestellt wurden.

2. Beton. Die Herstellung der Kanalwandungen aus Beton in der Baugrube geschieht unter Verwendung kräftiger Lehrgerüste aus Holz oder Eisen, welche mit starken Bohlen eingeschalt werden. Diese erhalten einen Überzug von Eisen- oder Zinkblech, auf welche die aus 1 Teil Cement, 5—7 Teilen Sand und 8—9 Teilen Kies

oder Steinschlag bestehende Betonmasse aufgebracht und in Lagen von 15—20 cm Stärke gut gestampft wird. Widerlager und Sohle werden zuerst hergestellt, während das Deckgewölbe den Schlufs bildet. Die Dichtung des Kanals erfolgt durch einen Putzüberzug von der Innenseite, welcher ebenso hergestellt wird, wie bei Besprechung der Behälter in Kap. VI angegeben ist; auch die Außenseite wird verputzt, wenn man das Eindringen von Grund- oder Tagewasser zu fürchten hat.

Das Gelingen der Arbeit setzt Übung in der Ausführung, eine gewissenhafte Auswahl der Rohstoffe und große Sorgfalt voraus. Insbesondere ist auf ein kräftiges Stampfen Gewicht zu legen, wozu es freilich zwischen den Absteifungshölzern enger und tiefer Baugruben oft an Platz fehlt. Das Verfahren eignet sich deshalb mehr für größere Kanäle und ist beispielsweise in Chemnitz bei der Herstellung einer Leitung für den die Stadt durchfließenden Pleiße- und Gablenz-Bach, in Königsberg für den Zuggraben, in Altenburg für den Stadtbach u. s. w. zur Anwendung gekommen. Die Form des Pleiße- und Gablenz-Bach-Kanals ist bereits in Fig. 54, Kap. IV dargestellt, F. 6, T. IX zeigt noch einen Querschnitt mit den (in Fig. 54, S. 29 nicht gezeichneten) Abwasserkanälen nebst Einsteigeschacht, auch die Stützlinie. Bei der ungünstigsten Lage der letzteren (volle Füllung des Kanals und einseitige Belastung mit 4000 kg auf der rechten Seite) entsteht in dem Querschnitt *AB* in der äußeren Leibung 5,8 kg Zug, in der inneren 13,2 kg Druck (F. 7, T. IX). Sollte sich bei dieser starken Zugbeanspruchung eine Fugenöffnung bilden, so erhöht sich der Druck auf 27 kg, bleibt also noch in der zulässigen Grenze. Zuerst erfolgte die Ausführung des Abschnitts I der Widerlager; dann die Verlegung der Kanäle (der kleinere fertig geformt, der größere nach Fig. 65, Kap. IV zusammengesetzt); hierauf wurden die Abschnitte II ausgeführt, denen die Sohle und darauf das Gewölbe folgte, dessen Lehrgerüst auf der erhärteten Sohle ruhte. Auf Strecken mit starkem Lastverkehr fand ein Hinterstampfen der Widerlager mit Beton statt.<sup>42)</sup>

Die Sohle der Betonkanäle, welche Schmutzwasser abzuführen haben, bekleidet man der größeren Dauer wegen mit hart gebrannten Klinkern oder Platten aus gebranntem Thon (Fig. 66, Kap. IV); besonders geformte Sohlstücke aus Beton verdienen den Vorzug vor der in der Baugrube hergestellten Sohle, da diese nur unter günstigen Verhältnissen eine jenen Sohlstücken gleichkommende Härte und Festigkeit besitzt.

#### D. Herstellung der Kanäle aus Rohren und Rohrteilen.

1. Thonrohre. Die Baulänge der Thonrohre beträgt meistens 1,0, ausnahmsweise auch 1,2 m. Kleinere Längen kommen bei Durchmessern bis 0,6 m neuerdings nur selten vor, sind auch wegen der häufigeren Dichtungsstellen nicht zu empfehlen. Rohre über 0,6 m erhalten mitunter etwas kleinere Baulängen (0,8 m) wegen der bequemeren Handhabung beim Verlegen (das Gewicht der Rohre von 0,2—0,8 m Weite beträgt  $0,15-0,17 \frac{d^2}{\sqrt[4]{d}}$  kg für 1 m Baulänge, wenn *d* in cm gegeben ist). Die Verbindung geschieht durch Muffen, deren Tiefe bei Weiten bis 15 cm mindestens 7, von 15—40 cm nicht unter 7,5 und bei größeren Rohren nicht unter 8 cm betragen sollte. Zur Aufnahme des Dichtungsmaterials dient ein 1—2 cm weiter Spielraum zwischen

<sup>42)</sup> Bericht über die Verwaltung und den Stand der Gemeindeangelegenheiten der Fabrik- und Handelsstadt Chemnitz. 1887, S. 101 (von Hechler).

Muffe und Schaftende; beide sind zum besseren Haften desselben mit kreisförmigen Rinnen von dreieckigem Querschnitt versehen.

Damit die Thonrohre eine dauernde Lage in der Gefällsrichtung erhalten, müssen dieselben ein sicheres Auflager haben. Zu diesem Zwecke wird die Baugrube genau nach dem gegebenen Gefälle, jedoch 0,10–0,15 m über der beabsichtigten Höhenlage der unteren Rohrsohle ausgehoben, ferner wird, sofern die Beschaffenheit des Bodens dies gestattet, mittels gekrümmter Schaufeln eine Rinne von der Krümmung und der Länge des zu verlegenden Rohres, sowie ein Einschnitt für die Muffe hergestellt.

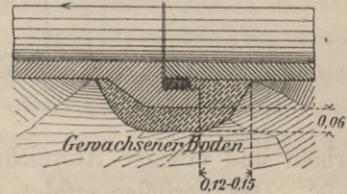
Das Rohr wird dann heruntergelassen, und, nachdem um seinen Schaft ein mehrsträngiger, mit Holzteer getränkter Teerstrick gewickelt ist, mit diesem in die Muffe des bereits liegenden Rohres gesteckt, in seiner Höhenlage geprüft und gedichtet. Letzteres geschieht dadurch, daß man mittels eines Dichteisens (Fig. 81) den Teerstrick sorgfältig und fest zwischen Muffe und Schaft eindrückt und

Fig. 81.



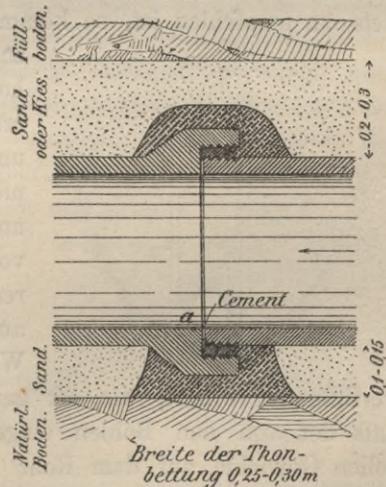
den verbleibenden Zwischenraum mit einem kräftigen Thonwulst bekleidet, sodafs vor der Fuge eine 6–8 cm starke Thonschicht vorhanden ist, s. Fig. 82. Da der Arbeiter mit der Hand nicht zu den tiefsten Teilen des Rohres gelangen kann, so empfiehlt es sich, den unteren Teil der Muffe schon vor dem Verlegen mit Thon auszufüllen; der hineingeschobene Schaft drängt dann den überflüssigen Thon heraus, der nach erfolgtem Verlegen mittels einer Bürste oder dergleichen entfernt wird.<sup>43)</sup>

Fig. 82.



In nicht ganz trockenen Baugruben ist das Ausheben der Sohle nach der Form des Rohres schwierig, beim Zufluß von Grundwasser wird es unmöglich. Man muß sich dann damit begnügen, auf der möglichst eben hergerichteten Sohle das Rohr zu verlegen, dasselbe in der beschriebenen Weise zu dichten und es sorgfältig mit Sand zu umhüllen. Ist der Boden zugleich von weicher Beschaffenheit, so empfiehlt es sich, nach Fig. 83 die Baugrube etwas tiefer auszuheben und eine Sandschicht einzubringen, in welche die Rohrleitung eingebettet wird. Bei Grundwasserandrang und sandigem Boden ist als Unterlage eine Kiesschicht zu empfehlen, auf welche der Bettungssand aufgebracht wird; bei starkem Wasserzufluß kann auch eine Befestigung der Sohle durch eine Betonschicht notwendig werden.

Fig. 83.



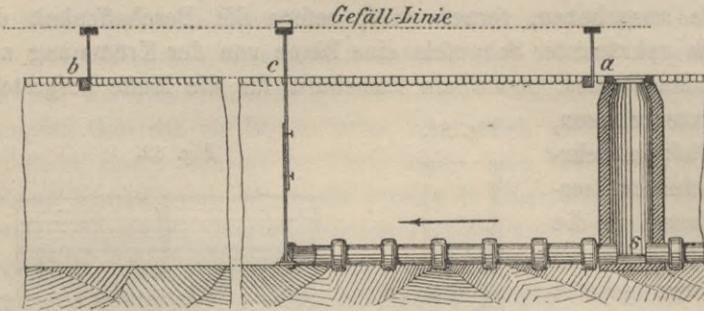
Die Festlegung und Prüfung der Sohlenhöhe erfolgt wie bei den gemauerten und Betonkanälen durch drei Visiertafeln, von denen *a* und *b* in der Gefällslinie fest angebracht sind und die dritte *c* auf die Röhren gehalten wird (Fig. 84). Dieses Ver-

<sup>43)</sup> Näheres, insbesondere auch über die Vorbehandlung des zum Dichten erforderlichen Thones, siehe Hobrecht a. a. O.

fahren ist weniger umständlich, als das Absetzen von Höhenpfählen auf der Sohle der Baugrube und genauer, als die Benutzung einer gespannten Schnur, da diese stets durchhängt. Dagegen wird die Schnur zur genauen Festlegung der Rohraxe erforderlich. —

Fig. 84.

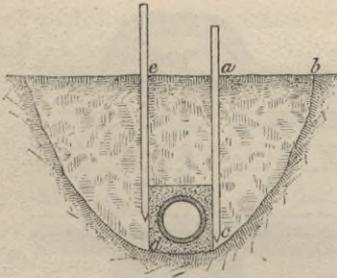
Feststellung und Prüfung der Sohlenhöhe der Rohrkanäle.



Das Verlegen geschieht vom unteren Ende aus, um während der Arbeit Vorflut zu haben; eine wesentliche Erleichterung gewährt die Aufstellung einer hell brennenden Lampe mit Hohlspiegel auf der Sohle *s* des Schachtes (Fig. 84), welche das Innere der bereits verlegten Rohre

erhellte und etwaige Abweichungen von der Axen- und Gefällrichtung leicht erkennen läßt. Das Verfüllen erfolgt, nachdem eine längere Strecke verlegt und bezüglich der Höhenlage abgenommen ist. Zur Sicherung der Lage werden die Rohre mindestens bis zur Mitte, besser bis 20 oder 30 cm über dem Scheitel in Sand oder feinen Kies eingebettet, der durch Einschlämmen mit Wasser möglichst dicht gelagert wird; ein Stampfen des über dem Rohrscheitel liegenden Bodens ist zu vermeiden, damit die Rohre nicht leiden. Werden Drainrohre gleichzeitig mit der Rohrleitung verlegt, was bei nassem Boden stets zu empfehlen ist, so kommen dieselben auf die Oberkante der nach Gefälle ab-

Fig. 85.



zugleichenden Bettung zu liegen und werden 15—20 cm hoch mit Kies oder grobem Sand bedeckt. Erst dann erfolgt das Einbringen des Verfüllbodens in dünnen Lagen und unter mäßiger Anwendung nicht zu schwerer Stampfen; die Thätigkeit der letzteren kann sehr eingeschränkt und durch Einschlämmen ersetzt werden, wenn der Boden vorzugsweise Sand enthält. Bei Anwendung einer senkrechten Absteifung sind die Bohlen in dem Mafse herauszuziehen, als das Verfüllen der Baugrube fortschreitet.

Wird damit bis zu vollendeter oder beinahe vollendeter Verfüllung gewartet, wie oft genug geschieht, so liegt nicht allein die Gefahr nahe, daß der von den Bohlen eingeschlossen gewesene Erdkörper (Fig. 85) mit seinem vollen Gewichte auf dem Rohr lastet, sondern es löst sich auch das Erdprisma *abc* ab, was freilich bei breiten Baugruben auch sonst, wiewohl in erheblich geringerem Mafse, zu geschehen pflegt, weil es selbst bei großer Sorgfalt nicht gelingt, den Verfüllboden wieder in der ursprünglichen Dichtigkeit abzulagern.

Der Thondichtung wird der Vorwurf gemacht, daß sie bei starkem Wasserdruck nicht dicht halte und dadurch dem Kanalwasser den Zutritt zu dem umgebenden Boden gestatte. Versuche, welche in dieser Beziehung vom Verfasser mit einer freiliegenden Thonrohrstrecke von 0,30 m lichter Weite ausgeführt wurden, zeigten, daß bei sorgfältiger Einbringung des Teerstricks, plastischer Beschaffenheit des Thones und einer reichlich bemessenen Stärke des Thonwulstes (etwa 7 cm Stärke über der Muffe und 25 cm Gesamtlänge) ein innerer Druck von 2 m noch keine Undichtigkeiten zur Folge hatte. Es unterliegt auch keinem Zweifel, daß, wenn nur die Ausführung in der Baugrube

mit Sorgfalt geschieht, Bedenken gegen die Dichtung mit Teerstrick und Thon um so mehr unbegründet sein würden, als der äußere Druck des Verfüllbodens der Dichtung noch zu Hilfe kommt. Die Erfahrung lehrt indessen, daß es nicht immer gelingt, in dem untersten Teile des Rohres ein gutes Einstemmen des Teerstricks und eine ausreichende Stärke des Thonwulstes zu erzielen, zumal die Aufsicht bei tiefen und engen Baugruben erschwert ist. Eine Wasserdruckprobe würde zwar die undichten Stellen nachweisen; sie ist aber nur in Strecken ohne Abzweigröhren ausführbar. Der wasserdichte Verschluss der Abzweigungen in offener Baugrube ist nämlich mit so vielen Umständen verknüpft, daß man in der Regel von der Wasserdruckprobe absehen muß. Es empfiehlt sich deshalb, nur gewissenhafte und geübte Arbeiter als Rohrleger zu verwenden.

Durch Mitverwendung von Cement (Ausstreichen der Muffe mit Cementmörtel, welcher beim Hineinschieben des zu verlegenden Rohres und der Fuge bei  $a$ , Fig. 83, durch den Teerstrick teilweise herausgedrückt wird), kann eine wasserdichte Verbindung der Röhren ohne Schwierigkeit hergestellt werden. Allerdings verliert der Rohrstrang dadurch die Nachgiebigkeit, die er bei der Dichtung mit Teerstrick und Thon besitzt und die bei den in märsiger Tiefe liegenden Leitungen wegen der Erschütterungen durch den Wagenverkehr von Wert ist. Bei sicherer Lage der Rohre halten sich jedoch die Cementdichtungen recht gut; es muß allerdings Cement verwendet werden, der nicht treibt, weil sonst die Muffen gesprengt werden können; auch empfiehlt es sich, neben dem Cement auch die Thonumhüllung mit zu verwenden.<sup>44)</sup>

Als Dichtungsmaterial wird ferner Steinkohlenpech empfohlen, welches in geschmolzenem Zustande unter gleichzeitiger Verwendung von Teerstrick in ähnlicher Weise in die Muffen eingebracht werden soll, wie Dichtungsblei in die Verbindungsstellen der gußeisernen Gas- und Wasserleitungsröhren; eine größere Verwendung scheint aber bisher nicht erfolgt zu sein. — Bei der nach Fig. 86 hergestellten Verbindung<sup>45)</sup> ist der Schaft mit einem Ringe aus asphaltartiger Masse versehen, welcher genau in die mit gleicher Masse ausgekleidete Muffe paßt. Einige vom Verfasser im Freien nach vorheriger Erwärmung aufeinander gestellte und dann mit Wasser gefüllte Röhren hielten dicht; doch ist auch hier eine weitergehende Anwendung nicht bekannt geworden.

Fig. 87.

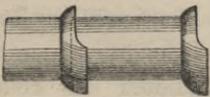


Fig. 88.

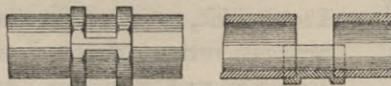
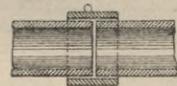


Fig. 86.



Fig. 89.



Bei den beschriebenen Dichtungsarten ist es mit einigen Umständen verknüpft, aus einer fertigen Leitung ein Rohr behufs Einsetzens einer Abzweigung zu entfernen und es müssen dazu nach Aufgrabung und Absteifung einer entsprechenden Strecke mehrere Rohre zugleich angehoben werden, sodaß der Strang eine gebogene Form annimmt und das Rohr dann herausgenommen und durch ein anderes ersetzt werden kann. Um dies zu erleichtern, hat man Rohre mit der in Fig. 87 dargestellten Muffenform angefertigt, die aber leicht undicht werden, wenn sie mehr als halbvoll laufen und auch keine Drehung des Schaftendes gestatten, um innerhalb der Muffe die beste

<sup>44)</sup> Eine Dichtung von Thonrohrleitungen mit Cementmörtel, wobei dieser die mit Teerstrick vollständig ausgefüllte Dichtungsfuge in Form eines Ringes umgiebt, ist beschrieben im Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 112.

<sup>45)</sup> Latham. Sanitary Engineering. 2. Aufl. 1877, S. 200.

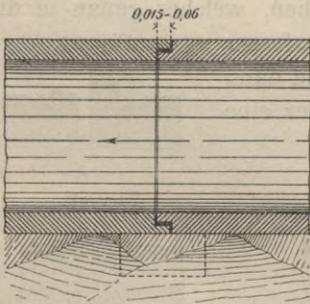
Lage aufzusuchen; ebenso Rohre mit aus zwei Teilen bestehenden Muffen (Fig. 88). Zu gleichem Zweck sind ferner Rohre verwendet, bei denen ein einfaches Rohrstück von größerem Durchmesser übergeschoben wird (Fig. 89).

Diese und andere noch künstlichere Anordnungen, welche zum Teil auch Gelegenheit zur Beseitigung eingetretener Verstopfungen bieten sollten, haben an Bedeutung verloren, seitdem auf die Einlegung einer ausreichenden Zahl von Abzweigungsrohren mehr Bedacht genommen wird, die Ausführung der Einsteigeschächte in mäfsiger Entfernung erfolgt und die Leitungen zwischen ihnen in gerader Linie ausgeführt werden; in neu angelegten Strafsen, wo Lage und Bauart der Grundstücke noch nicht feststeht, kann es sich aber empfehlen, eine Anzahl von beweglichen Muffen etwa nach Art der Fig. 88 (welche in etwas anderer Form unter dem Namen „Rohrschlösser“ im Handel zu haben sind) einzuschalten.

2. Rohre aus Cementbeton. Die Baulänge der kreisförmigen Rohre ist die nämliche, wie die der Thonrohre; die Eiform wird bis  $d = 40$  cm (Fig. 61, S. 412) in 1 m, von da ab in 0,8 m Länge hergestellt. Das Gewicht beträgt bei Kreisrohren annähernd  $0,25-0,3 \frac{d^2}{\sqrt{d}}$  kg (für  $d$  in cm), übertrifft also das der Thonrohre (S. 422); die Eikanäle wiegen etwa  $0,5-0,6 \frac{d^2}{\sqrt{d}}$ . Die Verbindung geschieht nicht durch Muffen,

sondern durch Falze (Fig. 90), deren Tiefe je nach Gröfse der Rohre 1,5—6 cm beträgt; der einspringende Falz des Rohres  $a$  wird mit gutem Cementmörtel ausgestrichen, alsdann wird das Rohr  $b$  eingeschoben. Diese Verbindung erfordert bei der nicht grofsen Haftfläche des Mörtels eine sehr sichere Lage der Rohre und es wird deshalb empfohlen, die Stöfse mit Unterlagen (etwa von Ziegeln) zu versehen; in Baugruben, deren Sohle

Fig. 90.



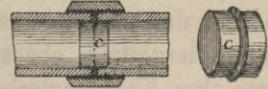
nicht sehr fest und eben ist, erfahren die Rohre dann aber leicht eine Inanspruchnahme auf Biegung durch den von oben wirkenden Bodendruck. Die äussere Fuge wird gut verstrichen bezw. mit einem Wulst von Cementmörtel umgeben; ebenso wird ein Verstreichen der inneren Fuge vorgenommen, soweit der Rohrdurchmesser dies gestattet. Da die Verbindung eine feste ist und eine Nachgiebigkeit (wie bei der Dichtung mit Teerstrick und plastischem Thon) fehlt, so setzt sie eine gewisse Elasticität des Rohrstranges voraus, damit derselbe den Erschütterungen des Verkehrs und etwaigen Unregelmässigkeiten des Bodendrucks zu widerstehen vermag. Jene scheint bei gutem Material auch vorhanden zu sein, da Klagen über Bruch der Rohre bezw. Öffnen der Stofsfugen nicht bekannt geworden sind.

Die in ganzen Ringen geformten Kanäle verdienen, wie bereits erwähnt, den Vorzug vor den nach Fig. 65, Kap. IV aus mehreren Stücken zusammengesetzten, weil die Fugen stets schwache Stellen des Querschnitts bilden. Bei Grundwasserzudrang treten bezüglich der guten Dichtung des unteren Kanaltheils die oben besprochenen Schwierigkeiten auf; unter Umständen wird dann die Umhüllung mit einem Thonmantel, eine besondere Herstellung der Sohle in der beschriebenen Art oder eine Betonunterbettung des Kanals erforderlich.

Im übrigen gilt das bei den Thonrohren über die Verfüllung der Leitungen Gesagte auch für die Rohre aus Cementbeton.

3. Eisen- und Asphaltrohre. Für die Verbindung und Verlegung der Rohre aus Guß- und Schmiedeisen sind die in Kap. VII gegebenen Regeln maßgebend. — Die Verbindung der Asphaltrohre ist in Fig. 91 dargestellt. Ein Blechcylinder  $c$  wird an der Verbindungsstelle in die Innenseite der Leitung eingebracht, über die Fuge wird eine Muffe geschoben und der Spielraum zwischen Röhren und Muffe mit Steinkohlenpech, Goudron oder einer ähnlichen Masse ausgegossen. Der Blechcylinder hat den Zweck, das Eindringen der Dichtungsmasse in das Innere der Leitung zu verhüten.

Fig. 91.



### § 7. Vereinigung zusammenstreffender Kanäle. Abzweigung von Notauslässen. Richtungsänderungen. Kreuzung mit anderen Leitungen und mit Wasserläufen.

#### A. Vereinigung zusammenstreffender Kanäle.

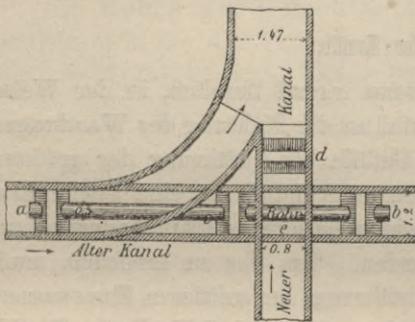
Die Einmündung größerer Seitenkanäle soll, wenn irgend thunlich, in der Weise stattfinden, daß die Wandungen derselben sich tangential an die Richtung der Wandungen des Hauptkanals anschließen, damit möglichst wenig Gefälle bei Abführung der größten Wassermenge verloren gehe. Aber auch bei Trockenwetterabfluß ist eine solche Einmündungsform von Nutzen, weil sie eine möglichst geringe Geschwindigkeitsänderung zur Folge hat, durch welche Ablagerungen vermieden werden. Um dies zu erreichen, muß die Sohle des Seitenkanals so hoch liegen, daß bei Abführung der mittleren Hauswassermenge kein Rückstau vom Hauptkanale aus stattfindet. Sei  $CDJN$  (F. 3<sup>a</sup>, T. IX) die Querschnittsform desselben,  $DKEO$  die des Nebenskanals, so können beide mit Rücksicht auf die erforderliche Stärke der Wandungen nur bis  $CD$  bzw.  $DE$  fortgeführt werden, während der Querschnitt, welcher der zusammengeführten Wassermenge entspricht, erst von  $FG$  ab beginnen kann. Die Lage von  $FG$  richtet sich nach dem Krümmungshalbmesser der Anschlusskurve, welcher 5—10 mal so groß, als die Kanalbreite zu wählen ist. Von  $C$  bis  $F$  und von  $E$  bis  $G$  gehen die beiden Querschnitte ineinander über; die vollständige Ausbildung dieses Übergangs ist jedoch nur in ihren unteren Teilen möglich, da die sich ergebende Form des Deckengewölbes keine genügende Standfähigkeit besitzen würde. Letzteres erhält deshalb im Querschnitt eine der Stützlinie thunlichst entsprechende Form. Aber auch die richtige Ausbildung des unteren Teiles, für den sich genau genommen die Gestalt eines, an dem Berührungspunkte der beiden Kanalprofile beginnenden und allmählich verlaufenden Sattels mit scharfem Rücken ergeben würde, stößt auf einige Schwierigkeiten, sodaß man zweckmäßig die äußerste Spitze desselben fortläßt und den übrigen Teil wagerecht abschneidet oder ihn abrundet, wie es in F. 3 u. 4, T. IX dargestellt ist.

Das obere Gewölbe  $CHE$ , dessen Pfeilhöhe  $MH$  der Spannweite  $CE$  entsprechend anzunehmen ist und in dessen Stirnmauer die Gewölbelinien  $CJD$  und  $DKE$  einschneiden, muß in das Deckengewölbe des Kanals  $FPG$  übergeführt werden. Da die Widerlager  $CF$  und  $EG$  zwar beide von  $C$  nach  $F$  und von  $E$  nach  $G$  steigen, aber nicht parallel sind, so ist die Herstellung der Gewölbefläche  $CDEGF$ , eines sog. Trompetengewölbes, wegen der Konstruktion und Aufstellung der verschiedenen Lehrbögen etwas umständlich und läßt sich dadurch vermeiden bzw. einschränken, daß man die Figur  $CDEGF$  oder ein Teil derselben  $CDEG, F_1$  als Grundriß eines Einsteigeschachtes behandelt, der nach oben geführt und dort abgedeckt wird (siehe den punktierten Teil der F. 3<sup>b</sup>).

Die Vereinigung dreier Kanäle geschieht in ähnlicher Weise (s. F. 4<sup>a u. b</sup>, wo der Sattel abgerundet und in seinem Rücken mit Werksteinen abgedeckt dargestellt ist).

In Städten, wo ein bereits vorhandenes Kanalnetz ausgebaut werden soll, kommt häufig der Fall vor, daß ein neuer Kanal einen alten abzufangen hat, ohne daß der Betrieb des letzteren gestört werden darf (F. 2). Der Punkt *A* wird in der besprochenen Weise hergestellt, ebenso *B*, nachdem bis *E* gebaut, und der Kanalinhalt durch Pumpen dem alten Kanal unterhalb *C* oder dem neuen unterhalb *E* zugewiesen wurde, zu welchem Zwecke bei *D* und bezw. bei *F* oder *E* abgedammt werden muß. Nach Herstellung der Einmündung bei *B* nimmt der neue Kanal das Wasser des alten auf und es kann die Kreuzung bei *C* erbaut werden, nachdem man sich durch einen Damm bei *G* gegen den Rückstau des Wassers gesichert hat. Jenes Überpumpen ist jedoch bei bedeutender

Fig. 92.



Wassermenge und anhaltendem Regenwetter ziemlich kostspielig; es empfiehlt sich deshalb manchmal, das Wasser durch den neuen Kanal mittels eines eisernen Rohres abzuführen; dasselbe ist in F. 2 mit punktierten Linien angedeutet. Fehlt es an Raum zu einer solchen Anbringung des Rohres, so kann ihm die in Fig. 92 angegebene Lage *ab* gegeben werden, wodurch jedoch die Aufstellung der Lehrbögen auf der Strecke *ae* erschwert wird. Nach Herstellung der beiden Mündungen werden die Dämme bei *c* und *d* gebildet und es kann dann der neue Kanal bei *e* durch den alten geführt werden. — Die Dämme werden am besten aus nicht ganz gefüllten Sandsäcken hergestellt.

Da die Vereinigungspunkte großer tief liegender Kanäle zu ihrer Herstellung tiefe und breite Baugruben erfordern, so muß namentlich in engen Strafsen und bei starkem Wasserandrang aufs sorgfältigste abgesteift werden, um die benachbarten Gebäude nicht in Gefahr zu bringen.

Die Einmündung großer Rohrleitungen in gemauerte Kanäle geschieht thunlichst auch tangential, jedenfalls unter einem möglichst spitzen Winkel. Meistens ergibt sich dadurch die Notwendigkeit, die eigentliche Mündung aus Mauerwerk herstellen zu müssen (F. 5, T. IX), und falls man dann nicht die Fläche *ABCE* *D* mittels eines Trompetengewölbes überdeckt, muß für gehörige Einwölbung der sonst sich in der Seitenwand des Hauptkanals bildenden flachen Ellipse (deren große Axe *BE*, deren kleine der Rohrdurchmesser ist), Sorge getragen werden. Gleich oberhalb der Krümmung erhält der Rohrstrang einen Einsteigeschacht.

Bei der Vereinigung kleinerer Rohrkanäle kann nicht in gleicher Weise dem Grundsatz tangentialer Einführung Rechnung getragen werden. Für die kleineren Strafsenkanäle dienen die Einsteigeschächte als Verbindungsglied; zwischen ihnen hat die Verlegung in gerader Linie und mit gleichem Gefälle zu geschehen, damit von den Schächten aus der Zustand jederzeit leicht ermittelt werden kann. In die Sohle der Schächte wird, um eine Verlangsamung der Strömung und dadurch die Bildung von Ablagerungen zu vermeiden, der untere Teil des Querschnitts möglichst bis zur Rohrmitte eingeschnitten (Fig. 93 *a* u. *b*). Die geeignetste Schachtform ist die des Cylinders, weil dieser für jeden Einmündungswinkel geeignet ist; er erfordert allerdings bei der Herstellung aus Mauerwerk die Verwendung von Formsteinen, während die quadratische

Grundrissform die Benutzung gewöhnlicher Ziegel gestattet. Die untere Weite beträgt 0,9–1,0 m, damit die zur Untersuchung der Leitungen bzw. zum Spülbetrieb erforderlichen Bewegungen vorgenommen werden können; die obere Öffnung (Mannloch) bedarf nur des zum Hineingelangen erforderlichen Durchmessers von 0,55 bis 0,70 m oder einer elliptischen Form von  $0,45 \times 0,70$  m; es wird demnach ein Zusammenziehen der Schachtwandungen erforderlich, welches bei Mauerwerk durch Auskragen (Fig. 100), bei Verwendung von Cementbeton durch Aufsätze von der Form eines abgestumpften Kegels oder einer Kuppel geschieht (Fig. 93 a). Da das Wasser bei Sturzregen und bei Spülungen über den Scheitel der Rohre ansteigt, so muß der untere Teil der Schächte möglichst wasserdicht sein und darf bei Anwendung von Mauerwerk nicht unter 1 Stein Stärke haben; die gleiche Stärke ist mit Rücksicht auf die Einwirkung des Frostes auch für den oberen Teil zu wählen. Bei der Anwendung von Ringen aus Cementbeton, welche außerhalb der Baugrube gefertigt werden, genügt mit Rücksicht auf die größere Zugfestigkeit dieses Materials eine geringere Stärke unter der Voraussetzung, daß sich bis zur Tiefe der Frostwirkung keine wagerechte Fuge findet, weil sonst leicht ein Abheben eintritt.

Die Sohlenrinnen werden entweder in Werkstein eingearbeitet oder in Beton eingeformt. Eine Einmündung der Rohre in verschiedener Höhenlage ist möglichst zu vermeiden und besser das Gefälle der einmündenden Leitung entsprechend zu verstärken, damit kein Herabfallen des Wassers in den Schacht stattfindet. Das Besteigen geschieht durch Steigeisen, welche in zwei senkrechten, 0,4–0,5 m voneinander entfernten Reihen in 0,2–0,3 m Höhenabstand eingemauert werden. In Fig. 94 und 95 sind solche aus Gufseisen (Fig. 95 nach Berliner Muster) dargestellt, die aber doch manchmal (z. B. durch Herabfallen von Ziegeln bei der Ausführung des Schachtes) brechen. Schmiedeiserne sind widerstandsfähiger, sollten aber des Rostens wegen nicht unter einem Gewicht von 4–5 kg zur Verwendung kommen. — Die Einsteigeöffnung wird durch einen mit Schlüsselöffnungen zum Herausheben versehenen gusseisernen Deckel abgedeckt, der in einem Rahmen aus Stein oder Eisen liegt. Zur Beseitigung der Glätte auf der Oberfläche wird er mit Vorsprüngen versehen (Fig. 96); bei starkem Verkehr werden diese aber bald abgenutzt, und der Auftritt der Pferdehufe ist auch hart und dem Ohre lästig. In

Fig. 93 a.  
Einsteigeschacht aus Cementbeton.

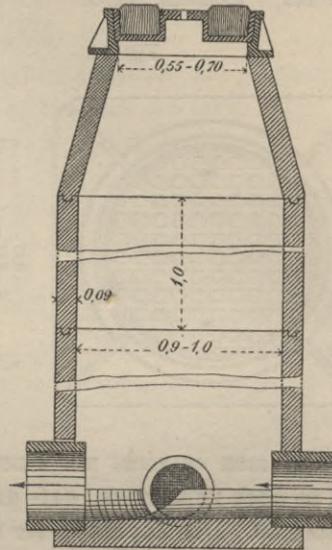


Fig. 93 b.

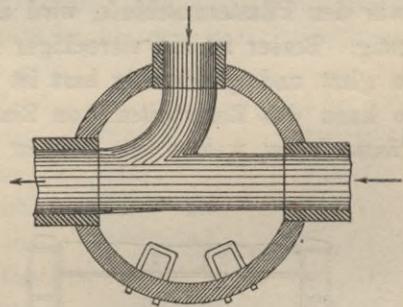


Fig. 94.  
Gufseisernes Steigeisen.

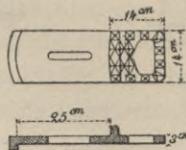
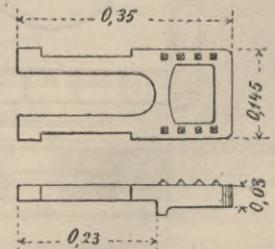


Fig. 95.



solchen Fällen empfiehlt sich die Verwendung von auswechselungsfähigen Holzklötzen mit nach oben liegender Hirnfläche (Fig. 93) oder die Füllung der vertieft hergestellten Oberfläche des Deckels mit Asphalt (Fig. 97 und 98); Fig. 97 zeigt zugleich eine Anordnung, bei welcher der Deckel nicht ganz entfernt werden kann, sondern um den Zapfen bei *s* gedreht wird.

Fig. 96.

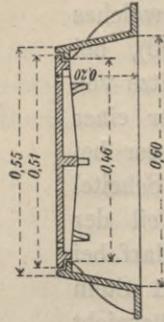
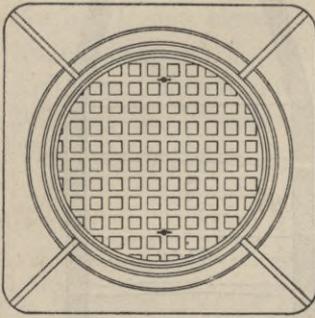


Fig. 97.

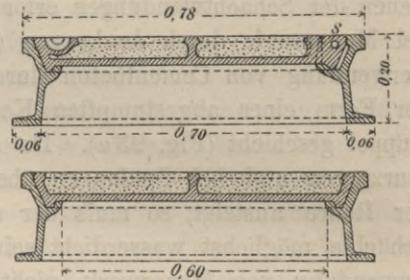


Fig. 98.

Hat man es nicht mit einer asphaltierten StraÙe zu thun, so sind die Rahmen der Deckel so hoch zu nehmen, daÙ das Versetzen der Pflastersteine nicht mit Schwierigkeiten verbunden ist. Das Zupassen der Steine gegen den Umfang eines runden Rahmens bleibt immer umständlich und wird, wenn nicht besondere Zupafssteine im Bruche bestellt werden, an Ort und Stelle selten sauber ausgeführt. Ein viereckiger Eisenrahmen erleichtert zwar den PflasteranschluÙ, wird aber bei starkem Verkehr durch die groÙe Eisenfläche lästig. Besser ist ein viereckiger Rahmen aus Stein (Fig. 99), sofern die Steinart nicht zu glatt und gleichzeitig hart ist (z. B. Basaltlava); steht diese nicht zur Verfügung, so kann das Einarbeiten von Rinnen in der Richtung der quer zur StraÙe laufenden Pflasterfugen, welche von Zeit zu Zeit erneuert werden, einen teilweisen Ersatz bieten.

Fig. 99.

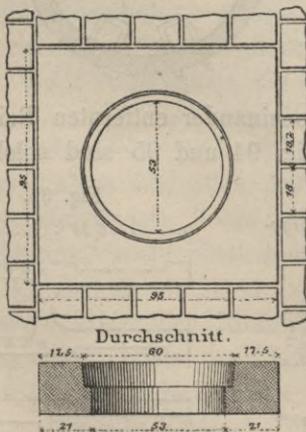
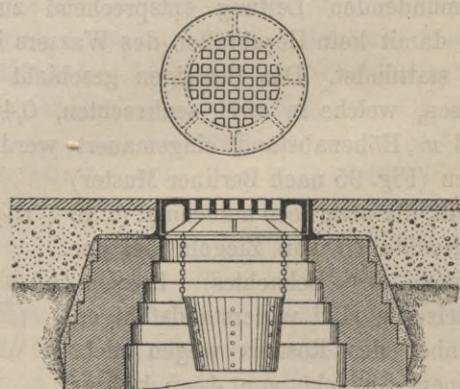


Fig. 100.



Der Deckel ist meistens durchbrochen, um der Luft den Ein- und Austritt zu ermöglichen; in diesem Falle wird unter dem Deckel ein Gefäß zum Auffangen des durch die Öffnungen fallenden Schmutzes angebracht (Fig. 100). Sonstige die Lüftung vermittelnde Deckelformen sind in § 10 besprochen.

Besondere Sorgfalt ist auf die Befestigung der in den Schacht einmündenden Leitungsrohre zu verwenden. Da die Rohrmündung auf festem Mauerwerk, der übrige Teil des Rohres aber auf der weniger festen Baugrubensohle ruht, so bewirkt der Druck des Füllbodens leicht schädliche Spannungen; es empfiehlt sich deshalb, eine an den Schacht anschließende Unterbettung von magerem Cementmörtel anzuwenden bezw. das in den Schacht mündende Rohr nur kurz zu machen (Fig. 101).

Vielfach, z. B. in Berlin, findet man auch Einsteigeschächte mit ebener Sohle, welche etwas vertieft gegen die Rohreinmündungen angeordnet ist (Fig. 101). Diese Vertiefung soll die Sinkstoffe, insbesondere den darin enthaltenen Sand zurückhalten, damit er nicht durch das ganze Kanalnetz gespült zu werden braucht.<sup>46)</sup> Durch die Ausräumung desselben gestalten sich jedoch die Betriebsarbeiten lästig, zumal mit dem Sande auch organische Stoffe abgesetzt werden, die infolge der Ruhe anfangen, in Zersetzung überzugehen. Diese tragen außerdem durch ihre Fortschwemmung bei starkem Regen zur Verschlechterung des von den Notauslässen abgeführten Wassers bei. Man sollte deshalb selbst bei einem Kanalnetz mit schwachem Gefälle diese Anordnung zu vermeiden suchen, was freilich nur durch eine reichliche und häufige Spülung der Kanäle möglich ist.

Die Verbindung der Anschlussleitungen für Straßeneinläufe, Regenrohre und Hausentwässerungen geschieht bei besteigbaren Kanälen mittels besonderer Einlaßstücke aus gebranntem Thon (Fig. 102) oder Cementbeton, welche an den vorher ermittelten Anschlußpunkten bei Herstellung des Kanals eingemauert bezw. in den Betonkanal eingeformt werden. Der Verschluss erfolgt bis zur Herstellung des Anschlusses mittels eines Deckels aus gebranntem Thon oder Cement, welcher mit Thon oder Asphaltpech eingedichtet wird. Die Mündung liegt mindestens in der Höhe des gewöhnlichen Wasserspiegels der Kanäle; läßt es das Gefälle der Hausleitungen zu, so ist eine höhere Lage aus den in § 4 unter C. 2. angegebenen Gründen erwünscht.

In nicht besteigbare Leitungen aus gebranntem Thon oder Cementbeton werden bei der Ausführung Abzweigrohre (auch Gabel- oder Stutzrohre genannt) eingelegt (Figuren 103 a—c und 104); die Länge derselben beträgt 0,6—0,7 m, die Weite des abgezweigten Mundstücks 10 und 15 cm; das kleinere Maß gilt für den Anschluß der Regenrohre. Mitunter zieht man es vor, nur 15 cm weite Abzweige einzulegen und ein konisches Übergangsrohr (Kegelrohr oder Taper) für die kleineren Leitungen einzuschalten. Der Anschluß an Stellen, denen ein Einlaßstück bezw. ein Abzweigrohr fehlt (bei geschlossener Bebauung pflegen dieselben einen durchschnittlichen Abstand von 7 m auf jeder Seite des Kanals zu erhalten), geschieht bei besteigbaren Kanälen durch nachträgliches Einmauern eines solchen oder eines schräg angesetzten Muffenrohres; bei Rohrleitungen durch Einfügung eines Abzweigs unter Anwendung einer Verbindung nach Fig. 88 oder 89 oder

Fig. 101.

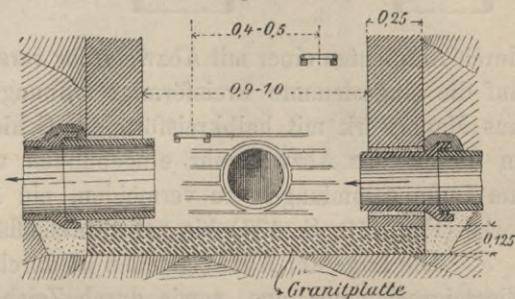
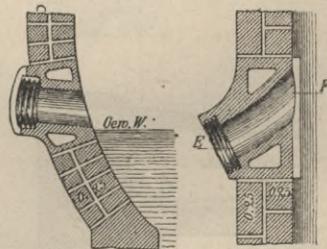


Fig. 102.



<sup>46)</sup> Siehe z. B. Wiebe. Die Entwässerung der Stadt Königsberg. Berlin 1880. S. 37.

Fig. 103 a.

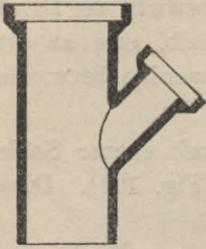


Fig. 103 b.



Fig. 103 c.

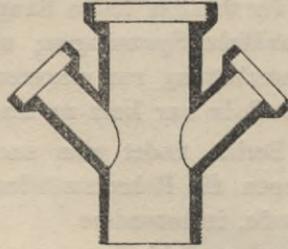
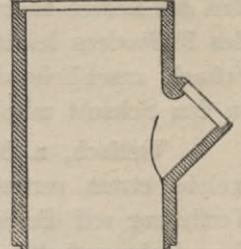


Fig. 104.

Abzweigrohr aus Cementbeton.



Abzweigrohr aus gebranntem Thon.

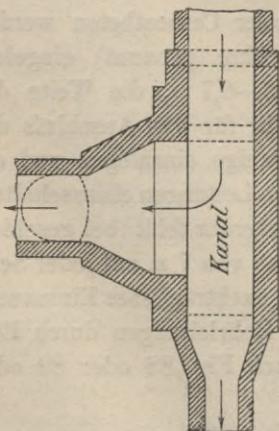
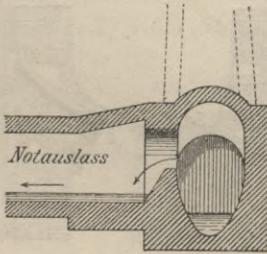
durch Aufdichten einer mit Abzweigrohr versehenen Lasche von entsprechender Krümmung auf die eingestemte kreisförmige Öffnung. Im Notfall kann auch ein kleiner Kasten aus Mauerwerk mit halbkreisförmiger Sohle an der betreffenden Stelle hergerichtet und in diesen das Abzweigrohr eingebunden werden; von der Oberkante desselben wird, um Luftansammlungen zu vermeiden, ein 10 cm weites Rohr nach Art eines Lampenlochs (Fig. 119, S. 437) bis zur Straßensfläche geführt.

Die Lage der Abzweigstellen ist durch genaue Messung von der Mitte des nächsten Einsteigeschachtes aus, sowie durch Zeichen an den Bordschwellen der Rinnsteine, an den Häusern u. s. w. genau festzulegen, damit später sofort an der richtigen Stelle nachgegraben werden kann.

#### B. Abzweigung von Notauslässen.

Ist ausreichende Höhe vorhanden, so wird die Verbindung zwischen Kanal und Notauslass durch einen festen Überfall hergestellt, dessen Breite genügend groß sein muß, um ein zu hohes Ansteigen des Wassers im Kanal zu verhindern (S. 405). In Fig. 105 ist die erforderliche Breite durch eine trichterartige Erweiterung des Kanals, in Fig. 106 durch eine Anzahl überwölbter Öffnungen gewonnen. Bedingt dagegen die Höhenlage des Kanalnetzes einen zeitweisen Abschluß der Ausströmungsöffnung gegen das Hochwasser des Flusses, so geschieht dies entweder durch Schützen oder durch Dammbalken

Fig. 105. Querschnitt.



Grundriss.

Fig. 106: Grundriss.

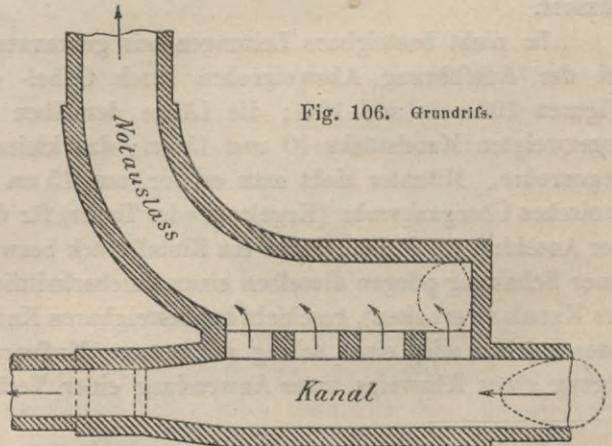


Fig. 107. Notauslaß in Berlin.

M. 1 : 125.

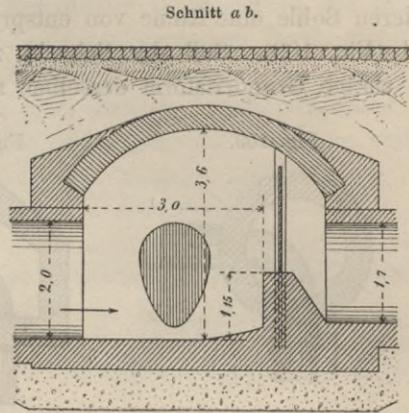
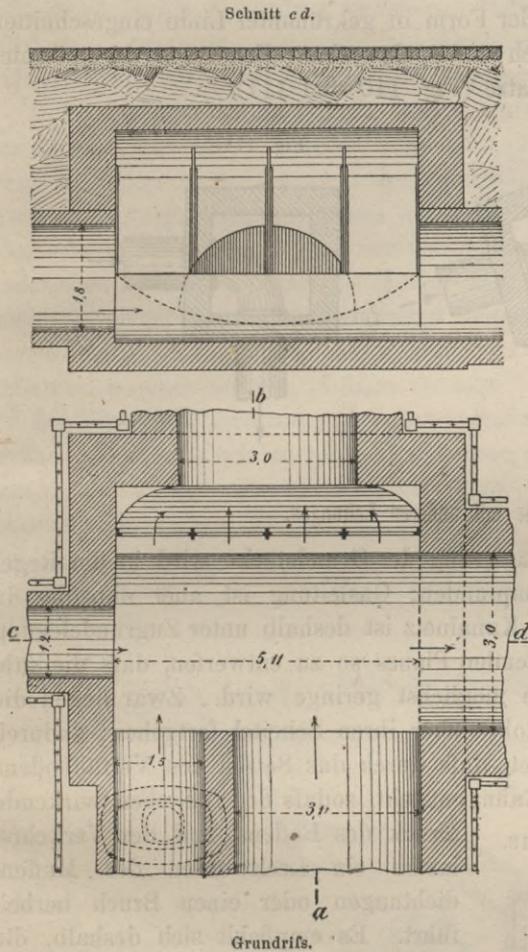
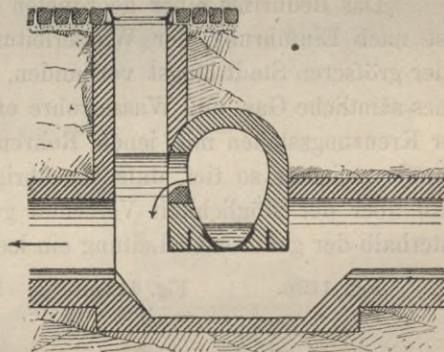


Fig. 108.



(Fig. 107); letztere bestehen in Berlin aus Eisen von 10 cm Höhe und 3 cm Dicke, welche hochkantig in zwei eiserne Führungsleisten eingeschoben werden, sodafs man dadurch der Höhe des steigenden oder sinkenden Wassers folgen kann. Bei der Anwendung von Schützen fehlt vielfach der Überfall vollständig und es wird die ganze Öffnung durch den Schützkörper abgeschlossen; in diesem Falle ist der Wasserstand im Kanal, bei welchem das Schütz gezogen werden darf, durch eine Marke sichtbar zu machen.

In Fig. 108 ist eine Verbindung zwischen dem zu entlastenden Kanal und einem Notauslaß hergestellt, der bereits Wasser von einer anderen Stelle des Kanalnetzes zuführt und nach Art eines Dükers unter dem Kanal durchgeführt ist; um an Höhe möglichst zu gewinnen, hat der letztere eine Sohle aus Eisen erhalten.

Die Abzweigstellen werden mit Einsteigeschächten versehen, um die Thätigkeit der Auslässe jederzeit prüfen bezw. an die Dammbalken und Schützen gelangen zu können.

## C. Richtungsänderungen.

Die Richtungsänderungen besteigbarer Kanäle erfolgen unter Anwendung möglichst flacher Kurven, diejenigen der Rohrleitungen durch Vermittelung von Einsteigeschächten, in deren Sohle eine Rinne von entsprechender Form in gekrümmter Linie eingeschnitten wird (Fig. 109). Soll der Schacht zugleich zu Spülzwecken dienen, so ist mitunter eine eckige Grundriffsform desselben am Platze (Fig. 110 und 111).

Fig. 109.

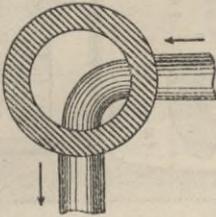


Fig. 110.

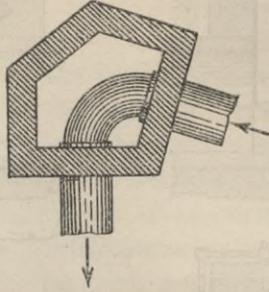
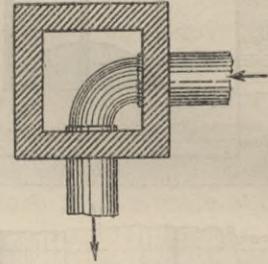


Fig. 111.



## D. Kreuzungen der Kanäle mit anderen Leitungen.

Das Bedürfnis einer geordneten Entwässerung der Grundstücke wird in der Regel erst nach Einführung der Wasserleitung empfunden; Gasleitung ist aber ohnedies in jeder größeren Stadt längst vorhanden. Das Kanalnetz ist deshalb unter Zugrundelegung eines sämtliche Gas- und Wasserrohre enthaltenden Planes so zu entwerfen, daß die Zahl der Kreuzungsstellen mit jenen Rohren eine möglichst geringe wird. Zwar liegen die Kanäle meistens so tief, daß die übrigen Rohre über ihren Scheitel fortgehen; dadurch wird aber der Möglichkeit Vorschub geleistet, daß durch das Setzen des Verfüllbodens unterhalb der gekreuzten Leitung ein leerer Raum entsteht, sodafs der von oben wirkende

Fig. 112 a.

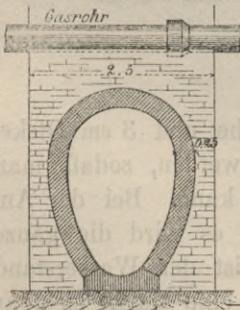


Fig. 112 b.



Fig. 113.



Druck des Bodens und der Verkehrslasten ein Leckwerden der Muffendichtungen oder einen Bruch herbeiführt. Es empfiehlt sich deshalb, die Rohre durch Herstellung einzelner Pfeiler oder einer durchgehenden Wand zu unterstützen oder besser sie zwischen zwei durch Abdeckung verbundenen Wänden auf Sand zu legen (Fig. 112 a, 112 b und 113). Liegt der Kanal so hoch, daß die Rohrleitung ihn durchschneidet, so ist in erster Linie der

Versuch zu machen, dieselbe zu verlegen. Dies stößt bei großen Leitungen jedoch manchmal auf so viele Schwierigkeiten, daß man gezwungen ist, davon abzusehen und die Querschnittsverengung des Kanals durch Verbreiterung oder Vertiefung desselben an der Kreuzungsstelle wieder auszugleichen. Möglichst dicht oberhalb dieser Stelle sollte dann eine Spülvorrichtung angebracht werden, durch welche die bei kleinen Wasserständen etwa abgelagerten Sinkstoffe beseitigt werden können. Muffenverbindungen von Gasleitungen im Innern von Kanälen sind wegen der zu befürchtenden Gasausströmungen zu vermeiden. Auch empfiehlt es sich, die bei Ausführung des Kanals bloßgelegten

Gas- und Wasserleitungen längere Zeit nach Fertigstellung der Arbeit genau zu beobachten, damit Undichtigkeiten infolge nachteiliger Bodenbewegungen nicht unbemerkt bleiben. Wegen der Wasserverluste vergl. S. 70, Kap. V; die Auffindung der Gasverluste wird durch Einsetzung senkrecht stehender geschlitzter Gußrohre in das in der Nähe der Kreuzungsstelle befindliche Erdreich und Abdecken derselben durch eine mit Verschlussvorrichtung versehene Straßsenkappe erleichtert.<sup>47)</sup>

In Straßen mit genügend breiten Fußwegen läßt sich ein Zusammentreffen mit den übrigen Leitungen dadurch vermeiden, daß die Kanäle unter die Fußwege verlegt werden (S. 390). Hier ist auch der Vorschlag zu erwähnen, gelegentlich des Baues der Entwässerungskanäle die Unterbringung der verschiedenen städtischen Leitungen derart zu regeln, daß dieselben in einem unter den Fußwegen liegenden Gange ihren Platz finden. In älteren Straßen stellen sich einer solchen Anlage (welche wohl bei der Viktoria-Uferstraße in London zuerst ausgeführt wurde) jedoch zu viele Hindernisse entgegen und selbst in neuen Straßen wird sich dieselbe der hohen Kosten wegen nicht empfehlen, abgesehen davon, daß sie auch hier nur unter günstigen örtlichen Verhältnissen durchführbar ist.<sup>48)</sup>

Fig. 114. Kreuzung zwischen Kanal und Notauslaß (Berlin).

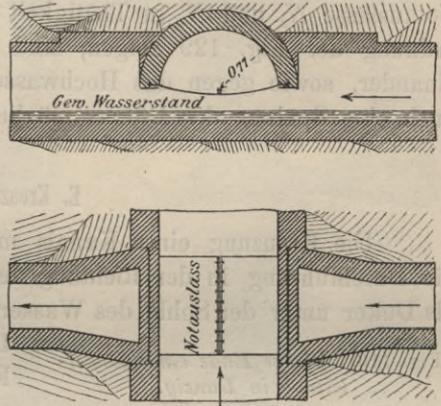
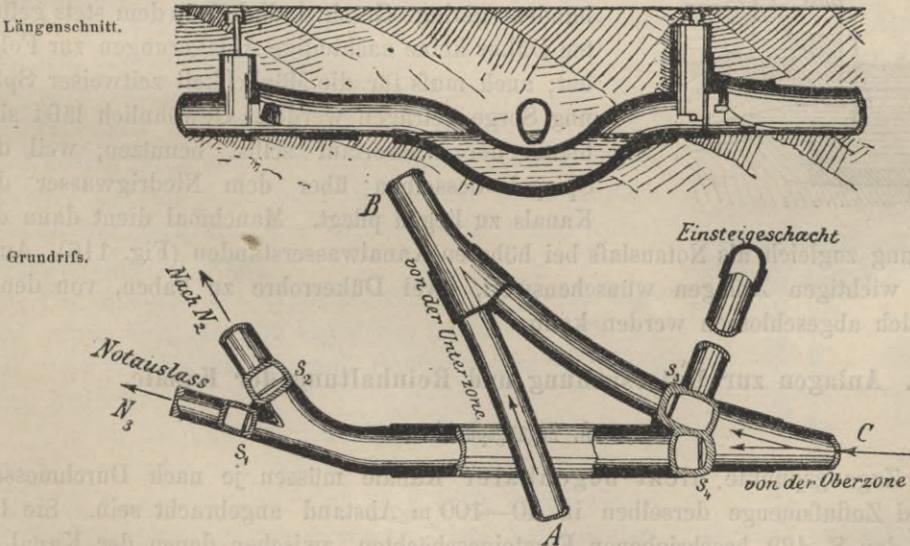


Fig. 115. Düker des Frankfurter Kanalnetzes. M. 1:350.



<sup>47)</sup> Derartige Gasverlustanzeiger (D. R. P. 37180 u. 38161) liefert die Wilhelmshütte zu Waldenburg i. Schl. zum Preise von 11—16 M. das Stück.

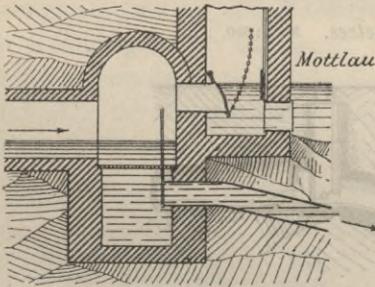
<sup>48)</sup> Hobrecht. Vortrag auf der IX. Wanderversammlung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine. Deutsche Bauz. 1890, S. 445. — O. Leonhardt im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 4. — Über die Ausführung eines Leitungsganges in der (neu angelegten) Kaiser Wilhelmstraße in Hamburg. Deutsche Bauz. 1893, S. 24. — Leitungsgang im Holborn-Viadukt zu London: Stübßen. Der Städtebau. (Handbuch d. Architektur. 9. Halbband. 2. Aufl. 1890). S. 318.

Neben den besprochenen Kreuzungen werden mitunter solche mit Notauslässen und Spülleitungen, sowie mit Sammelkanälen aus anderen Bezirken erforderlich. Eine Kreuzung zwischen Notauslaß und Kanal unter Vermeidung eines Dükers ist in Fig. 114 dargestellt. Der Notauslaß hat hier eine gußeiserne Sohle, der Kanal als Ersatz für die Beschränkung der Höhe eine vergrößerte Breite erhalten. Fig. 115 zeigt eine Kreuzung der Hauptkanäle der oberen und unteren Zone des Frankfurter Kanalnetzes (Punkt *A* der F. 1, T. VIII), welche ähnlich vielen anderen Punkten desselben, als Düker ausgeführt werden mußte. Bei Trockenwetter gelangt das von *C* kommende Schmutzwasser der oberen Zone in den mit geradem Gefälle durchgeführten Hauptkanal *AB* des unteren Gebiets, während bei Regenwetter die unterhalb des Dükers abzweigenden Notauslässe  $N_2$  und  $N_3$  in Thätigkeit treten. Die Schieber *s*, welche meistens die Anordnung der Fig. 129 zeigen, sind so gelegt, daß die Zonen und Auslässe gegeneinander, sowie gegen das Hochwasser des Flusses abgeschlossen werden können und auch eine Spülung des Dükers möglich ist.

#### E. Kreuzungen mit Wasserläufen.

Die Kreuzung eines Kanals mit einem Wasserlauf gestattet nur ausnahmsweise die Durchführung in der Richtung der Gefällslinie, der Kanal muß vielmehr entweder als Düker unter der Sohle des Wasserlaufs oder als Heber über ihn fortgeführt werden.

Fig. 116. Oberes Ende einer Dükerleitung in Danzig.



Einlauföffnung zugleich als Notauslaß bei höheren Kanalwasserständen (Fig. 116). Auch ist es bei wichtigen Anlagen wünschenswert, zwei Dükerrohre zu haben, von denen jedes für sich abgeschlossen werden kann.

### § 8. Anlagen zur Untersuchung und Reinhaltung der Kanäle.

#### A. Zugangspunkte.

Die Zugangspunkte nicht begehbarer Kanäle müssen je nach Durchmesser, Gefälle und Zuflußmenge derselben in 40—100 m Abstand angebracht sein. Sie bestehen aus den S. 429 beschriebenen Einsteigeschächten, zwischen denen der Kanal in gerader Richtung und gleichem Gefälle liegt, sodaß ein Durchblicken von einem Schacht zum andern möglich ist; auch hier wird der untere Teil des Rohrquerschnitts durch die Sohle geführt.

Die einfachste Anordnung der Einsteigeschächte für kleinere begehbare Kanäle ist die in Fig. 117 dargestellte; hier stehen zwei Seitenwände des in der Grundriffsform rechteckigen Schachtes unmittelbar auf dem Widerlager des Kanals und werden je nach

der Breite desselben senkrecht nach oben geführt oder bis zur Weite der Einsteigeöffnung (0,55—0,70 m) zusammengezogen, während die beiden anderen Wände auf dem durch Gurtbögen verstärkten Kanalgewölbe ruhen. Für große Kanäle stellt sich die Anordnung der Schächte nach Fig. 118 vorteilhafter; ihr Abstand beträgt 100 bis 200 m, je nach der Größe des Kanals und der Anzahl der Spülthüren, deren Handhabung von den Schächten aus erfolgt. Letztere bedingt die weiter unten zu besprechende Einrichtung der Zugangsstellen, die aber sonst bezüglich der Wandstärke, der Anbringung der Steigeisen und der Abdeckung mit derjenigen der übrigen Schächte übereinstimmt.

In sehr lebhaften Straßen, in deren Mitte der Kanal liegt, läßt sich die durch das Öffnen eines Einsteigeschachtes hervorgerufene Störung des Wagenverkehrs dadurch vermeiden, daß die Einsteigeöffnung auf den Fußweg verlegt wird (F. 10<sup>a u. b</sup>, T. IX). Zur Verhütung von Unfällen sind dann wohl zwei Deckel vorhanden, von denen der obere dicht und mit Asphaltfüllung versehen, der untere aber gitterförmig ist und nach Aufklappen des oberen zugleich zur Zuführung von Licht und Luft dient; das über dem Kanalscheitel angebrachte Rohr mit durchbrochener Abdeckung soll den Austritt der Luft beim Ansteigen des Wassers in den Kanälen vermitteln. An ungewöhnlich belebten Punkten ist die Anlage von Schächten entweder zu vermeiden oder, wenn dies nicht thunlich ist, das Besteigen derselben in die Nacht- bzw. frühen Morgenstunden zu verlegen.

Der Abstand der Einsteigeschächte für Notauslässe kann größer sein, als oben angegeben (etwa 150—300 m), weil diese der Reinhaltung und Spülung nicht oder nur selten bedürfen.

Um an der Zahl der Schächte zu sparen, wechseln dieselben mitunter mit den in der Anlage sich billiger stellenden Lampenlöchern ab (Fig. 119), durch welche eine Laterne hinuntergelassen werden kann, um von dem benachbarten Einsteigeschacht aus den Zustand des Kanals zu untersuchen und welche gleichzeitig zum Entweichen der Luft aus dem sich füllenden Kanal dienen; dieselben sind beispielsweise in Frankfurt a. M. in Abständen von 35—40 m angebracht. Die Weite der den Schacht bildenden Rohre, welche aus gebranntem Thon, Cementbeton oder Eisen hergestellt werden können, beträgt daselbst 23 cm.

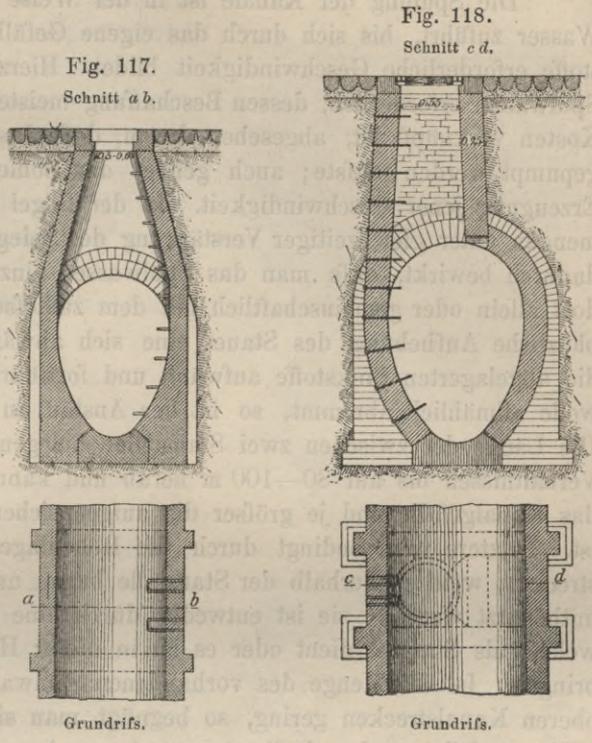


Fig. 118. Schnitt c d.

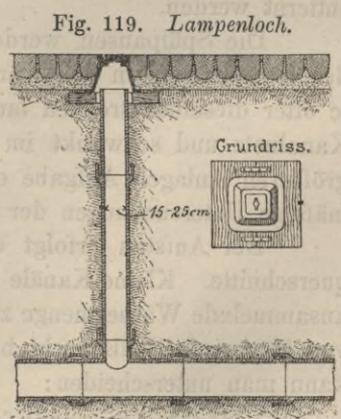


Fig. 119. Lampenloch.

## B. Vorrichtungen zum Spülen der Kanäle.

Die Spülung der Kanäle ist in der Weise möglich, daß man denselben soviel Wasser zuführt, bis sich durch das eigene Gefälle die zur Fortschwemmung der Sinkstoffe erforderliche Geschwindigkeit bildet. Hierzu wird aber eine große Menge von Spülwasser erforderlich, dessen Beschaffung meistens mit Schwierigkeiten und erheblichen Kosten verknüpft ist, abgesehen davon, daß dasselbe in manchen Fällen wieder aufgepumpt werden müßte; auch genügt das Sohlengefälle der Kanäle nicht immer zur Erzeugung jener Geschwindigkeit. In der Regel pflegt man deshalb kleinere Wassermengen unter gleichzeitiger Verstärkung des Spiegelgefälles zu verwenden; letztere wird dadurch bewirkt, daß man das Spülwasser einzelnen Punkten des Netzes zuführt, es dort allein oder gemeinschaftlich mit dem zufließenden Kanalwasser aufstaut und durch plötzliche Aufhebung des Staus eine sich abwärts bewegende Welle erzeugt, welche die abgelagerten Sinkstoffe aufwühlt und fortführt. Da die lebendige Kraft der Spülwelle allmählich abnimmt, so ist der Anstau in gewissen Abständen zu wiederholen. Die Länge der zwischen zwei Staustellen belegenen Spülstrecken geht unter ungünstigen Verhältnissen bis auf 80—100 m herab und kann um so ausgedehnter sein, je stärker das Kanalgefälle und je größer die aufgespeicherte Wassermenge, sowie die Stauhöhe ist. Letztere wird bedingt durch die Höhenlage der Anschlüsse in denjenigen Kanalstrecken, welche oberhalb der Staustelle liegen und zur Aufspeicherung des Spülwassers mitbenutzt werden; sie ist entweder durch eine Marke im Spülschacht zu bezeichnen, welche als Stauziel dient oder es ist in dieser Höhe ein Überlaufrohr (Fig. 123) anzubringen. Ist die Menge des vorhandenen Spülwassers und zugleich der Zufluß aus den oberen Kanalstrecken gering, so begnügt man sich auch wohl damit, den Spülschacht allein zu füllen und auf die Ansammlung eines Wasservorrats in der anschließenden Kanalstrecke zu verzichten; in diesem Falle müssen, wenn man nicht einen seitwärts angelegten Behälter benutzt, alle in den Spülschacht führenden Kanalöffnungen verschlossen werden. — Durch die am oberen Ende des Netzes bzw. der Spülbezirke (§ 3, D.) beginnende Spülung werden die Sinkstoffe den unteren Strecken zugeführt und sammeln sich schließendlich im Hauptsandfang, aus welchem sie durch Ausbaggern entfernt werden.

Die Spülpausen werden um so kleiner, je geringer die Abfluggeschwindigkeit des Hauswassers in den Kanälen ist, je mehr Sinkstoffe in diese hineingelangen und je öfter dieselben trocken laufen. Ihre Länge wechselt deshalb in ein- und demselben Kanalnetz und schwankt im allgemeinen zwischen einer und 3 Wochen. Es ist bei größeren Anlagen Aufgabe einer besonderen Spülabteilung, die Spülzeiten durch regelmäßige Untersuchungen der Kanäle zu ermitteln und den Betrieb danach einzurichten.

Der Aufstau erfolgt durch vollständigen oder teilweisen Abschluß der Kanalquerschnitte. Kleine Kanäle müssen vollständig geschlossen werden, weil sonst die sich ansammelnde Wassermenge zu gering sein würde und zwar erfolgt der Verschluss immer von einem als Spülschacht benutzten Einsteigeschacht aus. Je nach Art des Abschlusses kann man unterscheiden:

1. Deckelverschlufs. Hier gelangt ein einfacher Deckel *s* aus Holz (Fig. 120) oder aus Blech (Fig. 121) zur Anwendung; derselbe wird auf den Vorsprung eines besonderen, aus Eisen, Cementbeton oder gebranntem Thon hergestellten Formstücks *f* aufgesetzt, durch die sich an die gegenüberliegende Wand des Schachtes stützende Spreize *p* fest angedrückt und nach erfolgter Füllung durch einen Ruck an der Kette *k*

entfernt. Die dichtende Fläche kann mit Filz, Leder oder Kautschuk bekleidet werden. — Auch in größeren Kanälen läßt sich auf diese Art ein Aufstau erzeugen, indem eine den Querschnitt teilweise absperrende Blechplatte (Fig. 122) gegen einen in den Spülschacht eingemauerten Rahmen gesetzt und durch Aufziehen plötzlich entfernt wird. Man gebraucht so nur eine Abschlufsvorrichtung, die bei Rohrkanälen auch manchmal die Form eines Pfropfens annimmt, für eine Anzahl von Spülstrecken; die Verwendung derselben setzt jedoch die annähernd gleiche Gröfse der Mündungen voraus und macht auch den Transport von einer Spülstelle zur andern erforderlich, was bei den folgenden Anordnungen vermieden wird.

2. Klappenverschlufs (Fig. 123 u. 124). Jedes zu spülende Rohr erhält eine Klappe, welche während des Nichtgebrauchs mittels einer Stange oder Kette an dem oberen Haken *h* (Fig. 123) hängt; soll gespült werden, so wird dieselbe bei *h<sub>1</sub>* eingehängt und dadurch das Rohr geschlossen. Entweder wird das Spülwasser (sowohl hier wie bei den übrigen Verschlufsarten) aus der Wasserleitung mittels eines Schlauches in den Schacht eingeführt oder es läuft durch ein besonderes Zuleitungsrohr *w* zu. Der oben erwähnte Überlauf ist durch ein 0,15 m weites Thonrohr hergestellt; doch wird die Anbringung desselben bei deutlicher Ausführung der Spülmarken und einiger Aufmerksamkeit der Bedienungsmannschaft entbehrlich.

3. Schieber. Ein Schieber hat vor der Klappe den Vorteil, dafs ein dichter Abschlufs besser erzielt werden kann, weil die an den Schlufsflächen etwa haftenden Schmutztheile durch die Abwärtsbewegung des Schiebers entfernt werden und die Anbringung eines Keilverchlusses möglich ist. Vielfach werden die Schieber aus Eisenblech hergestellt (Fig. 125); doch verdient Gufseisen wegen der grösseren Widerstandsfähigkeit gegen Rost den Vorzug. Ein gufseiserner, von Geiger in Karlsruhe ausgeführter

Fig. 120.

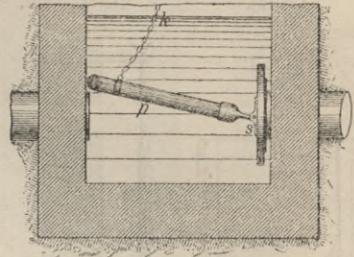


Fig. 121.

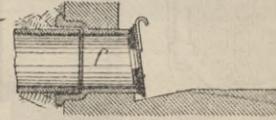


Fig. 122.

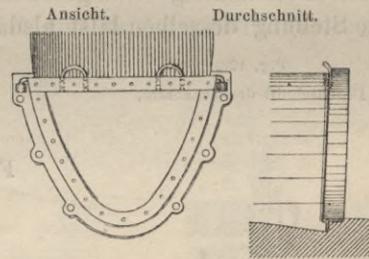


Fig. 123. Durchschnitt des Schachtes.

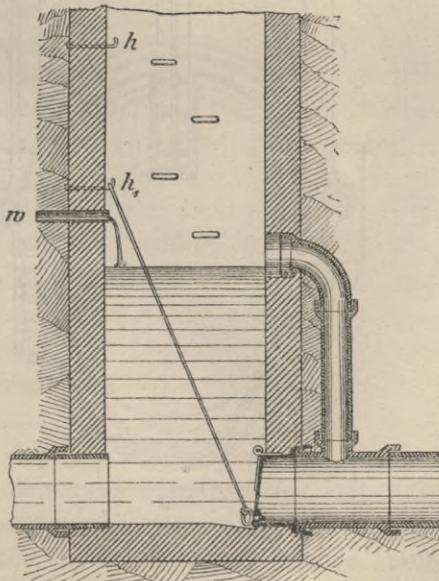
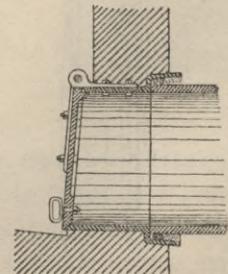


Fig. 123, 124.

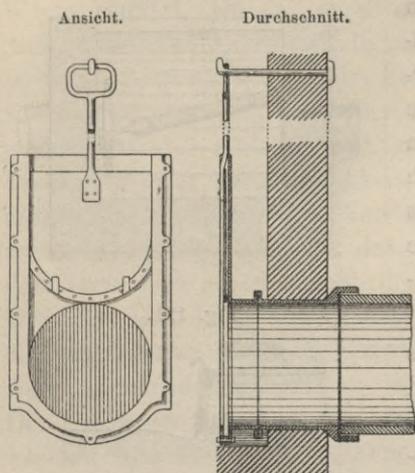
Schacht mit Spülklappe und Überlauf.

Fig. 124. Spülklappe.



Handzugschieber ist in Fig. 126 und 127 dargestellt; die Abdichtungsstelle gegen den Rahmen erfolgt durch eine Rotgusseinlage *r* (Fig. 127 *b*). Der in den Führungs-

Fig. 125. Handschieber.



leisten *f* befindliche Patentverschluss besteht aus Messing, mit welchem auch die Keilschuhe des Schieberdeckels bekleidet sind. Die Aufzugstange besitzt der größeren Steifigkeit wegen einen T-förmigen Querschnitt und ist bei geöffnetem Schieber an der Führungsstelle *h* aufgehängt. Am oberen Ende befindet sich entweder ein Handgriff nach Fig. 125 oder eine Schraube, um einen Schlüssel mit Querstange aufschrauben und die Handhabung von der Strafe aus vornehmen zu können (Fig. 126).

Derartige, durch einfachen Handzug bewegte Schieber genügen für Rohrkanäle bis zu 60 cm und Eikanäle bis zu  $\frac{50}{75}$  cm Lichtweite. Sie sind auch bei Hausleitungen anwendbar, wo sie zugleich zum Abschluss gegen Rückstau dienen können und werden

dann zweckmäÙig so angebracht, daß sich der Handgriff über dem Erdboden befindet; die Stellung desselben läÙt alsdann erkennen, ob der Schieber geöffnet oder geschlossen

Fig. 126.

Durchschnitt des Schachtes.

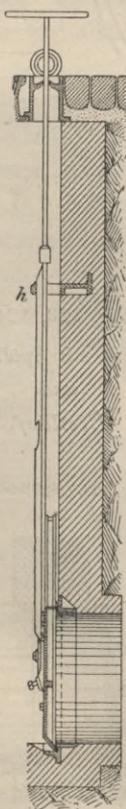


Fig. 126, 127. Gußeiserner Handschieber nach Geiger.

Fig. 127 a.

Ansicht des Schiebers.

Fig. 127 b.

Schnitt nach A B.

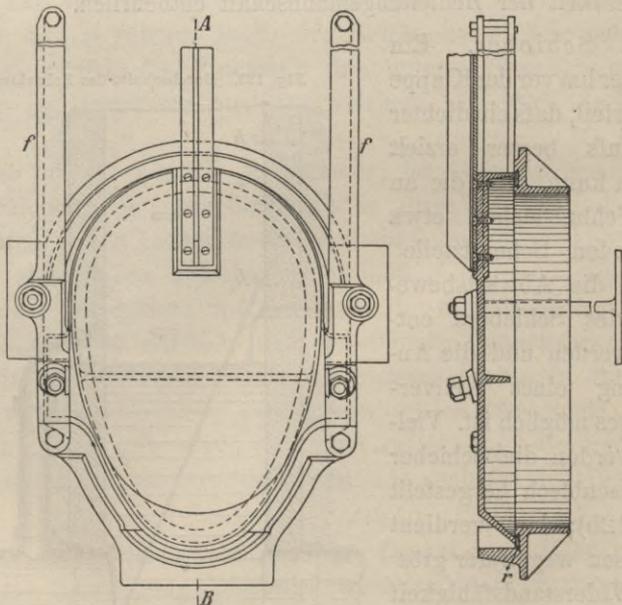


Fig. 128. Spindelschieber.

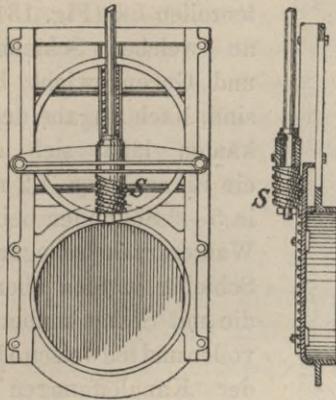
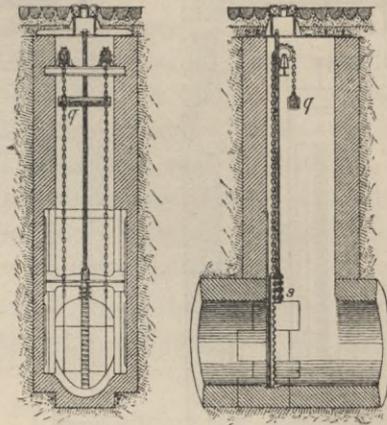


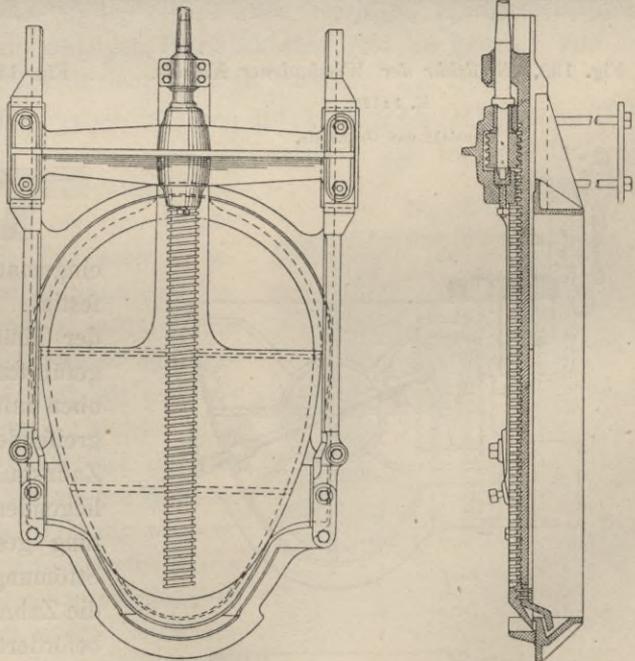
Fig. 129. Spindelschieber mit Gegengewicht.



ist. Bei größeren Querschnitten erhält der Schieber ein zu großes Gewicht und der durch den Wasserdruck erzeugte Bewegungswiderstand wird zu beträchtlich, um noch durch einfaches Aufziehen überwunden werden zu können. Es wird dann vielfach der Spindelschieber (Fig. 128) zur Anwendung gebracht, bei dem eine in eine Zahnstange greifende Schnecke *s* als Antrieb dient. Handelt es sich um den Abschluss größerer Kanäle, so wird das tote Ge-

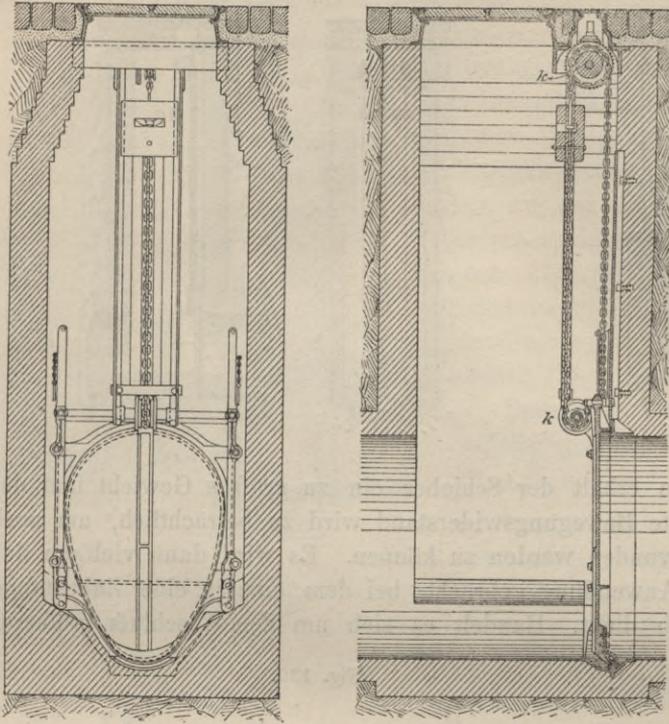
wicht des Schieberkörpers durch ein Gegengewicht *q* ausgeglichen (Fig. 129). Die leicht eintretende Verschmutzung der Schnecke und Zahnstange und der dadurch bedingte hohe Kraftaufwand zur Bewegung des Schiebers wird durch die Geiger'sche Anordnung (Fig. 130) gemindert, bei welcher die Schnecke von einem Gussgehäuse zum Schutze gegen Verunreinigung umgeben und zum Schmieren eingerichtet ist; ferner hat dieselbe eine solche Lage erhalten, daß der Antrieb in der Schwerpunktsaxe des Schiebers stattfindet, dessen dichter Schluß durch besondere aus Metall hergestellte Schlußflächen gesichert ist. Endlich besitzt der in der Strafe liegende Schlüsselhut eine Zeigerscheibe, welche den jeweiligen Stand des Schiebers erkennen läßt. Immerhin bleibt die Bewegung desselben eine verhältnismäßig langsame, sodafs die angestaute Spülwassermenge schon zum Teil während des Öffnens entweicht und somit die beabsichtigte Wirkung nicht in vollem Umfange ausübt. Dieser Nachteil wird durch den ebenfalls von Geiger angefertigten Kettenrollenschieber wesentlich vermindert,

Fig. 130.



Schlüsselhut eine Zeigerscheibe, welche den jeweiligen Stand des Schiebers erkennen läßt. Immerhin bleibt die Bewegung desselben eine verhältnismäßig langsame, sodafs die angestaute Spülwassermenge schon zum Teil während des Öffnens entweicht und somit die beabsichtigte Wirkung nicht in vollem Umfange ausübt. Dieser Nachteil wird durch den ebenfalls von Geiger angefertigten Kettenrollenschieber wesentlich vermindert,

Fig. 131. Kettenrollenschieber von Geiger.



bei welchem eine Kette ohne Ende über zwei verzahnte Kettenrollen *k k* (Fig. 131) läuft, an welcher Schieberkörper und Gegengewicht befestigt sind. Nach Angabe des Fabrikanten läßt sich dadurch ein Eikanal von 1,2 m Höhe in 5—6 Sekunden bei vollem Wasserdruck freilegen. Diese Schieber werden ebenso wie die mit Schneckenbetrieb für vollen und teilweisen Abschluß der Kanalöffnungen hergestellt.

Fig. 133. Spülthür der Wiesbadener Kanäle.

M. 1:125.

Ansicht und Grundrifs.

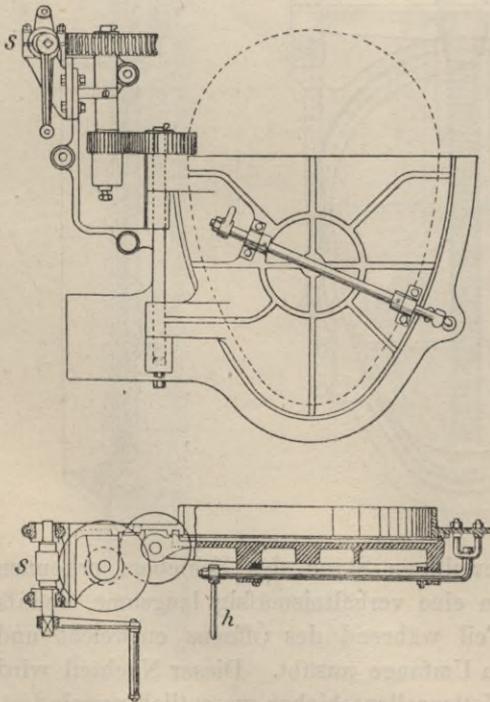
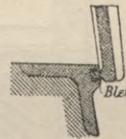


Fig. 132.



4. Spülthüren. Eine ausgedehnte Anwendung beim Spülen größerer Kanäle finden die Spülthüren, welche den Vorzug haben, die angestaute Wassermenge rasch und in ganzem Umfange freizugeben und dadurch die spülende Wirkung derselben nahezu vollständig auszunutzen. Die beiden Angeln der Thür liegen in einer senkrechten oder nur wenig geneigten Axe und sind an einem eingemauerten gußeisernen Rahmen befestigt. Die Bewegung und Feststellung der Thür erfolgt bei einer in Danzig ausgeführten Anordnung (F. 8<sup>a-c</sup>, T. IX) von oben mittels eines in eine Zahnstange eingreifenden Getriebes und die Führung der Zahnstange in einem außerhalb des Schachtes liegenden gußeisernen Gehäuse. Die Dichtung geschieht entgegen der Richtung der Strömung durch den von dem Getriebe auf die Zahnstange ausgeübten Druck; sie wird befördert durch das Anpressen des im Querschnitt keilförmigen Randes der Spülthür gegen die Bleinut des Rahmens (Fig. 132); dieses Anpressen wird auch wohl durch Anwendung eines Kniehebels bewirkt. — Bei den Anlagen in Frankfurt und Hamburg ist ein senkrecht zum Kanal liegender

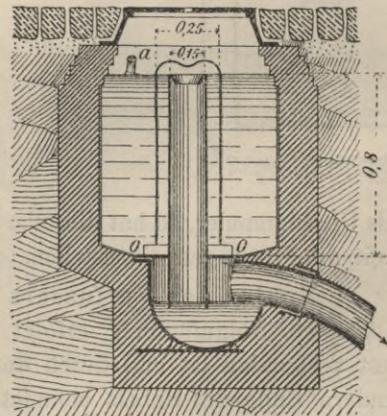
Gang vorhanden, in welchem die Windevorrichtung in Bewegung gesetzt wird. — Die Anordnung der letzteren bei den in Wiesbaden üblichen Spülthüren ist in Fig. 133 dargestellt. Der Antrieb erfolgt durch eine Schraube ohne Ende *s*, und wird durch ein Schraubenrad nebst Zahnradübersetzung auf die Thür übertragen; die Feststellung derselben geschieht mittels eines Querriegels, der durch einen Hebel *h* ausgelöst wird, nachdem die in ihrem Lager excentrisch sitzende Schraube außer Verbindung mit dem Getriebe gebracht ist. — Thüren mit teilweiseem Verschluss sind im Betriebe sicherer, weil beim Versagen der Bewegungsvorrichtung das angestaute Wasser über die Oberkante der Thür entweichen kann, während bei vollständigem Verschluss leicht ein nachtheiliger Rückstau des zu hoch angestiegenen Wassers stattfindet.

Als Anhalt für die erforderliche Anzahl von Spüleinrichtungen möge die Angabe dienen, dafs in Frankfurt a. M. im Jahre 1886 470 eiserne Spülthüren, 320 Spülschieber und 70 Spülklappen vorhanden waren.

5. Selbstthätige Spülvorrichtungen. Das Bestreben, die Reinhaltung einer Kanalstrecke durch regelmäfsige Spülung ohne besondere Bedienung möglich zu machen, hat zur Anlage selbstthätiger Spülungen geführt. Die Aufspeicherung erfolgt durch Ansammlung des Spülwassers in einem Behälter, der sich rasch entleert, wenn der Wasserstand eine bestimmte Höhe erreicht hat. Die Entleerung geschieht in der Regel durch einen Heber und die Verschiedenheit der Anlagen beruht dann in der Anbringung desselben und in den Vorrichtungen, welche zur Sicherung seiner Thätigkeit dienen. Die Anwendung selbstthätiger Spüler hat in den letzten Jahren sehr zugenommen, weil sie die Möglichkeit gewährt, die toten Enden eines Netzes, sowie die kleineren Strafsenkanäle und die Hausleitungen mit mäfsigen Betriebskosten rein zu halten. Von den zahlreichen Anordnungen mögen folgende hier erwähnt werden:

Spüler von Roger Field<sup>49)</sup>, verbessert durch Böcking & Co. (Hallberger Hütte bei Saarbrücken), Fig. 134. Ein Glockenheber, in welchem das bei *a* zufliefsende Wasser durch die Öffnungen *O* eintritt, entleert den Behälter, sobald der Wasserspiegel bis zum Rande des Abfallrohres gestiegen ist. Die Verbesserung besteht in der Anbringung eines trichterförmigen Ansatzes am oberen Ende des Abfallrohres, wodurch das Wasser gezwungen wird, in freiem Strahle herabzufliefsen. Dieser reifst fortwährend Luft mit und bewirkt dadurch eine Luftverdünnung, welche den Heber zur Thätigkeit bringt, während bei der ursprünglichen Einrichtung das Herabfliefsen des Wassers an der Wand des Abfallrohres diese Wirkung weniger sicher zur Folge hatte. Befördert wird dieselbe durch möglichste Verengung des Abflufsquerschnitts im Scheitel des Hebers. Die Absperrung der Luft an der Unterkante des Abfallrohres erfolgt durch einen Wasserverschluss.

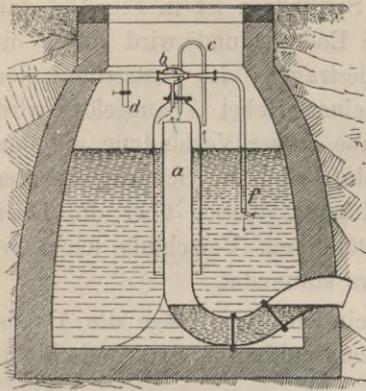
Fig. 134.



Spüler von Kuntz (Fig. 135). Derselbe setzt Speisung durch Druckwasser voraus, welches den Injektor *b* durchfließt und dadurch die Luft aus dem Glockenheber beständig absaugt, ehe es bei *f* in den Behälter tritt. Die Luft wird durch das Rohr *c*

<sup>49)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 332 und 519 (Anwendungen in Rom und Paris).

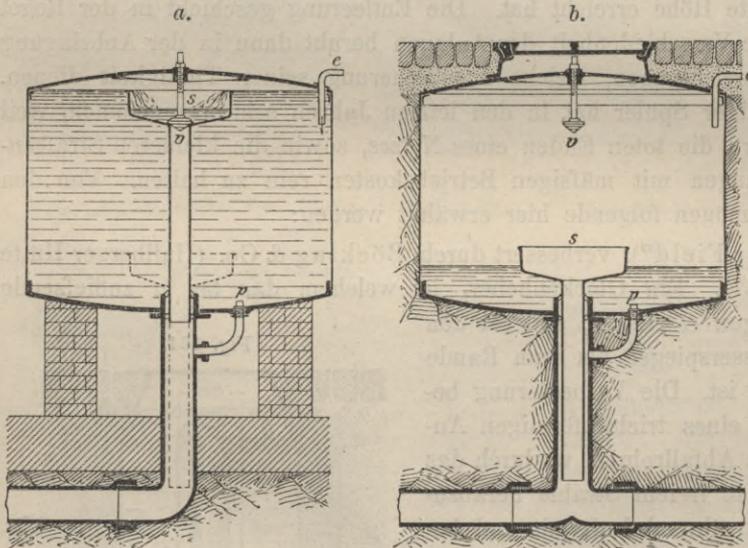
Fig. 135.



so lange ersetzt, bis das steigende Wasser die untere Öffnung desselben verschließt; von diesem Augenblicke ab beginnt die Luftverdünnung im Innern des Hebers und bringt diesen schliesslich zur Wirkung. Beträgt das Speisewasser des Injektors 0,5 l i. d. Minute und der Fassungsraum des Behälters 4 cbm, so beansprucht die Füllung 5 bis 6 Tage; eine Abkürzung dieser Zeit ist durch Öffnung des Nebenahns *d* möglich. — Eine Speisung durch Wasser ohne Druck bedingt die Anwendung eines Schwimmkugelhahns, welcher das Zuleitungsrohr der Wasserleitung öffnet, wenn der Behälter nahezu gefüllt ist.<sup>50)</sup>

Spüler von Geiger (Fig. 136 *a* u. *b*). Hier wird ein senkrecht geführter Rohrschwimmer *s*, der oben schalenförmig erweitert ist, durch den von *e* aus erfolgenden Zufluss des Wassers so lange gehoben, bis das Gummiventil *v* das Rohr abschließt und das über den Rand von *s* strömende Wasser den Schwimmer zum Sinken bringt, wodurch die Abflußöffnung freigelegt wird und die Entleerung des Behälters bis zu der in Fig. 136 *b* angegebenen Wasserstandslinie erfolgt. Unterhalb derselben lagern sich etwa mitgeführte Schlammteile ab; die vollständige Entleerung wird durch Lösung der Schraube *p* möglich. Geschieht die Aufstellung nach Fig. 136 *a*

Fig. 136. Spüler von Geiger.



als Überflurspüler, so hat dieselbe in frostfreien Räumen stattzufinden oder es ist die Thätigkeit an Frosttagen einzustellen.

Spüler des Verfassers (Fig. 137). Der Verschluss der in der Schachtsohle liegenden Ablauföffnung erfolgt durch das Ventil *a*, welches mit dem Hohleylinder *b* fest verbunden ist und durch den Hebel *d* geöffnet oder geschlossen werden kann. Am andern Ende des Hebels befindet sich der Schwimmer *c*, dessen Auftrieb bei steigendem Wasser demjenigen von *b* das Gleichgewicht hält. Fließt dagegen das Wasser über den Rand von *c*, so wird das Gleichgewicht aufgehoben und das Ventil *a* durch den

<sup>50)</sup> Sonstige Heberspüler finden sich im Gesundh.-Ing. 1887, S. 220 (nach van Vranken), verbessert von Natterer; Brix a. a. O. (Anm. 12), S. 83 (kippende Heber), auch zu finden im Preisverzeichnis der Hallberger Hütte, S. 163. Ferner Gesundh.-Ing. 1892, S. 686 (Heberspüler mit absetzender Wirkung von Pescetto). Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 122 und 1890, S. 51 (nach Rothe), unter Verwendung des Hauswassers.

Auftrieb von *b* geöffnet. Das Wasser sinkt so lange, bis das Gewicht von *a* groß genug geworden ist, um den inzwischen geleerten Schwimmer *c* und das nach vorn gerollte Gegengewicht *h* wieder in die ursprüngliche Lage zurückzuziehen.<sup>51)</sup>

Kippspüler (Fig. 138). Ein Gefäß *B* dreht sich dergestalt um eine Axe *A*, daß es in gefülltem Zustande kippt und nach erfolgter Entleerung wieder in seine ursprüngliche Lage zurückkehrt. Da die aufgefangene Wassermenge keine große sein kann, so eignet sich der Kippspüler vorzugsweise für Hausleitungen, in welche er bei amerikanischen Anlagen mehrfach eingeschaltet wird und neben dem Hauswasser insbesondere dasjenige von Regenrinnen aufnimmt (Inhalt 15—40 l). *c* ist dann die Zuflufsleitung, *c*<sub>1</sub> die zu spülende Strecke; *h* und *h*<sub>1</sub> sind Hölzer, welche den Schlag des Kastens auffangen, der bei genügender Höhe auch so angebracht werden kann, daß er den Boden nicht berührt.

Für größere Kanäle werden selbstthätige Spülvorrichtungen seltener zur Ausführung gebracht; die Anordnung ist dann so getroffen, daß nur das Öffnen der Spülthür selbstthätig erfolgt, während das Schließen von Hand vorgenommen werden muß. Der Vorteil beschränkt sich somit darauf, daß die Zeit während des An sammelns des Wassers oberhalb der Spülthür nicht abgewartet zu werden braucht.<sup>52)</sup>

Alle Anlagen dieser Art müssen in regelmäßigen Zwischenräumen nachgesehen werden, da durch Zufälligkeiten eine Störung ihrer Thätigkeit eintreten kann.

6. Spüleinlässe. Werden die Spüleleitungen aus Wasserläufen gespeist, so ist eine Vorrichtung zum Abschluß an der Einlaßstelle erforderlich, die in F. 9<sup>a-c</sup>, T. IX aus einer durch ein Gewicht belasteten Klappe besteht, welche durch eine an einem Hebel wirkende Kette geöffnet oder geschlossen werden kann. Zu dem gleichen Zwecke lassen sich auch die bei den Druckwasserleitungen üblichen Schieber, sowie die oben unter 3. besprochenen Kanalverschlüsse benutzen.

### C. Sonstige Vorrichtungen zum Reinigen der Kanäle.

Ein Kanalnetz mit gutem Gefälle, welches zugleich mit einer genügenden Zahl von Spülvorrichtungen ausgestattet und durch zweckmäßige Einrichtung der Einläufe und Hausanschlüsse gegen grobe Sinkstoffe u. s. w. geschützt ist, wird zu seiner Reinhaltung nur ausnahmsweise Räumungsarbeiten erforderlich machen. Nicht selten fehlt aber ein solches Gefälle, während zugleich das Hineingelangen schwer abschwemmbarer

Fig. 137.

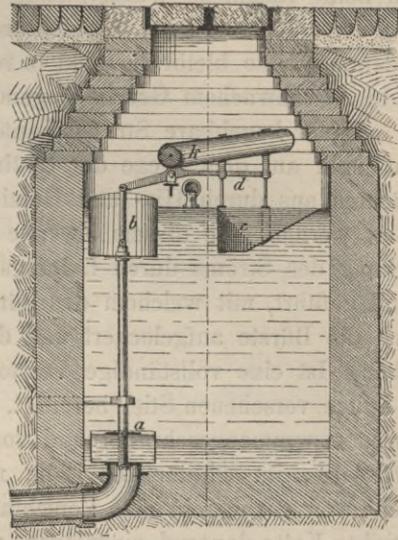
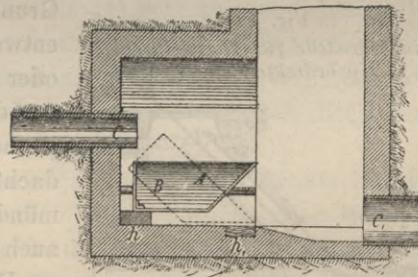


Fig. 138.



<sup>51)</sup> Auf einem ähnlichen Grundgedanken beruht der Spüler von Schumann. *Gesundh.-Ing.* 1890, S. 193.

<sup>52)</sup> Latham. *Sanitary Engineering*. 2. Aufl. London 1876. S. 289 und 90 und Taf. VIII.

Stoffe (z. B. Fett in Verbindung mit Sand) nicht verhindert werden kann. Steht dann auch keine reichliche Wassermenge zum Spülen zur Verfügung oder wird die Verwendung derselben dadurch eingeschränkt, daß der Inhalt der Kanäle künstlich gehoben werden muß, so bleibt nur eine in regelmäßigen Zwischenzeiten auszuführende Räumung der in zu schwachem Gefälle liegenden Kanalstrecken übrig.

Nicht begehbare Straßkanäle, bei denen die entstandenen Ablagerungen sich nicht mehr auf dem Wege der Spülung beseitigen lassen, müssen von den Einsteigeschächten aus durch Hin- und Herziehen einer cylinder- oder kugelförmigen Bürste gereinigt werden. Zu diesem Zwecke wird mit Hilfe eines Schwimmers und unter Verstärkung des Stroms durch Leitungswasser ein dünner eingölter Bindfaden durch den Kanal geführt, mit welchem das Bürstentau nachgezogen werden kann. Der Sand wird durch die Bürste aufgelockert und durch das hinter ihr anstauende Wasser herausgetrieben. Ist eine vollständige Verstopfung eingetreten<sup>53)</sup>, so wird dieselbe durch einen mit Spitze versehenen Stiel beseitigt, welcher aus Stücken von schmiedeisernen gezogenen Rohren zusammengeschaubt und vom unterhalb belegenen Einsteigeschacht aus eingeführt wird; im schlimmsten Falle muß eine Aufgrabung erfolgen. In Kanalstrecken, welche von vornherein eine Verschlammung befürchten lassen, pflegt man auch wohl eine verzinkte Kette dauernd einzulegen, mit der das Bürstentau durchgezogen werden kann.

Um bei den Entwässerungsleitungen der Grundstücke etwa vorkommende Verstopfungen beseitigen zu können, empfiehlt es sich, in jeden Hauskanal, bevor er das Grundstück verläßt, eine Zugangsstelle einzufügen, welche

Fig. 139.

Zugangsstelle für Hausleitungen  
in bedeckter Strecke.

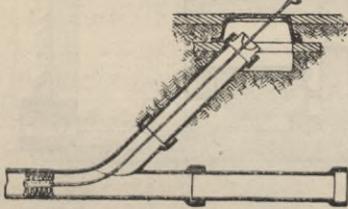
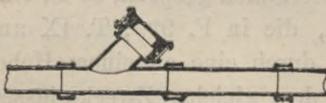


Fig. 140.

Zugangsstelle in offener Strecke.



entweder die in Fig. 139 und 140 dargestellten Formen oder die in § 9 unter B. beschriebene Form haben kann. Auf die Einfügung ähnlicher Zugangsstellen (Streifkästen) ist bei größeren Anlagen an verschiedenen Punkten Bedacht zu nehmen, namentlich da, wo Zweigleitungen einmünden oder Wechsel im Gefälle vorhanden sind (siehe auch F. 11, T. IX).

Die Beseitigung der Ablagerungen wird erleichtert, wenn die Kanäle begehbar sind. In Berlin, wo Spülvorrichtungen für die größeren Kanäle nicht angebracht wurden, wird die Reinigung in den eiförmigen Sammelkanälen in der Weise vorgenommen, daß ein Arbeiter vorgeht und die abgelagerten Sinkstoffe dadurch aufrührt. Ihm folgt ein zweiter, der dieselben mit einer hölzernen Schaufel vor sich herschiebt; dann ein dritter, der mit Besen reinigt. Die (vorzugsweise aus Sand und Kaffeesatz bestehenden) Sinkstoffe werden

in Eimern durch den nächsten Einsteigeschacht nach oben befördert.<sup>54)</sup>

<sup>53)</sup> In Breslau, woselbst die Kanäle zum Teil sehr geringe Gefälle haben, sind z. B. 1889/90 56 Verstopfungen eingetreten, welche sich folgendermaßen verteilen:

Weite der Leitung . . .	48	42	31	27	24
Zahl der Verstopfungen .	4	1	18	1	32

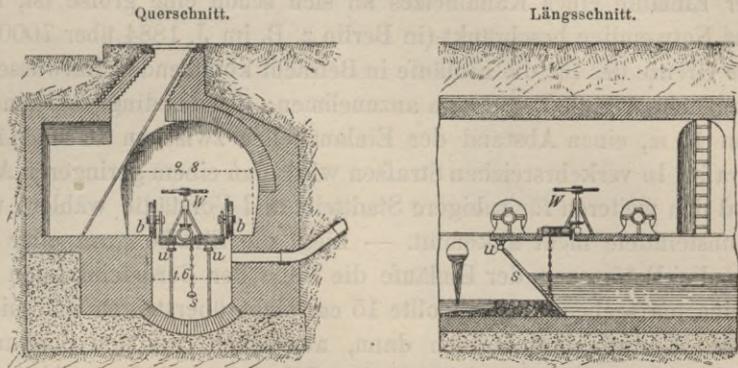
Hiervon entfallen 31 Verstopfungen auf alte, vor Einführung der Schwemmkanalisation bereits vorhandene Kanäle.

<sup>54)</sup> Hobrecht. Kanalisation von Berlin. 1884, S. 318. — Im Jahre 1889/90 wurden aus den Berliner Kanälen 7526 cbm feste Rückstände entfernt, außerdem 2709 cbm aus den Sandfängen der Pumpwerke. Die Bezahlung der Arbeiter erfolgt nach Maßgabe der herausgeschafften Sandmenge. Neuerdings kommen jedoch auch Reinigungswagen zur Anwendung, welche durch den Aufstau des Kanal- und Spülwassers vorwärts bewegt werden. Siehe Deutsche Bauz. 1892, S. 620. — In Breslau wurden in dem nämlichen Jahre rund 500 cbm

In Warschau, wo infolge der mangelnden Strafsenreinigung viel Strafsenschmutz und Kehrlicht in die Kanäle gelangt, werden schildförmige Sielräumer verwendet, welche durch den Druck des an den Stauthüren aufgestauten Wassers nach Art eines Schlittens vorwärts bewegt werden und die Sinkstoffe vor sich herschieben.<sup>55)</sup> — Der in Brüssel bei Reinigung des Kanals unter dem Boulevard central benutzte Reinigungswagen, welcher der in

Paris üblichen Anordnung nachgebildet ist, ist in Fig. 141 dargestellt. Der Wagen *W* läuft auf den mit Schienen versehenen Kanten der Fußwege *bb* des Kanals; an ihm hängt mittels einer Kette das um *u* drehbare Schütz *s*, dessen Form mit dem Querschnitt des unteren

Fig. 141.



Kanalteiles übereinstimmt und dessen Neigung durch Anziehen oder Nachlassen der Kette geändert werden kann. Wird es ganz heruntergelassen, so staut sich das Wasser und der Druck desselben setzt den Wagen, welcher mittels des Schützes den Schlamm bis zur Entnahmestelle vor sich her treibt, langsam in Bewegung; je nach Bedarf muß durch Ziehen oder Schieben bzw. Auflockern des Schlammes nachgeholfen werden. Letzteres läßt sich auch unterstützen durch einzelne Wasserstrahlen, welche mittels Freilegung kleinerer Öffnungen in der Schützfläche erzeugt werden können.<sup>56)</sup>

In Paris werden in den größten der vorhandenen Kanäle auch Schiffe benutzt, von denen aus sich die Schütztafeln herunterschrauben lassen. Nach einer Notiz in der unten angegebenen Quelle<sup>57)</sup> soll die Reinigung in den großen Kölner Kanälen in ähnlicher Weise erfolgen und man beabsichtigt, den Wagen nach gemachtem Gebrauch durch einen Flaschenzug zu heben und ihn in einer Kammer des Kanals aufzubewahren.

## § 9. Anlagen zur Einführung des Regen- und Hauswassers in die Kanäle.

### A. Strafseneinläufe.

Die Strafseneinläufe (auch Strafsensinkkasten, Rinneneinlässe oder Rinnenschächte genannt)<sup>58)</sup> vermitteln die Zuführung des von den Strafsen und manchmal auch des von den Dächern der anstossenden Häuser zufließenden Wassers zu den Strafsenkanälen. Sie finden ihren Platz in den Rinnsteinen und erhalten bei vollständiger Ausbildung eine Eintrittsöffnung, einen Schlammfang und einen Wasserverschluss, an welchen sich die Zuleitung zum Kanal anschließt. Nicht selten fehlt der Wasserverschluss, unter Umständen auch der Schlammfang, in einzelnen Fällen selbst beides und die Anlage beschränkt

Rückstände aus den (alten und neuen) Kanälen fortgeschafft; in Leipzig, wo anscheinend noch viele Einläufe ohne Schlammfänge vorhanden sind und Spülvorrichtungen an den größeren Kanälen gleichfalls fehlen, 3000 cbm.

<sup>55)</sup> Sokal. Reinigung der Siele in Warschau. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 333.

<sup>56)</sup> Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 687. — Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 494.

<sup>57)</sup> Köln und seine Bauten 1888, S. 304.

<sup>58)</sup> Der in der 2. Auflage gewählte Ausdruck „Einlauf“ ist hier beibehalten, weil derselbe sich gegenwärtig in weiten Kreisen eingebürgert hat. Er entspricht dem Sinne nach dem englischen Worte *gully*, welches auch noch mehrfach gebräuchlich, jedoch in der Anwendung unbequem ist.

sich dann auf das Mundloch des Einlaufs, durch welches das zulaufende Wasser in den Kanal herabfällt.

Die Zahl der Einlaufarten ist fast so groß, wie diejenige der kanalisierten Städte. Unter ihnen verdienen solche Einrichtungen den Vorzug, welche ihren Zweck bei möglichst einfacher und dauerhafter Anordnung erfüllen und dabei zugleich einen mäßigen Preis besitzen. Der letzte Punkt ist deshalb hervorzuheben, weil die Zahl der Einläufe eines Kanalnetzes an sich schon eine große ist, auch wenn man sich auf das Notwendige beschränkt (in Berlin z. B. im J. 1884 über 7000, in Frankfurt über 5600). Als Grenze des für die Einläufe in Betracht kommenden Entwässerungsgebiets ist eine Straßensfläche von 300—800 qm anzunehmen; diese bedingt, bei einer mittleren Straßensbreite von 15 m, einen Abstand der Einlaufstellen zwischen 40 und 120 m an jeder Seite der StraÙe. In verkehrsreichen StraÙen wird man einem geringeren Abstände den Vorzug geben und den weiteren für ruhigere Stadtteile und Vorstädte wählen, wo es auf etwas größere Rinnsteintiefe nicht ankommt. — Liegt die StraÙe ganz oder nahezu wagerecht, so ist für die Entfernung der Einläufe die Höhe der Bordsteinkanten über der Sohle des Rinnsteins maßgebend; diese sollte 15 cm nicht übersteigen und nicht geringer als 5—7 cm sein. Hieraus ergibt sich dann, abgesehen von den Senkungen der Bordsteinkanten an Einfahrten, bei einem Rinnsteingefälle von 1:250 ein Abstand von 40—50 m, wobei man die Ecken möglichst als Brechpunkte des Gefälles wählen wird, weil hier eine Überschreitung des Fahrdammes am häufigsten stattfindet.

Die Einlauföffnung liegt entweder senkrecht oder wagerecht. Im letzten Falle bildet sie zugleich die Reinigungsöffnung und ist mit einem gitterartigen zum Aufklappen eingerichteten abnehmbaren Deckel abgedeckt, während die senkrechte Mundöffnung einen besonderen, in der Kante des Bürgersteigs liegenden Deckel bedingt. Ein grundsätzlicher Vorzug läßt sich weder der einen noch der anderen Anordnung zusprechen. Der Möglichkeit, daß das Gitter bei starkem Regen sich infolge mitgeführter Schwimmstoffe versetzen kann, steht der Vorteil gegenüber, daß es die Stoffe von dem Kanal besser zurückhält. Für das Gitter läßt sich weiter anführen, daß es sich in Rinnstrecken verwenden läßt, welche nicht von Bordsteinen begrenzt werden; gegen dasselbe, daß die Gitterstäbe der Gefahr des Zerbrechens durch schwere Fuhrwerke ausgesetzt sind, obwohl dies bei genügender Stärke selten vorkommt. Die senkrecht stehenden Einlauföffnungen beanspruchen keine Straßensfläche und schließen sich den Bordsteineinfassungen gut an; sie erhalten 12—15 cm Höhe, 30—60 cm Länge und werden entweder in die Bordschwelle eingearbeitet oder sie bekommen eine gußeiserne Umrahmung als Bestandteil der gleichfalls aus Gußeisen hergestellten Abdeckung.

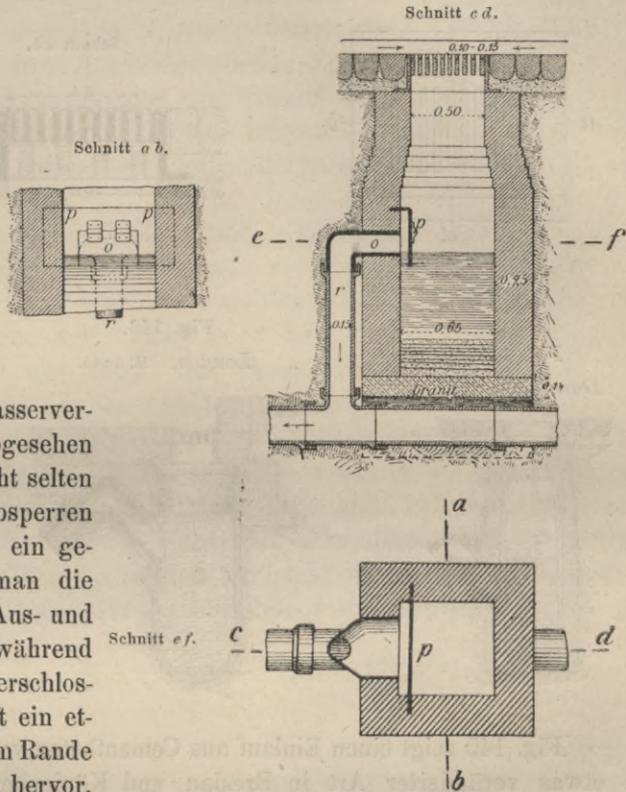
Der eigentliche Körper des Einlaufs oder der Einlaufkasten, welcher in seinem unteren Teile den Schlammfang enthält, wird aus Mauerwerk, Cementbeton, gebranntem Thon (unter Anwendung von Cementdichtung) oder aus Gußeisen hergestellt. Ersteres hat den Vorteil, daß es überall ohne besondere Vorkehrungen ausgeführt werden kann; doch ist dann die Herstellung des Einlaufs umständlicher, als bei Verwendung eines fertig geformten Kastens, welcher zugleich die Bildung des Wasserverschlusses in einfacher Weise gestattet und — mit Ausnahme der Ausführung in Eisen — bei größerem Bedarf billiger wird als Mauerwerk; ferner bieten solche Kasten die Möglichkeit der Versetzung an eine andere Stelle. Nach einer mehrfach üblichen Regel entfallen auf jedes qm der — als undurchlässig angesehenen — Straßensfläche 3 qm Schachtquerschnitt; doch wird die kleinste Abmessung des unteren Teiles des Rauminhalts und der Reinigung wegen selten unter 40 cm gewählt, während größere Weiten als 80 cm zu

den Ausnahmen gehören. Die Querschnittsformen sind kreisförmig, quadratisch und rechteckig, in den beiden letzten Fällen mit geraden oder ausgebauchten Seiten; die Wandstärke beträgt bei Mauerwerk 1 Stein, bei Cementbeton 5—8, bei gebranntem Thon 2,5—3,5, bei Gufseisen 1,3—2 cm. Der Wasserspiegel sollte des Frostes wegen nicht weniger als 1 m unter der Oberfläche liegen; die Tiefe des Schlammfanges beträgt 40 bis 80 cm. Für die an den Entwässerungskasten anschließende Ableitung genügt unter gewöhnlichen Verhältnissen eine Weite von 15 cm; bei Zuführung vieler Sink- und Schwimmstoffe oder beim Fehlen eines Schlammfanges empfiehlt sich eine Erweiterung auf 20, unter sehr ungünstigen Verhältnissen auf 25—30 cm.

Von der Ausführung eines Wasserverschlusses wurde früher vielfach abgesehen und auch heute noch finden sich nicht selten Einläufe ohne Vorrichtungen zum Absperrn der Kanalluft. In der That liegt ein gewisser Widerspruch darin, daß man die Deckel der Einsteigeschächte zum Aus- und Einströmen der Kanalluft benutzt, während die Einläufe für die nämliche Luft verschlossen gehalten werden. Indessen ruft ein etwaiges Ausströmen der Kanalluft am Rande der Bürgersteige eher Belästigungen hervor, als in der Mitte der Strafe, vorausgesetzt, daß die Kanäle nicht (wie z. B. in Berlin) auch in den Fußwegen liegen. Die große Mehrzahl der Einläufe erhält deshalb von vornherein einen Wasserverschluss von 10 bis 20 cm Höhe, dessen Anordnung aus den nachstehend beschriebenen Beispielen hervorgeht.

Fig. 142 stellt die in Berlin übliche Form der Einläufe dar. Der Kasten ist aus Mauerwerk mit äußerem Verputz hergestellt, hat quadratischen Querschnitt von 0,65 m Seite und ruht auf einer 0,14 m starken Granitplatte. Die Eisenplatte  $p$ , deren vor der Ablauföffnung liegender Teil behufs etwaiger Räumung der Öffnung aufgeklappt und mittels eines (nicht gezeichneten) Hakens festgehalten werden kann, hält die nicht vom Abdeckgitter abgefangenen Schwimmstoffe zurück; sie ist in ihrem wagerechten Teile durchbohrt, um ein Entweichen der Kanalluft zu ermöglichen. Da der Einlauf unmittelbar über bzw. dicht neben dem Strafsenkanal steht, so ist das Abflußrohr senkrecht in denselben eingeführt, was bei starkem Regen eine Rückstauwirkung nicht ausschließt. Das zugehörige Gitter ist in Fig. 143 und 144 dargestellt; bevor dasselbe durch Drehung um die Axe  $a$  geöffnet werden kann, muß der Hebel  $h$  mittels eines durch die Gitteröffnung gesteckten Hakens gehoben werden; das Gewicht des Gitters nebst Rahmen beträgt 195 kg. — Die Anordnung der Einläufe in Charlottenburg ist ähnlich, jedoch

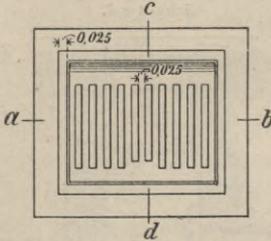
Fig. 142. Berlin. M. 1:50.



mit dem Unterschiede, daß das Abflusstück einen vollständigen bezw. doppelten Wasserverschluss erhalten hat.

Fig. 143 u. 144. Gitter für Einläufe. Berlin. M. 1:25.

Fig. 143.  
Grundrifs ohne das Pflaster.



Schnitt a b.

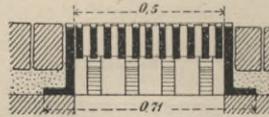


Fig. 144.

Schnitt c d.

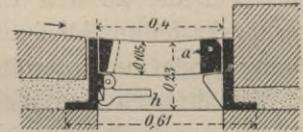


Fig. 145. 3  
Danzig. M. 1:55.

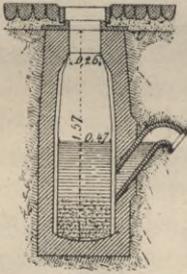


Fig. 146.

London. M. 1:45.

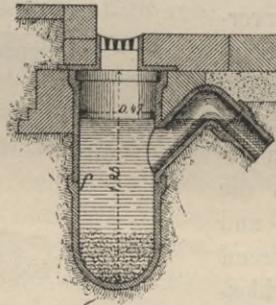


Fig. 147. Frankfurt. M. 1:50.

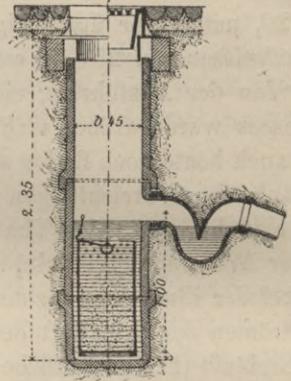


Fig. 145 zeigt einen Einlauf aus Cementbeton von der Form, wie er in Danzig und in etwas veränderter Art in Breslau und Königsberg zur Verwendung gelangte; der Wasserverschluss wird durch ein nach oben gebogenes Knierohr gebildet, welches am besten aus Eisen hergestellt wird. — Fig. 146 und 147 stellen zwei Einläufe aus gebranntem Thon dar, von denen Fig. 146 in London, Fig. 147 in Frankfurt häufig ausgeführt ist. Der Frankfurter Einlauf hat eine gröfsere, gegen Frost besser schützende Tiefe; auch ist durch die Art der Abdeckung dafür gesorgt, daß eine Verschiebung des Gitters gegen die Strafsenrinne möglich ist und daß der Raddruck nicht unmittelbar das obere Thonrohr trifft, daß ferner der durch Vermittelung eines Trichters erfolgende Zufuß in den Schlammeimer gelangt, wo die Sinkstoffe abgesetzt werden. Derartige Eimer erleichtern die Entfernung des Schlammes wesentlich; das Herausnehmen durch Baggerschaufeln ist umständlicher und weniger reinlich. Doch wird der Schlamm bei starkem Zulauf leicht in den Raum zwischen Einlaufwand und Eimer gespült, wodurch die Herausnahme des letzteren erschwert und die nachträgliche Beseitigung des zurückgebliebenen Restes erforderlich wird. Geiger gestaltet deshalb (D. R. P. 38210) den oberen Rand des Eimers konisch (Fig. 148) und lagert diesen auf einen ebenfalls konischen, an die aus gebranntem Thon, Cementbeton oder Gufseisen hergestellte Einlaufwand anschließenden Ring aus Gufseisen, sodafs der Eimer hängt und kein Schmutz in den oben erwähnten Zwischenraum gelangen kann. Die Entleerung des Eimers erfolgt durch den zum Aufklappen eingerichteten Boden in den Schlammwagen (welcher bei der von Geiger ausge-



Fig. 152.

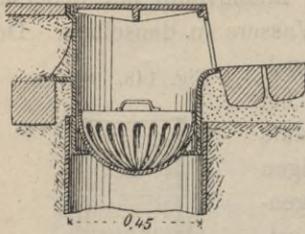


Fig. 154. Hamburg. M. 1:150.

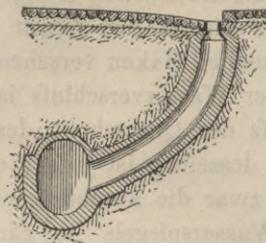


Fig. 155.

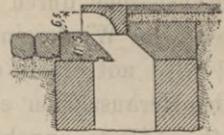


Fig. 153.

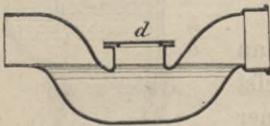
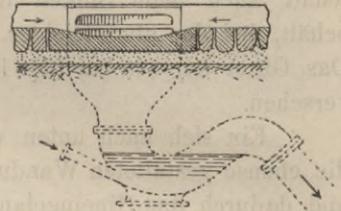
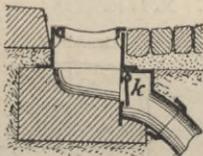


Fig. 156.



Einen Einlauf ohne Wasserverschluss und ohne Schlammfang, wie er in Hamburg bei den nicht chaussierten Straßen üblich ist, zeigt Fig. 154; in ähnlicher Weise sind die meisten Einläufe der Pariser und Brüsseler Kanäle ausgeführt, deren Mundstück Fig. 155 darstellt. Soweit dort Wasserverschlüsse bei Einläufen vorkommen, haben sie die Form der Fig. 156, welche weder bezüglich der Anordnung noch hinsichtlich der Tiefenlage als zweckmäßig bezeichnet werden kann. In Hamburg hat man nachträglich an verschiedenen Stellen in dem Mundloche des Einlaufs eine Klappe *k* angebracht

Fig. 157.



(Fig. 157), welche sich durch den Druck des zufließenden Wassers öffnet und bei trockenem Wetter die Kanalluft einigermaßen zurückhält. — Bei der Nichtanwendung eines Schlammfangs gelangen sämtliche Sinkstoffe in die Kanäle und müssen von dort durch Spülung und Ausräumung beseitigt werden. Letztere wird zwar durch die Möglichkeit der Begehung oder Bekriechung der Kanäle, welche in den genannten Städten vorhanden ist, erleichtert, bleibt aber immer eine unangenehme Arbeit. Auch ist gegen ein solches Verfahren einzuwenden, daß die Ausräumung sich teurer stellt, als die Beseitigung der Sinkstoffe aus den Schlammfängen. Selbst wenn es möglich ist, dieselben durch Spülung fortzuschaffen, bleibt immer noch die Ausbaggerung an der Mündungsstelle der Kanäle übrig.

Manchmal kommt es vor, daß zur Beseitigung besonders lästiger Übelstände eine einzelne unterirdische Entwässerungsanlage ausgeführt wird, während der Rest der Stadt vorläufig oberirdisch weiter entwässert. Es fließen dann der Einlaufstelle oft Rinnsteine zu, welche bei Regenwetter beträchtliche Mengen von Sink- und Schmutzstoffen mit sich führen, namentlich wenn auch die Straßenreinigung zu wünschen übrig läßt. Einlauföffnungen und Schlammfänge müssen dann zur Verhütung von Verstopfungen eine ausreichende Größe erhalten, die man entweder durch Anordnung mehrerer Einläufe hintereinander oder durch Anlage eines geräumigen Schlammfangs mit genügend großer Zuflußöffnung erreichen kann; im letzten Falle muß man jedoch meistens auf die Anordnung von Schlammeimern verzichten. Unter Umständen ist auch die Anlage eines Vorkastens *A* nach Art der Fig. 158 (englische Anordnung) am Platze, welcher das Wasser durch Überlauf und die hohlen Fugen des Mauerwerks nach *B* abgibt. — Bei Aufnahme des Wassers aus Aufsengebieten erweitert sich der Vorkasten zu einem Kessel,

in dem sich die gröbereren Sinkstoffe niederschlagen und der bei starkem Gefälle und schlecht befestigten Ufern des zufließenden Wassers oft beträchtliche Abmessungen erhalten muß.

Fig. 158.

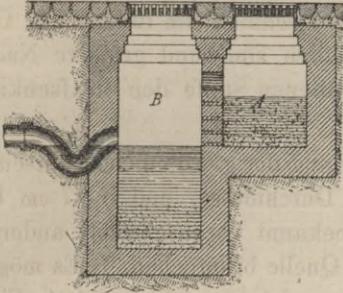
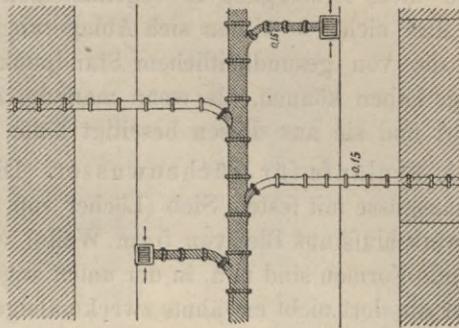


Fig. 159.



Der Anschluß der Einlaufleitungen an den Strafsenkanal erfolgt tangential oder unter möglichst spitzem Winkel (Fig. 154 und 159). Da diese Leitungen bei tiefliegenden Kanälen ein starkes Gefälle erhalten, so ist die Verlegung mit Sorgfalt vom Strafsenkanal aus vorzunehmen, damit eine Bewegung in senkrechter Richtung vermieden wird, weil diese eine Lockerung des Anschlusses an den Einlaufkasten zur Folge haben würde.

#### B. Hauseinläufe.

Die von den Grundstücken in die Strafsenkanäle gelangenden Abwässer entstammen vorzugsweise der Küche und den Abtritten; hierzu kommt noch das Badewasser, das Spülwasser der Waschbecken und Waschküchen, etwaiges Abwasser vom Gewerbebetrieb und bei Regen der den Höfen und Dächern entstammende Zufluß. Während das Hofwasser Sinkstoffe von ähnlicher Zusammensetzung enthält, wie sie auf den Strafsen vorkommen und das Dachwasser manchmal Bestandteile vorzugsweise mineralischer Art (Abbröckelung von alten Dächern oder von den Putzflächen der neben den Dächern stehenden Hauswände, erdige Bestandteile von Holzcementdächern), ferner Laub, Papier u. dergl., welches auf niedriger gelegene Dächer geworfen wurde, sowie Ruß zuführt, gelangt durch den Ausguß der Küche mit den verflüssigten Speiseabgängen zugleich mehr oder weniger Fett in die Kanäle. Überschreitet die Menge desselben eine bestimmte Grenze, so sondert es sich von den übrigen Beimengungen ab, haftet in erkaltetem Zustande an den Kanalwandungen, hält hier auch andere Sink- und Schwimmstoffe fest und bildet im Verein mit denselben Ablagerungen, welche infolge einer gewissen Zähigkeit der Spülwirkung widerstehen. Ähnliche Ablagerungen können durch schmutziges Seifenwasser aus Waschküchen eintreten, während sie sich bei Auswurfstoffen, sobald diese nur fein zerteilt und mit der nötigen Wassermenge in die Kanäle gelangen, nur selten finden; ebensowenig bei Badewasser (Moor- und ähnliche Bäder in Badeanstalten ausgenommen). Aus dieser verschiedenartigen Beschaffenheit der Abfluswässer ergeben sich die Gesichtspunkte, welche für die Anordnung der Hauseinläufe behufs Zurückhaltung der den Kanälen nachteiligen Stoffe maßgebend sein müssen.

Als Regel gilt für sämtliche Einlaufstellen ein Wasserverschluß auch dann, wenn das Hausnetz mit dem Strafsenkanal in keiner offenen Verbindung stehen sollte. Ein Verschluß ist nötig, weil die Luft in den Hausrohren infolge ihrer fortwährenden Berührung mit organischen Stoffen niemals rein ist und deshalb vom Innern des Hauses ferngehalten

werden muß. Nur die Regenrohre erhalten — mit Ausnahme der weiter unten erwähnten Fälle — keinen Wasserverschluss, weil sie die Verbindung der Strafsenkanäle mit der Außenluft vermitteln und zu ihrer Lüftung dienen sollen. Ferner ist bei allen Einlaufstellen Gewicht darauf zu legen, daß die zurückgehaltenen Stoffe leicht beseitigt werden können und daß diese Beseitigung in regelmäßigen Zwischenräumen vorgenommen wird. Geschieht dies nicht, so bilden sich Ablagerungsstellen von Schmutz im Innern der Grundstücke, die von gesundheitlichem Standpunkte bedenklich sind und größere Nachteile zur Folge haben können, als wenn man die zurückgehaltenen Stoffe den Strafsenkanälen zugeführt und sie aus diesen beseitigt hätte.

1. Einläufe für Küchenwasser. Die Einrichtung der gewöhnlichen gußeisernen Küchenausgüsse mit festem Sieb (Löcher von 6—8 mm Durchmesser und 5—7 cm hohem Wasserverschluss aus Blei von 5 cm Weite) wird als bekannt vorausgesetzt; andere vorkommende Formen sind u. a. in der unten angegebenen Quelle besprochen.<sup>59)</sup> Es möge deshalb nur die dort nicht erwähnte zweckmäßige Anordnung der Fig. 160 und 161 (Fig. 160

Fig. 160. M. 1:7,5.

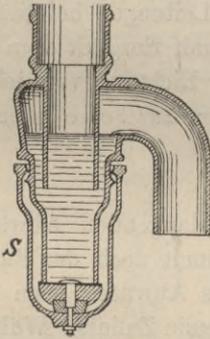


Fig. 161. M. 1:7,5.

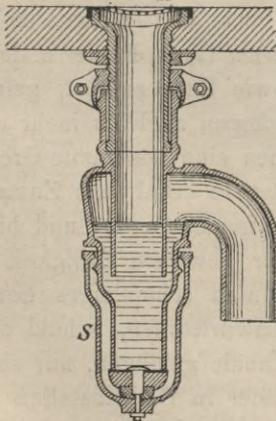
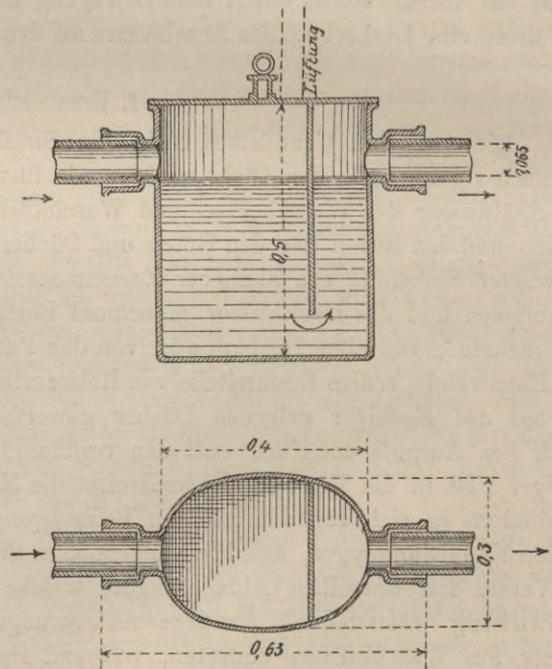


Fig. 162. M. 1:16.



für einen gußeisernen, Fig. 161 für einen steinernen Ausgufs) hervorgehoben werden, wobei sich der Inhalt der angebrachten Schlammbüchse beim Abschrauben der Schale *S* in diese entleert (D. R. P. 40 292, angefertigt von der Hallberger Hütte). Eine solche Schlammbüchse hält bei einiger Tiefe auch den größten Teil des in den Ausgufs gelangten

<sup>59)</sup> E. Marx im Handbuch der Architektur. 2. Aufl. Darmstadt 1892, III. Teil, 5. Band, S. 68—75. — M. Knauff. Dasselbst S. 218.

Sandes zurück, während die Abscheidung des Fettes durch Einschalten eines Fettfangs möglich ist. Das bei dem verlangsamten Abfluß nach oben steigende Fett wird in Fig. 162 durch die eintauchende Zunge, in Fig. 163 (Anordnung von Geiger) durch einen Trichter und einen eingehängten Eimer zurückgehalten. Die Ausführung erfolgt in gebranntem Thon bezw. Steingut oder Eisen; die Aufstellung geschieht in der Küche in der Nähe der Ausgufsstelle, wobei die Topfform (Fig. 162) am geeignetsten ist oder am Fusse des Fallrohres, wo ein Fettfang für mehrere Küchen dient. Der letztgenannte Fall setzt voraus, daß Spülabtritte und Badewannen ein besonderes Fallrohr erhalten, weil es nicht zulässig ist, die Auswurfstoffe durch den Fettfang zu leiten und weil das in großer Menge abfließende Badewasser das angesammelte Fett wieder mitreißen würde; aus demselben Grunde empfiehlt es sich, das Küchenwasser von der Seite her zuzuführen. Zum Entweichen der vom Wasser verdrängten Luft, sowie zur Lüftung dient ein Luftröhr (Fig. 162), welches mit dem Abfallrohr oder mit dem Lüftungsrohr zweiter Ordnung (siehe weiter unten) in Verbindung gebracht wird. Die Einschaltung einer oder mehrerer solcher Einrichtungen darf bei größeren Küchen nicht fehlen und ist insbesondere in Gasthäusern und Metzgereien, sowie bei allen gewerblichen Anlagen, welche Fett oder Seife verarbeiten, unbedingt erforderlich; für solche zeigt Fig. 164 einen Fettfang mit zwei hintereinander liegenden Behältern, wie er in Karlsruhe verwendet wird. Für gewöhnliche Küchen und Waschküchen wird in der Regel kein Fettfang vorgesehen und bei gutem Gefälle der Hausleitungen und Strafsenkanäle ist ein solcher auch weniger nötig; andererseits ist ein Teil der oben beschriebenen Reinigungsarbeiten der Strafsenkanäle auf das Hineingelangen von Fettstoffen zurückzuführen. Kommt ein für mehrere Küchen zugleich dienender Fetttopf zur Anwendung, so darf derselbe nicht allzuweit vom Fusse des Fallrohres aufgestellt werden, damit sich das Wasser nicht vorher zu sehr abkühlt; in Wiesbaden ist als größter Abstand 2,5 m vorgeschrieben. Liegt der Hofeinlauf (siehe weiter unten) in der Nähe des Küchenfallrohres, so läßt sich derselbe bei mäßiger Gröfse des Hofes (Grenze in Wiesbaden 45 qm) zugleich als Fettfang benutzen.

2. Einläufe für Höfe, Waschküchen und gewerbliche Anlagen. Zur Abführung des auf den Höfen abfließenden Regenwassers, welches Sand, Laub, Stroh u. dergl. mit sich führt, eignen sich die in Fig. 143—148 dargestellten Anordnungen, welche jedoch, wenn es sich nicht gerade um große Flächen handelt, kleinere Abmessungen (etwa 0,25—0,35 m im Durchmesser) haben können. Fig. 149 und 150 sind wegen des herausnehmbaren Wasserverschlusses und Fig. 151 ist wegen des Fehlens eines solchen nicht zu empfehlen. Nicht selten ist man gezwungen, den Abstand zwischen Hoffläche und Wasserspiegel knapp zu bemessen, um genügendes Gefälle nach dem

Fig. 163. M. 1:16.

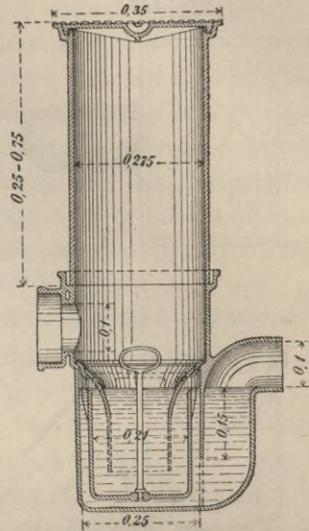
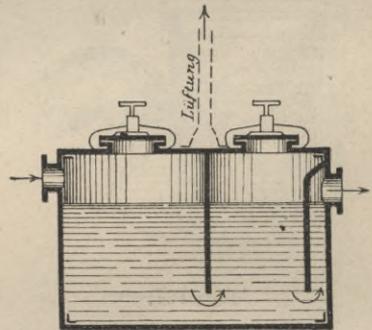


Fig. 164.



Straßenkanal zu erlangen; es ist dann für möglichst geschützte Lage des Einlaufs Sorge zu tragen. Ist eine solche vorhanden, so eignet sich eine der mit herausnehmbarem Gefäß versehenen Anordnungen Fig. 165, 166 (Geiger) oder 167, die beiden letzteren

Fig. 165.

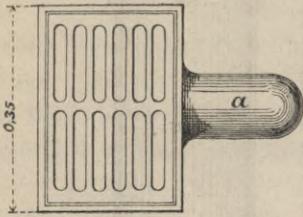


Fig. 168.

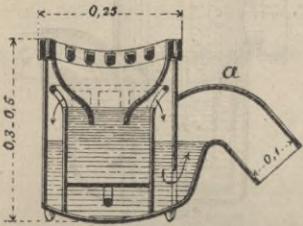
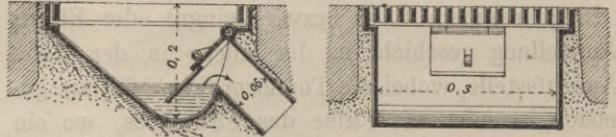


Fig. 169.

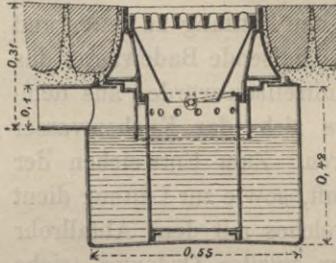


Fig. 166.

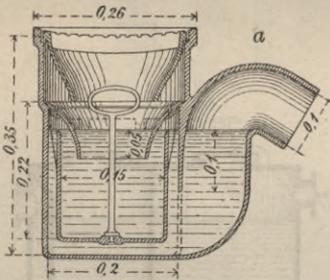


Fig. 170.

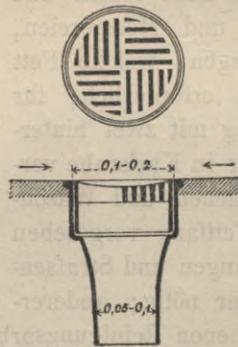


Fig. 167.

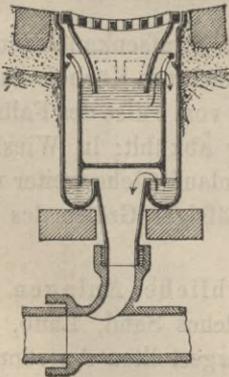
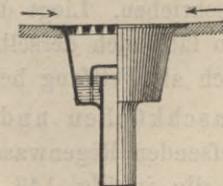


Fig. 171.



mit doppeltem Wasserverschluss; bei fehlenden Sinkstoffen genügt auch Fig. 168. Gegen Einfrieren bei flacher Lage soll Fig. 169 (D. R. P. 34 824) schützen; die warme Kanalluft bestreicht hier die verhältnismäßig große Oberfläche des den Geruch-

verschluss bildenden Wassers, sowie einen Teil des Einlaufkastens. In überkellerten Höfen wird der aus Gufseisen bestehende Einlauf in das Gewölbe gehängt und die Anschlussleitung zweigt innerhalb des Kellers ab.<sup>60)</sup> Sind Verstopfungen zu befürchten, so empfiehlt es sich, bei a (Fig. 165 und 166) einen Stutzen anzufügen und mit demselben ein senkrechttes Rohr zu verbinden, das bis unter das Hopfpflaster reicht und dort abgedeckt wird.

Einläufe mit senkrechten Mundöffnungen (Fig. 149, 151, 152) kommen auf Höfen seltener vor, weil daselbst mit Bordsteinen eingefasste Fußwege zu den Ausnahmen gehören.

Fußboden-Entwässerungen in Erd- und Kellergeschossen er-

folgen nach Fig. 170 und 171 ohne und mit Wasserverschluss durch Siebe, welche meistens emailliert und in der Muffe eines Rohres befestigt sind, welches zu der betreffenden Zweigleitung des Hofeinlaufs gehört.

<sup>60)</sup> Eine solche Anordnung von Knauff findet sich im Handbuch der Architektur III. 5, S. 227.

Vorstehende Anordnungen eignen sich auch für Waschküchen und werden dann wohl mit größeren Gittern ausgestattet. Der bei größerem Waschbetriebe und in Waschanstalten einzufügende Fettfang erhält seinen Platz erst in einiger Entfernung vom Einlauf, damit die mit den fettigen Schmutzstoffen beladene Lauge etwas abgekühlt eintreten kann und ein Aufwühlen durch das Ausgießen größerer Wassermengen vermieden wird.

Für umfangreiche gewerbliche Betriebe, welche größere Mengen von Abwasser mit Sinkstoffen, Fett, Seifen, Säuren, Lauge oder anderen den Strafsenkanälen nachteiligen Beimengungen erzeugen, wird eine weitergehende Vorreinigung und Klärung erforderlich, welche in besonderen Behältern mit oder ohne Zusatz von chemischen Mitteln erfolgt. Eine Vorbehandlung durch Leitung in offenen Rinnen u. s. w. wird auch nötig, wenn es sich um Abkühlung allzu heißen Wassers handelt; in den meisten Städten besteht die Vorschrift, daß dasselbe nicht über 35 bis 40° C. haben soll, weil eine Beförderung der Zersetzung des Kanalwassers infolge der erhöhten Wärme befürchtet wird.

3. Einläufe für Dachwasser. Die Fortleitung des Regenwassers, welches von den straßenseitig entwässernden Dachflächen abfließt, geschieht zweckmäßig auf unterirdischem Wege, weil oberirdische oder flach eingedeckte Verbindungsrinnen zwischen Rinnstein und Regenrohr die Herstellung guter Gangbahnen erschweren. Auch empfiehlt sich der unterirdische Abfluß, um die Lüftung der Strafsenkanäle zu erleichtern.

Die Menge der Sink- und Schwimmstoffe, welche von den Dächern in die Kanäle gelangen können, ist nicht beträchtlich und steht in keinem Verhältnis zu derjenigen,

welche täglich durch die Hausleitungen zugeführt oder bei starkem Regen von den Straßen und Höfen mitgespült werden. In manchen Städten sieht man deshalb von besonderen Vorkehrungen zum Zurückhalten jener Stoffe überhaupt ab; der Anschluß wird dann nach Fig. 172 durch Vermittelung eines gusseisernen Rohres bewerkstelligt, da es sich des Rostens wegen nicht empfiehlt, Zinkblech mit dem Erdboden in Verbindung zu bringen; die Dichtung zwischen Zink- und Gufseisenrohr erfolgt mit Blei, die des letzteren und des anschließenden Thonrohres mit Cementmörtel (1:3). Zweckmäßig ist es, das Stück der Leitung von der Oberfläche bis zum Zweigkanal ganz aus Gufseisen mit Bleidichtung herzustellen, weil dasselbe bei starkem Regen unter Druck stehen kann und ein Ausspülen der Thonrohrdichtung möglich ist. – In den meisten Städten

wird jedoch die Einfügung eines Schlammfangs vorgeschrieben, so in Dresden (Fig. 173), Erfurt (Fig. 174), wo ein Korb eingehängt ist, der Laub und einzelne Steine auffängt.

Fig. 172.

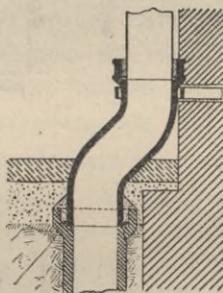


Fig. 174. Erfurt.

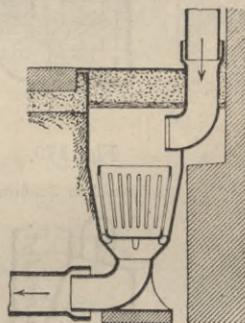


Fig. 173. Dresden. M. 1:33.

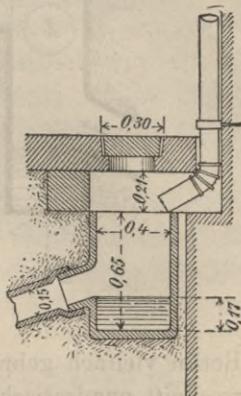


Fig. 175.

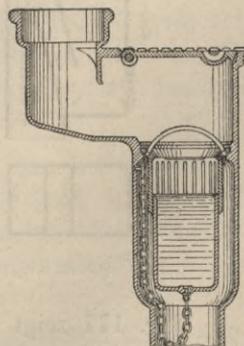


Fig. 175 zeigt eine Anordnung von Geiger mit einem als Schlammfang dienenden Eimer. Diese Anlagen befinden sich sämtlich unter der Erde und sind ohne Wasserverschluss, um die Lüftung der Strafsenkanäle zu ermöglichen. Ein Abschlufs wird jedoch erforderlich, wenn das Regenrohr in der Nähe der Fenster bewohnter Räume mündet (in Wiesbaden, wenn die Mündung den Fenstersturz nicht mindestens 1 m überragt oder 2 m seitwärts vom Fenster absteht); er wird dann ähnlich gebildet, wie bei den Strafsen- und Hofeinläufen (Fig. 176).

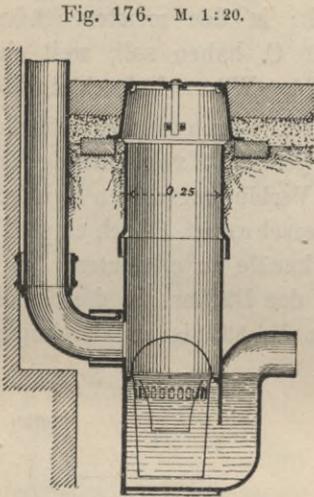


Fig. 176. M. 1:20.

Fig. 177. Berlin. M. 1:15.  
Ansicht. Schnitt a b.

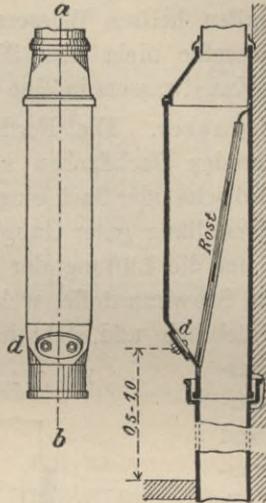


Fig. 178. M. 1:15.  
Schnitt a b.

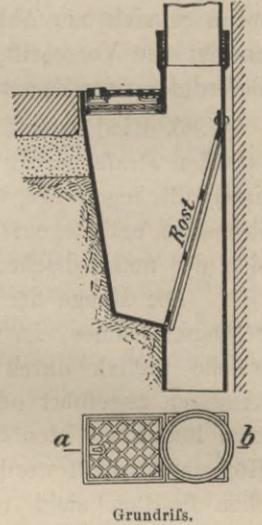


Fig. 179.  
Lotrechter Schnitt.

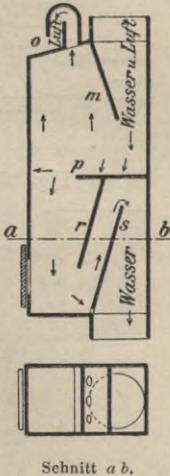


Fig. 180. M. 1:15.  
Schnitt A B.

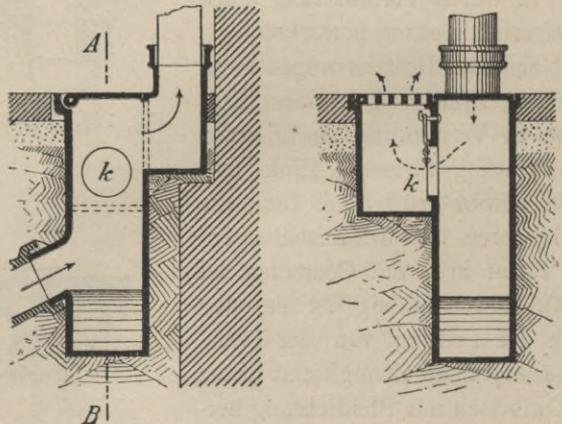


Fig. 177 zeigt eine in Berlin vielfach gebräuchliche über der Erde liegende Anordnung in Form eines im Querschnitt quadratischen Kastens, in welchen ein diagonaler Rost eingefügt ist; die zurückgehaltenen Stoffe können dann nach Abnahme des Deckels *d* beseitigt werden. Ein solcher Regenrohrkasten (in Berlin „Siphon“ genannt) ist bei

Gebäuden mit Sockelgesimsen oder bei vertiefter Lage des Regenrohres schwer anzubringen und sieht auch unschön aus. Er wird deshalb häufig durch einen unterirdischen Einlauf ersetzt, beispielsweise durch die Anordnung der Fig. 178, bei welcher der schräge Rost beibehalten ist.

Ein wichtiger, bei Anschluss der Regenrohre zu berücksichtigender Umstand ist der, dass das herabfallende Wasser stets Luft mitreißt. Nach Versuchen von Habermann betrug die mitgeführte Luftmenge bei einem Regenrohr von 21,75 m Höhe und 1,75 sl Zufluss nicht weniger als 15,7 sl, also das neunfache der Wassermenge; die Spannung der Luft 1,75 m über dem Erdboden entsprach dem Druck einer Wassersäule von 0,75 m Höhe.<sup>61)</sup> Bei der großen Zahl der Regenrohre werden den Kanälen demnach erhebliche Luftmengen zugeführt, welche geeignet sind, Stockungen im Abfluss herbeizuführen, wenn nicht dafür gesorgt wird, dass die eingedrungene Luft schnell genug entweichen kann. Besser ist es, ein solches Eindringen von vornherein zu verhindern; dies geschieht bei der Anordnung von Habermann (D. R. P. 63518), welche die Form eines über dem Erdboden einzuschaltenden Kastens beibehält, dadurch, dass das Gemisch von Luft und Wasser auf die Platte *p* (Fig. 179) fällt. Hierdurch, sowie durch den Abfluss zwischen den beiden Zungen *r* und *s* wird seine Bewegung verlangsamt, sodass die Luft Zeit gewinnt, sich abzusecheiden und bei *o* zu entweichen; *m* dient zur Führung des herabfallenden Wassers. Der gleiche Zweck dürfte sich bei Fig. 174—176 dadurch erreichen lassen, dass man den Reinigungsdeckel mit einigen Öffnungen versieht, durch welche die gespannte Luft austritt. Ein solcher Austritt findet dann aber auch — ebenso wie durch *o* bei Fig. 179 — bei Trockenwetter statt; um ihn zu vermeiden, empfiehlt sich die Anordnung Fig. 180, wo die Klappe *k* die gespannte Luft während des Regenwetters entweichen lässt, während sie sonst die Kanalluft zurückhält, ohne die lüftende Wirkung des Regenrohres zu hindern. Die punktierten Pfeile geben den Weg der Luft bei Regenwetter, die ausgezogenen denjenigen bei trockenen Zeiten an.

In Gegenden mit strengen Wintern macht man oft die Beobachtung, dass sich in den an die Strafsenkanäle angeschlossenen Regenrohren ringförmige Eisansätze bilden (Fig. 181), welche den Querschnitt verengen und ihn unter Umständen vollständig versperren können. Dieser Übelstand, welcher namentlich an der Nordseite der Gebäude auftritt, ist auf Niederschläge aus der feuchten, das Rohr durchstreichenden Kanalluft zurückzuführen; er lässt sich dadurch vermindern, dass man im Winter einen beweglichen Wasserverschluss — etwa nach Art der Figuren 149 und 150 — einfügt, oder eine Klappe einhängt, wodurch freilich die lüftende Wirkung des betreffenden Rohres aufgehoben wird. Auch kann es sich empfehlen, in einiger Höhe über der Oberfläche das Rohr mit einem verschließbaren Stutzen zu versehen, in welchen sich warme Luft durch eine bewegliche Heizvorrichtung einführen lässt.

Fig. 181.



Die Regenrohre an der Hofseite der Gebäude erhalten gleiche Einläufe, wie die der Vorderseite, wenn sie nicht ihr Wasser in offene Rinnen ergießen, welche in den Hofeinlauf münden. — Die engen Rohre, welche das Regenwasser der Erker und Vorbauten abführen, erhalten am besten offenen Abfluss, um den Austritt von Kanalgasen zu verhindern.

Die Regenrohre der Vorderseite schließen entweder mit besonderen Leitungen an den Strafsenkanal oder sie münden unter spitzem Winkel in das Grundrohr der Haus-

<sup>61)</sup> Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1892, S. 1288.

entwässerung, sofern diese Verbindung kürzer ist und keine zu große Belastung desselben stattfindet (vergl. die Berechnung S. 407). Einer solchen kann zwar durch Vergrößerung der Lichtweite entgegen gewirkt werden, doch empfiehlt es sich nicht, diese über 15 cm zu wählen, weil sonst die Geschwindigkeit bei Trockenwetterabfluß zu gering wird. Die Abscheidung der mitgerissenen Luft vor der Einführung der Regenrohre in die Hausleitung ist besonders wichtig, weil sonst nachteiliger Rückstau bzw. ein Herausdrängen der Wasserverschlüsse aus den niedrig belegenen Ausgufsstellen eintreten kann. Infolge der in Berlin gemachten Erfahrungen ist daselbst der Anschluß der vorderen Regenrohre in das Grundrohr der Hausentwässerung nicht gestattet, insbesondere dann nicht, wenn im Keller Ausgüsse vorhanden sind. Derselbe erfolgt vielmehr durch besondere, 10 cm weite Leitungen unmittelbar in den Strafsenkanal (F. 11, T. IX), wobei für den Fall, daß der Anschlußsstutzen des letzteren die übliche Weite von 15 cm haben sollte, ein Übergangsrohr eingeschaltet wird.

Die gesonderte unterirdische Abführung des Regenwassers von der Rückseite der Gebäude würde die Kosten des Hausnetzes wesentlich vermehren und auch die Spülung desselben beeinträchtigen; ausnahmsweise kann sie jedoch unter den Verhältnissen der Fig. 44, S. 401 am Platze sein.

Manchmal ist es gestattet (u. a. in Wiesbaden und einigen westfälischen Städten), die Regenrohre auch zur Abführung des Küchenwassers zu benutzen. Eine solche Art der Benutzung gefährdet jedoch bei starkem Regen die Wasserverschlüsse der Ausgufsstellen, wenn nicht ein Lüftungsrohr zweiter Ordnung angebracht wird (siehe § 10, B.). Auch ist diese Anordnung nur bei mäßiger Höhe der Gebäude (1—2 Geschosse), sowie in Gegenden mit mildem Winter zulässig, weil beim Hinablaufen des Wassers eine Abkühlung eintritt, durch welche ein Anhaften der Fettstoffe an den Rohren herbeigeführt werden kann. Der in solchen Fällen gebräuchliche Abschluß nach Fig. 176 hat den Nachteil, daß er die Lüftung des Rohres aufhebt; besser ist es, von einem Abschluß ganz abzusehen, dagegen für guten Abzug der mitgerissenen Luft zu sorgen oder das Regenrohr in den Hofeinlauf über dem Wasserspiegel münden zu lassen.

Zweckmäßig erfolgt die Ausführung der Hauseinläufe nach guten Mustern, welche vom Bauamt beschafft werden oder von denen dasselbe Lager hält, aus welchem die Abgabe an die Hausbesitzer erfolgt. Weiterzugehen und die Aufstellung der Einläufe sowie die Herstellung der Anschlußleitungen durch die Stadt ausführen zu lassen, empfiehlt sich in der Regel nicht (wenigstens nicht in größeren Städten), weil der Umfang der Geschäfte zu sehr anwachsen und die Verantwortlichkeit eine zu umfangreiche und lästige sein würde. Eine Ausnahme macht der Anschluß der an der Vorderseite der Häuser befindlichen Regenrohre, weil diese in der Regel schon auf der öffentlichen Straße münden und die Arbeiten bis zur Grenze des Grundstücks ohnedies von der städtischen Verwaltung ausgeführt werden. Dagegen ist es durchaus erforderlich, die im Auftrage der Hausbesitzer auf den Grundstücken hergestellten Arbeiten genau zu überwachen und beispielsweise die Leitungen nicht verfüllen zu lassen, bevor sie nicht in zuverlässiger Weise bezüglich ihres Gefälles und ihrer Dichtung geprüft und abgenommen sind. Daß hierzu eine entsprechende Zahl von brauchbaren Aufsichtskräften vorhanden sein muß, möge deshalb hervorgehoben werden, weil es an solchen in der Regel fehlt; die Untersuchung beschränkt sich dann meistens auf eine Besichtigung der fertigen Anlage, bei welcher Fehler schwerer zu entdecken und noch schwerer zu beseitigen sind.

C. Abführung des Grundwassers.

In Ergänzung des in § 2 unter E. Gesagten möge noch darauf hingewiesen werden, daß erfahrungsmäßig auch wasserdicht hergestellte unterirdische Kanäle die Nebenwirkung haben, das umgebende Terrain zu drainieren und trocken zu machen. Der zur Zufüllung der Baugrube verwandte Boden erlangt nämlich erst nach längerer Zeit die ursprüngliche Dichtigkeit wieder und es entsteht außerhalb der Kanalwände ein zusammenhängendes Netz von lockeren Räumen, welche Wasser aufnehmen und es abwärts bis in das tiefer gelegene Grundwasser oder bis zur Mündung der Kanäle führen. Diese Wassermenge ist zwar für den einzelnen Kanalstrang nur sehr gering; da sie aber beständig und neben allen Kanälen abgeführt wird, so bleibt die günstige Wirkung, namentlich bei einem dichten Kanalnetz, selten aus.

Fig. 182.

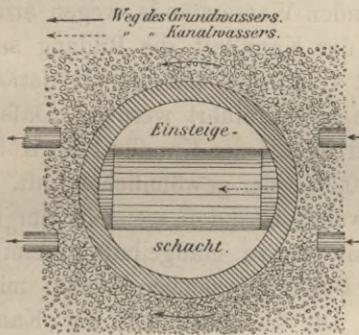
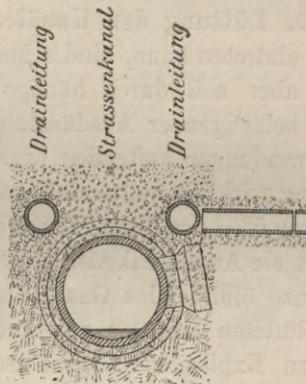
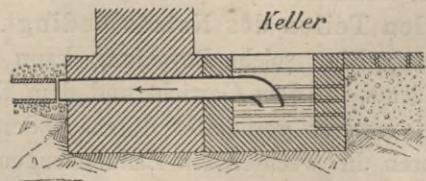


Fig. 183.



Sehr unterstützt wird diese Wirkung dadurch, daß man die Baugrube nicht wieder mit dem ursprünglichen Boden, sondern in einer gewissen Höhe mit Kies oder reinem groben Sande verfüllt, unter Umständen bis zum Straßenspflaster hinauf. Es muß aber dafür Sorge getragen werden, daß auch die Einsteige- und Spülschächte mit einer solchen drainierenden Schicht umgeben werden (Fig. 182). Gute Dienste leisten ferner Drainröhren, welche neben den Kanälen (Fig. 183) in die Baugrube verlegt und an passenden Stellen in öffentliche Wasserläufe eingeführt werden. Der Anschluß der unter Nässe leidenden Keller erfolgt dann durch besondere Drainleitungen, welche mit Kies verfüllt werden und in die neben den Kanälen liegenden Drainrohre bzw. in die Umhüllung derselben münden (Fig. 184), nicht aber durch Vermittelung der Hausleitungen, weil diese gelegentlichem Rückstau durch Kanalwasser ausgesetzt sind. Leitet man die neben den Straßkanälen befindlichen Drainrohre in Ermangelung einer anderen geeigneten Vorflut in die Einsteigeschächte, so ist die Mündung mit einer gegen Rückstau schützenden Klappe aus verzinktem Eisenblech zu versehen; außerdem ist der Mündungspunkt möglichst weit unterhalb des zu drainierenden Grundstücks anzunehmen, damit beim Versagen der Rückstauklappe (welche auch die den Kanal umgebenden Bodenschichten vor Verunreinigung schützen soll), gleichwohl kein Eindringen des Kanalwassers in die Keller stattfinden

Fig. 184.



kann. Bei genügender Stärke des Zuflusses und geeigneter Höhenlage desselben läßt sich das Grundwasser oft mit Vorteil zum Speisen der Spülschächte nutzbar machen (§ 3, D.).

In Breslau sind solche Drainierungen gleichzeitig mit den Entwässerungsanlagen für einen Teil der Stadt in einem zusammenhängenden Netze (i. J. 1890 von 5600 m Länge) ausgeführt, dessen unterster, 0,314 m weiter Strang in den tief liegenden Wasserspiegel des Stadtgrabens ausmündet und an welches etwa 100 Grundstücke mit besonderen Drainleitungen angeschlossen sind. — Erschwert wird die Drainierung, wenn das Stadtgebiet aus einem sandigen oder kieshaltigen, mit Grundwasser angefüllten Boden besteht (wie in Berlin und anderen in Flufsniederungen liegenden Städten), oder wenn das abgeführte Grundwasser nebst dem Kanalinhalt durch Auspumpen beseitigt werden muß. In Danzig ist es deshalb nur den bewohnten, nicht aber den unbebauten Grundstücken gestattet, ihr Grundwasser den Kanälen zuzuführen.

**§ 10. Lüftung der Kanäle.** Öffnungen, aus denen die Kanalluft aus- und in welche sie eintreten kann, sind schon der wechselnden Wasserstände wegen erforderlich; außerdem aber soll durch häufige Erneuerung der Kanalluft die Bildung schädlicher Gase und belästigender Ausdünstungen möglichst vermieden und die Oxydation der an den Kanalwänden haftenden organischen Stoffe herbeigeführt werden. Dafs ein solcher Vorgang wirklich stattfindet, dafür spricht der Gehalt der Kanalluft an Kohlensäure, welcher bis zu 5<sup>0</sup>/<sub>100</sub> des Raumgehalts beträgt gegen 0,3<sup>0</sup>/<sub>100</sub> der gewöhnlichen Luft.<sup>62)</sup> Außerdem enthält sie Ammoniakgas, während sich Schwefelwasserstoff meistens nur in Spuren findet, ebenso ölbildendes Gas. Sumpfgas kommt nur in mangelhaft gereinigten und schlecht gelüfteten Kanälen vor und kann beim Besteigen solcher Kanäle mit offenen Laternen zu Explosionen Veranlassung geben. Die Beschaffenheit der Kanalluft ist keineswegs immer die nämliche; demgemäß wechselt auch ihr spezifisches Gewicht, obschon nicht so sehr wie das der Außenluft, bei welcher die Wärme- und Feuchtigkeitsschwankungen größer sind.

Eine ziemlich vollständige Erneuerung der Kanalluft tritt nach einem starken Regen durch Anfüllung der Querschnitte mit Wasser ein; ferner ist ein regelmäfsiger Spülbetrieb von Einfluß, weil bei demselben gleichfalls eine mehr oder weniger vollständige Füllung der Kanalstrecken stattfindet; endlich setzt eine zeitweise Räumung der Kanäle die vorherige Lüftung derselben voraus, um den Arbeitern den Aufenthalt zu ermöglichen; diese Lüftung erfolgt durch gleichzeitiges Öffnen mehrerer Einsteigeschächte. Die beste Lüftung geschieht aber durch beständige Erneuerung der Kanalluft, welche wieder eine fortwährende Bewegung derselben in allen Teilen des Netzes bedingt.

Eine solche Bewegung kann hervorgerufen werden durch Unterschiede in der Wärme, in dem Gewicht und dem Feuchtigkeitsgehalt der äußeren und der Kanalluft, bei ersterer veranlaßt durch Änderung von Luftwärme und Luftdruck, bei letzterer durch die wechselnden Zuflussmengen von warmem und kaltem Wasser, sowie durch die mit den Jahreszeiten sich ändernde Wärme des die Kanäle umgebenden Bodens. In geringerem Grade wird die Bewegung veranlaßt durch den Abfluß des Wassers in

<sup>62)</sup> Renk. Die Kanalgame, deren hygienische Bedeutung und technische Behandlung. München 1882. — Der Nachweis des Kohlensäuregehalts wird unter anderem auf einfache Weise ermöglicht durch den Wolpert'schen Luftprüfer. Siehe H. Wolpert. Eine einfache Luftprüfungsmethode auf Kohlensäure mit wissenschaftlicher Grundlage. Leipzig 1893.

den Kanälen; die unmittelbar über der Wasseroberfläche liegende Luftschicht wird zwar mitgeführt, doch ist der Wasserquerschnitt bei Trockenwetter zu klein, um einen merk- baren Einfluss auf den viel größeren Luftquerschnitt auszuüben. Nur bei starkem Ge- fälle des Kanals und bei Spülungen mag dieser Einfluss, der in den Münchener Kanälen regelmäsig stattfinden soll, mehr hervortreten, während unter gewöhnlichen Verhältnissen nicht mit ihm zu rechnen ist. Die Wirkung des Windes kommt namentlich bei frei- liegenden Kanalmündungen, ferner bei den zu Lüftungszwecken angeschlossenen Regen- rohren und Hausleitungen zur Geltung. In London ist mit Erfolg der Versuch gemacht, größere durch Wind betriebene Saugeinrichtungen für Strafsenkanäle zu verwenden<sup>63)</sup>; dagegen sind Lüftungsvorrichtungen, welche durch Dampf betrieben werden, nicht be- kannt geworden.

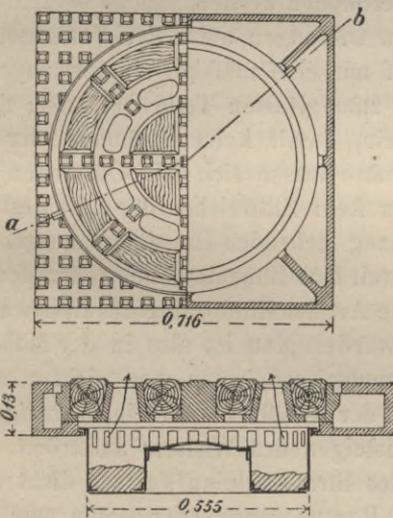
### A. Lüftung der Strafsenkanäle.

Für jede Art der Lüftung sind genügende Öffnungen zum Austritt der Kanal- und zum Eintritt der Außenluft erforderlich und zwar werde hierbei

1. zunächst der wichtige Punkt ins Auge gefasst, daß der Kanalluft Gelegen- heit gegeben werden muß, beim Eintritt von Sturzregen schnell entweichen zu können. Da auf eine vollständige Füllung der Leitungen zu rechnen ist (vergl.

Fig. 185. M. 1:20.

Grundrifs.

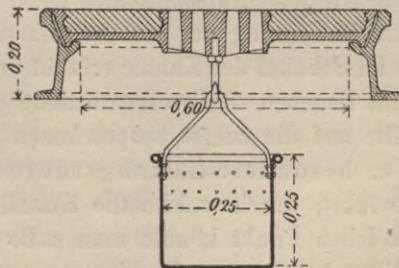


Schnitt a b.

Fig. 50 u. 51, S. 403), so müssen jene Öff- nungen wenigstens zum Teil im Scheitel der Kanäle liegen. Sie werden gebildet

a. mittels Durchlochung der Deckel der Einsteigeschächte. Zur Zurückhalt- ung des durchfallenden Schmutzes dient in Berlin eine auf dem Rande des Rahmens

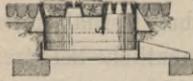
Fig. 186. M. 1:16.



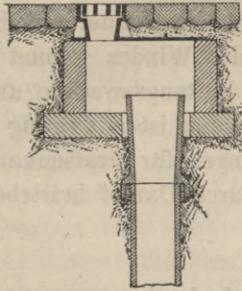
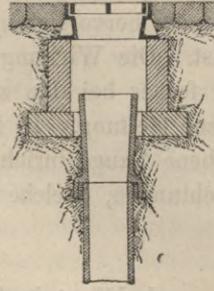
auffliegende, in der Mitte kreisförmig ausgeschnittene Platte oder ein ringförmiger Behälter aus verzinktem Eisenblech (Fig. 185, den in Charlottenburg üblichen Deckeln ähnlich), beide mit Handgriff zum Herausnehmen; die in der Platte bzw. im Behälter gelassenen Öffnungen müssen mindestens ebenso weit sein, als diejenigen des Deckels. In Fig. 100, S. 430 u. Fig. 186 (Geiger'sche Anordnung mit Asphaltfüllung) sind Eimer zum Auffangen des Schmutzes angebracht; Fig. 187 a zeigt einen Deckel mit nebenliegender Luftöffnung, um das Besteigen ohne Herausnahme des Schmutzfängers zu ermöglichen. Ebenso erhalten die zwischen den Schächten liegenden Lampenlöcher der Rohrleitungen durch-

<sup>63)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 240.

lochte Deckel, etwa nach Fig. 187 *b* u. *c*, wo ebenfalls dafür gesorgt ist, daß kein Schmutz in den Kanal fallen kann. Bei besteigbaren Kanälen, wo die Schächte entfernt voneinander liegen, werden je nach Größe des Querschnittes in Abständen von 30 bis 50 m 0,15 bis 0,25 m weite Entlüftungsrohre angebracht, welche in gleicher Weise wie die Lampenlöcher abgedeckt werden.

Fig. 187 *a*.

M. 1:50.

Fig. 187 *b*.Fig. 187 *c*.

ferter voneinander liegen, werden je nach Größe des Querschnittes in Abständen von 30 bis 50 m 0,15 bis 0,25 m weite Entlüftungsrohre angebracht, welche in gleicher Weise wie die Lampenlöcher abgedeckt werden.

Die bezeichneten Öffnungen werden ferner gebildet

- b. durch den Anschluß der Regenrohre,
- c. durch den Anschluß der Hausleitungen unter Führung der offenen Mündungen derselben über das Hausdach,
- d. durch den Anschluß der Straßeneinläufe.

Die Straßeneinläufe kommen nur dann in Betracht, wenn sie ohne Wasserverschluß sind (Fig. 151). Sie können in diesem Falle, wie es z. B. in Dresden geschehen ist, mit dem Einsteigeschacht durch Zweigleitungen verbunden werden, welche oberhalb des Kanalscheitels münden und die bei a. besprochenen Öffnungen unter der Voraussetzung entbehrlich machen, daß auf den einzelnen Einlauf nur eine mäßige Wassermenge entfällt, welche den Querschnitt des Zuleitungsrohres zum größten Teile frei läßt; ferner darf das Gefälle dieses Rohres kein zu starkes sein, damit keine Strömung der Luft nach dem Straßenskanal entsteht. Durch die Regenrohre lassen sich jene Öffnungen aber nicht ersetzen, weil das herabstürzende Regenwasser kein Entweichen der Luft gestattet. Auch die mit den Straßenskanälen in offener Verbindung stehenden Hausleitungen genügen nicht zur Entfernung der Luft bei starkem Regen, weil ihre Höhenlage nur selten den Anschluß im Scheitel der Kanäle erlaubt und eine solche Art der Einführung des Hauswassers auch das Begehen der großen Kanäle erschweren würde. Man ist also in der Mehrzahl der Fälle auf die zuerst besprochenen Öffnungen angewiesen, wenn man nicht

e. besondere Lüftungsrohre vom Scheitel der Kanäle bis zu einem geeigneten Punkte führt, durch welche die Kanalluft beim Ansteigen des Wassers ausströmt. Als einen solchen Punkt könnte man z. B. die Wand des Straßeneinlaufkastens dicht unter dem Gitter bezeichnen, da hier auch während des Regens genügender Raum zum Austreten der Luft vorhanden ist. Ein derartiges Rohr besitzt den Vorzug vor den Straßeneinläufen, daß es von der Zuführung des Straßenswassers unabhängig ist und dieses nicht senkrecht in den Kanal herabzufallen braucht; ferner wird der Verschluss durch eine leichte Klappe möglich, wenn während des Trockenwetters das Austreten von Kanalluft vermieden werden soll. Eine solche Anordnung kann sich u. a. in Straßen empfehlen, in welchen die Öffnungen in den Deckeln der Einsteigeschächte leicht durch Schmutz verstopft werden, oder wenn es überhaupt nicht geraten ist, dieselben anzubringen (chaussierte Straßen mit starkem Verkehr).

Führt man das Rohr an dem nächsten Gebäude aufwärts, sodaß es

- f. in der Nähe des Daches mündet,
- so kann das Austreten der Kanalluft ohne Nachteil stattfinden.

Fehlt es an ausreichenden Öffnungen für den Austritt der Kanalluft bei Sturzregen, so steht dieselbe unter einer gewissen Spannung, die erheblich erhöht werden kann, wenn nicht die durch die Regenrohre mitgerissene Luft vor dem Eintritt des Dachwassers in die Kanäle ausgeschieden wird. Beispielsweise ist in Berlin die Beobachtung gemacht, daß bei heftigem Regen einzelne der schweren Deckel der Einsteigeschächte durch die andringende Luft ruckweise gehoben werden. Hier kommt auf jeden der 5000 Schächte der Abteilungen I—V (F. 4, T. VIII) ein Kanalraum von 20 cbm; außerdem ist die von 6—8 Regenrohren mitgerissene Luftmenge abzuführen, welche nach den auf S. 459 mitgeteilten Versuchen auf 94—126 sl ansteigen kann, während jeder Deckel nach Hobrecht eine Durchlaßöffnung von 600 qcm besitzt. Nimmt man an, daß jene 20 cbm in 10 Minuten ausströmen, so sind 127—159 sl Luft durch jeden Deckel abzuführen, wozu eine Geschwindigkeit von 2—2,5 m i. d. Sek. unter der Voraussetzung erforderlich ist, daß die Öffnungen nicht teilweise verstopft sind und die untergehängte Platte den Luftzutritt nicht verhindert, sowie daß die Zuführung der Luft gleichmäßig erfolgt. — Ein Mitreißen von Luft tritt auch in Strecken mit sehr starkem Gefälle, beispielsweise in den von der Ober- nach der Unterstadt führenden Überlaufleitungen, ein; in solchen Strecken sind deshalb Absätze einzufügen, welche mit Luftauslässen in Verbindung stehen.

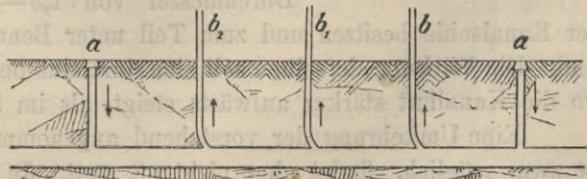
2. Die Vorrichtungen, welche erforderlich sind, um auch bei Trockenwetter einen möglichst regelmäßigen Austritt der Kanalluft unter Eintritt der äußeren Luft zu ermöglichen, beruhen sämtlich auf der Voraussetzung, daß die Kanalluft leichter ist als die äußere und deshalb die Neigung hat, nach aufwärts zu steigen. Eine solche Neigung ist auch meistens infolge der Wärme im Innern der Kanäle vorhanden und läßt sich selbst an warmen Sommertagen nachweisen. Sie kann zunächst nutzbar gemacht werden durch Anschluß der Regenrohre bei gleichzeitiger Herstellung der oben unter a. besprochenen Öffnungen. Es ist dann als Regel anzusehen, daß die Lüftung auf die in den Figuren 188 a und 188 b durch Pfeile angedeutete Weise erfolgt. Infolge ihrer größeren Schwere tritt die Außenluft bei *a* ein, wird durch den aufsteigenden Luftstrom mitgeführt, erwärmt sich unterwegs und tritt dann bei *b*, *b*<sub>1</sub>, *b*<sub>2</sub> . . . aus; dies pflegt bei *b*<sub>1</sub> und *b*<sub>2</sub> stärker zu geschehen als bei *b*, weil die Erwärmung weiter vorgeschritten ist.

Die Lüftung wird dadurch gefördert, daß der Luft des Straßenskanals kein Hindernis entgegengestellt wird, sämtliche Fallrohre der Hausleitungen bis zu ihrer über das Dach hinausführenden Mündung zu durchstreichen, zumal wenn die Fallrohre in der Nähe der Kitchenschornsteine liegen, dadurch erwärmt werden und so als Lockkamine wirken (Fig. 189). Ein solches Hindernis würde z. B. ein in die gemeinschaftliche Küchenleitung eingeschalteter Fettpf *F* bilden (Fig. 190); die Verbindung ist dann durch eine Umleitung herzustellen. Ebenso bildet eine zu geringe Weite des Fallrohres ein Hindernis, weil dadurch die Reibung zu sehr vergrößert wird. Bei einem kleineren Durchmesser als

Fig. 188 a.

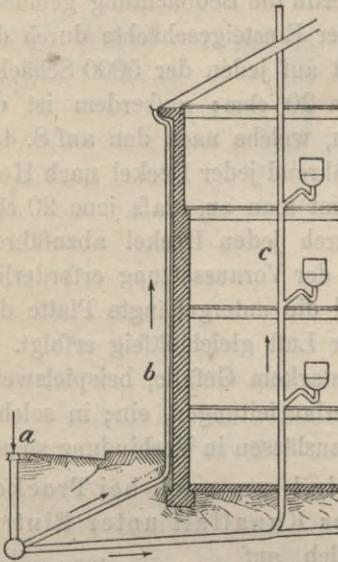


Fig. 188 b.



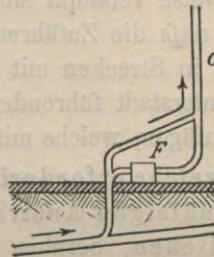
5 cm tritt leicht eine Versetzung des oberen Endes durch Spinnweben ein, in kalten Wintern auch wohl durch Gefrieren der aus der feuchten aufsteigenden Luft sich bildenden Niederschläge. Es empfiehlt sich deshalb, auf eine möglichst geschützte Lage der Fallrohre Bedacht zu nehmen und auf dem Boden einen Reinigungsstutzen einzuschalten.

Fig. 189.



Die Einmündung der Fallrohre in die Dunstabzüge der Küchen oder in ein Rauchrohr empfiehlt sich nicht, weil infolge des Zutritts kälterer Luft die Zugwirkung beeinträchtigt werden kann und hierdurch, sowie bei ungünstiger Windrichtung der Eintritt von

Fig. 190.

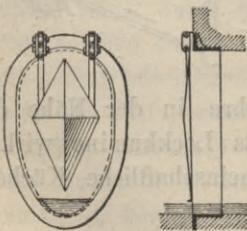


Kanalgasen in das Innere des Hauses ermöglicht wird; wohl aber ist ein besonderer Dunstschlot zu empfehlen, der neben dem Küchenschornstein liegt, im übrigen aber gegen die Räume des Hauses abgeschlossen ist; ein solcher ist z. B. in München vorgeschrieben.

Nach diesen Grundsätzen wird in einer Anzahl von deutschen Städten verfahren, z. B. in Danzig, München, Frankfurt, Stuttgart, Freiburg i. B., Wiesbaden; in Berlin und Breslau ebenfalls, soweit die hier anfänglich vorgeschriebenen Abschlüsse der Hausleitung gegen den Strafsenkanal (siehe weiter unten) nicht mehr zur Verwendung gelangen bzw. nachträglich beseitigt sind.

Da die Kanalluft stets bestrebt ist, den Weg des kleinsten Widerstandes einzuschlagen, dieser Widerstand aber bei starkem Gefälle des Strafsenkanals wegen der größeren Weite desselben geringer sein kann, als derjenige der engeren Haus- und Regenrohre, so ist in den oberen Stadtteilen manchmal ein lästiges Austreten von Kanalluft aus den Öffnungen in den Deckeln der Einsteigeschächte bemerkbar. Um dieses zu vermeiden, sind im Kanalnetz von Wiesbaden, welches fast durchgängig starke Gefälle aufweist, Abteilungen durch Einhängen von Luftklappen geschaffen, welche in Höhenabständen von 6—10 m angebracht sind und die Weiterbewegung der Luft in den Kanälen (ähnlich wie die Wetterthüren in Bergwerken) hindern, während sie infolge der angebrachten Öffnung an ihrem Fußende dem Abfluß des Hauswassers gar keinen und dem des Regenwassers nur einen geringen Widerstand entgegensetzen (Fig. 191).

Fig. 191.



In Frankfurt sind am Rande des Leitungszuges an den in F. 1, T. VIII angegebenen Stellen Lüftungsschöte angelegt, welche bei einem Durchmesser von 1,3—1,4 m eine Höhe von 24—30 m über

der Kanalsohle besitzen und zum Teil unter Benutzung der alten Warttürme hergestellt sind. Die Wirkung derselben soll eine durchaus befriedigende sein, namentlich im Winter, wo die Kanalluft stärker aufwärts steigt, als im Sommer.

Eine Umkehrung der vorstehend angenommenen Bewegungsrichtung der Kanalluft ist zwar möglich, findet aber nicht oft statt. In diesem Falle erfolgt der Austritt derselben aus den unter a. und d. besprochenen Öffnungen und macht sich in engen Strafsen

bemerklich, auch wenn die Luftöffnungen in der Mitte derselben liegen. Man kann sich dann durch Schließung derselben und Aufstellung der unter f. erwähnten Rohre helfen, wie dies z. B. an verschiedenen Stellen in Danzig geschehen ist. Der Luftwechsel nimmt dann aber wegen des fehlenden bzw. geringer gewordenen Höhenunterschiedes ab und beruht lediglich auf der Verschiedenheit der Luftwärme in den Regenrohren oder den in der Nähe der Dächer mündenden Lüftungsrohren und dem Fallrohr der Hausleitung.

Die Lüftung des Straßennetzes wird schwieriger, wenn die Hausleitung von demselben abgeschlossen ist und somit auf die kräftige Hilfe derselben verzichtet werden muß. Man ist dann lediglich auf die Wechselwirkung zwischen den Öffnungen in den Deckeln der Einsteigeschächte und den Regenrohren angewiesen, welche eine entsprechend verlangsamte Erneuerung der Kanalluft und somit eine weniger verdünnte Beschaffenheit derselben zur Folge hat. Diese Anordnung findet sich insbesondere in England und Nordamerika und ist in der Furcht begründet, das Hausnetz mit den aus anderen Teilen der Straße oder Stadt stammenden Ausdünstungen in Berührung zu bringen und dadurch die Übertragung ansteckender Krankheiten möglich zu machen. Bei einer guten und vollständig dichten Ausführung der Hausleitungen, sowie bei guter Reinhaltung des Straßennetzes ist diese Furcht aber unbegründet oder doch sicher übertrieben, wie die Beispiele der oben genannten Städte beweisen, bei denen durchweg eine Hebung des Gesundheitszustandes der Bevölkerung eingetreten ist (bezüglich Berlin, Danzig und Frankfurt siehe die Ziffern auf S. 371). Zudem wird das Austreten der Luft aus den Straßenseitenkanälen durch diese Anordnung nicht gehindert und die Lüftung der Hausleitungen selbst nicht erleichtert, sondern eher erschwert, wie aus dem Nachfolgenden hervorgeht. Dagegen ist die Abschließung des Hausnetzes von den öffentlichen Kanälen gerechtfertigt, wenn diese schlecht angelegt sind oder mangelhaft unterhalten werden.

Schließlich ist noch zu erwähnen, daß mehrfach der Versuch gemacht wurde, die Kanalluft vor ihrem Austritt aus den nach der Straße führenden Öffnungen zu reinigen und zwar dadurch, daß man dieselbe über oder durch geglühte Holzkohle streichen ließ. Fig. 192 zeigt eine Anordnung nach Rawlinson, bei welcher eine Kohlschicht *k* zwischen zwei Drahtgittern eingeschlossen ist; die aus dem Kanal kommende Luft soll in der Pfeilrichtung durch dieselbe treten, bevor sie durch die Stäbe des Gitters entweicht. Diese und andere (weniger einfache) Einrichtungen, insbesondere von Latham, haben indessen bisher keinen nennenswerten Erfolg gehabt, weil die Erneuerung der Kohle umständlich und der Widerstand ziemlich erheblich ist, den die Luft bei der Bewegung durch die Kohle zu überwinden hat.

Ist das Entwässerungsgebiet der Überschwemmung ausgesetzt, so ist zu unterscheiden, ob ein Auspumpen der Straßenseitenkanäle vorgenommen wird oder nicht. Im ersten Falle sind die Einsteigeschächte möglichst luftdicht abzudecken; auch dürfen keine Straßenseiten- und Hofeinläufe mit dem Kanalnetz in Verbindung stehen, vielmehr muß das Regenwasser ge-

Fig. 192.

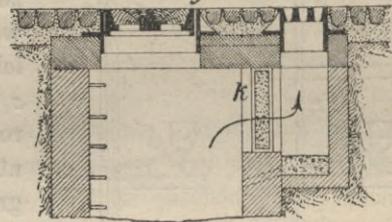
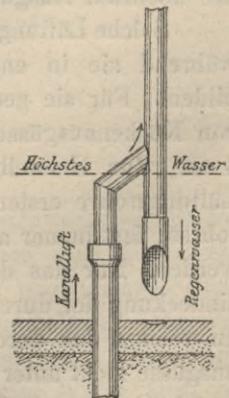


Fig. 193.



sondert abgeführt werden. Für die Lüftung des Straßennetzes ist man dann auf den Austausch zwischen den nach Fig. 193 anzuschließenden Regenrohren (es ist eine oberirdische Ableitung des Regenwassers vorausgesetzt) und der Hausleitung angewiesen, oder, wenn diese vom Straßennetz abgeschlossen gehalten wird, auf die Wechselwirkung der Regenrohre unter sich oder zwischen diesen und etwa angebrachten, in der Nähe der Dächer ausmündenden besonderen Lüftungsrohren.

Findet ein Auspumpen nicht statt, so ist das Straßennetz vollständig mit Wasser angefüllt und die Luft entweicht durch die oben unter a., b. und c. angegebenen Öffnungen.

#### B. Lüftung der Hauskanäle.

Die Lüftung der Fallrohre von Hausleitungen, welche mit dem Straßenskanal ohne Unterbrechung verbunden sind, ergibt sich aus dem oben Gesagten ohne Schwierigkeit, indem die frische Luft durch die durchbrochenen Deckel der Einsteigeschächte in den

Fig. 194.

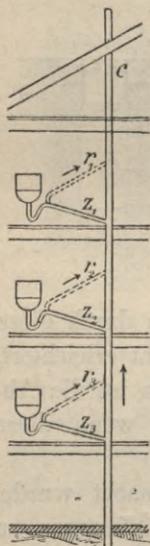
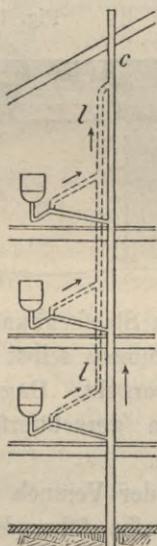


Fig. 195.



Straßenskanal gelangt und aus diesem unter Vermittlung des über Dach geführten Fallrohres austritt. Letzteres lüftet zugleich alle Leitungen, welche in Steigung zu ihm hinführen und es ergibt sich daraus die Notwendigkeit, den entferntesten Punkt der Entwässerungsleitung offen über Dach zu führen und die Stränge  $z_1 - z_3$  durch ansteigende Leitungen  $r_1 - r_3$  mit den Fallrohren zu verbinden (Fig. 194). Diese Anordnung genügt auch für gewöhnliche Fälle; wird jedoch eine größere Wassermenge in den oberen Stockwerken ausgegossen, so treten ähnliche Erscheinungen auf, wie bei den Regenrohren während eines Sturzregens (S. 459). Die mitgerissene Luft gerät in Spannung und durchbricht die unterhalb gelegenen Wasserverschlüsse, sobald die Höhe derselben durch den Luftdruck überschritten wird. Die Leitungen  $r_1 - r_3$  sind demnach in ein besonderes Rohr  $ll$  (Fig. 195), das sog. Lüftungsrohr zweiter Ordnung zu führen, welches neben dem Fallstrang selbständig aufsteigt und entweder in diesen oberhalb

des höchsten Ausgusses oder selbständig über Dach geführt wird.

Solche Lüftungsrohre zweiter Ordnung sind nur in Köln und Düsseldorf vorgeschrieben, während sie in englischen und namentlich in nordamerikanischen Städten die Regel bilden. Für sie genügt eine Weite von 3—5 cm, für die zu ihm führenden Abzweige von Küchenausgüssen eine solche von 2 cm, von Spülabtritten und Badeleitungen von 4 cm. Zur Herstellung dient Gufseisen, Zinkblech oder Blei-Abflußrohr, während die Lüftungsrohre erster Ordnung (die über dem obersten Ausgufs liegenden Teile des Fallrohres) fast immer aus Gufseisen, seltener und weniger zweckmäßig aus Zink hergestellt werden. Nur das durch das Dach geführte Stück besteht wegen der einfacheren Wiedereindeckung der durchbohrten Stelle (mittels eines Dachziegels aus Zinkblech oder Walzblei, an welchen das durchgesteckte Rohr gelötet wird) aus Zink. Die Fallrohre (für Küchenausgüsse nicht unter 5, für Spülabtritte und Badewannenanschlüsse nicht unter 8—10 cm) bestehen stets aus Gufseisen.

Sind mehrere Fallrohre vorhanden, so kann es vorkommen, daß die Luftmenge, welche vom Straßenskanal aus eintritt, nicht genügt, um eine lebhaftere Durchströmung

des Hausnetzes zu bewirken. Es muß dann für anderweiten Zufluß frischer Luft gesorgt werden und der dann eintretende Fall deckt sich mit dem nachstehend besprochenen, bei welchem wegen der Trennung zwischen Straßsen- und Hausleitung eine Zufuhr von Luft aus dem Straßsenkanal überhaupt nicht mehr stattfindet.

Fig. 196.

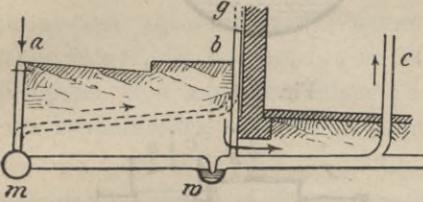
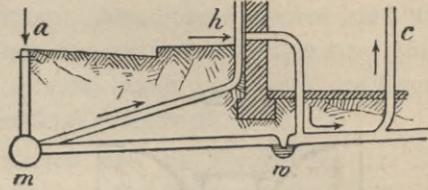


Fig. 197.



Nach Fig. 196 kann in diesem Falle das Regenrohr der Vorderseite als Entnahmestelle für Luft dienen. Hierbei ist freilich ein ausreichender Höhenunterschied zwischen der Zu- und Abflußsstelle der Luft nicht vorhanden und der Straßsenkanal wird eines weiteren Mittels der Lüftung beraubt, wenn man nicht besondere Lüftungsrohre *g* (in Fig. 196 punktiert angedeutet) anlegt. Besser ist deshalb die Anordnung eines Luftkanals *hw* (Fig. 197), während das Regenrohr für die Lüftung der Straßsenleitung verbleibt. Die Mündung *h* ist an möglichst geschützter Stelle (z. B. im Schacht eines Kellerfensters, unter der Zugangstreppe des Hauses, im Vorgarten, in der Vordermauer) anzubringen und die Leitung *hw* kurz und zugleich nicht zu enge herzustellen. Die Entnahme durch ein senkrecht am Hause emporgeführtes Rohr stattfinden zu lassen und dadurch eine etwaige Umkehrung in der Bewegungsrichtung der Luft im Hausnetz unschädlich zu machen, empfiehlt sich nicht wegen des geringen Höhenunterschiedes zwischen Entnahmestelle und der Mündung des Lüftungsrohres. Zur Lüftung von *mw* läßt sich eine Verbindung mit dem Regenrohr herstellen, wenn man es nicht vorzieht, ein besonderes Rohr an der Vorderseite des Hauses emporzuführen, um eine Brechung des Verschlusses *w* durch Luftspannungen bei Regenwetter zu vermeiden.

Fig. 199.

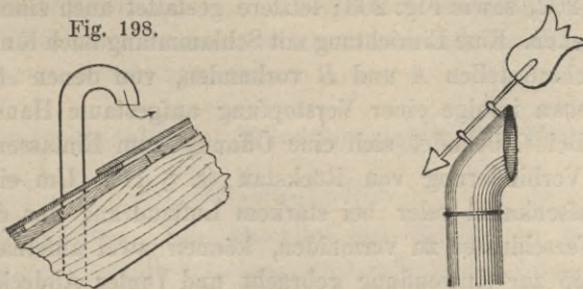
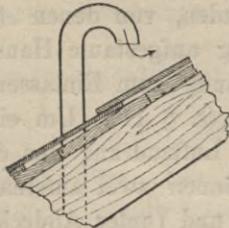


Fig. 198.



Die Mündung des über Dach geführten Fallrohres bleibt am einfachsten völlig frei; die Luft tritt dann leichter aus, als wenn in üblicher Weise eine sog. Regenkappe (ein auf zwei oder drei Stützen sitzender Kegelmantel) angebracht wird. Zum Schutze gegen schädliche Einwirkung des Windes wird das Rohr auch wohl umgebogen (Fig. 198) oder es erhält, um die Kraft des Windes zum Saugen auszunutzen, eine Saugekappe (Saugekopf, Luftsauger), welche die lüftende Wirkung bei günstigem Winde auch vermehren, jedoch zeitweise unwirksam sind. Eine einfache Kappe dieser Art, deren Erfolg gerühmt wird, stellt Fig. 199 dar (D. R. P. 52069, geliefert von Topf & Söhne in Erfurt).

Fig. 200.

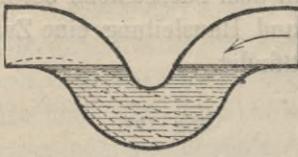


Fig. 201.



Fig. 202.

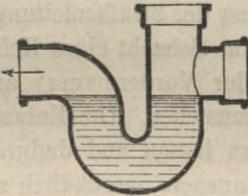


Fig. 203.

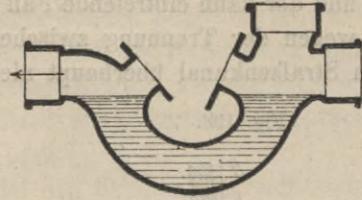


Fig. 204.

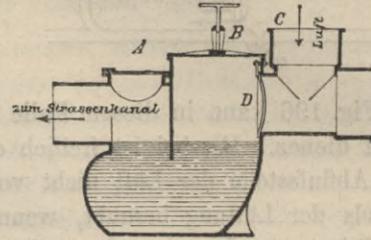
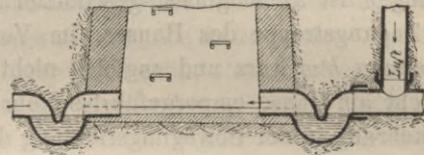


Fig. 205.



Die Herstellung des Wasserverschlusses bei *w* erfolgt manchmal nach Art der Fig. 200; doch ist diese Form, welche früher auch in Berlin üblich war, nicht zu empfehlen, weil leicht Verstopfung eintritt, die infolge des mangelnden Zugangs nicht beseitigt werden kann. Insbesondere bilden sich leicht die durch punktierte Linien angezeigten Fettablagerungen, wenn ein besonderer Fettfang fehlt. Besser sind die Anordnungen Fig. 201 und 202, sowie Fig. 203; letztere gestattet auch eine Reinigung der anschließenden Rohrstrecken. Eine Einrichtung mit Schlammfang nach Knauß zeigt Fig. 204. Hier sind zwei Verschlussstellen *A* und *B* vorhanden, von denen *A* zuerst abzuheben ist, weil sonst das etwa infolge einer Verstopfung aufgestaute Hauswasser bei *B* herausdringen würde. Bei *C* befindet sich eine Öffnung zum Einlassen frischer Luft, bei *D* eine Klappe zur Verhinderung von Rückstau (s. § 11). Um eine beim Ansteigen des Wassers im Straßkanal oder bei starkem Luftzudrang aus demselben mögliche Unterbrechung des Verschlusses zu vermeiden, können zwei aufeinander folgende Verschlüsse nach Fig. 205 zur Anwendung gebracht und (unter Abdeckung des Schachtes mit einem Gitter) zweckmäßig mit der Luftzuführung verbunden werden.

Eine weitergehende Besprechung der Lüftungsanlagen der Hausleitungen, welche nur im Zusammenhang mit den sonstigen Einzelheiten derselben erfolgen könnte, muß an dieser Stelle unterbleiben, indem auf die unten bezeichnete Quelle<sup>64)</sup>, sowie auf die Literaturangaben am Schlusse dieses Kapitels verwiesen wird. Die in F. 11, T. IX

<sup>64)</sup> Handbuch der Architektur. 2. Aufl. Darmstadt 1892 (Anordnung des Hausrohrnetzes S. 194—234; Spülabtritte und Pissoirs 241—324, 348—378; Küchenausgüsse 66—80, Waschtische und Badeeinrichtungen 91 bis 157).

gezeichnete Grundriffsanordnung nebst Längenschnitt durch das Kellergeschoß, welche schon bei Bestimmung der Kanalquerschnitte in § 4 besprochen wurde, bezieht sich auf ein eingebautes Grundstück und entspricht bezüglich der Darstellung der Art, wie sie in Berlin für die dortigen Hausentwässerungsanlagen im Maßstabe von 1:100 vorgeschrieben ist. Besonderes Gewicht ist darauf gelegt, die einzelnen Entwässerungsgruppen zusammenzufassen und dadurch auf eine Vereinfachung der Anlage, sowie auf die Spülwirkung des abzuführenden Wassers hinzuwirken. Sämtliche Fallrohre sind über das Dach geführt; die Leitungen vom Strafsenkanal bis zur Grundstücksgrenze, sowie die Hofleitungen sind aus gebranntem Thon mit Cementdichtung, im Innern des Grundstücks aus asphaltierten, mit Blei gedichteten Gußrohren hergestellt.

Da die gute Wirkung der Lüftungseinrichtungen und die Vermeidung des Eindringens von Kanalgasen in das Innere der Wohnungen wesentlich von der Dichtigkeit des Hausnetzes abhängt, so ist diese bei der Abnahme einer Prüfung zu unterziehen. Dies geschieht dadurch, daß sämtliche Wasserverschlüsse durch Eingießen von Wasser verschlossen werden und auch ein Verschluss der Lüftungsrohre vorgenommen wird. In die oberste Einlauföffnung des Fallrohres wird dann eine stark riechende Flüssigkeit (am besten Pfefferminzöl) eingegossen; dann darf an den unterhalb gelegenen Stellen kein Geruch wahrgenommen werden. — Die Dichtigkeit der Grundrohre der Leitung läßt sich nach Abschluss des Hauptrohres am unteren Ende durch Füllung mit Wasser prüfen, welches seinen Stand nicht verändern darf. — Zur Prüfung der im Hausrohrnetz herrschenden Luftströmungen dienen Lämpchen, welche man in vorher bestimmte, mit Deckeln verschlossene Stellen in die Luft- und Fallrohre einbringt und durch Glasscheiben beobachtet, die an Stelle der Deckel vorgehalten werden.

Bei zeitweiser Überschwemmung des Entwässerungsgebietes fallen, wie bereits unter A. erwähnt wurde, die Öffnungen in den Deckeln der Einsteigeschächte und Lampenlöcher, sowie die Strafsen- und Hofeinläufe fort und der Austausch beschränkt sich bei freier Verbindung zwischen Haus- und Strafsennetz auf die Wechselwirkung der Regenrohre bzw. der in der Nähe der Dächer mündenden Lüftungsrohre und der über Dach geführten Mündungen der Abfallrohre. Daneben können besondere Lufterinlaßöffnungen für das Hausnetz angebracht werden, welche hochwasserfrei anzubringen sind und beim Vorhandensein eines Abschlusses zwischen Strafsenkanal und dem Grundrohr die Lüftung in der oben beschriebenen Weise vermitteln.

## § 11. Hochwasserabschlüsse. Mündungsstellen für Kanalwasser.

### A. Hochwasserabschlüsse.

1. Öffentliche Kanäle. Ein Abschluss der Kanäle an ihrer Mündungsstelle oder in einiger Entfernung oberhalb derselben wird erforderlich, wenn der Einfluß hoher Wasserstände von dem Kanalnetz ferngehalten werden soll. Abschlüsse dieser Art für Spüleinlässe sind schon in § 8, Dammbalkenverschlüsse für Notauslässe in § 7 besprochen. Ähnlich gestalten sich die Vorrichtungen für die Ausmündungen der Kanäle und zwar sind zu unterscheiden selbstthätige Anordnungen und solche, deren Bedienung durch Hand erfolgt. Die selbstthätigen Anordnungen bestehen meistens aus Klappen von ähnlicher Art, wie sie bei den sog. Pumpsielen in der 2. Abteilung dieses Bandes (2. Aufl.) auf S. 429 und F. 2—4, T. XXIV daselbst beschrieben sind. Fig. 206 stellt eine eiserne Klappe für Rohrkanäle mit Ring zum Anbringen einer Kette, Fig. 207 eine solche für einen Notauslaß von 2 m unterer Breite dar. Hier ist der Drehpunkt *c* der

Fig. 206.

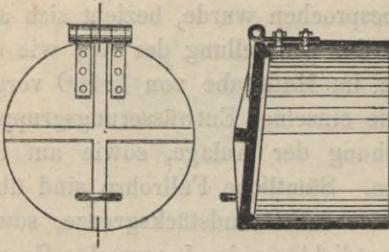
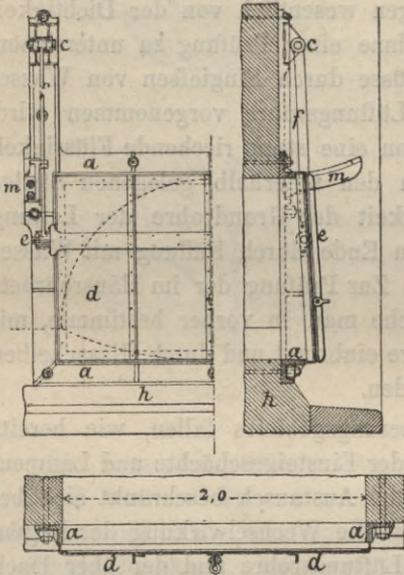


Fig. 207.



bei *e* mittels der Schienen *f* aufgehängten Klappe *d* möglichst hoch angebracht, um eine leichte Beweglichkeit bei eintretendem Überdruck zu sichern; die Klappe ist aus Eisenblech hergestellt und versteift. Die Dichtung erfolgt durch das Anlegen des Körpers der Klappe an den winkelförmig gestalteten Rahmen *a*; *m* dient zur seitlichen Führung und Begrenzung des Hubes. Die Schwelle *h* liegt etwas erhöht, um eine Beeinträchtigung des Verschlusses durch Sink- und Schwimmstoffe möglichst zu vermeiden.

Sicherer als durch Klappen ist der Abschluss durch Schieber, deren Form bereits in § 8 besprochen wurde, welche jedoch einer Beaufsichtigung zur Zeit der hohen Wasserstände bedürfen und deshalb vorzugsweise an Punkten angebracht werden, wo eine solche leicht ausgeübt werden kann oder aus anderen Gründen ohnedies vorhanden ist.

Nicht selten findet sich bei größeren Anlagen neben einer selbstthätigen Vorrichtung noch eine von Hand bewegte, welche für den Fall benutzt wird, daß die erstere versagen sollte. So ist die Mündung des westlichen Hauptkanals in Breslau am linksseitigen Oderdeich an der Abzweigstelle der die Oder kreuzenden Düker mit zwei paar Sielthüren und einem nach Art der Fig. 129, S. 441 hergestellten Schütz versehen; erstere schlies-

sen sich unter dem Druck des ansteigenden Aufsenwassers selbstthätig, auch läßt sich durch den in der Nähe befindlichen ähnlicher Verschluss durch Stemmthore und Schieber findet sich bei dem Geest-Stammziel in Hamburg an der Mündungsstelle desselben in die Elbe.

der Schluß von oben bewirken, während letzteres Wärter des Pumpwerks bedient wird.

2. Hauskanäle. Abschlüsse der Hausleitungen gegen das in den Straßkanälen ansteigende Wasser werden namentlich erforderlich, wenn die zu entwässernden Räume tiefer liegen, als der Hochwasserstand des Kanals, welcher durch starke Regengüsse, durch zeitweise Absperrung des Kanalnetzes gegen hohe Aufsenwasserstände oder beim Spülbetriebe hervorgerufen wird. Von den selbstthätigen Abschlüssen findet die in Fig. 208 *a* bis *c* dargestellte Klappe häufig Anwendung; dieselbe wird an einer zugänglichen Stelle in der Nähe der Grundstücksgrenze oder in einem besteigbaren Schacht untergebracht und war früher in Berlin vorgeschrieben. Sie bedarf indessen einer in regelmäßigen Zwischenräumen (etwa alle 14 Tage) stattfindenden Untersuchung, weil an ihr leicht Fett, Seife, Schlamm u. dergl. haften bleiben; sie besteht aus Metall oder Kupfer und hängt mittels messingenen Ösen an ebensolchen Haken. Die Klappe ist vielfach beseitigt, der Kasten aber geblieben, weil er den Vorteil hat, Anschlußleitung und einen Teil des Hausrohres mit einem biegsamen Stabe untersuchen und feststellen zu können, ob eine etwa eingetretene Verstopfung in den Grundstücksgrenzen oder außerhalb derselben liegt. — Ferner gehört

Fig. 208 a-c.

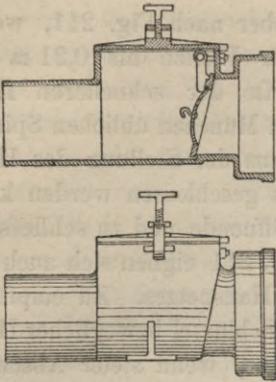


Fig. 209.

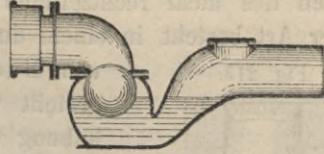
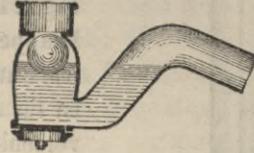


Fig. 210.



hierher Fig. 204, S. 470, Klappe in Verbindung mit Schlammfang und Wasserverschluss.<sup>65)</sup> Einen anderen, durch eine Gummikugel bewirkten Abschlufs für kleinere Leitungen bis 10 cm Weite (nach Putzrath) zeigen Fig. 209 und 210; erstere zum Einsetzen in die Leitung selbst, letztere für Ausgüsse; derartige Kugeln müssen jedoch nach einiger Zeit ersetzt werden, da sie sich bald abnutzen. Sämtliche derartige Anordnungen setzen voraus, daß während der Dauer des Anstaus keine erhebliche (einen größeren Raum als den Rohr- oder Ausguffinhalt füllende) Wassermenge in die Leitung gelangt; insbesondere ist die Einschaltung der Klappe in Fig. 204 und 208 zwecklos, wenn in die Hausleitung zugleich, wie in F. 11, T. IX das Regenwasser des Hofes mündet, weil dieses, um abfließen zu können, so hoch ansteigen muß, bis der Rückstau des Strafsenkanals überwunden ist. In diesem Falle müssen tiefliegende Kellerausgüsse gegen den Rückstau vom Hofe aus besonders geschützt werden. Ferner ist nicht aufser Acht zu lassen, daß Klappen die Luftbewegung in der betreffenden Kanalstrecke unterbrechen und deshalb besondere Vorrichtungen zur Lüftung erforderlich machen.

Fig. 211.

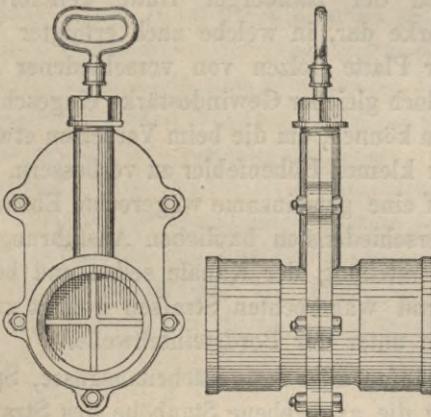
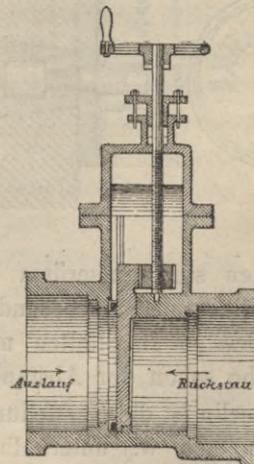


Fig. 212.

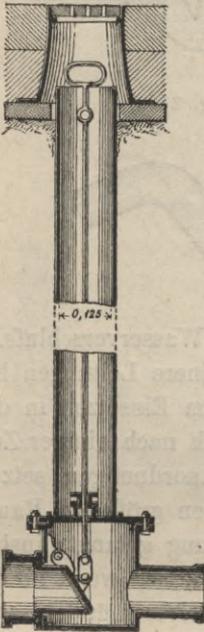


Der Umstand, daß selbstthätige Verschlüsse mitunter versagen, führt vielfach dazu, von ihrer Anwendung Abstand zu nehmen und sie durch Vorrichtungen zu ersetzen,

<sup>65)</sup> Auch eine Klappe mit Schwimmbewegung von Geiger ist hier zu nennen. Gesundh.-Ing. 1890, S. 9.

welche von Hand bedient werden müssen, sodafs der Benutzer der Leitung dann die Folgen des nicht rechtzeitigen Absperrens zu tragen hat. Eine einfache Vorrichtung dieser Art besteht in einem durch Handzug geöffneten Schieber nach Fig. 211, welche

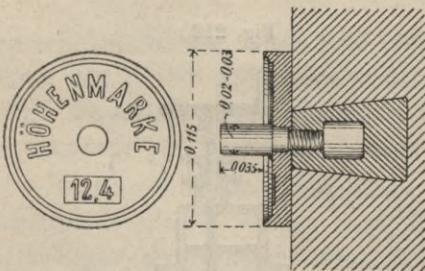
Fig. 213.



von Budde & Goehde in Berlin für Weiten bis 0,21 m hergestellt werden; dieser Schieber dürfte der schnelleren Handhabung wegen den Vorzug vor dem in München üblichen Spindelschieber (Fig. 212) verdienen, zumal aus der Stellung des Handgriffs auf diejenige des Schieberkörpers geschlossen werden kann. Fig. 213 stellt eine durch Handzug zu öffnende und zu schließende Klappe dar; diese Anordnung, wie Fig. 211 eignen sich auch zum Aufstau für eine etwaige Spülung des Hausnetzes. Zu empfehlen ist für Ausgüsse ein durch festsitzenden Schlüssel beweglicher Hahnverschluss; am sichersten wirkt derselbe, wenn steter Abschlufs, wie bei den Zapfhähnen der Wasserleitung, Regel ist und Öffnung nur bei Benutzung bzw. nach erfolgter Füllung des Ausgufsbeckens stattfindet. Zu diesem Zwecke empfiehlt es sich, die Anweisung zum steten Geschlossenhalten in deutlicher Weise an der Ausgufswand zu vermerken oder an dem Schlüssel einen Hebel mit Gewicht anzubringen, welches gehoben werden muß und den Schlufs des Hahnes von selbst bewirkt. In München ist zur gröfseren Sicherheit neben der selbstthätigen Vorrichtung noch eine durch Hand bewegte vorgeschrieben, was bei etwaigen Ausbesserungen vorteilhaft ist.

Es ist sowohl für die städtische Verwaltung wie für die Hausbesitzer von Nutzen, wenn die Höhe, bis zu welcher das Wasser in den Strafsenkanälen ansteigen kann, durch bestimmte Zahlenangaben bekannt gegeben wird; die Übertragung dieser Angaben

Fig. 214.



wird durch Höhenmarken, welche in dauerhafter Weise in die Mauern einzelner Gebäude einzulassen und mit der Höhenziffer selbst zu bezeichnen sind, erleichtert. Fig. 214 stellt eine solche (von der Hallberger Hütte gelieferte) Höhenmarke dar, in welche nach erfolgter Versetzung der Platte Bolzen von verschiedener Kopfdicke, jedoch gleicher Gewindestärke eingeschraubt werden können, um die beim Versetzen etwa gemachten kleinen Höhenfehler zu verbessern. Derartige auf eine gemeinsame wagerechte Ebene bezogene

Höhenmarken sind außerdem bei den verschiedensten baulichen Ausführungen in den Strafsen willkommen, insbesondere bei Herstellung der Kanäle selbst und bei Prüfung ihres Gefälles. — In Städten mit annähernd wagerechten Strafsen genügt zur Angabe der Stauhöhe schon der Abstand derselben unter der Bordsteinschwelle.

In Berlin ist die Herstellung von Einläufen aller Art (Küchenausgüsse, Spülabtritte, Badewannen u. s. w.) unterhalb der durch die angegebene Stauhöhe des Strafsenkanals gelegten Wagerechten verboten und zwischen dieser und der Strafsenoberkante nur mit der Mafsgabe zulässig, dafs sich der Hausbesitzer selbst gegen Rückstau schützt. Eine solche Bestimmung ist jedenfalls für die Stadt vorteilhaft und erscheint auch gerechtfertigt, wenn man erwägt, dafs die Entwässerung vor Anlage des Kanalnetzes in der

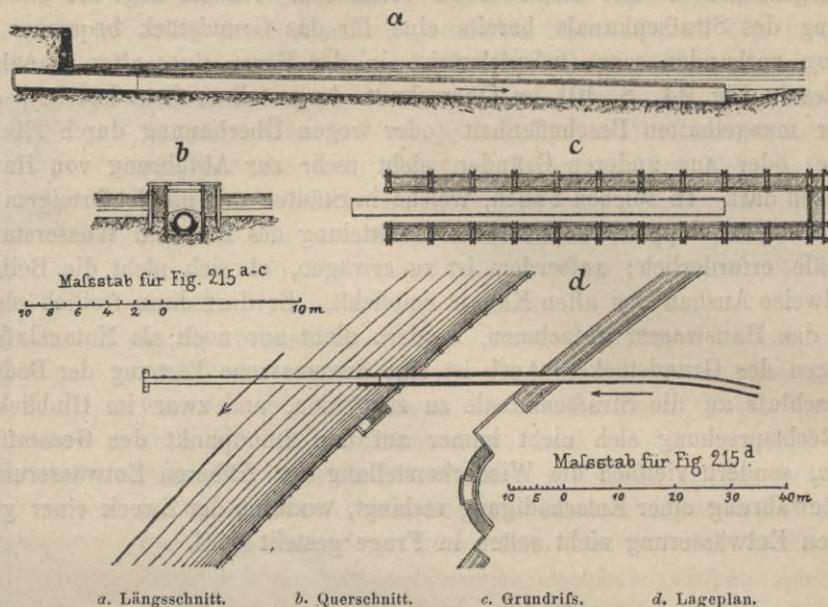
Regel auf die Strafsenrinnsteine beschränkt war; jedenfalls werden dadurch zahlreiche Entschädigungsansprüche und Beschwerden vermieden. Anders liegt die Sache, wenn vor Erbauung des Strafsenkanals bereits eine für das Grundstück bequemer gelegene Entwässerung vorhanden war (beispielsweise in der Form eines alten Kanals an der Rückseite des in Fig. 44, S. 401 im Querschnitt dargestellten Grundstücks), die aber wegen ihrer mangelhaften Beschaffenheit (oder wegen Überbauung durch Hinter- und Stallgebäude) oder aus anderen Gründen nicht mehr zur Abführung von Hauswasser benutzt werden darf. In solchen Fällen, welche in Städten mit muldenförmigem Gelände nicht selten sind, ist doppelte Vorsicht bei Ermittlung des höchsten Wasserstandes der Strafsenkanäle erforderlich; außerdem ist zu erwägen, ob sich nicht die Beibehaltung und der teilweise Ausbau des alten Kanals empfiehlt. Er darf dann freilich nicht mehr wie früher das Hauswasser aufnehmen, sondern dient nur noch als Notauslaß für die Zweigleitungen des Grundstücks. Auch ist eine angemessene Fassung der Bedingungen für den Anschluß an die Strafsenkanäle zu empfehlen, und zwar im Hinblick darauf, daß die Rechtsprechung sich nicht immer auf den Standpunkt des Gesamtinteresses stellen kann, sondern vielfach die Wiederherstellung der früheren Entwässerungsanlage bezw. die Gewährung einer Entschädigung verlangt, wodurch der Zweck einer geregelten unterirdischen Entwässerung nicht selten in Frage gestellt wird.

#### B. Mündungsstellen für Kanalwasser.

Wird der Einlaß des ungereinigten Kanalwassers in einen öffentlichen Wasserlauf gestattet, so ist die Ausmündung so herzustellen, daß die Mischung des Fluß- und Kanalwassers möglichst gefördert wird. Dies geschieht durch Einführung des letzteren in den Stromstrich; liegt dieser nicht am Mündungsufer selbst, so ist der Kanal entsprechend zu verlängern. In Hamburg erfolgt die Verlängerung bei dem Geest-Stammziel durch einen Doppelkasten aus Eichenholz von 70 m Länge und  $\frac{1}{20}$  Gefälle, bei dem vereinigten Geest- und Marschziel durch einen 40 m langen hölzernen Kasten, der in einer Tiefe von 1 m unter Null versenkt ist, damit der Ausfluß stets unter Wasser stattfindet. Die Richtung des Rohres ist rechtwinklig zur Elbe, während in Frankfurt ein Holzrohr unter schieferm Winkel in den Main hinausgeführt (Fig. 215 *d*) und mit seiner Oberkante in die Höhe der Flußsohle gelegt wurde (Fig. 215 *a*). Zur Verlegung stellte man einen Fangedamm her (Fig. 215 *b* u. *c*), öffnete ihn nach Fertigstellung der Baugrube am vorderen Ende und ermöglichte so das Hereinflößen des in einem Stück gefertigten Holzrohres; nach erfolgter Verlegung wurde eine Betonschüttung aufgebracht.<sup>66)</sup> Durch die Verlegung der Ausmündung unter Wasser soll zugleich verhindert werden, daß die Kanalluft durch den Wind in die Strafsen zurückgetrieben wird, während in München der Auslauf des eigentlichen Kanals über Niedrigwasser erfolgt, um der Luft den Eintritt zu gewähren, und nur ein unter Niedrigwasser mündendes Rohr abgezweigt ist, welches das Schmutzwasser bei Trockenwetter abführt. Hier wird also auf die Möglichkeit einer Belästigung durch das Austreten der Kanalluft aus den Deckeln der Einsteigeschächte (§ 10) kein Wert gelegt, wenn auch die Lage der Mündung im Verhältnis zu der herrschenden Windrichtung eine Rolle spielt. Bei der Ausmündung der Notauslässe sind besondere Vorsichtsmaßregeln bezüglich der Einführung des Wassers in den Stromstrich weniger nötig; der Zutritt der Luft wird hier meistens schon durch

<sup>66)</sup> Lindley. Die Entwässerungsanlagen der Stadt Frankfurt a. M. 1886. S. 17 (Sonderabdruck aus „Frankfurt a. M. und seine Bauten“).

Fig. 215.

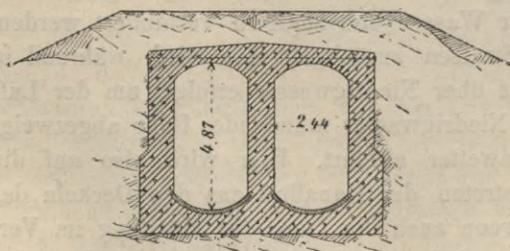


eine der oben erwähnten Abschlußvorrichtungen gegen Hochwasser beschränkt bzw. verhindert, sodafs die Verlegung der Mündung unter Wasser nicht erforderlich wird.

Vor der Mündung sollte stets ein Sandfang mit Gitter eingeschaltet werden, um Sinkstoffe und schwimmende Gegenstände vom Flußlauf fern zu halten; die Einrichtung eines solchen ist unter C. angegeben. Nichtsdestoweniger gelingt es nicht immer, Kotflocken, Papier u. dergl. fern zu halten, sodafs sich diese Stoffe in einer für das Auge unangenehmen Weise bemerkbar machen. Eine innige Mischung zwischen Fluß- und Kanalwasser findet auch bei Einführung des letzteren in den Stromstrich erst dann statt, wenn beide einen längeren Weg gemeinschaftlich zurückgelegt haben.

Liegt die Mündungsstelle des Kanals in einer Flußstrecke, welche der Ebbe und Flut ausgesetzt ist, so muß nicht selten von einem Ablassen des Kanalinhalt während der Flutzeit Abstand genommen werden, weil sonst ein Zurücktreten des verunreinigten Kanalwassers eintreten würde. Demgemäß

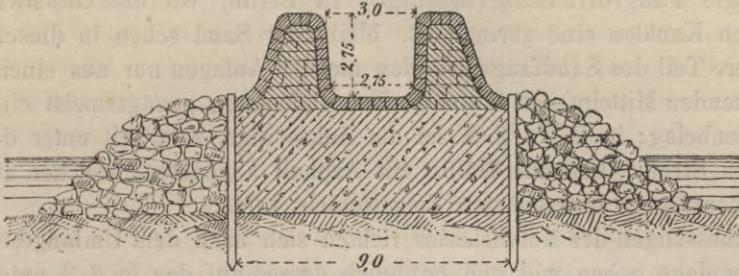
Fig. 216. M. 1:250.



sind z. B. die Ausmündungspunkte der Londoner Kanäle bei Barking und Crossness (F. 2, T. VIII) mit überwölbten Behältern von 159000 und 113000 cbm Fassungsraum und 4,1 bzw. 4,9 m Tiefe versehen, welche während der Flut das Kanalwasser aufnehmen und es zur Ebbezeit in den Fluß lassen. In Boston findet die Einführung des Kanalwassers in das Meer unter Vermittelung ähnlicher, jedoch offener Behälter von 113500 cbm Inhalt und 5,33 m Tiefe statt. Dieselben liegen auf einer Insel, welcher das vorher durch Absetzen von seinen Sinkstoffen befreite Wasser durch eine 4,4 km lange, teilweise als Tunnel hergestellte Leitung zugeführt wird, deren Querschnitt in den Auftragstrecken in Fig. 216 dargestellt ist; die Entleerung

...

Fig. 217. M. 1:250.



erfolgt etwa eine Stunde nach dem höchsten Stande der Flut.<sup>67)</sup> — Fig. 217 zeigt den Querschnitt des Hauptablaßkanals für die Entwässerung der Stadt Neapel an der Mündungsstelle bei Cumae (Entwurf); derselbe ist in Form einer Mole in das Meer bis zu genügender Tiefe hinausgeführt, um nachteilige Ausdünstungen und Ablagerungen möglichst zu beschränken.

§ 12. Künstliche Hebung des Kanalwassers. Das Auspumpen der Kanäle an ihren Mündungen wird erforderlich, wenn der Wasserstand des Flusses so hoch liegt, daß ein freies Abfließen des Kanals nicht möglich ist. Hierdurch wird die Anlage eines Pumpwerks erforderlich, welches meistens durch Dampfkraft betrieben wird und in den Grundzügen seiner Anordnung mit derjenigen eines Wasserwerks übereinstimmt. Die Beschaffenheit und die wechselnde Menge des zu hebenden Wassers bedingt jedoch verschiedene Abweichungen, die eine kurze Besprechung verdienen.

Zunächst ist der Sandfang zu nennen, der die Bestimmung hat, die gröberen Sinkstoffe des Kanalwassers und größere schwimmende Gegenstände zurückzuhalten; teils, damit die Pumpen nicht beschädigt bezw. durch Sand abgenutzt werden, teils, um diese Stoffe nicht dem Flusse oder dem Rieselfelde zuzuführen. Er besteht im wesentlichen aus einem Behälter von genügend großem Querschnitt, auf dessen tiefliegender Sohle sich die Sinkstoffe ablagern und am tiefsten Punkte durch Ausbaggerung entfernt werden. Außerdem ist er mit einem Gitter versehen, dessen Stabweite eng genug ist, um schwimmende oder schwebende Gegenstände, welche zwischen den Pumpenventilen sitzen bleiben könnten, zurückzuhalten. Der Grundriß ist in der Regel wegen des sich dann ergebenden kleineren Mauerquerschnitts kreisförmig; die Größe des Durchmessers richtet sich nach der Menge und Beschaffenheit des zufließenden Kanalwassers, sowie nach den Ansprüchen, welche bezüglich des Ausscheidens der Sinkstoffe gestellt werden. Wird derselbe so groß gewählt, daß der zwischen den Gitterstäben verbleibende freie Querschnitt 2—2½ mal so groß ist, als der des Zuflußkanals, so tritt zugleich eine ausreichende Verminderung der Zuflußgeschwindigkeit im Sandfang ein und es ergeben sich solche Abmessungen, daß die Saugrohre der Pumpen in demselben Aufstellung finden können und für die Abzweigung des Notauslasses genügender Raum bleibt (F. 1 u. 2<sup>a u. b</sup>, T. X). Für die Bemessung der Tiefe kommt die Höhe der Saugrohrköpfe und die Erwägung in Betracht, daß diese dem Boden nicht zu nahe stehen dürfen. Der Zwischenraum der aus verzinktem Eisen herzustellenden Gitter beträgt etwa 1,5 cm; die Beseitigung der Sinkstoffe erfolgt am besten durch einen kleinen senkrechten Bagger, welcher über dem mit vertiefter Sohle ausgeführten und 1—3 m weiten Mittelschacht aufgestellt wird; die zurück-

<sup>67)</sup> Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 223.

gehaltenen Schwimmstoffe werden durch Abschöpfen, zuweilen auch durch eine auf und ab bewegte Fangvorrichtung beseitigt. In Berlin, wo die Geschwindigkeit des Wassers in den Kanälen eine geringe ist, bleibt der Sand schon in diesen zurück, so daß der mittlere Teil des Sandfangs bei den meisten Anlagen nur aus einem den Gittern als Stütze dienenden Mittelpfeiler besteht. Zur Abdeckung genügt meist ein auf Trägern ruhender Bohlenbelag; in F. 2<sup>a</sup>, T. X ist die linksseitige, zum Teil unter dem Fußwege der öffentlichen Strafse liegende Hälfte mit Asphalt abgedeckt, welcher auf einer, von kleinen Zwischenträgern unterstützten Ziegelschicht ruht.

Die Abmessungen des Notauslasses richten sich nach dem Umfange, welchen man der Maschinenanlage geben will und bezüglich dessen auf das in § 3 unter C. Gesagte verwiesen werden kann. Um das Kanalnetz gegen Rückstau bei hohen Flufswasserständen zu sichern, wird der Notauslaß mit einem Abschluß versehen, welcher der besseren Beaufsichtigung und Bedienung wegen meistens dicht bei dem Sandfange liegt (F. 1 u. 2<sup>a</sup>, T. X).

Die wechselnde Menge des zufließenden Wassers bedingt eine ebenso wechselnde Inanspruchnahme der Maschinenanlage, da der Sandfang einen zu kleinen räumlichen Inhalt besitzt, um in nennenswertem Umfange als Ausgleich zu dienen. Es ist deshalb zweckmäßig, mehrere Maschinen mit den zugehörigen Dampferzeugern aufzustellen, die nur dann alle in Thätigkeit treten, wenn der stärkste Zufluß bewältigt werden soll. Für diesen kommen namentlich auch die Regengüsse während des Hochwassers in Betracht, weil dann auf die Wirksamkeit der Notauslässe nicht oder nur in geringem Grade gerechnet werden darf; bei Aufstellung des Entwurfs sind deshalb derartige Regenfälle, welche auch für die Bestimmung der Größe der Zufußkanäle wichtig sind, sorgfältig zu ermitteln. Da das Hochwasser meistens im Frühjahr einzutreten pflegt, so fallen glücklicherweise die mehr in den Sommer- und ersten Herbstmonaten vorkommenden Sturzregen selten mit den höchsten Flufswasserständen zusammen; immerhin erfordert schon die Beseitigung eines mittleren Regens durch die Maschinen ohne die Zuhilfenahme der Notauslässe die Bereitstellung kräftiger Pumpen. Bei der in F. 1, T. X dargestellten Anlage ist die Abstufung durch Aufstellung zweier Einzelmaschinen I und V und die gekuppelten Maschinen II—IV erreicht, welche zusammen 8 Pumpen von je 75 sl Leistungsfähigkeit treiben (diese Gleichartigkeit der Pumpen ist wegen der bereit zu haltenden Ergänzungsstücke angestrebt); eine weitere Anpassungsfähigkeit liegt in der Möglichkeit, die Hubzahlen in ziemlich weiten Grenzen wechseln zu lassen. Um bei plötzlichen Regengüssen in kurzer Zeit eine entsprechende Dampfmenge erzeugen zu können, ist es zweckmäßig, in die Zahl der Dampfkessel einige Siederöhrkessel einzufügen, da diese rasch angeheizt werden können. Im vorliegenden Falle sind drei solcher Kessel vorhanden, während die übrigen fünf als Zweiflammrohrkessel hergestellt sind. In der Regel wird auch bei Regenwetter nach den Rieselfeldern gepumpt; nur wenn starker Regen bei hohen Flufswasserständen eintritt, findet ein Überpumpen durch die Rohrleitung N nach dem Notauslaß statt. Die Pumpen liegen sämtlich wagerecht; Sauge- und Druckventile haben rechteckige Klappen mit Lederdichtung und 0,13 m hoher Durchgangsöffnung.<sup>68)</sup>

Unter Umständen kann es zweckmäßig sein, sämtliche Pumpen oder einen Teil derselben durch das Gas der städtischen Gasanstalt zu betreiben. Die stets mit einigem Zeitaufwand verbundene Erzeugung von Dampf fällt dann fort und sämtliche Maschinen

<sup>68)</sup> Hobrecht a. a. O. S. 256.

können ohne weitere Vorbereitung jederzeit in Betrieb genommen werden; auch unterbleibt das in bewohnten Stadtteilen oft lästige Rauchen der Schornsteine und die Anlage gestaltet sich durch den Fortfall der Dampfkessel verhältnismäßig einfach. Das erforderliche Gas steht wohl immer zur Verfügung, weil die Zeit der größten Thätigkeit der Pumpen in die nur wenig Leuchtgas verbrauchenden Sommermonate fällt. Eine solche durch den Verfasser unter Mitwirkung des jetzigen Stadtbaurats Krause in Stettin ausgeführte Anlage ist in F. 2<sup>a</sup> u. b, T. X dargestellt. Die 12pferdige Gasmaschine  $G_n$  treibt die Hauswasserpumpen  $H_1$  und  $H_2$ , während bei eintretendem Regen die Pumpen  $R_1$  und  $R_2$  durch  $G_{r1}$  und  $G_{r2}$ , jede von 30 Pferden, in Bewegung gesetzt werden. Die Einrichtung ist so getroffen, daß in diesem Falle auch  $G_n$  sich an dem Betriebe von  $R_1$  und  $R_2$  beteiligen kann und sämtliches Wasser durch  $D_1$ ,  $D_2$  und  $D_3$  dem Notauslaß unterhalb des Schützes zugeführt wird; die Gesamtleistung beträgt dann 1,5 cbm i. d. Sekunde bei 1,90 m Förderhöhe. Das Hauswasser fließt vorläufig durch  $D_1$  in den Pregel, soll aber später — wenn nötig — unter Mitwirkung einer zweiten, neben  $G_n$  aufzustellenden Maschine in den Hauptkanal der Oberstadt gehoben werden. Die Pumpen sind als Kreiselpumpen ausgeführt und werden stets gefüllt gehalten, damit sie jederzeit zum Betriebe bereit sind; die Inangsetzung der Anlage, deren Bedienung durch einen im Maschinenhause wohnenden Wärter erfolgt, geschieht mit Hilfe einer kleinen Antriebsmaschine und beansprucht eine Zeit von etwa 40 Sekunden.<sup>69)</sup> — Ähnliche Anlagen sind in Düsseldorf und Dessau zur Ausführung gelangt.

An dieser Stelle ist auch der Hebung des Kanalwassers mittels Prefsluft zu denken, welche durch Shone seit 1880 insbesondere in England mehrfach mit Erfolg zur Ausführung gebracht wurde. Statt den gesamten Kanalinhalt nach einem Punkte zu leiten und ihn dort zu heben, teilt derselbe das Entwässerungsgebiet in eine Anzahl von Bezirken, von denen jeder mit einem selbständigen, nach einem tiefliegenden Behälter führenden Entwässerungsnetz versehen wird. Aus diesem Behälter erfolgt die Hebung in flachliegende Sammelkanäle, welche ihren Inhalt der Reinigungsstelle oder dem Mündungspunkte zuführen. Dadurch wird der Vorteil erreicht, daß Kanäle auch bei nahezu wagerecht belegenen Entwässerungsgebieten ein genügendes Gefälle ohne zu große Tiefe erhalten können, und daß dennoch an den Ausführungskosten gespart wird. Die Prefsluft wird von der Erzeugungsstelle aus den Behältern in Rohrleitungen zugeführt und die Einrichtung ist (durch sog. Ejektoren) so getroffen, daß das ansteigende Wasser mittels eines Schwimmers ein die Luft einlassendes Ventil selbstthätig öffnet. Ist der Wasserspiegel bis zu einem bestimmten Stande im Behälter herabgedrückt bzw. die Hebung in den Sammelkanal erfolgt, so kommt das Gewicht eines mit Kanalwasser gefüllten, an einer Kette hängenden Gefäßes zur Geltung und schließt das Ventil wieder. Diese Art der Hebung, welche 300—600 l in 30—60 Sekunden fördert, ist vorzugsweise für kleinere Wassermengen und demnach mehr für solche Städte am Platze, welche das Haus- und Regenwasser getrennt abführen. Indessen finden sich unter den 19 englischen Städten, welche nach der unten angegebenen Quelle<sup>70)</sup> mit Prefsluft arbeiten, 13, welche Haus- und Regenwasser gemeinschaftlich abführen, darunter Eastbourne (80000 Einwohner), Southampton (25000 E.), Darlaston (25000 E.), Fenton (10000 E.), Mexboro (10000 E.); ferner ist zu erwähnen die Anlage für Rangoon (100000 E.) in Birma.<sup>71)</sup>

<sup>69)</sup> G. Becker. Die Entwässerung der Stadt Königsberg i. Pr. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 33.

<sup>70)</sup> Sanitary Engineering 1888, S. 120 (Vortrag von Knauff über Entwässerung des Vorortes Steglitz bei Berlin). — Siehe ferner Gesundh.-Ing. 1883, S. 165, und 1885, S. 121, Deutsche Bauz. 1885, S. 118, Durand-Claye in den Ann. des ponts et chaussées 1888. I. S. 331.

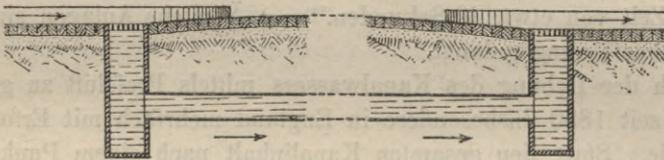
<sup>71)</sup> Sanitary Engineering 1890, S. 230.

**§ 13. Getrennte Abführung des Haus- und Regenwassers.** Bei der bisherigen Besprechung wurde stets ein Kanalnetz vorausgesetzt, welches neben dem Hauswasser auch das Regenwasser aufnimmt. Es ist aber nicht durchaus Bedingung, die Entwässerung einer Stadt in dieser Form auszuführen; vielmehr kann es unter Umständen vorteilhaft sein, die Ableitung des Haus- und Regenwassers mehr oder weniger voneinander zu trennen und zwar in der Art, daß das Regenwasser ganz oder teilweise oberirdisch oder in besonderen Kanälen abfließt.

#### A. Oberirdische Abführung des Regenwassers.

Die oberirdische Abführung des Regenwassers unter Benutzung der Straßensrinnen ist nur in Entwässerungsgebieten von geringer Ausdehnung zulässig, weil die Rinnen, um bei Sturzregen das Wasser ohne Überschwemmung des Straßenkörpers und der Fußwege abführen zu können, sonst einen großen, den Verkehr beeinträchtigenden Querschnitt erhalten müssen. Die Beeinträchtigung des Wagenverkehrs erfolgt dadurch, daß diese Rinnen demselben einen Streifen von ansehnlicher Breite entziehen, daß dieselben ferner — insbesondere in schmalen Straßensrinnen — die Herstellung eines dem Verkehrsbedürfnis entsprechenden Pflasters mit geringem Quergefälle unmöglich machen und die Anlage von Einfahrten zu den umliegenden Grundstücken nur durch Überbrückung der Rinnen gestatten, welche ein weiteres Hindernis

Fig. 218.



der Straßens Benutzung bilden. Die Durchführung der Rinnen an den Straßenskreuzungen geschieht zweckmäßig in Form eines Dükers (Fig. 218), welcher nach den Erfahrungen des Verfassers wesentliche Vorzüge vor der sonst üblichen Abdeckung der Rinnsteine besitzt.

Auch dem Fußgängerverkehr ist die oberirdische Ableitung des Regenwassers nicht günstig. Die Querrinnen, welche die Zuleitung des Wassers von den Höfen und von der Vorderseite der Häuser nach den Straßensrinnen vermitteln, müssen der geringen Ausführungshöhe wegen meistens oberirdisch hergestellt werden und bilden dann eine unwillkommene Unterbrechung in der Gleichmäßigkeit der Fläche; in der Regel werden sie nach Art der Figuren 219 und 220 angelegt. Insbesondere verstopft sich

Fig. 219.

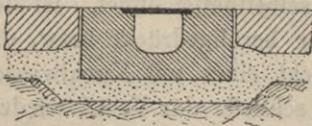


Fig. 220.



die in Fig. 220 dargestellte Rinne leicht durch Schmutz und das Wasser läuft dann über den Gehweg; auch tritt bei wechselndem Tau- und Frostwetter ein Gefrieren des Wassers in den Rinnen ein, was denselben Übelstand zur Folge hat. Liegen die Höfe tiefer als die Straße, so ist eine oberirdische Abführung des Regenwassers nur mittels Rinnen an der Hinterseite der Gebäude möglich, die aber der öffentlichen Aufsicht und Reinigung entzogen sind und deshalb häufig zum Ausgießen und Einleitung unreiner Flüssigkeiten benutzt werden.

Aus diesen Gründen ist die oberirdische Ableitung des Regenwassers nur zulässig in kleinen Städten, in Stadtvierteln, welche dicht an Flüssen liegen oder mit Flußarmen durchzogen sind, sodafs der Weg bis zur Mündungsstelle nur kurz ist, ferner in Städten

an den stark geneigten Hängen eines schmalen Flusstales, oder in Außenbezirken mit schwachem Verkehr und gutem Längsgefälle der Strafsen; auch auf großen öffentlichen Plätzen, in Schlacht- und Viehhöfen, den Höfen großer Anstalten und Grundstücke, wo Nachteile nicht zu befürchten sind und die Annehmlichkeiten der unterirdischen Abführung den vermehrten Kosten gegenüber nicht ins Gewicht fallen, kann eine oberirdische Abführung des Regenwassers zweckmäßig sein.

#### B. Gesonderte unterirdische Abführung des Regenwassers.

Diese Anordnung hat gegenüber einem gemeinschaftlichen Kanalnetz folgende Vorteile:

1. Die Hausleitungen sind unabhängig von dem Ansteigen des Wassers in den Kanälen bei Sturzregen;
2. in Städten, wo die Vorflut für die Hausentwässerung künstlich beschafft werden muß, braucht das Regenwasser nicht mit gehoben zu werden, die Pumpwerke fallen deshalb kleiner aus und erfordern weniger Betriebskosten;
3. die Anlagen zur Reinigung des Kanalwassers können — wenn auch nicht erheblich — eingeschränkt werden;
4. die Regenwasserkanäle können flacher liegen, als das gemeinschaftliche Kanalnetz, ferner genügt für die Sohle der Hauswasserkanäle eine geringere Höhenlage, da die Füllhöhe sich ermäßigt;
5. die Regenwasserleitungen erhalten kleinere Querschnitte, als die gemeinschaftlichen Kanäle und zwar nicht sowohl wegen des fehlenden Hauswassers, welches nur einen kleinen Teil des Regenwassers ausmacht, als infolge der Möglichkeit, das Wasserspiegelgefälle bei Sturzregen stärker annehmen zu können. Es entsteht kein Nachteil, wenn das Wasser am oberen Ende der Kanäle bis nahe zur Strafsen- oder Hoffläche ansteigt, während ein solches Ansteigen bei gleichzeitigem Anschluß der Hausleitungen unzulässig ist. Aus diesem Grunde können auch Einlaßstellen in öffentliche Wasserläufe für das Regenwasser nutzbar gemacht werden, deren Wasserspiegel für die Notauslässe des gemeinschaftlichen Kanalnetzes zu hoch liegen würde.

Als weiterer Vorteil wird mitunter die Möglichkeit angeführt, daß infolge der kleineren Querschnitte der ausschließlich zur Ableitung des Hauswassers bestimmten Leitungen die Abfluggeschwindigkeit eine stärkere und die Selbstreinigung eine vollständigere sei, als in den größeren gemeinschaftlichen Kanälen. Bei zweckmäßigen Querschnittsformen mit scharf gekrümmter Sohle ist der Unterschied aber nur gering und dürfte durch die Spülung bei starkem Regen, welche den ausschließlich für das Hauswasser bestimmten Kanälen nicht zu gute kommt, mindestens aufgewogen werden. Gute Spüleinrichtungen sind deshalb bei letzteren fast noch wichtiger, als bei gemeinsamen Kanälen, weil Ablagerungen wegen des kleineren Querschnitts sich schwerer beseitigen lassen; auch darf es nicht an einer ausreichenden Zahl von Zugangsstellen fehlen, um die Kanäle jederzeit untersuchen zu können. — Die Luftbewegung ist ferner in den engeren Hauswasserkanälen an sich mehr erschwert, als in den weiteren gemeinsamen Leitungen; auch kommt die lüftende Wirkung der Regenrohre in Fortfall, wenn man nicht den Anschluß derselben nach Fig. 193, S. 467 ausführt. Dagegen wird der Querschnitt der Hauswasserkanäle während einer Anzahl von Tagesstunden nahezu angefüllt, wodurch eine Verdrängung der Kanalluft und eine Erneuerung derselben stattfindet. Will

man auch den vom eigentlichen Hauswasser benetzten Umfang als Maßstab für die Fläche der sog. Sielhaut (die sich übrigens um so weniger bemerkbar macht, je besser die Kanäle gespült und namentlich gelüftet werden) zur Vergleichung heranziehen, so fällt dieselbe bei der getrennten und der gemeinsamen Abführung ziemlich gleich groß aus.

Als Nachteile der getrennten Abführung können folgende bezeichnet werden:

1. Die Notwendigkeit eines doppelten Kanalnetzes sowohl auf der StraÙe als in einem Teile des Grundstücks;
2. die häufigere Verunreinigung der öffentlichen Wasserläufe durch das abgeführte, mit den Schmutzteilen der StraÙen und Höfe beladene Regenwasser, da die Notauslässe der gemeinsamen Kanäle erst bei stärkeren Regengüssen übertreten;
3. die erschwerte Senkung bzw. Festlegung des Grundwassers, wegen der flacheren Lage der Hauswasserkanäle;
4. die Notwendigkeit, zwei Kanäle statt eines einzigen zu beaufsichtigen und in Stand zu halten.

Von diesen Nachteilen kommt der erstgenannte am meisten in Betracht, da es namentlich in den engen StraÙen des alten Stadtkerns mit großen Schwierigkeiten verknüpft und oft fast unmöglich ist, neben den sonstigen bereits vorhandenen Leitungen noch den Platz für zwei, in Höhenlage und Richtung nach bestimmten Vorschriften anzulegende Kanalnetze zu gewinnen. Der zweite Nachteil läßt sich durch eine gute Reinhaltung der StraÙen und Höfe zwar einschränken, aber nicht ganz beseitigen, wenn auch nicht übersehen werden darf, daß dafür keine Ablagerungen des Hauswassers, wie bei den Notauslässen, mitgeschwemmt werden. In Longton und East Vale (zusammen 25000 Einwohner) sind zur Vermeidung dieses Übelstandes 22 selbstthätige Verbindungen zwischen Haus- und Regenwasserkanälen hergestellt, welche bewirken, daß die erste verunreinigte Regenwassermenge durch die Schmutzwasserkanäle abgeführt wird.

Faßt man das Gesagte unter Berücksichtigung der bei den Ausführungen gemachten Erfahrungen zusammen, so kommt man zu dem Ergebnis, daß sowohl die gemeinsame wie die getrennte unterirdische Abführung des Kanalwassers allen Anforderungen in gesundheitlicher wie in technischer Beziehung gerecht werden kann, und daß die Entscheidung für die eine oder andere Art der Entwässerung in erster Linie eine Geldfrage ist, während von den übrigen Vor- und Nachteilen die beiden an erster Stelle genannten am meisten ins Gewicht fallen. Es wird sich demnach in vielen Fällen die Aufstellung getrennter Entwürfe und Kostenberechnungen lohnen, wobei zu erwägen ist, ob nicht Regen- und Hauswasserkanäle nach Art der Figuren 221 und 222 wenigstens teilweise in gemeinschaftlichen Baugruben ausgeführt werden können. Diese Anordnung ist für Neapel in Aussicht genommen, dessen StraÙen teilweise sehr enge sind; ebenso diejenige der Fig. 223 für in Einschnitten belegene StraÙen, die, wenngleich aus anderen Gründen, in ähnlicher Art auch in Paris ausgeführt ist. Die Einsteigeschächte für die Regenwasserkanäle erhalten die übliche Form; im Boden derselben befindet sich eine durch Deckel verschlossen gehaltene Öffnung, welche zu dem Hauswasserkanal führt. In Neapel sollen daneben noch Schächte nach Fig. 222 hergestellt werden, welche eine Untersuchung der Hauswasserkanäle vermitteln.<sup>72)</sup> Die Regenwasserkanäle münden hier außerhalb der Molen des Hafens; für das Hauswasser ist eine 15,8 km lange Ableitung nach Cumae beabsichtigt (Fig. 217).

<sup>72)</sup> H. Keller. Die Kanalisation von Neapel. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 231.

Fig. 222. M. 1:75.

Fig. 221. M. 1:125.

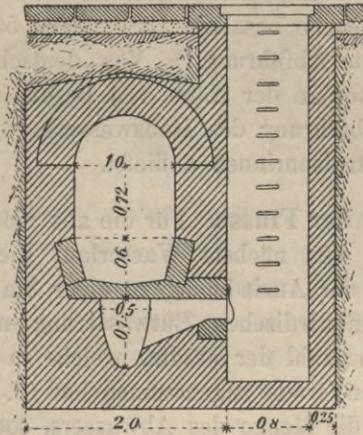
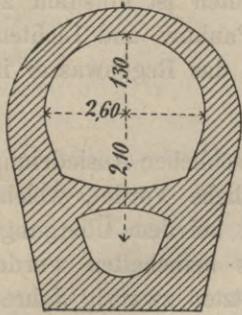
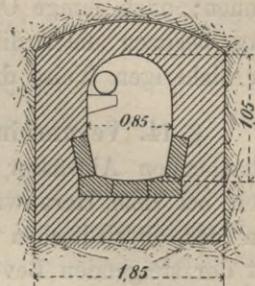


Fig. 223. M. 1:75.



Im übrigen ist die Einrichtung der Einläufe und Hausleitungen die nämliche, wie bei der gemeinsamen Ableitung mit der Einschränkung, daß die dem Grundrohr der Hausentwässerung entzogene Spülung durch das Regenwasser auf andere Weise ersetzt werden muß. Hierfür sind vielfach selbstthätige Spülvorrichtungen, insbesondere Kipper nach Fig. 138, S. 445 in Gebrauch, deren Fassungsraum zwischen 15 und 40 l wechselt. Auch für die auf den Strafsen befindlichen Hauswasserkanäle eignen sich solche Vorrichtungen wegen der geringeren Weite, welche jedoch nach den gemachten Erfahrungen mindestens 20 cm und bei geringem Gefälle mindestens 25 cm betragen sollte, weil sonst leicht Verstopfungen eintreten. Zugleich kann es sich empfehlen, die getrennte unterirdische Ableitung des Regenwassers auf einzelne Stadtteile zu beschränken und umgekehrt eine gemeinsame Abführung für gewisse Bezirke und Fälle beizubehalten. So wird z. B. in Elberfeld das Regenwasser der Bergstadt gesondert in die Wupper abgeleitet, das Brauchwasser aber dem gemeinschaftlichen Kanalnetz der Unterstadt zugeführt, dessen Inhalt später gereinigt werden soll.<sup>73)</sup> In Königsberg wird für einen Teil der Unterstadt das Regenwasser durch besondere Kanäle abgeleitet, während in der Oberstadt Regen- und Hauswasser gemeinsam zur Abführung gelangen. — In gewissem Sinne können auch die Notauslässe als Regenwasserkanäle aufgefaßt werden, namentlich wenn man, wie es in London geschieht, in den von ihnen durchzogenen Strafsen die Strafseneinläufe und die Regenrohre an dieselben anschließt und dadurch das eigentliche Kanalnetz entlastet. Bei Grundstücken mit tiefliegenden Höfen wird die Abführung des Regenwassers durch den flachliegenden Regenwasserkanal oft nicht möglich sein, vielmehr eine Einleitung desselben in den tiefer belegenen Hauswasserkanal erfolgen müssen u. s. w.

Die mehr oder weniger getrennte Abführung von Haus- und Regenwasser ist vorzugsweise in kleineren englischen und amerikanischen Städten zur Ausführung gelangt; beispielsweise mögen hier erwähnt werden Oxford, Windsor, Reading, Holstead, Burnley, Acton, Chiswick<sup>74)</sup> in England, von denen Burnley und Oxford je etwa 50000 Einwohner

<sup>73)</sup> Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 370.

<sup>74)</sup> Das Regenwasser der Strafsen fließt hier in Einläufe von 2,7 cbm Inhalt ohne Boden, um in den kieshaltigen Untergrund zu versinken. Für starke Regenfälle sind Überläufe nach den Kanälen angebracht; die Einläufe liegen durchschnittlich in 35 m Abstand.

zählen; ferner in Memphis, Denver (36000 E.), Omaha, Norfolk und Pullmann in Nordamerika.<sup>75)</sup> Dort wurde zuerst Memphis in dieser Art von Waring (1880) entwässert; nach der unten angegebenen Quelle besaßen 1889 gegen 50 nordamerikanische Städte (wohl meist kleinere) getrennte Abführung.<sup>76)</sup> Von deutschen Städten ist Potsdam zu nennen; auch einige Ortschaften in der Nähe von Berlin, z. B. Pankow und Lichtenberg, besitzen unterirdische Abführung des Hauswassers, während das Regenwasser in der bisherigen Weise durch Straßensinnen abfließt.

**§ 14. Verunreinigung der Flüsse.** Für die aus einer menschlichen Ansiedelung entstehenden Abwässer bildet der nächste Wasserlauf die natürliche Vorflut, welche auch bei dem Heranwachsen der Ansiedelung zu einer Stadt und bei dem Übergange von der oberirdischen zur unterirdischen Entwässerung meistens beibehalten wurde. Mit der steigenden Bevölkerungszahl der Städte, welche in den letzten zwanzig Jahren in einem vorher nicht bekannten Grade zugenommen hat (S. 76), und mit ihrer gewerblichen Thätigkeit wuchs auch die Menge des Abwassers, sodafs die bis dahin vielleicht fast unbemerkt gebliebene Verunreinigung des Flusses immer stärker wurde und zu berechtigten Klagen der unterhalb Wohnenden Veranlassung gab. Demgemäfs wurde es Aufgabe der Aufsichtsbehörden, die weitere Zuführung von Schmutzwasser — insbesondere auch der in die Kanäle geschwemmten Abtrittstoffe — in allen Fällen zu untersagen oder von einer vorherigen Reinigung des Schmutzwassers abhängig zu machen, in denen das öffentliche Interesse ein solches Vorgehen erforderte.

Hierbei stellte es sich alsbald als sehr schwierig heraus, die Umstände, unter denen ein öffentliches Interesse vorhanden ist, genau zu umgrenzen und bestimmte Vorschriften zu erlassen, welche an Stelle der bis dahin vorhandenen unvollkommenen Bestimmungen über das Benutzungsrecht der öffentlichen Wasserläufe treten konnten. Es sei von vornherein bemerkt, dafs dies auch heute noch nicht gelungen ist und zur Erklärung dieser Thatsache möge eine kurze Darstellung der wichtigsten Punkte folgen, welche bei dieser Frage eine Rolle spielen.

a. Einem wasserreichen Strome wird eine bestimmte Schmutzwassermenge unbedenklicher zugeführt werden können, als einem kleinen Flusse, weil das Mafs der Verdünnung ein gröfseres ist. Da nun die Menge des zugeführten Kanalwassers sich annähernd nach der Zahl der Einwohner richtet, so könnte als Mafstab der Verunreinigung das Verhältnis zwischen Bevölkerung und der sekundlichen Wassermenge des Flusses dienen und ein bestimmter Verdünnungsgrad als zulässige Grenze festgestellt werden.

b. Dies setzt jedoch voraus, dafs die Menge der verunreinigenden Stoffe in den verschiedenen Städten annähernd gleich ist. Nach der in § 2 unter F. gegebenen Zusammenstellung ist dies jedoch, wenn man den Stickstoffgehalt als mafsgebend ansieht, nicht der Fall, da derselbe zwischen 7 und 16 g für Kopf und Tag der Bevölkerung schwankt. Im allgemeinen wird man nur annehmen können, dafs Städte, in denen Abfuhr besteht und welche eine geringe gewerbliche Thätigkeit entwickeln, weniger verunreinigend wirken, als solche, welche die Abschwemmung der Abtrittstoffe eingeführt haben und viele Fabriken besitzen.

<sup>75)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 45.

<sup>76)</sup> Engineering News 1889, I. S. 301, 356, 480 (Bericht über die Entwässerungsanlage in Memphis). — Vergl. ferner Vierteljahrsschrift f. öffentl. Gesundheitspflege 1883, S. 317; 1888, S. 199 und: Staley und Pierson. The separate system, its theory and construction. New-York 1886.

c. Die Grenze der zulässigen Verdünnung müßte sich nach der Beschaffenheit richten, welche das Flufswasser besitzt, bevor die Einführung des Kanalwassers stattfindet. Der Grad der Reinheit der verschiedenen Flüsse ist aber sehr verschieden und wechselt auch mit dem Wasserstande und der Jahreszeit beständig (S. 104); insbesondere findet ein solcher Wechsel auch bezüglich der organischen Stoffe statt, es finden sich beispielsweise in der Elbe bei Magdeburg zwischen 9 und 50 g in 1 cbm. Da dieser Fluß bei Niedrigwasser täglich 10 Millionen cbm Wasser führt, so übertreffen die Unterschiede im Gehalt an organischen Stoffen um das Vielfache diejenigen Mengen, welche ihm durch das Kanalwasser der Stadt zugeführt werden können.

d. Die sogenannte Selbstreinigung der Flüsse ist zu berücksichtigen, d. h. die Eigenschaft derselben, die hineingelangten organischen Stoffe allmählich durch Abgabe von Sauerstoff und unter Vermittelung von Kleinwesen in unorganische Verbindungen umzuwandeln. Als ein bekannter gewordenes Beispiel ist in dieser Beziehung die Oder bei Breslau<sup>77)</sup> anzuführen, welche bis zur Fertigstellung der Rieselfelder das Abwasser der Stadt aufnehmen mußte. Das unterhalb der Kanalmündungen geschöpfte Wasser enthielt auf 100000 Teile durchschnittlich 0,628 Teile Ammoniak und Albuminoid-Ammoniak und erforderte zur Oxydation der organischen Stoffe 0,946 Teile Sauerstoff; 32 km unterhalb der Stadt waren diese Zahlen auf 0,031 bzw. 0,38 gesunken, während sie für das (im Stau befindliche) Oderwasser oberhalb Breslau die Größe von 0,031 bzw. 0,408 hatten. Demgemäß war nach der chemischen Untersuchung wieder das Maß der oberhalb Breslau vorhandenen Reinheit erreicht; auch die mikroskopische wies anfangs viele Fäulnispilze nach, welche allmählich verschwanden und schließlichs einem großen Reichtum an unschädlichen Diatomeen und grünen Algen Platz machten. Die Wassermenge mochte zur Zeit der Messung 40–50 cbm i. d. Sek., die Zahl der entwässernden Einwohner (1878) 240000, die Durchschnittsgeschwindigkeit 0,7 m betragen, sodaß das Wasser nur etwa 13 Stunden unterwegs war. Bezüglich des chemischen Befundes ist zu bemerken, daß es augenscheinlich lange Zeit währte, bis eine vollständige Vermischung zwischen Kanal- und Flufswasser stattgefunden hatte, sodaß es schwierig war, in einiger Entfernung unterhalb der Kanalmündung Proben zu entnehmen, welche dem wirklichen Durchschnitt entsprachen. Hätte man im vorliegenden Falle sofort eine vollständige Durchmischung des Oderwassers mit dem Kanalinhalt vornehmen können, so würde sich auch dicht unterhalb Breslau nur eine geringe Zunahme an organischen Stoffen herausgestellt haben. — Bekannt sind ferner die Untersuchungen von Pettenkofer über die Einwirkung der Münchener Abwässer auf die Isar unterhalb der Stadt. Am 21. Januar 1891, wo die Isar nur 50 cbm i. d. Sekunde führte, war der Abdampfdruckstand von Thalkirch oberhalb München bis Freising (32 km Luftlinie unterhalb München) von 243,2 auf 252,4, der Sauerstoffverbrauch zur Oxydation der organischen Stoffe von 1,37 auf 1,64 Milligramm in 1 l gestiegen, während im Sommer 1890 bei Mittelwasser (189 cbm) die betreffenden Zahlen bei Freising 197 und 2,28 betragen hatten. Die Schwankungen waren also im Isarwasser selbst viel größer, als der Einfluß der Verunreinigung durch das Wasser der Münchener Schwemmsiele.<sup>78)</sup>

<sup>77)</sup> Hulwa. Beiträge zur Schwemmkanalisation und Wasserversorgung von Breslau. 2. Ergänzungsheft zum Centralblatt f. allgem. Gesundheitspflege. Bonn 1884.

<sup>78)</sup> Pettenkofer. Deutsche Bauz. 1891, S. 81 und Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1892, S. 116. — Auf S. 122 der letztgenannten Quelle finden sich auch die Untersuchungen über Selbstreinigung der Elbe unterhalb der böhmischen Grenze und unterhalb Dresden.

Von weiteren Beobachtungen über die wieder zunehmende Reinheit sind zu erwähnen diejenigen an der Seine unterhalb Paris, an der Elbe unterhalb Magdeburg, am Rhein unterhalb Mainz und Köln, an der Pegnitz in Nürnberg<sup>79)</sup>, an der Wupper, deren Wasser, obwohl es in Elberfeld und Barmen sehr stark durch Fabrikabgänge verunreinigt wird, in Opladen (etwa 40 km weiter abwärts) wieder zur Türkischrot-Färberei gebraucht werden kann, sowie an verschiedenen sächsischen Flüssen<sup>80)</sup>; ferner soll nach Hawksley der Fluß Trent, der in seinem Laufe, ehe er Nottingham erreicht, das Kanalwasser von zwei Millionen Menschen aufnimmt, bei der genannten Stadt wieder klares Wasser besitzen. Dagegen zeigen zahlreiche kleinere Flüsse, insbesondere in dicht bevölkerten Bezirken mit ausgedehnter gewerblicher Thätigkeit, ein sehr schmutziges Aussehen, insbesondere auch in England, trotz des dort geltenden Flußverunreinigungsgesetzes vom Jahre 1876. Hier sind z. B. der Mersey, Irwell und Clyde, ferner die kleinen Flüsse, welche Sheffield, Leeds, Birmingham und Bradford durchziehen, sowie die Themse unterhalb London, so stark verunreinigt, daß der Einfluß der Selbstreinigung dagegen verschwindet. Von welchen Umständen letztere abhängt, hat bis jetzt noch nicht sicher festgestellt werden können. Die englische „*Rivers Pollution Commission*“, welche sich sehr sorgfältig mit diesem Gegenstande gelegentlich der Untersuchung der englischen Flüsse beschäftigt hat, geht wohl etwas zu weit, wenn sie behauptet, daß die Selbstreinigung der Flüsse zum größten Teile auf Täuschung beruhe, indem die schwebenden Stoffe allmählich niedersinken und sich auf der Sohle der Flüsse ablagern, sodafs das Wasser mehr mechanisch geklärt als durch chemische und organische Vorgänge gereinigt werde, ebenso Frankland, der diese Ansicht gelegentlich des Londoner hygienischen Kongresses im Jahre 1891 zu der seinigen gemacht hat. Wäre sie richtig — und die auch bei lebhaft strömenden Flüssen an den Ufern unterhalb der Kanal-mündungen sichtbaren Schlamm-schichten sprechen dafür, daß die Ablagerung jedenfalls bei der Reinigung mitwirkt — so würde der letzteren eine mälsige Geschwindigkeit eher förderlich sein, als eine starke Strömung. Letztere hat jedoch ohne Zweifel eine stärkere Aufnahme von Sauerstoff zur Folge, welcher günstig auf die Abnahme der organischen Bestandteile einwirkt; indessen liegen auch Beobachtungen bei Wasserfällen vor, wo ein solcher Einfluß nur in sehr geringem Grade nachzuweisen war.<sup>81)</sup>

Fleck hat versucht, die Zulässigkeit der Einleitung von Abwässern in Flüsse von der sekundlichen Wassermenge  $q$  und der Geschwindigkeit  $v$  des Flusses sowie der entwässernden Einwohnerzahl  $E$  der betreffenden Stadt abhängig zu machen und

<sup>79)</sup> Kämmerer. Untersuchungen des Pegnitzwassers in Nürnberg. 1878.

<sup>80)</sup> Wolffhügel. Handbuch der Hygiene und Gewerbekrankheiten. Herausgegeben von V. Pettenkofer und V. Ziemssen. 2. Teil, I. Abt. 2. Hälfte, S. 43. — Siehe ferner Varrentrapp. Verunreinigung der Seine bei Paris. Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1876, S. 500; Finkelnburg ebendasselbst 1877, S. 434. — Baumeister. Beobachtungen über Flußverunreinigungen in Nordamerika. Dasselbst 1876, S. 487 und 1878, S. 574. — Fleck. Über Flußverunreinigungen, deren Ursache, Nachweis und Verhütung. Dresden 1884.

<sup>81)</sup> Nach dem Gas- und Wasser-Journal von Hartley 1883, S. 807 enthielt das Wasser des durch Torfmoor verunreinigten *Dargle-river* vor dem 120 m hohen *Powers-court-fall* an organischem Kohlenstoff auf 100 000 Teile 0,946, unterhalb desselben 0,944, an organischem Stickstoff bezw. 0,072 und 0,077 Teile, der Carnwaystick-Fluß, der 235 m tief kaskadenartig in das Thal von Glenmalure herabfällt, nach den Untersuchungen von Kanahan und Hartley bezw. 0,284 gegen 0,284 und 0,022 gegen 0,021. Auch bei der raschfließenden Isar sollte man eine stärkere Einwirkung auf die organischen Bestandteile des Münchener Kanalwassers vermuten, als sich aus den Beobachtungen Pettenkofers ergibt. Andererseits soll der Shannon nach Tidy an den Doonass-Fällen 38% seiner organischen Bestandteile verlieren. — Hiernach scheint es insbesondere auf die Art der letzteren anzukommen.

zwar soll sein  $\frac{qv}{E} > 0,0001$ .<sup>82)</sup> Baumeister<sup>83)</sup> berücksichtigt außerdem das Verhältnis derjenigen Einwohner, welche ihre Abtrittstoffe planmäÙig durch die Kanäle abschwemmen, zu der Gesamtzahl. Er setzt diese Verhältniszahl =  $c$ , führt  $E(1 + c)$  statt  $E$  ein und nennt den Wert, welcher sich für die Tagesmenge 86 400  $q$  ergibt,

$$K = \frac{86\,400\,q}{E(1+c)} \quad \text{oder} \quad K = \frac{Q}{E(1+c)}$$

den Verunreinigungs-Koeffizienten. Hierbei ist für  $Q$  die Wassermenge bei gewöhnlichem niedrigstem Wasserstande des Flusses zu setzen. Für Breslau, wo diese = 20 cbm ist und sämtliche Grundstücke mit Spülabtritten versehen sind, erhält man z. B. bei  $E = 335\,000$  und  $v = 0,6$  m für  $K = \frac{86\,400 \cdot 20 \cdot 0,6}{335\,000(1+1)} = 1,55$ ; in ähnlicher Weise für Paris 1,9, für Kassel 3,2, Prag 5,8, München 7,4, Magdeburg 15,6. Die Formel, welche eine Verdoppelung der Verunreinigung durch Einführung von Spülabtritten voraussetzt, gilt wie die Fleck'sche nur für den Oberlauf der Flüsse, nicht auch für die Mündungen, in welchen eine Beeinflussung der Strömung durch Ebbe und Flut oder durch Winde stattfindet. In beiden Formeln ist wohl der Geschwindigkeit ein zu weitgehender Einfluss eingeräumt; beispielsweise würde bei einem Flusse, welcher die Geschwindigkeit während seines Laufs von 0,9 m auf 0,3 m ermäßigt, unter Voraussetzung der nämlichen Einwohnerzahl eine Herabminderung des Koeffizienten auf den dritten Teil eintreten, obwohl die Wassermenge die nämliche geblieben ist. Außerdem begünstigt aber die geringere Geschwindigkeit die Ablagerung der schwebenden Sinkstoffe; das Kanalwasser bleibt ferner längere Zeit mit derjenigen des Flusses in Berührung und auch die aufgenommene Sauerstoffmenge wächst mit der gröÙeren Breite des Wasserspiegels und dem wasserhaltenden Querschnitt, während die Vermehrung der Keime durch gröÙere Geschwindigkeit stärker verhindert werden mag. Jedenfalls ist es Thatsache, dafs selbst in ruhig stehenden Wasserbecken, für welche sich  $K = \text{Null}$  ergeben würde, eine allmähliche Umwandlung des von dem eingeleiteten Kanalwasser abgesetzten Schlammes in unschädliche Formen erfolgt (die sog. Mineralisierung der organischen Stoffe), wie denn überhaupt auf diesem Gebiete noch manche zweifelhaften Punkte aufzuklären sind. Es wäre deshalb zu wünschen, dafs die von dem deutschen Verein für öffentliche Gesundheitspflege angeregten Untersuchungen über die Verunreinigung öffentlicher Flüsse alsbald ausgeführt würden.<sup>84)</sup>

e. Der Umfang der Wiederbenutzung des FluÙwassers unterhalb der Auslaufstelle und die Entfernung, in welcher eine Entnahme desselben zu diesem Zwecke stattfindet, darf nicht aufser Acht bleiben. Tritt eine solche Benutzung erst weit unterhalb der Kanalöffnung ein, so ist die Einleitung von Kanalwasser viel weniger bedenklich, als im entgegengesetzten Falle. Hierbei kommt in erster Linie die Entnahme von FluÙwasser zu Versorgungszwecken (für Städte und Ortschaften) in Betracht. Ist es auch, wie das Beispiel von Altona beweist, welches das Leitungswasser nicht allzuweit unterhalb der Ausmündungsstelle der Hamburger Kanäle entnimmt, möglich, durch Filterung einen befriedigenden Grad von Reinheit zu erzielen, so können doch manche Anwohner des Flusses, ferner die auf demselben verkehrenden Schiffer und selbst bereits vorhandene Fabriken auf diese Art der Reinigung

<sup>82)</sup> XII. u. XIII. Jahresbericht der k. chem. Centralstelle f. öffentl. Gesundheitspflege in Dresden 1884, S. 46.

<sup>83)</sup> Vergleich von FluÙverunreinigungen. Vierteljahrsschrift f. öffentl. Gesundheitspflege 1892, S. 467.

<sup>84)</sup> Vergl. auch A. Frank. Zur Einführung der Schwemmkanalisation in München. Gesundh.-Ing. 1891, S. 281, 331. — O. Löw. Zur Frage der Selbstreinigung der Flüsse. Dasselbst S. 601.

nicht verwiesen werden, abgesehen von der Benutzung des Wassers zum Baden, zum Tränken des Viehes und für die Fischerei. Dafs gar keine Verwendung desselben zu häuslichen und gewerblichen Zwecken unterhalb der Kanalmündungen stattfindet, kommt nur ausnahmsweise (etwa in der Nähe der Flussmündungen) vor.

Im Hinblick auf die ziemlich verwickelten Verhältnisse, welche bei der Benutzung der Flüsse zur Aufnahme von Kanalwasser zu berücksichtigen sind, hat sich die Kgl. wissenschaftliche Deputation für das Medizinalwesen, deren Gutachten für die Entscheidung der zuständigen Behörden in Preussen maßgebend ist, die Abgabe ihrer Meinung von Fall zu Fall vorbehalten. In Neisse ist z. B. die Einführung des die Abtrittstoffe enthaltenden Kanalwassers in den die Stadt durchfließenden Biele-Arm bezw. in die Neisse gestattet; die Einwohnerzahl beträgt 19500, die kleinste Wassermenge der Biele 1,85 cbm und die Geschwindigkeit 0,97 m. In Hannover ist die Benutzung der Leine, welche etwa 12 cbm führt und deren Geschwindigkeit zu 1,5 m angegeben wird, vorläufig auf fünf Jahre gestattet. In den meisten Fällen jedoch, insbesondere wenn die Einleitung der Abtrittstoffe in Frage kommt, wird eine vorherige Reinigung des Kanalwassers vorgeschrieben, wobei der Berieselung der Vorzug gegeben wird. Nach dem in der untenstehenden Quelle<sup>55)</sup> mitgeteilten Gutachten der genannten Deputation ist das Kanalwasser vor der Einleitung in einen Fluß soweit als thunlich zu reinigen und zwar von fäulnisfähigen Stoffen bis zu einem Grade, dafs nach erfolgter Verdünnung im Flusse keine stinkende Fäulnis eintreten kann; daneben darf das Flußwasser in allen zum Trinken erforderlichen Eigenschaften nicht wesentlich verändert werden. — In Sachsen bestimmen die bestehenden Vorschriften vom 28. März 1882, dafs neue Anlagen, welche die Wasserläufe durch ihre Abfallstoffe zu verunreinigen geeignet sind, nur dann gestattet werden sollen, wenn Einrichtungen getroffen werden, vermöge deren der gewöhnliche Gebrauch des Wassers nicht beeinträchtigt wird; während bezüglich der bereits bestehenden Anlagen die zuständigen Verwaltungen dafür zu sorgen haben, dafs alle Maßnahmen zur Abhilfe der Übelstände nach dem jeweiligen Stande der Wissenschaft getroffen werden, jedoch unter schonender Wahrnehmung der Interessen des Gewerbes und der Landwirtschaft. — In Baden sucht eine Verordnung vom 11. Oktober 1884 die Einleitung gewerblicher Abwässer in Flußwasser durch Vorschriften zu regeln; auch kann nach Bestimmungen vom Jahre 1874 das Abschwemmen von Abtrittstoffen untersagt werden, wenn dadurch die öffentliche Gesundheit gefährdet wird. — Für das Deutsche Reich ist die Aufstellung bezüglicher Verordnungen vorläufig wohl nicht zu erwarten, nachdem der oben erwähnte Antrag des deutschen Vereins für öffentliche Gesundheitspflege, Untersuchungen über die Verunreinigung von Flüssen anzustellen, im Jahre 1892 abgelehnt worden ist. Allerdings sind die auf diesem Gebiete in England gemachten Erfahrungen nicht besonders ermutigend. Hier schlug der oben erwähnte Flußverunreinigungs-Ausschuß (*Rivers Pollution Commission*) 1868 nach eingehenden Untersuchungen bestimmte Reinheitsgrenzen für die in Wasserläufe zu leitenden Flüssigkeiten vor. Abgesehen davon, dafs diese zu weit gingen (es sollte z. B. 1 cbm nur 30 g mechanisch beigemengte und 10 g organische Bestandteile enthalten<sup>56)</sup>), war auch keine Rücksicht auf die Wassermenge des zur Aufnahme dienenden Flusses genommen. Das 1876 erlassene Gesetz zur Verhinderung der Flußverunreinigung hat sich deshalb darauf beschränkt, die Einführung von unge-

<sup>55)</sup> Gesundh.-Ing. 1890, S. 441.

<sup>56)</sup> Die genaueren Bestimmungen sind u. a. abgedruckt in Bürkli. Über die Maßregeln zur Reinhaltung der öffentlichen Gewässer. Zürich 1875. S. 10, ferner in Finkelnburg. Die öffentliche Gesundheitspflege Englands. Bonn 1874. S. 220.

reinigtem städtischem Kanalwasser und schädlichen Fabrikabwässern, sowie von festen Abfällen in die Flüsse vom Zeitpunkt des Erlasses ab zu verbieten; die bestehenden Anlagen dürfen verbleiben, sofern nach Ansicht der Verwaltungsbehörden geeignete Mittel zur Reinigung verwendet werden; auch wird diesen Behörden die Befugnis erteilt, unter gewissen Verhältnissen Ausnahmen zuzulassen. Von dieser Befugnis wird anscheinend ein ziemlich weitgehender Gebrauch gemacht, da die englischen Flüsse fast durchweg stark verunreinigt sind. Beispielsweise werden unterhalb London täglich 650 000 cbm Kanalwasser in die bei Mittelwasser sekundlich nur 57 cbm und bei kleinstem Wasser nur 23 cbm führende Themse eingelassen. Infolge der zahlreichen Beschwerden wurde ein besonderer Ausschuss eingesetzt, der zur Abhilfe die in F. 2, T. VIII dargestellte Verlegung der Mündungsstellen nach vorheriger Entfernung der festen Stoffe für den Fall vorschlug, daß geeignete Rieselfeldflächen nicht aufgefunden werden sollten.<sup>87)</sup>

Der Standpunkt, auf welchen i. J. 1886 der deutsche Verein für öffentliche Gesundheitspflege sich gestellt hat, dürfte der richtige sein: „die Reinigung der städtischen Abwässer vor ihrer Zuführung in die Flußläufe bleibt anzustreben. Bei dem jetzigen Stande der Technik und den erheblichen mit jeder Reinigung verbundenen Kosten empfiehlt es sich jedoch, die Forderung der Reinigung nur in den Fällen zu erheben, wo gesundheitliche Mifsstände zu befürchten sind oder sonstige erhebliche Übelstände sich fühlbar machen und nur in einem solchen Umfange, als zur Beseitigung dieser Übelstände geboten ist.“ Bei weitergehenden Ansprüchen werden nicht selten die Anlagen zu der so wünschenswerten Verbesserung der gesundheitlichen Zustände der Städte verzögert und erschwert. Hierdurch werden gröfsere Nachteile hervorgerufen, als durch etwas stärkere Verunreinigung des Flufswassers entstanden sein würden. Andererseits sind die Flüsse „ein öffentliches Gut, das nicht von Einzelnen so in Anspruch genommen werden darf, daß dadurch Schaden für das öffentliche Wohl entsteht oder die allgemeine Benutzung in erheblicher Weise beeinträchtigt wird.“ (Bürkli in der oben genannten Schrift S. 19).

**§ 15. Reinigung des Kanalwassers.** Die Reinigungsarten, welche gegenwärtig am gebräuchlichsten sind, lassen sich in zwei Klassen teilen, von denen die eine auf die Ausscheidung gewisser Stoffe durch Zusatz besonderer Füllungsmittel hinausgeht, während die andere sich die Filterung des Abwassers durch porenreichen Boden oder die Berieselung von Landflächen zur Aufgabe stellt. Ein drittes Verfahren: Ablagern der Sinkstoffe und schwebenden Bestandteile des Wassers, führt zwar bei ausreichender Gröfse der Niederschlagsbehälter gleichfalls zu einer Klärung, die aber — da eine Einwirkung auf die gelösten Beimengungen des Kanalwassers und auf die in ihm enthaltenen Kleinwesen nicht stattfindet — als eine Reinigung in dem hier in Betracht kommenden Sinne nicht anzusehen ist. Endlich ist die Reinigung mit Durchlüftung sowie unter Zuhilfenahme des elektrischen Stromes zu erwähnen; über beide liegen aber gegenwärtig ausreichende Erfahrungen noch nicht vor.

#### A. Reinigung auf chemischem Wege.

**1. Allgemeines.** Die chemische Reinigung, welche vielleicht besser chemische Klärung oder die Klärung durch Zusatzmittel genannt wird, wurde zuerst in England in gröfserem Umfange ausgeführt und es haben sich dort nach langen und kostspieligen Versuchen bestimmte Verfahren herausgebildet, die in ihren Grundzügen auch den in

<sup>87)</sup> Deutsche Bauz. 1885, S. 121, 137, 145.

Deutschland ausgeführten Anlagen zum Muster dienten. Im wesentlichen bestehen dieselben darin, daß das Wasser, nachdem es durch Sandfänge und Siebe geflossen und dort von den gröberem Sinkstoffen befreit ist, bestimmte Zusätze erhält, welche auf die gelösten Bestandteile fällend, aber auch tötend auf die im Kanalwasser enthaltenen Kleinwesen einwirken. Die entstehenden Niederschläge reißen gleichzeitig die schwebenden, teilweise von Fettstoffen und Glasbläschen schwimmend erhaltenen Beimengungen mit zu Boden und bewirken dadurch die eigentliche Klärung. Von den Zusatzmitteln haben sich für den Gebrauch in großem Mafsstabe bisher Ätzkalk und schwefelsaure Thonerde am besten bewährt; weniger häufig kommen zur Anwendung: Magnesium-Verbindungen, Eisen- und Mangansalze, lösliche Kieselsäure und Thomasschlacke nach Aufschluß durch Säuren. Eine Anzahl von anderen Stoffen, in denen u. a. Kalialaun, Zinkchlorid, Steinkohlenteer, Knochenkohle und phosphorsaure Thonerde enthalten sind, liefern zwar gleichfalls gute Ergebnisse, eignen sich aber entweder wegen zu hoher Kosten oder wegen der mit ihrer Anwendung verknüpften Umständlichkeit nicht zur Reinigung großer Wassermengen. Am meisten wird Ätzkalk benutzt, weil seine Beschaffung in der Regel am billigsten ist. Seine Wirkung beruht darauf, daß er den in dem Kanalwasser gelösten doppeltkohlensauren Kalk in unlöslichen einfach kohlensauren verwandelt und daß er sich mit organischen Säuren, insbesondere mit den Fettsäuren und der freien Kohlensäure, gleichfalls zu unlöslichen Stoffen verbindet, welche beim Absetzen die schwebenden Bestandteile mit sich reißen.<sup>88)</sup> Bei der schwefelsauren Thonerde, welche einen 3 bis 4 mal höheren Preis besitzt, als der Kalk, aber auch in geringerer Menge verwendet werden kann, geht die Schwefelsäure eine Verbindung mit den im Kanalwasser enthaltenen Alkalien, namentlich mit einem Teile des Ammoniaks ein und die freigewordene unlösliche Thonerde sinkt unter Mitnahme der schwebenden Stoffe zu Boden. Ähnlich wirkt Magnesiumsulfat, während die unlöslichen Oxyde der Eisen- und Mangansalze die Ausfällung der Schwimmstoffe bewirken und zugleich mit dem Schwefelwasserstoff Schwefeleisen oder Schwefelmangan bilden.

Diese verschiedene Wirkung der Fällungsmittel hat mehrfach dazu geführt, sich nicht auf eins derselben zu beschränken, sondern gleichzeitig mehrere anzuwenden. So benutzt man in Frankfurt a. M. (nach dem Vorgange von Coventry) Thonerde und Kalk, in Halle Kalk, lösliche Kieselsäure und schwefelsaure Thonerde, sowie einige andere Zusätze, in Essen und Potsdam Kalk mit verschiedenen Nebenstoffen, deren Zusammensetzung nicht genau bekannt ist; Hulwa wendet ein Salzgemisch von Eisen-, Thonerde- und Magnesiaverbindungen an, dazu Kalk mit besonders hergestellter Zellfaser. Ein vollkommenes Ausfällen aller Stoffe, welche als verunreinigend gelten, wird jedoch durch kein Verfahren erzielt; im großen und ganzen gelingt es nur, die gelösten organischen Bestandteile auf zwei Drittel bis zur Hälfte zu ermäßigen, während sich die Menge der gelösten unorganischen Stoffe vermehrt. Insbesondere ist es nicht möglich, über 20% des Ammoniaks zu beseitigen; es kommt selbst vor, daß nach der Klärung mehr fäulnisfähige Stoffe in Lösung enthalten sind als vorher. Dies beruht zum Teil auf der Anwendung eines zu großen Überschusses an Kalk, wodurch ein Teil der schwebenden organischen Stoffe aufgelöst wird, zum Teil auf beginnender Fäulnis des Schlammes, wenn dieser zu lange mit dem Kanalwasser in Berührung bleibt. Dagegen wird der Gehalt an schwebenden Stoffen vollständig und derjenige an Phosphorsäure bis auf

<sup>88)</sup> Vergl. auch Weigmann. Die Wirkung des Ätzkalks bei der Reinigung der Abwässer. *Gesundh.-Ing.* 1890, S. 317.

einen sehr kleinen Rest beseitigt; dies ist insofern von Bedeutung, als die Phosphorsäure die Entwicklung der Kleinwesen befördern soll. Auch werden letztere, was ebenfalls hervorzuheben ist, grösstenteils (unter Umständen fast vollständig) aus dem Wasser entfernt und zwar bildet hierfür nach Libonius und Hüppe, sowie nach den in Frankfurt ausgeführten Versuchen<sup>89)</sup> der Kalk das wirksamste Zusatzmittel. So lange überschüssiger Kalk in dem abfließenden Wasser vorhanden ist, tritt keine bemerkenswerte Vermehrung der Kleinwesen ein. Die Wirksamkeit desselben wird jedoch bald durch den Einfluß der Luft und den in allen Gewässern vorhandenen doppelkohlensauren Kalk beschränkt bzw. aufgehoben, während die Magnesia den Beginn der Zersetzung länger hinausschiebt. Jedenfalls vergeht aber bis dahin eine bestimmte Zeit, während der eine möglichst innige Mischung des geklärten Wassers mit demjenigen des Flusses bereits stattgefunden haben muß. Ein reichlicher Zusatz von Kalk zu dem bereits geklärten Kanalwasser, um es auf einem längeren Wege bis zum Flusse und bis zur innigen Mischung keimfrei zu erhalten, würde nachteilig für die im Flusse lebenden Fische und auch zu kostspielig sein. Aus demselben Grunde empfiehlt sich nicht ein Zusatz von Karbolsäure, Zinkchlorid und ähnlicher desinfizierender Mittel.

Je nach dem Grade der Klärung ist das ablaufende Wasser mehr oder weniger durchsichtig; für Charlottenburg, welches anfänglich die chemische Reinigung in Aussicht genommen hatte, wurde außer Geruchlosigkeit auch Klarheit einer 15 cm starken Schicht und Haltbarkeit des geklärten Wassers während einer Dauer von 14 Tagen vorgeschrieben. Die Farbe hat einen Stich ins Gelbliche, welcher jedoch mittels Filtration durch Koks nahezu beseitigt werden kann. An Kalk sind durchschnittlich für 1 cbm Kanalwasser 0,25 kg erforderlich, bei Fabrikwässern bis 0,5 kg. In Coventry werden 0,17 kg Thonsulfat und 0,04 kg gebrannter Kalk, in Frankfurt durchschnittlich 0,17 kg Thonsulfat und 0,8 kg Kalk verwendet. Der Kalk giebt grössere Mengen Schlamm als die Thonerde und steht ihr deshalb in dieser Beziehung nach; auch zeigt der durch reinen Kalkzusatz gewonnene Schlamm beim Pressen keinen Zusammenhang.

Wichtig ist eine möglichst innige Mischung der Fällungsmittel, welche stets in möglichst reinem Zustande zur Anwendung gebracht werden müssen; ferner ein gleichmäfsiger Zusatz zu der ungleich zufließenden Kanalwassermenge, für welche mehrfach selbstthätige Vorrichtungen hergestellt sind, z. B. durch das Kanalwasser getriebene Räder mit Schöpfer für die Kalkmilch oder ein Kipper nach Fig. 138, S. 445, der beim Umkippen jedesmal einen Becher Zusatzflüssigkeit ausgießt u. s. w. Um auch der wechselnden Beschaffenheit des Kanalwassers Rechnung zu tragen, muß bei dieser Einrichtung die Stärke der Zusatzflüssigkeit oder der Inhalt des Schöpfeimers vermindert werden. In Frankfurt wird halbstündlich eine Probe des Kanalwassers entnommen und an dieser die Zusatzmenge bestimmt; aus diesem Versuch und der durch einen Schwimmer angezeigten Stärke des Zuflusses ergibt sich dann mit Hilfe einer Tabelle der erforderliche Bedarf an Klärungsmitteln, dessen Zuleitung durch zwölf verschleißbare Auslaufrohre geregelt werden kann.

Da die Pegelstände des Flusses, in welchen die Einleitung des geklärten Kanalwassers erfolgt, wechseln und ebenso die Beschaffenheit des Flufswassers selbst, so

<sup>89)</sup> Beim Auslauf aus dem Klärbecken war nach Libbertz die Zahl der Keime, welche im ungereinigten Wasser etwa 3 Millionen für 1 cbm betragen hatten,

bei Klärung mit Thonerde und  $\frac{1}{4}$  Kalk auf 380 000,

„ „ „ Kalk allein „ „ 17 500

gesunken. Vierteljahrsschrift f. öffentl. Gesundheitspflege 1889, S. 84.

kann genau genommen auch der Grad der Reinigung der Abflüssigkeit ein verschiedener sein. Man beschränkt sich jedoch meistens darauf, während der Zeit des Hochwassers die Abführung des ungereinigten Kanalwassers zu gestatten, im übrigen aber eine Reinigung innerhalb der vorgeschriebenen Grenzen zu verlangen. Bedingung ist stets, auch das geklärte Wasser in den Stromstrich des Flusses einzuleiten (§ 11), damit eine möglichst innige Mischung schon in kurzer Zeit erfolgt.

Eine mit der chemischen Klärung verknüpfte Unbequemlichkeit besteht in der Unterbringung des erzeugten Schlammes. Auf 1 cbm Kanalwasser entfallen je nach den Klärungsmitteln und der Beschaffenheit des Wassers 4—10 l Schlamm, welche bis zu 90% Wasser enthalten. Er wird in diesem Zustande aufgepumpt und in der Regel nach besonderen, neben den Kläranstalten belegenen Schlammgruben geleitet, welche drainiert sind und in denen sich der Wassergehalt in 2—3 Wochen um 20—30% ermäßigt; der Schlamm wird dann stechbar und kann abgefahren werden. Eine schnellere Wasserentziehung (bis auf 45%) erfolgt durch Behandlung mit Filterpressen; seltener wird ein Aussaugen im luftverdünnten Raum oder ein Verdunsten des Wassers durch Erwärmung in Trockenkammern vorgenommen. Zur Erhöhung des Düngewerts, welcher an sich nur gering ist und deshalb die Anwendung größerer Transportkosten nicht gestattet, hat man auch wohl den Schlamm mit anderen Düngemitteln vermischt, jedoch ohne besonderen Erfolg; dagegen scheint eine Mischung mit dem Haus- und Straßengehricht der Stadt beachtenswert zu sein.<sup>90)</sup> In Southampton<sup>91)</sup> erfolgt die Verwertung des Schlammes gemeinsam mit derjenigen der festen Stadtabfälle; an anderen Orten hat man versucht, dieselbe durch Mischung mit Torfgrus, Lohe u. dergl. zu ermöglichen. Ein Gewinn durch Verkauf des Klärschlammes ist bisher nur ausnahmsweise erzielt; meistens ist es schon als ein günstiger Umstand anzusehen, wenn er nach erfolgter Eintrocknung ohne besondere Vergütung abgefahren wird<sup>92)</sup>, oder wenn, wie z. B. in Birmingham, ein Unterpflügen in frischem Zustande auf benachbarte Landflächen möglich ist. Damit wird zugleich der üble Geruch beseitigt, welcher dem Schlamm nach seiner Ausfällung anhaftet und erst nach längerer Zeit verschwindet.

2. Klärbehälter. Wie bei der Ablagerung von ungereinigtem Wasser für Versorgungszwecke (S. 271), so können auch bei der Klärung des Kanalwassers Becken zur Verwendung kommen, in denen dasselbe nach Vermischung mit den Zusatzmitteln entweder vollständig zur Ruhe gelangt oder solche, in denen eine langsame Durchströmung stattfindet, während welcher die Ausscheidung des Schlammes erfolgt. Wendet man das letztere Verfahren an, so lassen sich die Flachbecken auch durch stehende Behälter ersetzen, in denen die Bewegung des Wassers nicht in wagerechter, sondern in senkrechter Richtung geschieht.

a. Flachbecken mit Ruhebetrieb gestatten eine verhältnismäßig vollkommene Klärung, weil eine Bewegung des Wassers, welche die Mitführung kleinster Sinkstoffe immerhin noch ermöglicht, hier fortfällt. Zweckmäßig ist die Anlage einer größeren Zahl von kleineren Behältern, weil dann durch die Ausschaltung eines einzelnen Beckens der Klärungsvorgang nur in einem kleinen Teile der Gesamtanlage gestört wird und diese demnach räumlich mehr beschränkt werden kann; auch gestaltet sich die Ausräumung des Schlammes bequemer.

<sup>90)</sup> Knauff. Das Verfahren der „Reinigung in Ruhe“ für Stadtjauche. Centralbl. d. Bauverw. 1888, No. 36 u. 37.

<sup>91)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 427.

<sup>92)</sup> Vergl. auch daselbst 1892, S. 240.

In der durch Alsing hergestellten Anlage für Bradford (200 000 E.) befanden sich 1882 (der Betrieb begann 1875) 34 offene Becken aus Mauerwerk von 8,4 m Länge, 7 m Breite und 1,5 m Tiefe; die Reinigung erfolgte durch Zusatz von staubfreiem Kalk (durchschnittlich 1 kg auf 4,5 cbm Kanalwasser); sodann wurde eine Filtration durch eine 0,6 m starke Koksschicht vorgenommen, um die gelbliche Farbe des Wassers zu beseitigen und zwar gehörte zu jedem Becken ein Filter. Das Ablassen des Wassers, welches etwa 30 Minuten in den Becken verblieb, erfolgte stets aus der oberen Schicht durch ein Gelenkrohr, dessen Mündung auf dem Wasser schwimmt. Die Entfernung des Schlammes aus den Becken geschah bei einer Schichthöhe von 0,15 m; zu seiner Ablagerung und Abtrocknung wurde er in 20 große, drainierte Gruben gepumpt, welche so hoch lagen, daß ihre Entwässerung nach den Klärbecken erfolgte. Die Abholung des Schlammes erfolgte kostenfrei durch einen Unternehmer, während die 6000 Centner, welche vor der Klärbehandlung durch Siebe und Eintauchplatten ausgeschieden wurden, mit 2,50 M. die Fuhr bezahlt wurden. Die Kosten der Anlage betragen 1 100 000 M., der jährliche Betrieb erforderte 160 000 M. Das Wasser war sehr klar und floß in den unmittelbar neben der Anlage fließenden schmutzigen Bach ab. — Ähnlich ist die Anlage in Sheffield, wo 30 Becken von je 227 cbm Inhalt und 60 Filter von je 34,5 qm Fläche vorhanden sind; der Ablauf erfolgt über breite Überlaufwehre bzw. geneigte Ebenen in dünner Schicht, um das Wasser möglichst mit der Luft in Berührung zu bringen.

b. Flachbecken mit Dauerbetrieb. Unter den bemerkenswertesten englischen Anlagen sind Leeds (täglich 45 000 cbm), Salford (28 000 cbm), Coventry (13 600 cbm), sowie Birmingham zu nennen, welches einen Teil seines Kanalwassers durch Bodenfiltration bzw. Rieselfbetrieb reinigt; die Klärbecken sind hier sämtlich offen, während die für Frankfurt a. M. von Lindley erbauten und 1887 in Betrieb genommenen Klärbecken, welche sich auf der in F. 1, T. VIII angegebenen Stelle, etwa 3 km unterhalb der Stadt am linken, in der Nähe des Stromstrichs liegenden Ufer befinden, überwölbt sind.

Die Frankfurter Anlage ist in F. 4<sup>a-c</sup>, T. X dargestellt und hat die mit sämtlichen Abtrittstoffen der Stadt versehenen Kanalwässer zu reinigen. Die Eintrittsstelle nimmt die Hauptkanäle des linken wie des rechten Ufers, letzteren nach Dükerung unter dem Main, auf; beide Kanäle sind mit abschließbaren Notauslässen versehen. Hinter dem Sandfang *S*, welchen das Kanalwasser mit durchschnittlich 5 cm Geschwindigkeit durchfließt, befinden sich Eintauchplatten *E*, welche die an der Oberfläche befindlichen Schwimmstoffe zurückhalten; die dann folgende, durch schräg gestellte Siebe abgeschlossene Siebkammer ist vierteilig und so eingerichtet, daß jedes Sieb ausgeschaltet und gereinigt werden kann. In der Mischkammer *M* wird das Wasser mit der durch Thonrohrleitungen zutretenden schwefelsauren Thonerde und mit Kalkmilch gemischt, fließt dann in den Zuleitungskanal *Z* (F. 4<sup>b</sup>) und von da durch absperrbare Öffnungen von 2 m Breite in vier Klärbecken von je 82 m Länge und 6 m Breite. Die Sohle ist derart geneigt, daß die Wassertiefe von 2 auf 3 m wächst und die mittlere Geschwindigkeit bei der gewöhnlichen Zuflußmenge auf 3—4 mm abnimmt, sodaß der Weg von 82 m in etwa 6 Stunden zurückgelegt wird und das Absetzen der feinen schwebenden Stoffe erfolgen kann. Das geklärte Wasser gelangt dann durch Ablaufwehre, welche in 3 cm Schichtstärke überströmt werden, in den Sammelkanal *N*, welcher es dem Main zuführt. Vor dem Auslauf ist eine verstellbare Eintauchplatte angebracht, welche bewirken soll, daß im Sommer die untere, im Winter die obere Wasserschicht, als die am längsten im Becken gewesene, zum Abfluß gelangt (vergl. S. 272). Jedes einzelne Becken hat einen Nutzinhalt von 1100 cbm und genügt bei der angegebenen Geschwindigkeit für 4500 cbm in 24 Stunden; die Vergrößerung der Anlage ist in der in F. 4<sup>a</sup> angedeuteten Weise vorgesehen. Gegenwärtig werden (bei Regen) bis zu 36 000 cbm geklärt; bei stärkerem Zufluß treten die Notauslässe in Thätigkeit. Zur Entleerung eines Beckens wird das Wasser nach Abschluß der Einlauföffnung am Zuleitungskanal durch die Schieber *r* und *q* (F. 4<sup>e</sup>) und den Kanal *b* (F. 4<sup>b</sup>) schichtweise abgelassen, der Rest ausgepumpt, bzw. so weit er trübe ist, den Leitungen für Thonerde und Kalkmilch zur weiteren Reinigung überwiesen und der Bodensatz durch eine im Maschinenhause aufgestellte Schlammpumpe unter teilweiser Zusammenscharrung desselben entfernt, während der in dem Zuleitungskanal befindliche gröbere Schlamm durch einen Kran herausgehoben wird. Die Überwölbung ist erfolgt, um die Klärung von den Einflüssen des Frostes und des Windes unabhängig zu machen. — Die Anordnung des Maschinenhauses und der Mischräume ist aus F. 4<sup>a</sup> ersichtlich; neben den Schlamm- und Entleerungspumpen sind noch Hochwasserpumpen aufgestellt, um bei hohen Flußwasserständen das geklärte Wasser überzupumpen. Die schwefelsaure Thonerde wird in vier großen, mit Blei ausge schlagenen Bottichen durch ein Dampfkrührwerk gemischt und die Kalkmilch durch zwei Kollergänge eingerührt. Die Anlagekosten betragen 700 000 M., die Betriebsausgaben beliefen sich im ersten

Jahre auf 150000 M. oder 0,94 M. auf den Kopf der Bevölkerung; doch hoffte man auf Ermäßigung derselben derart, daß sich aus diesem Betrage auch Verzinsung und Tilgung der Bausumme bestreiten lassen werde.<sup>93)</sup>

c. Eine von Winter entworfene Flachbeckenanlage in Verbindung mit vier Vorkammern, in denen das Wasser eine auf- und absteigende Bewegung ausführt, befindet sich in Wiesbaden in 1,8 km Entfernung von der Stadt und ist in F. 3<sup>a-d</sup>, T. X dargestellt.

Die drei Becken haben je 30 m Länge, 10 m Breite und 2,25 m mittlere Tiefe, demnach 675 cbm Fassungsraum; in der Regel sind zwei im Betrieb, während das dritte gereinigt wird. Die Anlage ist für einen Durchschnittszufluß von 7500 cbm täglich bestimmt; steigt derselbe über 15000 cbm, so tritt der Überfall *h* in Tätigkeit. Bei gleichmäßigem Zulauf durchfließt das Wasser die Becken in 4 $\frac{1}{3}$  Stunden mit etwa 2 mm durchschnittlicher Geschwindigkeit, welche sich bei Regenwetter auf 4 mm steigern kann. Der Sandfang liegt hinter, nicht wie in Frankfurt, vor den bis etwas über den Boden reichenden Sieben und Eintauchplatten; die Reinigung geschieht durch Kalkmilch, welche in den Mischkammern *c* unter gleichzeitigem Einblasen von Luft zugesetzt wird. Das Wasser läßt dann bereits in den Vorkammern die Hauptmenge des Schlammes fallen und tritt darauf in die Becken, welche, im Gegensatz zu der Frankfurter Anordnung, in der Strömungsrichtung an Tiefe abnehmen, was wegen der allmählich fortschreitenden Klärung auch wohl richtiger sein dürfte. Der Schlamm wird aus den Vorkammern durch den Saugschlauch eines luftleer gepumpten Kessels von 4 cbm Inhalt ohne Betriebsstörung entfernt und dann aus diesem durch Pressluft nach den Schlammbehältern gedrückt. Zur Reinigung des Beckens wird der in F. 3<sup>a</sup> angedeutete Dammbalkenauslaß benutzt und der Schlamm nach Ablassen des Wassers ausgepumpt. Die Schlammbehälter haben Sohlen aus groben Steinen und Kies, in welchen Sickerdohlen verlegt sind; das aus diesen ablaufende Wasser gelangt wieder in die Kläranlage. Nach Verlauf von zwei Wochen ist der Schlamm bei trockenem Wetter stichfest; er wird zur Aufhöhung niedrig gelegener Stellen in der Nähe der Anlage benutzt und überzieht sich bald mit einer Pflanzendecke.

Eine Überdachung oder Überwölbung der Klärbecken schien nicht notwendig, weil das Kanalwasser die warmen Quellen Wiesbadens aufnimmt und auch die Bodenwärme das Einfrieren hindert. Für den Nachtbetrieb ist eine elektrische Beleuchtung eingerichtet. Täglich werden 2400 kg Kalk von bester Beschaffenheit (99% Ca O + C O<sub>2</sub>) oder 40 g f. d. Kopf der Bevölkerung oder bei 100 l Wasserverbrauch 0,4 kg für 1 cbm Schmutzwasser gebraucht. An der Austrittsstelle findet ferner noch ein Einblasen von Luft statt, um die Oxydation der organischen Stoffe zu befördern. — Die Anlagekosten betragen 200000 M. (davon 60000 M. Baukosten); der Betrieb, für welchen ein Klärmeister mit neun Arbeitern vorhanden ist, erfordert jährlich 33000 M. oder 0,55 f. d. Kopf ohne und 0,79 M. mit Verzinsung und Tilgung (letztere mit 10% für die Bauanlage und 1% für den Grund und Boden gerechnet).

Neuerdings ist eine unterirdische Zuleitung des geklärten Wassers nach dem Rhein in Aussicht genommen, weil infolge der geringen Verdünnung desselben durch den Salzbach unterwegs wieder eine Zersetzung eintritt und dadurch Belästigungen der Anwohner hervorgerufen werden.

d. Stehende Klärbehälter. Diese beanspruchen weniger Platz als Klärbecken und gestatten die beständige Entfernung des Schlammes ohne Betriebsunterbrechung, wodurch die mögliche nachteilige Wirkung der angesammelten Schlammsschicht auf das darüberstehende Kanalwasser vermieden wird.

Eine Anlage dieser Art, welche für die Stadt Essen nach dem System Röckner-Rothe (Ingenieur W. Rothe in Güsten) ausgeführt ist, zeigt F. 6<sup>a-b</sup>, T. X. Das Wasser durchfließt zunächst (F. 6<sup>a</sup>) die Siebe, dann den Sandfang *a*, der mit einer bis nahe über die bogenförmige Sohle hinreichenden Scheidewand, sowie mit einem Becherwerk zum Herausheben der gröberen Sinkstoffe versehen ist, gelangt dann in den Mischkanal *c*, in dessen oberes Ende der Kalk u. s. w. mit verschiedenen Zusätzen eingeführt wird, und darauf in die kegelförmigen Brunnen *e*. Über den Brunnen steht ein in F. 6 dargestellter Kessel aus Eisenblech von 5 m Durchmesser, welcher auf I-Trägern ruht und mit seinem unteren Ende in den Wasserspiegel eintaucht. Der Kessel ist oben geschlossen und bildet zusammen mit einem seitlichen Abfallrohr, welches in einen Abflußkanal mündet, einen Heber. Wird nun aus dem Scheitel desselben die Luft abgepumpt, so steigt das Wasser des Brunnens im Kessel in die Höhe und gelangt

<sup>93)</sup> Vierteljahrsschrift f. öffentl. Gesundheitspflege 1889, S. 71. — Der Jahrgang 1887 der nämlichen Zeitschrift enthält auf S. 79—88 Beschreibung der Kläranlagen zu Frankfurt, Wiesbaden, Halle und Essen mit Abbildungen. — Über die Frankfurter Anlage vergl. ferner Jahrgang 1884, S. 545 und 1890, S. 204, sowie Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, No. 20.

schliesslich durch das Fallrohr in den Ablaufkanal, dessen Wasserspiegel etwas (20—40 cm) tiefer liegen muß. Das Aufsteigen geschieht infolge des grossen Kesselquerschnitts nur mit geringer Geschwindigkeit (2—4 mm), sodafs der Schlamm sich in dem Brunnen ablagern kann. Damit die Aufwärtsströmung gleichmäfsig stattfindet, ist an den Fufs des Kessels ein kegelförmiger Schirm mit Ringschlitzten gehängt, durch welche das Wasser sich bewegen muß; in der Nähe des Deckels liegen über einem Siebe offene Rinnen, deren Anordnung die senkrechte Aufwärtsbewegung gleichfalls unterstützt und welche das über ihre Ränder zufliefsende Wasser dem Fallrohr zuführen. Das Rohr der Luftpumpe muß mindestens 10,3 m über dem Spiegel des Brunnens münden, damit sie kein Wasser saugt; ihrer Thätigkeit schreibt der Erbauer der Anlage<sup>94)</sup>, Stadtbaumeister Wiebe in Essen, eine Beförderung der Klärung zu, indem die an den einzelnen Schlamnteilchen haftenden Gasbläschen in den luftverdünnten Raum aufsteigen und die schwerer gewordenen Schwebestoffe zu Boden sinken, von wo die Schlammpumpe sie beseitigt. Das abgesaugte Kanalgas wird verbrannt; ein von der Oberfläche des Wassers nach aufsen gehendes Rohr führt zugleich die Fettteile ab. Die Anlage klärt durchschnittlich 12000 cbm täglich, unter Umständen erheblich mehr; verbraucht werden 0,17 cbm Kalk auf 1 cbm Kanalwasser (welches wenig oder keine Abtrittstoffe enthält) und verschiedene andere nicht genau bekannte Zusatzstoffe. Während das rohe Kanalwasser 3 Millionen Keime in 1 ccm aufweist, wurden an der Auslaufstelle nur 1260 Keime gefunden. Dagegen ist keine wesentliche Herabminderung der gelösten organischen Stoffe, unter Umständen sogar eine Vermehrung eingetreten, während Ammoniak von 44 auf 25 mg vermindert und Phosphorsäure, sowie Schwefelwasserstoff vollständig beseitigt wurde. Das Einfrieren der Cylinder ist nach den gemachten Erfahrungen während des Winters nicht zu befürchten, sobald das Wasser in den zum Stillstand gekommenen Teilen der Anlage rechtzeitig abgelassen wird. Eine Überdachung der drainierten Schlammbecken ist in Aussicht genommen, um den Regen von ihnen fern zu halten. — Für die Anlage wurden 238000 M. ausgegeben; der Betrieb erfordert einschl. Verzinsung und Tilgung der Baukosten 0,62 M. f. d. Kopf der Bevölkerung.<sup>95)</sup>

In Potsdam ist für das daselbst getrennt zugeführte Hauswasser eine Einrichtung getroffen, welche der für Essen ähnlich ist, und auch in Braunschweig wird die Klärung in gleicher Art vorgenommen, während man in Halle brunnenförmige Behälter benutzt (System Müller & Nahnsen, Firma Müller in Schönebeck a. d. Elbe).

Bei der Kläranlage in Halle tritt das Wasser (Fig. 224) nach erfolgter Mischung mit Kalk und den unter 1. angegebenen Zusätzen durch einen auf etwa einem Drittel des Brunnenumfangs ausgesparten Mauerschlitze *a* ein, steigt dann langsam in dem mit entsprechendem Querschnitt hergestellten Brunnen auf und fließt in zwei Dritteln des oberen Umfangs ab, während der Schlamm zu Boden sinkt, von wo er durch die Leitung *l* mittels einer im Maschinenhause stehenden Pumpe entfernt und in Filterpressen verarbeitet wird. Es handelt sich vorläufig um die Klärung von 600—1500, durchschnittlich 900 cbm täglich (ohne Abtrittstoffe), dies geschieht durch zwei hintereinander liegende Brunnen, welche vom Wasser beide durchflossen werden. Jeder von ihnen läßt sich mittels der im Grundrifs angedeuteten Schieber und der beiden Umlaufkanäle ausschalten; das Wasser fließt in einer offenen Rinne *r* der Saale zu, in deren Stromstrich es durch eine zwischen Pfählen liegende Rohrleitung eingeführt wird; letztere nimmt auch das durch den Umflutungskanal zugeführte Überlaufwasser bei Regenwetter auf. Die Vorzüge der Anlage bestehen in ihrer Einfachheit, während sich als Nachteil geltend macht, dafs der Brunnen nicht in seinem ganzen Querschnitt gleichmäfsig durchströmt wird (siehe die Richtung der Pfeile im Längenschnitt); auch muß der Schlamm aus gröfserer Tiefe gehoben werden, als bei F. 6<sup>a u. b</sup>, T. X. Zur Erzielung eines gleichmäfsigen Durchflusses wurde nachträglich eine ringförmige Verteilungsrinne angebracht; auch ist inzwischen die Ausdehnung der chemischen Klärung auf das gesamte Kanalwasser der Stadt genehmigt worden.

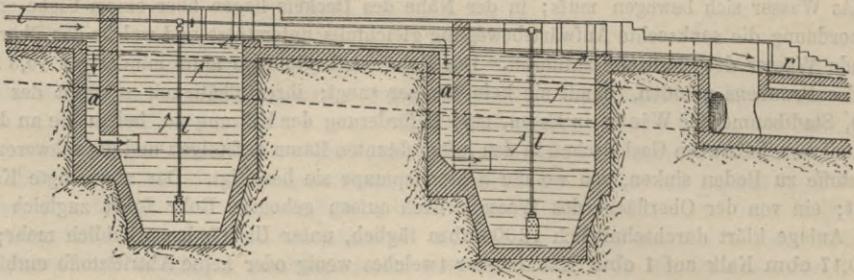
In Dortmund sind ähnliche Brunnen zur Verwendung gelangt. Die Gesamtzahl derselben beträgt sechs, ihre Tiefe 13,5 m, der Durchmesser des 8,5 m hohen cylindrischen Teiles 6,5 m (F. 5<sup>a-c</sup>, T. X). Die Einrichtung ist so getroffen, dafs das Kanalwasser durch ein 1,1 m weites in der Brunnenaxe liegendes Rohr zugeführt und durch acht sternförmig angebrachte unten offene, oben geschlossene Rinnen (D. R. P. 41183) verteilt wird (F. 5<sup>a u. b</sup>). Das zugeführte Wasser quillt in der ganzen Länge der Arme seitwärts mit mäfsiger Geschwindigkeit (1,5—3 mm) empor und wird an der Oberfläche durch eine Anzahl von Kasten-

<sup>94)</sup> Vierteljahrsschrift f. öffentl. Gesundheitspflege 1889, S. 113.

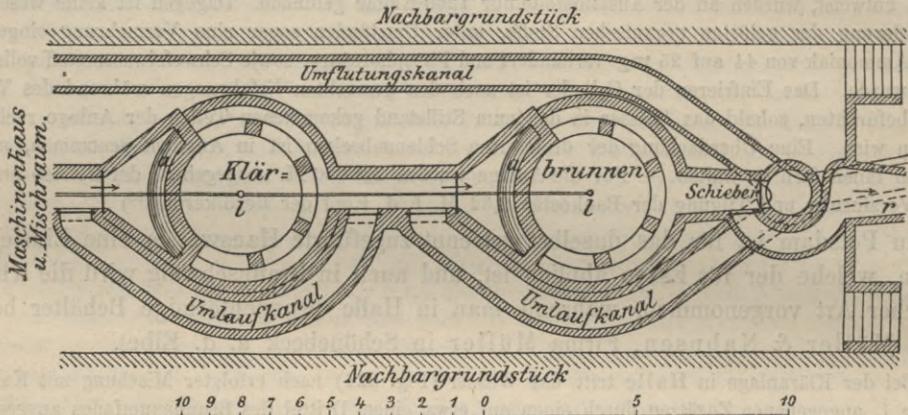
<sup>95)</sup> Hierher gehört auch die Vorrichtung von Paul Gaillet in Lille zur Reinigung von Fabrik-Abwässern in Gestalt eines eisernen Cylinders mit zahlreichen kegelförmigen Einsätzen zur Verlängerung des Weges, welchen das von unten nach oben steigende Wasser zu durchlaufen hat. Ann. industrielles 1890, I. S. 537.

Fig. 224. Kläranlage in Halle a. S. M. 1:250.

## a. Längenschnitt.



## b. Grundriss.



rinnen, welche über den ganzen Querschnitt verteilt sind, gesammelt (F. 5<sup>a u. c</sup>). Der in der Spitze des Brunnens abgelagerte Schlamm wird von Zeit zu Zeit durch ein 0,15 m weites Saugerohr entfernt und zwar (ähnlich wie in Wiesbaden) mittels zweier luftleer gepumpter Saugkessel mit Kugelventilen und selbstthätiger Steuerung, aus denen er auf die drainierten Lagerplätze abfließt. Die tägliche Kanalwassermenge beträgt im Durchschnitt (ohne Regenwasser) 14000 cbm bei einer Einwohnerzahl von etwa 90000. Die Klärung des wegen der bedeutenden Brauindustrie (jährlich 700000 hl) stark verunreinigten Kanalwassers erfolgt durch Kalk und schwefelsaure Thonerde, welche mit löslicher Kieselsäure vermischt ist (auf 1 cbm Kanalwasser durchschnittlich 0,3 kg Kalk und 0,05 kg Thonerde); die Regelung der Zusatzmenge durch 10 Abzapfpunde, indem zugleich der Kanalwasserzufluss mit Hilfe eines elektrischen Wasserstandszeigers ermittelt und der Bedarf an Kalk und Thonerde durch halbstündlich entnommene Proben festgestellt wird. Zeitweise, insbesondere an den Hauptschlachttagen des städtischen Schlachthofes, erfolgt auch eine Mitverwendung von Eisenvitriol. Der angesammelte Schlamm wird für 0,30—0,50 M. f. d. cbm verkauft und u. a. mit Erfolg zur Wiesendüngung benutzt. — Die Kosten der Anlage abzüglich des Grunderwerbs und der Zufuhrwege betragen 120000 M.; der jährliche Betriebsaufwand ohne Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten stellt sich auf 0,44 M. f. d. Kopf der Bevölkerung. Nach den Untersuchungen von König in Münster hatte sich der Gesamtstickstoff von 54,9 auf 46,8, der Ammoniakstoff von 28,3 auf 11,1, der Kaligehalt von 50 auf 30, der Natrongehalt von 87 auf 57 vermindert (alles in mg für 1 l), während die Phosphorsäure nahezu verschwunden und der Chlorgehalt unverändert geblieben war.<sup>96)</sup>

<sup>96)</sup> Obwohl die Dortmunder Anlage sonach mindestens dasselbe leistet, wie die Mehrzahl der übrigen Kläranstalten, ist doch nach einer Mitteilung des Stadtbaurat Marx in Dortmund (dessen für die Wiener Ackerbau-Ausstellung 1890 verfassten Schrift die obigen Angaben entnommen sind) das klar und geruchlos abfließende Wasser nach Zurücklegung eines 10 km langen Weges dem Aussehen nach wieder ebenso schlecht und für den Geruch noch schlechter geworden, als vor der Klärung. Der Grund liegt in der ganz unzureichenden Verdünnung durch die als Vorflut dienende und wenig oder kein Wasser führende Emscher; der dem geklärten Kanalwasser

Die Entscheidung darüber, ob man eine einfache Brunnenanlage oder eine Verbindung von Brunnen und Heberkessel wählen soll, wird im wesentlichen durch den Kostenpunkt entschieden, da beide Anordnungen in befriedigender Weise arbeiten. Der Heberkessel hat vielleicht den Vorzug, daß die Kanalgase durch Absaugung entfernt und verbrannt werden können. — Die Anlage in Halle, welche innerhalb eines bebauten Stadtteils auf einem kleinen Grundstück ausgeführt werden mußte, hat kein Schlamm-lager, sondern giebt dem Schlamm durch Pressung eine versendungsfähige Form. Die Anlagekosten betragen 35000 M., die jährlichen Betriebsausgaben beliefen sich auf 6600 M. oder 0,66 M. für jeden Kopf der einstweilen 10000 Einwohner zählenden Bevölkerung des Stadtteils.

### B. Reinigung durch mechanische Klärung.

Gewährt man den Sink- und Schwebestoffen des Kanalwassers eine ausreichende Zeit, sich zu Boden zu setzen, so ist man im stande, eine für das Auge befriedigende Klärung zu erzielen; auch steht die chemische Beschaffenheit des geklärten Wassers nicht hinter derjenigen zurück, welche sich bei Benutzung von Zusatzmitteln ergibt. So wurde durch Versuche in der Frankfurter Anlage festgestellt, daß die Menge der organischen Stoffe in dem mechanisch geklärten Wasser sogar niedriger war, als bei der Klärung mit Thonerde und Kalk<sup>97)</sup>; dagegen hatte die Zahl der Keime sich von 3 Millionen auf  $3\frac{1}{3}$  Millionen in 1 cem vermehrt. Da die Abtötung der Keime besonders wichtig ist bzw. von berufener Seite in erster Linie gefordert wird, so kann diese Art der Klärung, welche übrigens anfänglich für Frankfurt in Aussicht genommen war, für Kanalwasser nicht in Frage kommen, abgesehen davon, daß sie mit einer starken Entwicklung übelriechender Gase verbunden ist. Mindestens müßte der mechanischen Klärung noch ein Zusatz von Kalk folgen, um eine Tötung der Keime herbeizuführen.

### C. Reinigung mittels Durchlüftung.

Die Rolle, welche der Sauerstoff bei der Selbstreinigung der Gewässer durch Oxydierung der organischen Stoffe spielt, legt den Gedanken nahe, das Kanalwasser innig mit Luft zu mischen und dadurch eine Beseitigung der genannten Stoffe anzustreben, da diese durch das chemische Klärungsverfahren nur bis zu einem bestimmten Grade möglich ist. Daß dem zu klärenden Wasser in Wiesbaden durch Einblasen und in Sheffield durch Überströmen von geneigten Ebenen (zu jedem Klärbecken gehören 84 qm Überströmungsfläche) Luft zugeführt wird, ist bereits erwähnt. Ferner wurde in Salzuflen für die Abwässer der dortigen Stärkefabrik (1500 cbm täglich im Jahre 1887) eine Art Gradierwerk nach den Angaben von Dr. König in Münster eingerichtet, jedoch auf Grund des Gutachtens des Reichs-Gesundheitsamtes im Jahre 1888 wieder entfernt.<sup>98)</sup> Das durch eine Holzrinne zugeführte Kanalwasser rieselte an einem wellenförmig gebogenen, 1,2 m hohen und 10 m langen, in einem Holzgerüst aufgespannten

mitgegebene Kanalüberschuß wird durch den Zutritt der Luft in kurzer Zeit in Form eines das Emscherbett verunreinigenden Schlammes ausgeschieden und das Wasser geht wieder in Gärung über, wodurch zahlreiche berechnete Klagen der Anlieger entstehen. Demgemäß ist die Stadt durch die zuständigen Behörden angewiesen, von dem bisherigen Klärungsverfahren abzugehen und Rieselfelder anzulegen. Für diese hat sich in 15 km Abstand von der Stadt eine geeignete Fläche gefunden, der das Kanalwasser mit natürlichem Gefälle (freilich nach Ausführung eines 3 km langen Stollens) zugeführt werden kann.

<sup>97)</sup> Die genauen Ziffern finden sich: Vierteljahrsschrift f. öffentl. Gesundheitspflege 1889, S. 80—83.

<sup>98)</sup> Deutsche Bauz. 1887, S. 32; 1892, S. 390.

Drahtgewebe herab. Jedenfalls hat die auf diese Art zugeführte Luft eine bestimmte Zeit nötig, um die ihr überwiesene Aufgabe zu erfüllen; nach Ablauf derselben müßte dann eine erneute Zuführung erfolgen, weil stets nur eine bestimmte Luftmenge aufgenommen werden kann, wozu mechanische Kraft zur Hebung oder ein entsprechendes Gefälle nötig ist.

Ferner ist der ebenfalls von König gemachte Vorschlag zu erwähnen, die Schornsteingase zur Durchlüftung nach erfolgter Klärung zu verwenden. Der Kohlensäuregehalt derselben würde dann den überschüssigen Kalk zwar ausfällen, gleichzeitig aber auch die von ihm gelöst gehaltenen organischen Stoffe, während Kreosot und schweflige Säure den Eintritt von Fäulnis verhindern sollen. Versuche im großen über dieses Verfahren sind bisher nicht bekannt geworden. — Auch Hulwa bringt unter Umständen eine Sättigung der geklärten Flüssigkeit mit Kohlensäure zur Anwendung.

#### D. Reinigung auf elektrischem Wege.

In Crossness am rechten Themseufer unterhalb London (F. 2, T. VIII) sind neuerdings größere Versuche gemacht, das Kanalwasser der Einwirkung eines elektrischen Stromes auszusetzen. Dadurch findet eine Zerlegung in Wasserstoff und Sauerstoff statt, wobei sich Säuren aus dem Kanalwasser zu dem Sauerstoff gesellen und das Metall des positiven Poles in unlösliche Oxyde überführen, während sich am negativen Pol die Basen des Kanalwassers sammeln und andere nicht lösliche Verbindungen mit sonstigen Stoffen eingehen; zugleich findet eine Zersetzung der bei den übrigen Reinigungsarten unverändert bleibenden Chlorverbindungen statt. Unter Umständen werden noch chemische Mittel zugesetzt; diese sollen die organischen Stoffe fällen, was jedoch, wie aus dem unter A. Gesagten hervorgeht, nur in geringem Maße der Fall sein kann. Da sich das Verfahren vorläufig noch teurer stellt, als chemische Klärung, so wird man weitere Versuche abwarten müssen.<sup>99)</sup>

#### E. Reinigung mittels Filterung.

Der Umstand, daß trübes und unreines Flußwasser durch Sandfilter vollständig geklärt werden kann und auch eine Umwandlung der fäulnisfähigen Stoffe desselben in unschädliche eintritt (S. 275), hat zu einer Anwendung dieser Reinigungsart auch beim Kanalwasser geführt. Freilich muß dabei von Sandfiltern der üblichen Einrichtung abgesehen werden, weil sich durch die in weit höherem Grade vorhandenen Schlamm-massen die Poren zu leicht verstopfen würden; ferner muß der in den Poren des Filters enthaltenen Luft Gelegenheit gegeben werden, sich öfter zu erneuern, damit die in dem Wasser enthaltenen organischen Stoffe unter Mitwirkung der Kleinwesen in unschädliche Verbindungen umgewandelt werden können. Geschieht dies nicht, so tritt Fäulnis und ein Versagen der Filterwirkung ein. Demgemäß sind — namentlich in England — Becken mit Schichten aus grobem Sande, Kies, Ziegelbrocken, Schlacke oder Koks von 0,5—2 m Stärke und nach unten gröber werdendem Korn gefüllt, welche nach einer bestimmten Benutzungszeit von dem abgesetzten Schlamm gereinigt, sodann der Einwirkung der Luft ausgesetzt und hierauf wieder in Betrieb genommen wurden.<sup>100)</sup>

<sup>99)</sup> Engineering News 1889, I. April. — Deutsche Bauz. 1890, S. 134 u. 374.

<sup>100)</sup> Vergl. auch: Die Reinigung der Abwässer durch Filter (0,75 m starke Schicht von Schlacke und Asche). Schweizerische Bauz. 1890, I. S. 96.

Einfacher ist die Benutzung von natürlichen sandigen oder kieshaltigen Bodenflächen mit tiefliegendem Grundwasserstande, welche nach 1,5—2 m tiefer Drainierung durch Umwallung zu Behältern umgeschaffen werden, in welche das Kanalwasser versinkt und durch die Drainleitungen abgeführt wird. Bei guten englischen Anlagen hat sich ergeben, daß täglich in befriedigender Weise gereinigt werden können

durch 1 cbm leichten sandigen Boden	25 l
„ „ durchlässigen Kiesboden	45 l
„ „ leichten Lehmboden	58 l

Kanalwasser. Die Benutzungszeit ist je nach der Beschaffenheit der Flächen sehr verschieden und schwankt zwischen 6 Stunden und 4 Wochen; hiernach wechselt auch die erforderliche Fläche zwischen 0,1 und 2 qm für jeden Kopf der Bevölkerung; dieselbe wird in einzelne Abschnitte geteilt (meistens 3—5), welche ausgeschaltet werden können. Auf diese Weise lassen sich sämtliche schwebenden Stoffe, sowie 70—90% der gelösten organischen Bestandteile ausscheiden; letzteres geschieht durch Umwandlung in lösliche organische Verbindungen, insbesondere Karbonate und Nitrite, welche in das Drainwasser übergehen; auch gelingt die Entfernung des größten Teiles der Kleinwesen, dagegen nicht diejenige von Chlor, welches übrigens meist in der unschädlichen Form von Kochsalz im Kanalwasser enthalten ist. Von ausgeführten Anlagen sind zu erwähnen Merthyr-Tidfil mit Vororten (100000 Einwohner), Barnsley (30000), Dewsbury (30000), Kendal (13500), Walford (12000), Hitchin (8000) und in Nordamerika Concord und Luton<sup>101)</sup>; eine Zeitlang war eine solche auch in Salzuflen in Thätigkeit.<sup>102)</sup> Die Nachteile dieser Reinigungsart bestehen in der Anhäufung des Schlammes, dessen Beseitigung in zweckmäßiger Weise nur geschehen kann, wenn man mit der Filterung zugleich Pflanzenbau verbindet; ferner in dem üblen Geruch desselben und in der möglichen Verunreinigung des Grundwassers. Demgemäß wird die Bodenfilterung, welche 1873 in 54 englischen Städten mit zusammen 374000 Einwohnern in Anwendung war<sup>103)</sup> und 2,18 M. jährlich für den Kopf der Bevölkerung an Unterhaltungskosten erfordert haben soll, vielfach mit der Berieselung zusammen ausgeführt, welche den Vorteil hat, daß die durch die Drainleitung ablaufenden Nährstoffe eine nützliche Verwendung finden. Dies ist u. a. in Birmingham (620000 E.) der Fall, welches das Kanalwasser durch Kalk klärt, den Schlamm unterpflügt und das geklärte Wasser teils in durchlässigem Boden filtert, teils durch Berieselung ausnützt; die auf diese Weise ausgeführte Reinigung erfordert einen Zuschufs von 0,46 M. jährlich für jeden Einwohner. — Auch für London ist eine Klärung durch Kalkzusatz und darauf folgende Berieselung auf der Themseinsel Canvey, gegenüber Stanford le Hope, F. 2, T. VIII, in Vorschlag gebracht.<sup>104)</sup>

Hierher gehört ferner die Filterung des Kanalwassers durch Torfgrus, welche nach Petri in der Strafanstalt zu Plötzensee bei Berlin für 100—200 cbm Kanalwasser täglich nach vorheriger Klärung durch Zusatz von Kalk und Magnesiumsulfat als Versuchsanlage eingerichtet wurde; der Torf wirkt hier zugleich verändernd auf die organischen

<sup>101)</sup> Elliot C. Clarke. Report of a commission, appointed to consider a general system of drainage for the valley of Mystic, Blackstone and Charles-rivers, Massachusetts. Boston 1886. Hier wird die Reinigung des Kanalwassers durch Bodenfilterung für verschiedene Städte des genannten Bezirks vorgeschlagen und näher erörtert.

<sup>102)</sup> Deutsche Bauz. 1892, S. 92.

<sup>103)</sup> Bürkli und Hafer. Bericht über den Besuch einer Anzahl von Berieselungsanlagen. Zürich 1875.

<sup>104)</sup> Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 382.

Stoffe, indem er dieselben zum Teil in Nitrate und Nitrite verwandelt.<sup>105)</sup> Eine weitere Verbreitung scheint dieses Verfahren, welches nur bei billigem Bezuge von Torf anwendbar ist, jedoch nicht gefunden zu haben.

#### F. Reinigung mittels Berieselung.

Bei der Berieselung werden die schwebenden Bestandteile des Wassers von der Oberfläche des Bodens zurückgehalten; das Wasser tritt in diesen ein und erfährt in den Poren desselben die nämliche Umwandlung, wie unter E. erörtert ist. Das Ergebnis der Umwandlung (insbesondere Ammoniak, salpetrige und Salpetersäure) fließt aber nicht vollständig mit dem Drainwasser ab, sondern wird von den Pflanzen zugleich mit den im Kanalwasser gelösten mineralischen Stoffen aufgenommen. Das Maß dieser Aufnahme hängt von der Menge des aufgebrauchten Kanalwassers bzw. von den in diesem enthaltenen Stoffen, von der Auswahl der Pflanzen und von der Bodenbeschaffenheit ab. Ist der Boden zu locker (loser Sand und Kies), so verweilt das Wasser nicht lange genug in den Poren desselben und die Umwandlung bleibt unvollkommen; umgekehrt ist bei dichtem Boden der Porengehalt zu gering und auch die Abgabe an die Pflanzenwurzeln findet zu langsam statt; ein mit wenig Lehm vermischter Sandboden gilt deshalb als der beste für Berieselungszwecke. Eine Drainierung läßt sich nur in dem seltener vorkommenden Falle entbehren, daß in 1,5–2 m Tiefe eine stark durchlassende Schicht vorhanden ist; diese Tiefe ist auch bei Verlegung der Drainleitungen inne zu halten, damit das versickernde Wasser genügend lange mit der Bodenluft in Berührung bleibt. Was die Auswahl der Gewächse anbelangt, so giebt es wohl keine Pflanzenart, welche sämtliche im Kanalwasser enthaltenen umbildungsfähigen Stoffe in sich aufzunehmen vermöchte. Einmal ist die Zusammensetzung der letzteren derart, daß der Stickstoffgehalt im Verhältnis zu dem vorhandenen Kali und der Phosphorsäure zu sehr überwiegt, andererseits wechselt die Beschaffenheit des Kanalwassers und der Bedarf der Pflanzen während ihrer Entwicklungszeit. Durch den reichen Stickstoffgehalt wird die Blattentwicklung begünstigt, durch den Mangel an Kali und Phosphorsäure die Fruchtbildung beeinträchtigt. Die Berieselung eignet sich deshalb vorzugsweise für Gräser, Grünfutter und Gemüsearten; doch ist bei ersteren die Schwierigkeit der Heubereitung zu berücksichtigen, weil das Gras schwer trocknet und in der Zwischenzeit nicht gerieselt werden kann; auch läßt die Beschaffenheit des Heues zu wünschen übrig. Ferner kommt die Verschlickung des bewässerten Bodens durch die schwebenden Stoffe, Papier u. dergl. in Frage, welche bei der Bestellung durch den Pflug oder bei Gemüsebau weniger stört, bei Wiesen aber oft lästig wird. Dies weist auf eine wiederholte Benutzung des Kanalwassers einmal durch Bewässerung von Beetanlagen und sodann durch Leitung des ablaufenden, stickstoffhaltigen Drainwassers auf Wiesenflächen hin, wodurch sich freilich die erforderliche Fläche vergrößert.<sup>106)</sup> Ein anderer Nachteil ist der, daß der Winter die Thätigkeit des Pflanzenwachstums hemmt; die Reinigung des Kanalwassers muß während dieser Zeit durch Filtration stattfinden, vielfach in der Form, daß dasselbe in drainierte Einstaubecken eingelassen wird, welche im Frühjahr umgepflügt und bestellt werden.

<sup>105)</sup> Gesundh.-Ing. 1882, No. 13, 15, 16. — Deutsche Bauz. 1883, No. 50, 57. — Knauff. Der Torf als Filtrationsmaterial für Kanaljauche. Gesundh.-Ing. 1884, S. 105.

<sup>106)</sup> Neuerdings sind in Berlin mit Erfolg Versuche gemacht, das ablaufende Drainwasser zur Speisung von Fischteichen zu verwenden. Gesundh.-Ing. 1892, S. 289.

In den angeführten Umständen liegt der Grund, daß die Berieselung auch bei den besten Anlagen nur einen Teil der Dungstoffe nutzbar macht (aus den weiter unten angeführten Zahlen ergibt sich derselbe zu 15—25%). Die Reinigung des Kanalwassers wird dagegen in befriedigender Weise erreicht, sodafs Rieselung und Filterung als die vollkommensten der gegenwärtigen Reinigungsarten angesehen werden müssen. Dabei hat die Berieselung den Vorzug, daß eine Belästigung durch üblen Geruch nur in sehr geringem Mafse, bei guten Anlagen fast gar nicht, stattfindet. Die schwebenden Stoffe werden vollständig, die gelösten während der guten Jahreszeit bis zu 90%, im Winter bis zur Hälfte entfernt. Der verbleibende Rest ist aber in den Poren des Bodens in Verbindungen umgewandelt, welche für die Einleitung in Flußläufe unschädlicher sind, als in der ursprünglichen Form. Eine gute Drainierung verhindert die Verunreinigung des Grundwassers; damit dieselbe ungehindert in Thätigkeit bleiben kann, muß genügende Vorflut vorhanden sein. Hieraus ergibt sich, daß es wünschenswert ist, für die Rieselfelder Flächen in Aussicht zu nehmen, welche in der Nähe eines Flusses und zwar möglichst unterhalb der Stadt liegen; es findet sich dann auch leichter Gelegenheit, Drainwasser, welches von den unter dem Pfluge und Spaten befindlichen Feldern abläuft, zur Bewässerung der am Flusse belegenen Wiesen nutzbar zu machen. Ferner ist die Entfernung der Anlage von der Stadt, sowie die herrschende Windrichtung nicht außer Acht zu lassen, da ein zeitweilig auftretender übler Geruch (der aber nicht stärker zu sein pflegt, als bei der sonst üblichen landwirtschaftlichen Bestellung in der Nähe der Städte) sich nicht ganz vermeiden läßt.

In Ergänzung der in § 41, Kap. XIV der zweiten Auflage dieses Werks von Hefs gemachten Ausführungen über die Bewässerung mit städtischem Abfallwasser möge noch folgendes hervorgehoben werden:

Was die zur Berieselung erforderliche Fläche anbetrifft, so dürfte vom landwirtschaftlichen Standpunkt aus jedem Hektar nur der Stickstoff von 50 bis höchstens 100 Personen zugeführt werden, weil keine der hier in Betracht kommenden Pflanzen im stande ist, mehr aufzunehmen; zugleich müßte eine Ergänzung dieser Stickstoffmenge durch andere Nährsalze eintreten. Der Boden an sich vermag den Stickstoffgehalt bis zu derjenigen Grenze zu verarbeiten, die unter E. angegeben wurde; der Überschufs wird dann als Lösung im Drainwasser abgeführt. Als ungefährer Anhalt für die erforderliche Fläche bei Rieselanlagen wird wohl die Regel aufgestellt, daß die Rieselfelder der Größe der Stadt gleichkommen müssen, was bei einer mittleren Bebauungsdichtigkeit (300—400 Einwohner auf 1 ha) zutrifft. Von Einfluß ist auch neben den zugeführten Dungstoffen die Wassermenge, in der sie verteilt sind und die Zahl der Regentage, sowie der Umstand, ob die Abführung des Regenwassers für sich oder gemeinsam mit dem Hauswasser erfolgt. Bei ausgeführten Anlagen kommen in England 150—700, in Deutschland 250—450 Einwohner auf 1 ha; erstere Ziffer gilt für Freiburg i. B., letztere für Danzig; in Berlin entfallen etwas über 300, in Breslau 430 Einwohner auf 1 ha. Für Paris ist die hohe Zahl von 40000 cbm Wasser für 1 ha und Jahr der weiteren Ausführung der Rieselanlagen bei Gennevilliers zu Grunde gelegt (gegen 14000 cbm für Berlin), nachdem sich ergeben hatte, daß eine solche Menge ohne Nachteil für die Reinigung aufgebracht werden kann; dies entspricht einer Einwohnerzahl von etwas über 450 Personen (bei einem Verbrauch von 200 l Wasser für Kopf und Tag, S. 73).

Die Berieselung kann geschehen:

1. bei Wiesenbewässerung nach Art des Hang- oder Rückenbaues, wobei Abweichungen von dem sonst üblichen Verfahren nicht vorhanden sind. Diese Bewässerung wird auch bei Acker-

flächen angewandt; die Flächen erhalten dann jedoch wegen der Bearbeitung mit dem Pfluge eine größere Ausdehnung, in Breslau z. B. 80—90 m Breite und bis 500 m Länge; die Rücken haben hier 1:500 Querneigung und 1:1000 Längsgefälle. Der Aufstau des Wassers in den Rückengräben erfolgt durch hölzerne Stauschütze in 50 m Abstand. Die Felder sind durch 0,4 m hohe Dämme voneinander getrennt, um auch eine Überstauung zu ermöglichen. Die Zuleitung erfolgt durch den in Fig. 38*d*, Kap. IV dargestellten Kanal, neben dem sich auch der Hauptentwässerungsgraben befindet, und in den die meistens 7,5 cm weiten, in 12—15 m Abstand verlegten Drainleitungen einmünden;

2. durch Anlage von Beeten von etwa 1 m Breite mit 0,3 m breiten Zwischengräben, in welche das Wasser eingelassen wird und seitwärts an die Wurzeln der Pflanzen tritt; der abgelagerte Schlamm gelangt dann als Dünger auf die Beete; die Länge der letzteren beträgt bei einseitigem Wasserzutritt 20—30 m. Die Beetform ist für Rieselsbetrieb sehr geeignet; in Berlin sind z. B. über 1000 ha vorhanden, die vorzugsweise mit Hackfrüchten (Kartoffeln, Runkelrüben, Möhren, Kohl) bestellt werden; sie erfordert aber viel Handarbeit. — In Gennevilliers findet sich ebenfalls vorzugsweise Beetbau; die Beete werden hier jährlich so umgearbeitet, daß der neue Zwischengraben die Mitte eines früheren Beetes einnimmt. In Berlin ist die Einrichtung vielfach so getroffen, daß auch eine Überstauung der Beete vorgenommen werden kann;

3. durch Überstauung der von niedrigen Dämmen umgebenen Flächen, auf denen das Wasser eine düngende Schlammschicht zurückläßt. Mit Ausnahme der mit Weidengesträuch und Baumpflanzungen<sup>107)</sup> versehenen Flächen erfolgt die Bestellung nach erfolgter Schlammablagerung, insbesondere im Frühjahr, nachdem die Behälter den Winter über zur Unterbringung des Kanalwassers gedient haben. Die Größe derselben beträgt in Berlin 2—9 ha.

Außer den vorgenannten Arten ist noch zu erwähnen:

4. Die Verteilung nach Gerson bezweckt, die Kosten für Herrichtung des Geländes zu Rieselszwecken thunlichst einzuschränken und offene Gräben mit Dämmen, sowie die längere Einstauung großer Wassermengen wegen ihres üblen Geruchs zu vermeiden, ferner die Anwendung der üblichen Bestellung durch Pflug und Egge zu ermöglichen. Die Zuleitung des Wassers geschieht durch gußeiserne, mit Standrohren versehene, frostfrei in 400 m und mehr Abstand verlegte Rohre von etwa 15 cm Weite; die Verteilung durch 10—15 cm starke oberirdische Leitungen aus verzinktem Eisenblech mit Hanfschlauchmuffen, welche für den jeweiligen Bedarf rasch verlegt werden können; sie werden an die 200 m voneinander entfernten Standrohre angeschraubt und ruhen auf eingesteckten Gabeln. Das Wasser fließt durch verschließbare Öffnungen in kleine Becken, deren niedrige Umfassungsdämme je nach Begrenzung und Gefälle des Ackers durch den Pflug hergestellt sind. Eine weitere Verteilung erfolgt durch bewegliche Sprengvorrichtungen. Eine Anlage dieser Art, welche eine Zuleitung des Kanalwassers unter Druck voraussetzt, wurde Anfang der achtziger Jahre in Hohen-Schönhausen bei Berlin hergestellt.<sup>108)</sup>

5. Bei der Untergrundberieselung erfolgt die Zuführung durch ein Netz von flach (20 bis 30 cm tief) verlegten, 1—3 m voneinander entfernten Drainrohrsträngen, durch deren von oben mittels Halbmuffen abgedeckte Fugen das Wasser tritt und welche sich an den wasserdicht verlegten Hauptstrang anschließen. Um eine Verstopfung der Drainrohre durch Schlammablagerungen zu verhüten, ist eine vorherige Entfernung mindestens der größeren Sinkstoffe, etwa mittels Filterung durch Koks oder Torf, besser eine Klärung durch Zusatz von etwas Kalk erforderlich. Die Anlage eignet sich insbesondere zur Unterbringung des Abwassers einzelner Wohnanlagen, da sie vollständig geruchlos ist und weil mit Rücksicht auf die geringe Wassermenge eine Drainierung des Untergrundes in der Regel unterbleiben kann<sup>109)</sup>; sie ist aber auch in größerem Maßstabe für einzelne Fabriken nach Art der Petersen'schen Drainbewässerung (2. Abteilung der 2. Aufl. dieses Bandes, S. 399) zur Ausführung gelangt.

Wichtig ist, daß den Pflanzen das Kanalwasser nicht zu unverdünnt zugeführt wird. Bei längerer Trockenheit empfiehlt sich deshalb ein Zusatz von frischem Wasser, während andererseits die Unterbringung bei andauernd nassem Wetter oft Schwierigkeiten verursacht und dann auf die Benutzung der Einstaubekken zurückgegriffen werden muß.

<sup>107)</sup> Auf den Berliner Rieselfeldern befinden sich etwa 70 000 Obstbäume.

<sup>108)</sup> Deutsche Bauz. 1882, No. 43.

<sup>109)</sup> Gesundh.-Ing. 1882, S. 417; 1892, S. 92. — Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 361. — Handbuch der Architektur, III. Teil, 5. Band, S. 389.

Über die Kosten der Berieselung sind in § 41, Kap. XIV der zweiten Auflage gleichfalls einige Mitteilungen von englischen Anlagen und dem Versuchsfelde bei Gennevilliers gemacht. Von Einfluss auf dieselben sind insbesondere die Kosten für Grunderwerb und die Einrichtung der Rieselfelder, sowie ihre Entfernung und Höhenlage. In Berlin, dessen Rieselfeldanlage mit den zugehörigen Druckrohrleitungen (von 0,75—1 m Weite) in F. 4, T. VIII nach dem Stande des Jahres 1885 dargestellt ist (dieselbe wurde 1887 und 1893 durch den Ankauf von Schenkendorf und Gütergotz erweitert) sind durchschnittlich 900—3600 M., durchschnittlich 2100 M., in Breslau 1500—1600 M. für 1 ha bezahlt. Die Einrichtung der Oberfläche erforderte in Berlin 360—400 M., in Breslau einschliesslich der Gräben und Wege 740—820 M. Hierzu kommen die Kosten für Drainierung, welche in Breslau 300—350 M. betragen und in Berlin noch diejenigen für Verteilung des Wassers auf den Feldern mittels unterirdischer Rohrleitungen, an welche sich die Verteilungsgräben anschliessen. Die Betriebskosten der Rieselfelder (Bestellung und Verwaltung derselben) wurde in Berlin durch den Ertrag nicht allein gedeckt, sondern es wurde auch ein kleiner Überschuss erzielt, welcher in den letzten Jahren  $\frac{3}{4}$ —1% des Anlagekapitals (Ankauf, Einrichtung, Drainierung und Verteilung von den Mündungen der Druckrohre ab) betrug. In Breslau, wo die Rieselfelder sämtlich für 80—110 M. f. d. ha verpachtet sind (in Berlin waren 1890 von 3214 Riesel- und 4457 ha Gesamtfläche 764 ha für durchschnittlich 212 M. verpachtet), ergiebt sich eine Verzinsung des Anlagekapitals von etwa 1,5%. — Die Ausgaben für den Betrieb der Pumpwerke betragen in Berlin 1889/90 rund 0,40 M. f. d. Kopf der an die Kanäle angeschlossenen Bevölkerung, diejenigen für Verzinsung der Anlage- und Einrichtungskosten der Rieselfelder nach Abzug des Betriebüberschusses 0,60 M. (wobei der Erwerb von 1243 ha nicht berieselter Fläche mitgerechnet ist). Hierzu würde, um die Gesamtausgabe für Reinigung des Kanalwassers zu ermitteln, noch die Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten für die Druckrohrleitungen und eines Teiles derjenigen für die Pumpwerke kommen; dieselbe dürfte sich auf etwas über 1 M. f. d. Kopf der Bevölkerung stellen.<sup>110)</sup>

Bei Vergleichung der übrigen Reinigungsarten mit der Berieselung bzw. der Filterung des Kanalwassers durch Landflächen darf nicht aufser Acht gelassen werden, dass — abgesehen von dem günstigen, bisher durch kein anderes Verfahren erzielten Erfolge der Reinigung — die von der Stadtgemeinde erworbenen Grundstücke mit der Ausdehnung der Stadt an Wert zunehmen und dass das Verfahren einer weiteren Entwicklung fähig ist. Aufser Berlin und Breslau kann von gröfseren deutschen Städten auch Danzig auf einen mehrjährigen Rieselbetrieb (seit Anfang der siebziger Jahre) zurückblicken; hier sind die Verhältnisse insofern besonders günstig, als die Stadt im Besitz eines zwar unebenen, aber sehr sandigen und die Drainierung nur ausnahmsweise erforderlich machenden Landbesitzes war, dessen Herrichtung 940 M. f. d. ha beanspruchte. Die Felder werden von einem Pächter bewirtschaftet, welcher zugleich die Unterhaltung des Kanalnetzes, den Betrieb des Pumpwerks, sowie sämtliche Verwaltungskosten übernommen hat und dafür eine Entschädigung von 10000 M. jährlich

<sup>110)</sup> Berechnet nach den Angaben aus dem „Bericht der Deputation für die Verwaltung der Kanalisationswerke“ für die Zeit vom 1. April 1889 bis 31. März 1890. Berlin 1890, welcher eine große Zahl von wertvollen Angaben bezüglich des Betriebes der Kanäle, Pumpwerke und Rieselfelder (auch über den Gesundheitszustand der auf letzteren beschäftigten Personen und die Beschaffenheit der abfließenden Drainwässer) enthält. — Die Betriebskosten für die Pumpwerke sind nur teilweise in Ansatz zu bringen, weil das Wasser schon zur Erlangung der nötigen Vorflut künstlich gehoben werden muss.

erhält. Ferner sind Rieselanlagen in Freiburg i. B. und in Charlottenburg vorhanden und für Magdeburg in Ausführung begriffen. — In Bunzlau (11000 Einwohner) wird das Abwasser der Stadt (ohne Auswurfstoffe) unter Benutzung des natürlichen günstigen Gefälles schon seit alter Zeit (vielleicht schon seit dem 16. Jahrhundert) zur Bewässerung der etwa 15 ha haltenden (undrainierten), mit Obstbäumen und Gras bestandenen sog. Lohgärten benutzt.<sup>111)</sup> — In England reinigten 1873 nach einem dem Parlament vorgelegten Bericht 44 Städte mit zusammen 548000 Einwohnern ihr Wasser durch Berieselung; in dieser Zahl scheint Edinburg, welches schon seit Anfang dieses Jahrhunderts eine — allerdings ziemlich unregelmäßige — Rieselanlage für einen Teil seines Kanalwassers auf den am Meere belegenen Craigentiny-Wiesen besitzt, nicht mit einbegriffen zu sein; die jährlichen Kosten der Unterhaltung betragen bei den englischen Anlagen 1,10 M. f. d. Kopf der anteiligen Bevölkerung. In den letzten zwanzig Jahren hat die Berieselung jedoch in England anscheinend keine weitere erhebliche Ausdehnung erfahren, wohl deshalb, weil die Beschaffung geeigneter Landflächen meistens mit Schwierigkeiten verknüpft ist. — In Paris ist die Verwendung des gesamten Kanalwassers zur Berieselung der an der Seine unterhalb der Stadt belegenen Ebenen von Gennevilliers und Achères in Aussicht genommen<sup>112)</sup>; die bewässerte Fläche betrug i. J. 1886 rund 600 ha.

## § 16. Kosten der Entwässerungsanlagen.

### A. Kosten einzelner Kanäle und Entwässerungsgegenstände.

Die Herstellungskosten für 1 m fertigen Kanal wechseln je nach Tiefenlage, Bodenbeschaffenheit, Grundwasserandrang, Wandstärke, Zustand des Pflasters u. s. w. sowie nach den örtlichen Preisen für Lieferungen und Leistungen in ziemlich weiten Grenzen, sodafs allgemein gültige Angaben nicht gut möglich sind. Es mögen deshalb nachstehend einige Mitteilungen über ausgeführte Anlagen erfolgen.

1. Kanäle aus Mauerwerk. Nach Hobrecht<sup>113)</sup> erforderten eiförmige gemauerte Kanäle der Höhe  $h$  und der Weite  $\frac{2}{3}h$  einschliesslich Hintermauerung und einschliesslich aller Nebenarbeiten folgende Kosten für 1 m (wobei die Zahlen zum Teil durch Berechnung ergänzt sind).

Höhe $h$	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0 m
Ohne Stulp- bzw. Spundwände und ohne Betonsohle . . . . .	60	70	80	90	100	110	120	125	135	140	145	150 M.
Mit Stulpwänden, mit oder ohne Sohlplatten . . . . .	95	105	115	125	135	145	155	160	170	175	180	185 „
Mit Spundwänden ohne Betonsohle . .	105	115	125	135	145	155	165	175	195	215	230	245 „
Mit Spundwänden und Betonsohle . .	140	150	160	175	185	195	210	225	245	265	285	300 „

Ferner kostete ein Kanal von tunnelförmigem Querschnitt von 2 m Höhe und der in nachstehender Tabelle angegebenen Weite:

Weite	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1 m
Mit Spundwänden und Betonsohle . . . .	310	325	345	360	380	400	420	440	455	475	490	510	530	545	565	580	600 M.

<sup>111)</sup> Doerich. Beschreibung der Wasserversorgung, Kanalisation und Rieselflächen der Stadt Bunzlau. Mit 2 Plänen. Bunzlau 1883 (Selbstverlag des Verfassers).

<sup>112)</sup> L. Schrader. Reinhaltung der Seine durch Verwendung der Pariser Kanalwasser zur Bewässerung von Ländereien. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 631. Mit Plan. — Ann. des ponts et chaussées 1885, II. S. 458—509 (mit Plan auf Pl. 33).

<sup>113)</sup> A. a. O. S. 305.

Die Tiefe der Kanäle schwankt etwa zwischen 2,5 und 5,0; nach ihr richtete sich auch die Ausfüh-  
 rungsart in dem stark wasserhaltigen sandigen Boden. Wie sehr der Wasserzudrang die Herstellungskosten  
 beeinflusst, ist insbesondere aus der ersten Tabelle ersichtlich; die erste Spalte derselben läßt auch  
 erkennen, daß eine etwas gröfsere oder geringere Ausgabe für das Baumaterial der eigentlichen Kanal-  
 wandungen keinen erheblichen Einfluß auf die Gesamtkosten besitzt und es demnach gerechtfertigt ist,  
 zu diesem Zwecke nur die dauerhaftesten und bewährtesten Stoffe zu verwenden (1 cbm gutes Kanal-  
 mauerwerk stellt sich etwa auf 40—50 M.).

2. Eikanäle aus Cementbeton. Nach den Anschlagspreisen des Dresdener Tiefbauamts sind  
 dort für Cementbetonkanäle (ohne Hintermauerung der Widerlager) zu rechnen:

Höhe $h =$	0,45	0,525	0,6	0,75	0,9	1,05	1,2	1,5 m
2 m Tiefe	17,3	19,8	22,7	27	36	45,9	54	67,8 M.
3 m „	20,2	22,95	26,1	30,65	39,95	50,8	59,2	73,7 „
4 m „	23,1	26,1	29,5	34,3	43,9	55,7	64,4	79,6 „

Hierzu kommen für Aufnahme und Wiederherstellung von

- 1 qm beschotterten Strafsen 1,55—2,55 M.
- „ gepflasterten „ 1,5— 2,75 „
- „ asphaltierten „ 15,5—16,5 „
- „ Plattenbelag 1,4— 3,4 „

Die Ausgabe für Ausheben und Wiederverfüllen des Bodens ist je nach der Tiefe mit 2,85—3,15 M.,  
 die Abfuhr von 1 cbm mit 2,5 M. in Anrechnung gebracht. Die Bodenverhältnisse sind sehr günstig, so-  
 daß Wasserschöpfung nur ausnahmsweise vorkommt und dann mit 1—12 M. für 1 m Kanal veranschlagt  
 wird. Aus demselben Grunde werden Stulp- oder Spundwände, Sohlplatten oder Betonschüttung nicht  
 erforderlich. — Die Lieferung und das Verlegen der Betonkanäle (hergestellt nach Fig. 61 [S. 412] und  
 Fig. 65 [S. 31 in Kap. IV]) wird folgendermaßen berechnet:

$h =$	0,45	0,525	0,6	0,75	0,9	1,05	1,2	1,5 m
	8,1	10,1	12,5	15,75	23,2	30,3	37,15	47,85 M.

Betonkanäle, welche in der Baugrube selbst durch Stampfen hergestellt werden, kosten 40—55 M.  
 für 1 cbm Betonmasse, ausschliesslich Erdarbeit.

3. Kreisförmige Kanäle aus Cementbeton. Nach Dyckerhoff und Widmann betragen  
 die Kosten:

Durchmesser	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0 m
Preis ab Fabrik . . . . .	1,15	1,6	2,3	3,2	4,2	6,0	8,0	10	15	21,7 M.
Verlegen einschl. Dichtungs- material . . . . .	0,6	0,7	0,9	1,0	1,2	1,8	2,5	3,0	4,0	5 „

4. Kreisförmige Kanäle aus Thonrohren. Die Preise für gute Thonrohre mit angemessenen  
 Wandstärken betragen:

Durchmesser	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7 m
Preis ab Fabrik . .	1-1,3	1,7-2	2,5-3	3,3-4	4,5-6	6,5-8	8-9,5	9,5-12	12-15	15-18	18-24	24-27	27-32 M.
Verlegen einschließl. Dichtungsmaterial durchschnittlich .	0,55	0,65	0,75	0,85	1,0	1,15	1,3	1,5	1,7	1,9	2,0	2,3	2,5 M.

Abzweigrohre (0,65—0,7 m Baulänge) stellen sich in der Beschaffung durchschnittlich um  $\frac{1}{3}$  für  
 das Stück höher, als 1 m gerades Rohr.

Die Herstellungskosten von 1 m Thonrohrkanal einschliesslich Abzweigen und sämtlichen Neben-  
 arbeiten wurden nach Hobrecht in Berlin ermittelt zu:

Durchmesser	0,21	0,24	0,27	0,30	0,33	0,36	0,39	0,42	0,45	0,48	0,51	0,54	0,57	0,60	0,63 M.
	14	15	16	18	20	22	24	26	29	33	37	42	48	54	60 „

5. Kosten von Einsteigeschächten, Spüleinrichtungen und Einläufen. Es kostete in Berlin 1 Einsteigeschacht (Mauerwerk von 1 Stein Stärke, Grundriffsform kreisförmig, Sohle aus 0,125 m starker Granitplatte bestehend)

von	1,5	2	2,5	3 m Höhe
	140	168	197	226 M.

In Dresden, wo die Schächte aus Cementbeton, oben mit kreisförmiger Grundriffsform von 0,7 m Durchmesser, unten in Form einer Ellipse mit Axen von 0,9 und 1,8 m hergestellt werden, berechnet sich der Preis für Tiefen von 2,5—3 m zu 150 M.; für jedes Meter gröfsere Höhe werden 35—39 M. in Ansatz gebracht. Die Preise für die Abdeckung wechseln je nach Stärke und Ausstattung etwa zwischen 30 und 80 M.; dieselben betragen in Berlin etwa 60 M. (Deckel mit Lüftungsöffnungen), in Dresden für gewöhnliche Kanaldeckel 37,50 M.; für solche mit Holzeinlage in verkehrsreichen Strafsen 16 M. mehr. — Die Einschaltung eines gufseisernen Rohransatzes mit Spülklappe (Fig. 124) erfordert für ein 0,25 m weites Rohr etwa 25—30 M. und erhöht sich mit jedem cm des Durchmessers um rund 1,30 M. Schieber zu Spülzwecken erfordern wesentlich höhere Kosten, insbesondere wenn dieselben mit Metalldichtung versehen werden. Die Preise sind indessen je nach der Anordnung so verschieden, dafs auf die bezüglichen Preislisten verwiesen werden mufs. Gleiches gilt von den Spülthüren; die Eisenteile derselben nach der Wiesbadener Anordnung (Fig. 133) kosten z. B. nach dem Verzeichnis der Hallberger Hütte für

Eikanäle von	0,9	1,05	1,2	1,5	1,8 m Höhe
	194	227	262	310	365 M.

Ein Strafseneinlauf läfst sich bei einfacher Anordnung (Dresden, Fig. 151) ohne Zweigleitung unter Fortfall des Wasserverschlusses und bei geringer Tiefe schon für 35—45 M. herstellen; je nach der Form der Abdeckung, Anordnung des Wasserverschlusses, Einfügung eines Eimers zum Auffangen des Schlammes, Herstellungsart der Wandungen u. s. w. steigen die Preise bis zu 200 M. Der Einlauf aus gebranntem Thon oder Cementbeton Fig. 148 kostet etwa 110 M., der Berliner Strafseneinlauf (Fig. 142) 170 M. Die Hofeinläufe stellen sich auf 40—70 M., die Regenrohreinfläufe auf 18—30 M.

#### B. Gesamtkosten von Kanalanlagen.

Die Gesamtkosten, verteilt auf 1 m Kanal einschliesslich Einsteige- und Spülschächten sowie Einläufen und sonstigen Nebenanlagen unterliegen erheblichen Schwankungen nicht allein nach der Ausführungsart der Kanäle und nach den örtlichen Verhältnissen, sondern auch nach der Ausdehnung des Entwässerungsgebiets, baulichen Anordnung der Städte, Gröfse der Regenwassermenge, welche der Berechnung der Kanäle zu Grunde gelegt wurde, Zahl der Einläufe und Spülvorrichtungen, Möglichkeit der Anordnung von Notauslässen u. s. w. Bei den gröfseren deutschen Städten finden sich Zahlen von 50—75 M.; in Paris, wo besonders grofse Querschnitte zur Verwendung gekommen sind, betragen die Baukosten für 1 m durchschnittlich 134 M. Bei kleineren Städten und unter günstigen Verhältnissen gestalten sich die Kosten niedriger, dürften jedoch selten 30 M. unterschreiten. Das Gesagte gilt vielleicht noch mehr bei der Verteilung der Anlagekosten auf den Kopf der Einwohnerzahl, weil hier die Dichtigkeit der Bebauung mit in Frage kommt. In Frankfurt a. M. waren z. B. 1886 im ganzen 172 000 m Kanäle mit 5640 Einläufen und 860 Spülvorrichtungen bei einer Bevölkerung von 140 000 E. vorhanden; in Breslau 1890 nur 155 000 mit 2924 Einläufen und ohne besondere Spülvorrichtungen bei 330 000 Bewohnern; demnach betragen die Anlagekosten in der letztgenannten Stadt, wo der Berechnung zudem eine geringe Regenmenge zu Grunde gelegt wurde (S. 384), nur 20 M.; in Frankfurt, wo die Kanäle zugleich wesentlich tiefer liegen, dagegen 65 M. auf den Kopf der Einwohnerschaft. Als Durchschnitt für eine Mittelstadt mit nicht zu dichter Bebauung möchten je nach den Verhältnissen 25—40 M. anzunehmen sein. Diese Zahl bezieht sich nur auf das eigentliche Kanalnetz, bezw. das zugehörige Pumpwerk und umfasst nicht auch die Kosten für Rieselfelder und andere Anlagen zur Reinigung des Kanalwassers, für welche sich in § 15 einige Kostenangaben finden.

## C. Jährliche Unterhaltungs- und Betriebskosten.

Auch bei den Unterhaltungs- und Betriebskosten bewirken die örtlichen Verhältnisse wesentliche Schwankungen, sodafs es angemessen erscheint, statt der jährlichen Gesamtausgaben die Einzelbeträge mitzuteilen, welche in einigen Städten für Unterhaltung der Kanäle, Hebungs- und Reinigungskosten des Wassers aufgewendet werden.

1. Berlin. Die Anlage des Kanalnetzes erforderte einschliesslich der Pumpwerke und der Druckrohrleitungen 47 M. f. d. Kopf der angeschlossenen Bevölkerung (1889/80). Die Unterhaltungskosten der Strafsenkanäle und Hausleitungen bis zur Grenze der Grundstücke (Reinigung und Spülung) beanspruchte je nach den Bezirken 0,12 bis 0,298 M., die der Pumpkosten zwischen 0,316 und 0,822 M. und betrug durchschnittlich 0,157 bzw. 0,397 M. Rechnet man  $3\frac{1}{2}\%$  Zinsen und  $\frac{1}{2}\%$  Tilgung, so ergeben sich folgende Gesamtausgaben einschliesslich Förderung des Wassers nach den Rieselfeldern:

4% von 47 M. . . . .	= 1,88 M.
Reinigung und Unterhaltung der Kanäle . . . . .	= 0,157 „
Hebung und Förderung des Wassers . . . . .	= 0,397 „
zusammen . . . . .	2,434 M.

Hierzu kommt der Zuschufs für Verzinsung des Anlagekapitals der Rieselfelder mit 0,6 M. (§ 15), sodafs sich 3,03 M. f. d. Kopf der Bevölkerung ergeben.

## 2. Breslau.

Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten der Kanäle und Pumpwerke mit Druckrohr, 4% von 20 M. . . . .	= 0,8 M.
Reinigung und Unterhaltung des Kanalnetzes und der Einläufe . . . . .	= 0,208 „
Hebung und Förderung des Wassers, Unterhaltung der Deichschleusen . . . . .	= 0,13 „
Verzinsung der Anlagekosten der Rieselfelder, $3\frac{1}{2}\%$ von 10 M. . . . .	= 0,35 „
zusammen . . . . .	1,488 M.
Ab Einnahme für Verpachtung der Rieselfelder . . . . .	0,18 „
bleibt . . . . .	1,308 M.

In jenen 0,208 M. ist zugleich das Gehalt dreier Beamten inbegriffen, welchen die dauernde Beaufsichtigung der inneren Hausentwässerungsanlagen übertragen ist.

## 3. Frankfurt a. M.

Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten der Kanäle, 4% von 65 M. . . . .	= 2,60 M.
Spülung und Unterhaltung des Kanalnetzes, Reinigung der Einläufe . . . . .	= 0,15 „
Reinigung des Kanalwassers (§ 15) . . . . .	= 1,00 „
zusammen . . . . .	3,75 M.

## 4. Danzig.

Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten der Kanäle, des Pumpwerks und der Druckrohrleitung, 4% von 25 M. . . . .	= 1,0 M.
Desgl. der Anlagekosten der Rieselfelder, $3\frac{1}{2}\%$ von 1,5 M. . . . .	= 0,05 „
Spülung und Unterhaltung des Kanalnetzes, Betrieb des Pumpwerks (§ 15) . . . . .	= 0,10 „
zusammen . . . . .	1,15 M.

Diesen Ausgaben sind noch diejenigen für Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten der Hausleitungen, sowie für Unterhaltung und Reinigung derselben, ferner für das zum Betriebe der Spülabtritte erforderliche Wasser hinzuzurechnen. Eger<sup>114)</sup> veranschlagt für Breslau die Kosten der inneren Einrichtung eines von 45 Menschen bewohnten Hauses zu 1000 M. oder zu 22 M. f. d. Kopf, ein Betrag, der insbesondere bei weniger dichter Bebauung und bei einer den Anforderungen guter Lüftung und Spülung

<sup>114)</sup> Eger. Die Entwässerung der Stadt Breslau. Gesundheits-Ing. 1886, S. 777.

entsprechenden Anlage nicht zu hoch sein wird. Bei  $4\frac{1}{2}\%$  Verzinsung und  $1\frac{1}{2}\%$  für Tilgung, Unterhaltung und Reinigung, sowie 2 cbm Spülwasser jährlich (S. 64) ergeben sich für den Kopf der Bevölkerung<sup>115)</sup>:

6% von 22 M. . . . .	1,32 M.
2 cbm Wasser je 0,15 M. . . . .	0,30 „
zusammen . . . . .	1,62 M.

#### D. Anbringung der Kosten.

1. Jahresabgabe. Wird für die ganze Stadt ein unterirdisches Kanalnetz angelegt und zugleich jedes Grundstück zum Anschluß an dasselbe verpflichtet (wie es stets der Fall sein sollte, damit die Anlage ihren Zweck vollständig erfüllen kann), so ist es am einfachsten, die unter C. erwähnten Kosten mit Ausnahme der am Schlusse verzeichneten durch einen Zuschlag zu der Gemeinde-Einkommensteuer aufzubringen. Diese Art der Kostenverteilung, welche z. B. in Breslau, Danzig, Karlsruhe und Mainz stattfindet, beruht auf der Erwägung, daß die unterirdische Entwässerung ein ebenso notwendiges Bedürfnis für die gesamte Stadtbevölkerung sei, wie z. B. die Straßsenpflasterung, die Einrichtung öffentlicher Schulen u. s. w. und es hat dann derjenige Teil der Bewohner, welcher keine Steuer auf das Einkommen entrichtet (in manchen Orten über  $\frac{2}{3}$  der Gesamtbevölkerung) auch zu den Kosten der Entwässerungsanlagen nichts mit beizutragen; ebenso gehen staatliche und sonstige zu einer städtischen Einkommensteuer nicht verpflichtete Anstalten frei aus, wenn nicht ein besonderes Abkommen getroffen wird. Vielfach werden deshalb die Hausbesitzer zur Zahlung einer jährlichen Kanalabgabe herangezogen, wobei es ihnen überlassen bleibt, dieselbe auf die Mieter wieder abzuwälzen und es wird meistens auch für die Aufnahme gewerblicher Abwässer, sowie für den Anschluß der dem Staat und anderen Verbänden gehörigen Gebäude und Anlagen ein für den Einzelfall berechneter Jahresbetrag entrichtet. Für ein solches Verfahren spricht auch der Umstand, daß die Ausführung der Entwässerungsanlagen sich bei größeren Städten über einen längeren Zeitraum — oft viele Jahre — erstreckt und die zuerst angeschlossenen Straßsen und Stadtteile früher in den Genuß der Vorteile der Entwässerung gelangen, als die übrigen. In Berlin wird 1% vom Nutzertrage der Grundstücke erhoben und zwar erfolgt die Feststellung des Nutzertrages alljährlich durch die städtische Behörde; dieser Betrag deckt etwa die Hälfte der erforderlichen Summe, während die andere Hälfte von der Stadt bezw. dem steuerzahlenden Teil der städtischen Bevölkerung übernommen wird. In anderen Städten bildet die Gebäudesteuer die Grundlage, unter entsprechendem Zuschlage für Gewerbebetrieb, in noch anderen die Länge des Grundstücks an der Straßenseite. In einigen Fällen ist auch der Wasserzins als Einheit für die Kanalabgabe zu Grunde gelegt und es wird z. B. in Köln  $\frac{1}{6}$ , in Königsberg  $\frac{1}{3}$ , in Stettin die Hälfte desselben erhoben.

2. Einmalige Beiträge. Einmalige Beiträge zu den Kanalbaukosten werden in zahlreichen Städten von den Besitzern der anliegenden Grundstücke verlangt und zwar erfolgt die Berechnung derselben entweder nach der Länge an der Straßenseite oder unter gleichzeitiger Berücksichtigung der bebauten Gesamtfläche. Sie schwanken im ersten Falle in deutschen Städten zwischen 8 und 40 M., je nach den maßgebenden Grundsätzen, welche entweder nur einen teilweisen Ersatz der Gesamtkosten oder die vollständige Deckung derselben verlangen. Die Berücksichtigung der bebauten Fläche erfolgt in Stuttgart beispielsweise in der Art, daß für Vordergebäude  $12\sqrt{F}$ , für selbständige Hintergebäude  $10\sqrt{F}$  erhoben wird, wenn  $F$  die Grundfläche in qm bezeichnet. In Görlitz werden für jeden Anschluß einmalig 75 M., in Aachen bei Häusern unter 8 m Straßenseite 180, bei mehr als 8 m 210 M. erhoben.<sup>116)</sup>

Als einmaliger Beitrag zu den Kosten des Kanalnetzes ist auch die Vergütung aufzufassen, welche in der Regel von den Hausbesitzern für die Anschlußleitungen vom Straßsenkanal bis zu der Grenze des Grundstücks beansprucht wird. Die Herstellung (und spätere Unterhaltung) dieser Leitungen erfolgt zweckmäßig durch die Stadt, welche bestimmte Beträge für 1 m der Leitung von den Hausbesitzern erhebt; am besten nach einem Durchschnittssatze, weil leicht Einwendungen gegen die berechnete Tiefenlage u. s. w. erfolgen. Da bei erheblichen Abweichungen der Lage des Kanals von der Mittellinie der Straßse die Längen der Zweigleitungen oft sehr verschieden ausfallen, so ist es zweckmäßig, diese nur bis zu einer bestimmten Grenze (6—8 m) in Anrechnung zu bringen, den Rest der Kosten aber auf die Stadtkasse zu übernehmen.

<sup>115)</sup> Angaben über die Kosten der Entwässerungsanlagen amerikanischer Städte finden sich im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892, S. 102.

<sup>116)</sup> Ausführlicher, als es hier geschehen konnte, ist die Frage der Kostendeckung von Baumeister, Städtisches Straßsenwesen und Straßsenreinigung (Handbuch der Baukunde III, 3. Berlin 1890) behandelt, von wo einzelne der angeführten Angaben entnommen sind.

## Litteratur

mit teilweiser Ausnahme der in den Fußnoten erwähnten Schriften.

### A. Allgemeines.

- Bürkli. Über Anlage städtischer Abzugskanäle und Behandlung der Abfallstoffe aus Städten. Zürich 1866.
- Virchow. Generalbericht über die Reinigung und Entwässerung der Stadt Berlin. Berlin 1873.
- Pettenkofer. Vorträge über Kanalisation und Abfuhr. München 1876.
- Chailly. Anlage und Bau der Abzugskanäle. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 181—189, 203—218.
- Nägeli. Die niederen Pilze in ihren Beziehungen zu den Infektions-Krankheiten und der Gesundheitspflege. München 1877.
- Baldwin Latham. Sanitary Engineering. A guide to the construction of works of sewerage and house-drainage. 2. Aufl. London 1878.
- Kaftan. Die systematische Reinigung und Entwässerung der Städte. Wien 1880.
- Knauff. Allgemeine Grundsätze für eine systematische Reinigung und Entwässerung der Städte (Vortrag). Gesundheits-Ing. 1881, S. 697.
- Eulenberg. Handbuch des öffentlichen Gesundheitswesens 1882. Artikel Städtereinigung, Boden, Fäulnis, Luft, Wasser.
- Knauff. Die Ableitung des Regenwassers aus Städten. Gesundheits-Ing. 1882, S. 540 u. 560.
- Fodor. Hygienische Untersuchungen über Luft, Boden und Wasser. II. Abt. Boden und Wasser. Braunschweig 1882.
- Abnahme der Sterblichkeit infolge unterirdischer Entwässerungsanlagen. Engineering News 1885 (für Chicago S. 87, für Danzig, Frankfurt, München, London, Toronto und Hamilton S. 122).
- J. Gordon. The drainage of continental towns (Vortrag). Leicester 1885 (Abdruck aus Bd. VII der Verhandlungen des „Sanitary Institute of Great Britain“). Besprochen im Gesundheits-Ing. 1886, S. 17, 63, 87, 127, 163. (Mit Angaben über abgeführte Regenhöhe, Kosten und Abnahme der Sterblichkeit.)
- Waring. Entwässerung von Stadt und Land. New-York 1889.
- Baumeister. Reinigung und Entwässerung der Städte. Handbuch der Baukunde. Abt. III, 3. Heft. Berlin 1890.
- J. Rosenthal. Vorlesungen über öffentliche und private Gesundheitspflege. 2. Aufl. Leipzig 1892 (2.—8. Vorlesung: Boden, Grundwasser, Grundluft, Schwemmsystem, Behandlung der Kanalwässer).

### B. Entwässerung einzelner Städte (alphabetisch nach den Städtenamen geordnet).

- Wiebe. Reinigung und Entwässerung der Stadt Berlin. Berlin 1861 (zugleich Reisebericht über Hamburg, Paris, London und einige andere englische und deutsche Städte). — Hobrecht. Die Kanalisation von Berlin. Berlin 1884 (in zwei Ausgaben mit bezw. 57 und 30 Kupfertafeln). — Centrabl. d. Bauverw. 1885, S. 1, 9, 29, 42. — P. Boerner. Hygienischer Führer durch Berlin. 1882 (Kanalisation S. 115—130). — Die Beleuchtung, Wasserversorgung und Kanalisation der Stadt Berlin. 1883.
- Mitgau. Die Kanalisation der Stadt Braunschweig. Braunschweig 1877.
- Entwässerung der Stadt Boston. Engineering News 1884, S. 7, 11, 43.
- Entwässerung der Stadt Bremen. Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1872, S. 141. — Deutsche Bauz. 1885, S. 529.
- Entwässerung der Stadt Breslau. Engineering 1882, S. 38 (insbesondere auch Anordnung des Pumpwerks). — Gazette des architectes 1882, S. 171 (Reisebericht von Durand-Claye). — Festschrift zur XVIII. Versammlung des Vereins f. öffentl. Gesundheitspflege 1886, S. 3—62, von Kaumann. — Eger im Gesundheits-Ing. 1886, S. 777.

- Entwässerung der Stadt Brüssel. Ann. des ponts et chaussées 1870, S. 49. — Ann. industr. 1876, S. 857, Bl. 89 und 90. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 687. — Vierteljahrsschrift f. Gesundheitspflege 1880, S. 508—514.
- Doerich. Wasserversorgung und Kanalisation von Bunzlau. Bunzlau 1883 (Selbstverlag des Verfassers).
- Entwässerung der Stadt Charlottenburg. Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1887, S. 577; 1891, S. 385. — Gesundh.-Ing. 1891, S. 748.
- Wiebe. Reinigung und Entwässerung der Stadt Danzig. Berlin 1865.
- Michaelis und Gordon. Entwässerung der Stadt Dortmund. 1878. — Marx desgl. 1883.
- Lindley. Bericht über die Kanalisation der Stadt Düsseldorf. Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1873, S. 309. — Frings. Gesundh.-Ing. 1889, S. 11.
- Entwässerung der Stadt Elberfeld. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 370.
- Varrentrapp. Über die Kanalisation Frankfurts. Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1873, S. 656. — Lindley. Die Entwässerungsanlagen der Stadt Frankfurt a. M. in „Frankfurt und seine Bauten.“ 1886, S. 481. — Die hygienischen Einrichtungen der Stadt Frankfurt. 1888, S. 71. — M. Hirsch. Assainissement de Francfort sur le Main. Ann. des ponts et chaussées 1891, I. S. 488.
- Kast. Reinigung und Entwässerung der Stadt Freiburg i. B. 1876. Festschrift zur XII. Versammlung des Vereins f. öffentl. Gesundheitspflege 1885.
- Die Entwässerung der Stadt Hamburg in der Festschrift: Hamburg in naturhistorischer und medizinischer Beziehung. 1876, S. 241. — Die öffentlichen Anlagen für Beleuchtung, Wasserversorgung und Entwässerung von Hamburg. 1887. — Hamburg und seine Bauten. 1890.
- Entwässerung der Stadt Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 146, 298; 1887, S. 130, 145; 1891, S. 449.
- Mittermaier. Reinigung und Entwässerung der Stadt Heidelberg. 1870.
- Kanalisation der Stadt Heilbronn. Bericht von Gordon. Heilbronn 1876.
- Cuntz. Kanalisation der Stadt Karlsbad. 1887.
- Schück. Correction des Landgrabens in Karlsruhe. Abschnitt XII aus der Denkschrift zur Berliner Hygiene-Ausstellung 1882: Mafsregeln zur Gesundheitspflege in Karlsruhe. — Gesundh.-Ing. 1889, S. 648.
- Entwässerung der Stadt Köln in „Köln und seine Bauten.“ 1888, S. 299. — Deutsche Bauz. 1892, S. 562. — Gesundh.-Ing. 1893, No. 4.
- Wiebe. Entwurf zur Reinigung und Entwässerung der Stadt Königsberg i. Pr. Berlin 1880. — G. Becker in der Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 83.
- Die Kanalisations-Anlagen von London. The Engineer 1873, S. 95, 134, 169, 249. — Deutsche Bauz. 1885, S. 121, 137, 145.
- Entwässerung der Stadt Mainz. Deutsche Bauz. 1880, S. 210; 1881, S. 4.
- Waring. The sewerage of Memphis. Transactions of the American society of civil-engineers 1881.
- Pettenkofer. Das Kanal- oder Sielsystem von München. 1869. — Gordon. Kanalisation von München. 1876. — Wochenbl. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 271.
- Keller. Kanalisation von Neapel. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 231.
- Die neuen Abzugskanäle in Paris. Allgem. Bauz. 1859. — Desgl. 1862, S. 196. — Gaz. d. arch. et du bât. 1867, S. 116. — Die Erweiterungsarbeiten der Pariser Kanalisation. Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 61. — Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1883, S. 726—746. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 519.
- Kanalisation von Posen. Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1880, S. 140.
- Hobrecht. Kanalisation von Stettin. 1868.
- Entwässerung der Stadt Strafsburg in der Festschrift von Krieger: Topographie der Stadt Strafsburg. 1889, S. 247.
- Gordon. Erläuterungsbericht zu dem Dispositionsplan über die Anlage von Spülkanälen in Stuttgart. 1876. — E. Dobel. Städtische Abzugskanäle und Hausentwässerungen in Stuttgart. 1886.
- Entwässerung der Stadt Szegedin. Deutsche Bauz. 1887, S. 21.
- Entwässerung der Stadt Warschau. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 59.
- Entwässerung der Stadt Wien in: Technischer Führer durch Wien, herausgegeben von Winkler. 1873, S. 61. — Führer für den internationalen hygienischen Kongress. 1887, Abschnitt II, 4.
- Brix. Die Kanalisation der Stadt Wiesbaden. II. Teil der Festschrift zur 60. Versammlung deutscher Naturforscher und Ärzte. 1887. — Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 455.
- Entwässerung der Stadt Winterthur. Schweizerische Bauz. 1890, I. S. 50.
- Die Entwässerung der Stadt Witten. Zeitschr. f. Bauw. 1873, S. 135. — Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1874, S. 678.
- Scherpff. Die Kanalisierung der Stadt Würzburg. 1867. — Hügel. Kanalisation und Abfuhr in Würzburg. 1886.

**C. Ausführung der Kanäle. Baustoffe. Querschnitte. Auslässe.**

- Über den Bau eines unterirdischen Abzugskanals bei Grenoble. *Ann. des ponts et chaussées* 1868, S. 180.  
 Ein Fangdamm in einem überwölbten Kanale. *Nouv. ann. de la constr.* 1868, S. 89.  
 Der Düker bei der Brücke de l'Alma in Paris. *Nouv. ann. de la constr.* 1869, S. 3.  
 Über die Konstruktion von Kanälen im Triebband. *Engineering* 1870, Sept., S. 241 u. Okt., S. 255.  
 Über die Bestimmung der Querschnitte von Entwässerungskanälen. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1875, S. 39.  
 Die Kanalprofile in der neuen Avenue de l'opéra in Paris. *Nouv. ann. de la constr.* 1877, S. 25, Bl. 5 u. 6.  
 Kanäle aus Betongufs mit Sohlen aus glasierten Steinzeugplatten. *Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1877, S. 64.  
 Der Einfluß von Säuren auf die Kanalbau-Materialien. *Wochenbl. f. Arch. u. Ing.* 1879, S. 284. — *Centralbl. d. Bauverw.* 1884, S. 392.  
 Über die Haltbarkeit der verschiedenen Baumaterialien in den Wiener Kanälen. *Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1879, S. 284.  
 Selbstthätige Auslassschleuse in Salford. *Engineer* 1879, S. 138 u. 142.  
 Über den Querschnitt gemauerter Kanäle. *Wochenbl. f. Arch. u. Ing.* 1881, S. 162.  
 Eiserne Stollenrüstungen für Entwässerungskanäle. *Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1881, S. 158.  
 Chailly's Apparat zur Herstellung von Betonkanälen. *Bayrisches Industrie- u. Gewerbebl.* 1882, S. 210.  
 Die Regenmengen in ihrem Verhältnis zu den städtischen Abflussskanälen. *Wochenbl. f. Arch. u. Ing.* 1883, S. 26.  
 Seeauslässe für Schwemmkanäle. *Scientific American* 1881, S. 19; 1887, S. 351—359 (für Boston).  
 Verlegen von Ableitungsröhren aus gebranntem Thon oder Steingut. *Centralbl. d. Bauverw.* 1889, S. 112.  
 Düker durch die Alte Elbe für die Entwässerung der Stadt Magdeburg. *Deutsche Bauz.* 1893, S. 269.  
 Mitteilung von Gutachten über Kanalbau-Materialien. *Thonindustrie-Zeitung* 1893, S. 553.  
 Steuernagel. Kanalisation der Stadt Köln (Ausführung). *Gesundh.-Ing.* 1893, S. 337.  
 Dolezalek. Der tunnelartige Kanalbau in Hannover. *Hannover* 1893.

**D. Einläufe, Einsteiggeschächte, Spül-, Reinigungs- und Lüftungs-Vorrichtungen.**

- Dark's gufseiserner Strafseneinlauf mit Geruchverschluss. *Scientific American* 1878, Mai, S. 281.  
 Anlage von Strafseneinläufen. *Builder* 1881, Juli, S. 27, 60, 92.  
 Gufseiserne Deckel der Pariser Kanäle. *Nouv. ann. de la constr.* 1881, S. 63.  
 Renk. Die Kanalgase, deren hygienische Bedeutung und technische Behandlung. *München* 1882.  
 Shone's Spülvorrichtungen für Schwemmkanäle. *Dinglers polyt. Journ.* 1884, Bd. 253, S. 325—329.  
 Selbstthätige Spülanlagen in Rom. *Centralbl. d. Bauverw.* 1884, S. 332.  
 Vorrichtung zum Reinigen niedriger gemauerter Kanäle. *Engineering News* 1885, S. 267.  
 Einsteiggeschächte und Lampenlöcher für städtische Kanäle. *Scientific American, Supplementband* 1884, Jan., S. 6682.  
 Selbstthätige Kanalspüler: *Gesundh.-Ing.* 1884, S. 549; 1886, S. 577; 1887, S. 23; 1890, S. 193; 1892, S. 686. — *Engineer* 1885, Bd. 59, S. 296. — *Dinglers polyt. Journ.* 1885, Bd. 257, S. 231. — *Revue industr.* 1885, S. 236. — *Journ. f. Gasbel. u. Wasservers.* 1886, S. 15. — *Génie civil* 1886, S. 209. — *Engineering and building record* 1889, S. 100.  
 Lüftung der Strafsenkanäle: *Scientific American* 1873, S. 232; 1880, S. 97; 1886, S. 8449; 1889 I. S. 86. — *Gesundh.-Ing.* 1880, S. 153. — *Builder* 1880, Okt., S. 498. — *Centralbl. d. Bauverw.* 1882, S. 365. — *Wochenbl. f. Bauk.* 1886, S. 361. — Lüftung durch Vermittelung der Laternenständer. *Iron* 1888, S. 246. — *Gesundh.-Ing.* 1888, S. 684.

**E. Hausentwässerung.**

- Lüftung der Hausabflußleitungen. *Builder* 1876, S. 1075.  
 Über mangelhafte Hausentwässerungen und ihre Folgen. *Builder* 1876, S. 1199; 1879, S. 1198. — *Engineer* 1879, S. 308, 398, 402; 1880, S. 392.  
 Rogers Field. Prinzipien der Hausentwässerung. *Builder* 1880, S. 341.  
 Corfield. Über Hausentwässerung. *Builder* 1880, S. 38.  
 Knauff. Entwurf zu einem Normalstatut für Anlage von Hauskanalisationen. *Rohrleger* 1880, S. 230.  
 W. P. Gerhard. Anlage von Hausentwässerungen nach Studien amerikanischer Verhältnisse. *Berlin* 1880. — Über Hauskanalisation. *Gesundh.-Ing.* 1881, No. 21; 1882, No. 1. — Entfernung und Reinigung der flüssigen und festen Abfallstoffe ländlicher Wohngebäude (Untergrund-Berieselung). *Gesundh.-Ing.* 1882, S. 317.  
 v. d. Hude und Henniecke. Entwässerung des Centralhotels in Berlin. *Zeitschr. f. Bauw.* 1881, S. 185.

- O. Peters. Die Kanalisationsanlagen des Central-Viehmarkts und Schlachthofes von Berlin. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 531; 1882, S. 9.
- Linse. Über Hauskanalisation mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse in Aachen. Aachen 1881.
- Bailey-Denton. A handbook of house sanitation. London 1882.
- W. P. Gerhard. House-drainage and sanitary-plumbing. Providence 1882. — Sanitary drainage of tenement-houses. Hartford 1884. — Hints on the drainage and sewerage of dwellings. New-York 1884. — Die Hauskanalisation in der „Deutschen bautechnischen Taschenbibliothek“. Leipzig 1885.
- T. P. Teale. Lebensgefahr im eigenen Hause. Aus dem Englischen übersetzt von I. K. H. Prinzessin Christian von Schleswig-Holstein. Für deutsche Verhältnisse bearbeitet von H. Wansleben. Kiel 1886.
- Notes, embodying recent practice in the sanitary drainage of lands, towns and buildings. New-York 1887.
- J. W. Clarke. Plumbing practice. 3. Aufl. London 1891.
- Knauff im Handbuch der Architektur. III. Teil, 5. Band. Entwässerung und Reinigung der Gebäude, Ableitung des Haus-, Dach- und Hofwassers. 2. Aufl. Darmstadt 1891.

Für D. und E. sind ferner zu vergleichen die Preislisten der Hallberger Hütte bei Saarbrücken, von Geiger in Karlsruhe, Budde u. Goehde in Berlin u. a.

### F. Verunreinigung der Flüsse durch Kanalwasser.

- Verunreinigung der Themse oberhalb London. Engineer 1877, S. 149.
- Baumeister. Amerikanische Beobachtungen über Selbstreinigung der Flüsse (in Massachusetts). Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1876, S. 487; 1878, S. 574.
- Alexander Müller. Flußverunreinigung durch Kanalwasser. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 139. — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1878, S. 575.
- Selbstreinigung der Oder bei Breslau. Gesundh.-Ing. 1883, S. 161.
- Bericht der technischen Deputation des K. sächsischen Ministeriums des Innern, betr. Verunreinigung der Wasserläufe. Civilingen. 1883, S. 227.
- H. Fleck. Über Flußverunreinigungen, deren Ursachen, Nachweis, Beurteilung und Verhinderung. Dresden 1884.
- F. Emich. Selbstreinigung natürlicher Wasserläufe. Gesundh.-Ing. 1885, S. 257.
- Verunreinigung der Themse unterhalb London. Engineering 1876, S. 301. — Engineer 1878, S. 293. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 96; 1886, S. 146. — Deutsche Bauz. 1884, S. 371; 1885, S. 137. — Gesundh.-Ing. 1884, S. 607.
- Erlafs des K. sächsischen Ministeriums des Innern, betr. Verunreinigung der Wasserläufe. Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1883, S. 157; 1886, S. 313.
- C. Aird. Einfluß der Flußverunreinigung auf das Leben der Fische. Dasselbst 1886, S. 614.
- C. H. Schneider. Verunreinigung der Flüsse durch Abfallwasser größerer Städte. Civiling. 1886, S. 357.
- Peschek. Reinigung der Seine bei Paris. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 182.
- Prausnitz. Der Einfluß der Münchener Kanalisation auf die Isar. München 1891. — A. Frank im Gesundh.-Ing. 1891, S. 281 u. 331. — Pettenkofer in der Deutschen Bauz. 1891, S. 81.

### G. Reinigung und Verwertung des Kanalwassers.

- Latham. Über die Reinigung und Verwertung des Hauswassers. Deutsch von Wiebe. Berlin 1868; auch Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 291.
- Wiebe. Der gegenwärtige Stand der Berieselungsfrage. Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 108.
- Merthyr Tidfil Sewage works. Engineer 1872, S. 215.
- Bürkli. Über die Maßregeln zur Reinhaltung der öffentlichen Gewässer. Zürich 1875.
- Fegebeutel. Die Kanalwasserbewässerung in Deutschland. Danzig 1874.
- Bürkli und Hafter. Bericht an den Stadtrat von Zürich über den Besuch einer Anzahl Berieselungsanlagen in England und Paris. Zürich 1875.
- Liernur's System in Amsterdam. Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1874, S. 165.
- Gérardin. Altération, corruption et assainissement des rivières. Annales d'hygiène publique. 2. Serie. Bd. 43 (1874), S. 6.
- Liernur. Über die Kanalisation von Städten auf getrenntem Wege im Vergleich mit dem Schwemmsystem. Frankfurt a. M. 1876.
- Lissauer. Hygienische Studien über Boden-Absorption. Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1876, S. 590.
- Über die Verwertung der Spüljauche. Engineer 1877, S. 299, 317, 351, 369, 387, 405.

- Die Berieselungsanlagen in Gennevilliers, besprochen von Finkelnburg in der Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1877, S. 434, von Durand-Claye in den Ann. industr. 1878, Ann. des ponts et chaussées 1875, Dez., S. 632; 1878, März, S. 187—195; 1885, Sept., S. 458—509. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 631.
- Carpenter. Die Berieselungsanlagen bei Croydon. Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1877, S. 309.
- Dünkelberg. Technische Gesichtspunkte für die Unschädlichmachung und Ausnutzung des städtischen Kanalwassers. Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1877, S. 14.
- Durand-Claye. Situation de la question des eaux d'égout et de leur emploi agricole en France et à l'étranger. Nancy 1879.
- Die Rieselfelder von Danzig, Berlin, Paris und Breslau. Deutsche Bauz. 1879, S. 369 u. 382.
- Die Berieselungsanlagen von Danzig. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1879, S. 257. — Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1874, S. 493; 1875, S. 24; 1876, S. 187. — Engineering 1876, S. 301.
- Robinson. Sewage disposal. London 1880.
- Mitgau. Bericht über die in Berlin, Amsterdam, Rochdale, Manchester, Croydon, Leamington und Abingdon eingeführten Systeme der Städtereinigung. Braunschweig 1882.
- Dr. F. Fischer. Die menschlichen Abfallstoffe, ihre praktische Beseitigung und landwirtschaftliche Verwertung (letzter Abschnitt: Verwertung des Kanalwassers). Braunschweig 1882.
- Reinigung von Kanalwasser nach Petri. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 335. — Deutsche Bauz. 1883, S. 339.
- Knauff. Die Vorflutverhältnisse der Berliner und Danziger Rieselfelder. Gesundh.-Ing. 1883, S. 34.
- Holdefleifs und Klopsch. Untersuchungen über die Wirksamkeit der Breslauer Rieselfelder. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1885, S. 132.
- König. Über die Prinzipien und die Grenzen der Reinigung von Schmutzwässern. 1885.
- Alexander Müller. Untersuchung der Abwässer der Berliner Rieselfelder. Gesundh.-Ing. 1887, S. 529, 569.
- Knauff. Reinigung der Spüljauche durch intermittierende Abwärtsfiltration. Gesundh.-Ing. 1887, S. 643.
- Lubberger. Vergleichung zwischen Kläranlagen und Rieselfeldern. Gesundh.-Ing. 1889, S. 521, 593.
- Reinigung des Kanalwassers nach Röckner-Rothe. Deutsche Bauz. 1884, S. 492, 519. — Gesundh.-Ing. 1884, S. 569. — Anlage in Essen: Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1886, S. 261; 1889, S. 103. — Anlage in Braunschweig: Monatsbl. f. öffentl. Gesundheitspflege vom 2. Jan. 1888. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 378.
- König. Die Verunreinigung der Gewässer, deren schädliche Folgen nebst Mitteln zur Reinigung der Schmutzwässer. 1887. (Preisgekröntes Werk.)
- Besprechung der Reinigung des Kanalwassers nach Müller-Nahnsen: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 377. — Hüllmann in der Vierteljahrsschr. f. Gesundheitspflege 1887, S. 450 (Anlage in Halle); 1889, S. 123.
- Dr. F. Fischer. Das Wasser, seine Verwendung, Reinigung und Beurteilung. Berlin 1891 (Besprechung der chemischen Klärung bei der Reinigung des Wassers).

## Sachregister.

- A**bfangekanal. 388.  
 Abflufskurve. 381.  
 Abflussmengen aus Sammelbehältern, größte. 88.  
 Abführung des Haus- und Regenwassers. 480.  
 Ablagerungsbehälter. 271.  
 Ablaufshahn. 124.  
 Absperrschieber. 338.  
 Absturzschaft. 126.  
 Abyssinierbrunnen. 254.  
 Abzweigrohr. 431.  
 Abzweigung von Notauslässen. 432.  
 Armstrong-Ventil. 339.  
 Artesischer Brunnen. 242, 263.  
 Asphaltrohr. 410, 427.  
 Aufspeicherung, unterirdische des Grundwassers. 237.  
 — des Wassers. 290.  
 Ausgleichbehälter. 145.  
 —, Größe der —. 80.
- B**aulänge. 311.  
 Bakteriologische Untersuchung des Wassers. 100.  
 Baugrube der Kanäle, Form und Absteifung. 414.  
 Baustoffe zur Herstellung der Kanäle. 408.  
 Bauwerke zur Entnahme des Wassers. 191.  
 Behälter. 290.  
 — aus Beton. 291, 297.  
 —, cylindrische. 302.  
 — aus Eisen. 295, 304.  
 — mit Erdecke. 299.  
 —, Ermittlung der günstigsten Abmessungen. 291.  
 —, Fassungsraum und Form. 291.  
 —, gegrabene. 290.  
 —, geradlinig begrenzte. 298.  
 —, Größe der Behälter einzelner Städte. 83.
- Behälter aus Gufseisen. 304.  
 —, Kosten. 310.  
 — aus Mauerwerk. 291, 297.  
 — nach Monier's Bauweise. 309.  
 — aus Schmiedeisen. 305.  
 —, Wasserdichtigkeit der —. 295.  
 Berieselung. 500.  
 —, Kosten der —. 503.  
 Betonkanal. 409.  
 Betonrohr. 426.  
 Bevölkerung, Anwachsen der —. 75.  
 Bewegung des Wassers in Rohrleitungen. 35.  
 Bewegungswiderstand in geraden Rohrleitungen. 36.  
 Bleirohr. 345.  
 Brunnen. 242.  
 — für andauernden Betrieb. 245.  
 —, artesische. 242, 263.  
 —, eiserne. 251.  
 —, gemauerte. 246.  
 —, Senken der —. 246.  
 —, Sohle der gemauerten —. 251.  
 —, Versuchsbetrieb. 264.  
 —, Wandstärke der gemauerten —. 248.  
 — für zeitweisen Betrieb. 242.  
 Brunnenkammer. 221.  
 Brunnenkranz. 246.  
 Brunnenschling. 246.  
 Brunnenschuh. 246.  
 Brunnenstein. 243.  
 Brunnenstube. 221.
- C**ementbetonrohr. 426.  
 Centriring. 322.  
 Circulationssystem. 133.  
 Cisternen. 269.
- D**achflächen (als Wassersammler). 192.  
 Deckel für Einsteigöffnungen. 429.  
 Deckelverschluss für Kanäle. 438.
- Deacon's Bezirks-Wasserverlustanzeiger. 355.  
 Dichtungseinlage. 325.  
 Dichtungslinse. 325.  
 Dienstbehälter. 145.  
 Doppelmuffe. 323.  
 Doppelstopfbüchse. 327.  
 Drainleitung. 227.  
 Drehhahn, selbstschließender. 346.  
 Drehmuffe. 323.  
 Druckgefälle, Linie des —s. 176.  
 Druckhöhe. 37.  
 —, erforderliche. 115.  
 Druckleitung. 62.  
 Druckprobe. 320.  
 Druckregulierung (bei Filteranlagen). 279.  
 Druckzone. 140.  
 Drumpen. 370.  
 Düker. 47, 433, 435.  
 —, Baustoffe der —. 53.  
 —, Bewegung des Wassers im —. 54.  
 — für städtisches Abwasser. 51.  
 Durchgangsbehälter. 145.
- E**ichhahn. 348.  
 Einlaßstück. 431.  
 Einlauf für Dachwasser. 457.  
 — für Höfe. 455.  
 — für Küchenwasser. 454.  
 Einsteigeschacht. 428, 431.  
 — für Wasserleitungen. 29.  
 Endbehälter. 146.  
 Entlastungskasten. 126.  
 Entlastungsventil. 339.  
 Entwässerung der Städte. 369.  
 — —, Ableitung des Grund- und Quellwassers. 385.  
 — —, Ableitung des Wassers von Außenbezirken. 385.  
 — —, Beobachtungen der Wasserstände. 372.  
 — —, Beschaffenheit des Kanalwassers. 386.

- Entwässerung der Städte, Brauchwassermenge, abzuführende. 373.
- —, Kanalnetz. 387.
- —, Regenwassermenge, abzuführende. 374.
- —, Sammelgebiet. 389.
- —, Voruntersuchungen und Vorarbeiten. 372.
- Entwässerungskanäle, Abzweigungen. 432.
- , Anlagen zur Einführung des Wassers. 447.
- , Anlagen zur Untersuchung und Reinhaltung. 436.
- , Ausführung. 414.
- , Baugrube, Form und Absteifung. 414.
- , Baustoffe. 408.
- , Befestigung des Untergrundes. 418.
- , Berechnung. 417.
- aus Beton. 409, 421.
- , Düker. 433, 435.
- , Einsteigeschacht. 428.
- , Gefälle. 397.
- , Herstellung aus Rohren und Rohrteilen. 422.
- , Herstellung der Kanalwandungen. 420.
- , Hochwasserabschlüsse. 471.
- , Kosten. 504.
- , Kreuzung mit anderen Leitungen. 434.
- , Kreuzung mit Wasserläufen. 435.
- , Lüftung. 462.
- aus Mauerwerk. 420.
- , Notauslässe. 390.
- , Querschnittsformen. 402.
- , Richtungsänderung. 434.
- , Sammelgebiet. 389.
- , Spülanlagen. 395.
- , Tiefenlage. 401.
- , Vereinigung zusammentreffender —. 427.
- , Verzweigungen. 389.
- , Vorrichtungen zur Reinigung. 445.
- , Wandstärke. 411.
- , Wandungen. 420.
- Entwässerungssystem von Lier nur. 400.
- Ergiebigkeit der Grundwasserfassungen. 200.
- Expansionsmuffe. 327.
- Façonstück. 327.
- Fabrikkanal. 4.
- Falkessel. 50.
- Fallrohr. 146.
- Fassung für aufsteigende Quellen. 222.
- für Quellen an Abhängen. 223.
- mittels Brunnenstuben. 221.
- Fassungsschacht. 214.
- Fettfang. 455.
- Filter. 267, 273.
- , allgemeine Anordnung. 275.
- , Anlage- und Betriebskosten. 286.
- , Arbeitsgeschwindigkeit. 274.
- , Betrieb. 284.
- , Einzelheiten. 277.
- , Gröfse. 281.
- , Hausfilter. 267.
- , Plattenfilter. 289.
- , Reinigung. 285, 287.
- , Sandfilter. 273.
- , Vorrichtungen zum Einlassen des Wassers. 278.
- , Vorrichtung zur Regelung des Druckes. 279.
- , Wasserstand im —. 278.
- , Wirkungsart. 273.
- Filterbecken. 281.
- Filterbett. 276.
- Filterbrunnen. 250.
- Filtergalerie. 236.
- Filtergang. 236.
- Filterkorb. 256.
- Filterschicht. 256.
- Filterung durch Platten. 289.
- Flanschenverbindung. 324.
- Flüsse, Verunreinigung der —. 485.
- Flufswasser. 103.
- Futterrohr. 334.
- Gabelrohr. 431.
- Gefälle der Kanäle. 397.
- Gegenbehälter. 146.
- Gewinnung von Grundwasser. 194.
- — mittels offener Gräben. 226.
- des Wassers, Anlagen zur —. 191.
- Gesamthärte des Wassers. 97.
- Geschwindigkeit, zulässige bei bedeckten Leitungen. 17.
- Gosse. 369.
- Gräben, Gröfse und Form des Querschnitts. 7.
- , offene, zur Gewinnung von Grundwasser. 226.
- Grobfilter. 273.
- Grundwasser, Abführung des —s. 461.
- , Entnahme durch Brunnen. 201.
- , Gewinnung von —. 194.
- , — durch einen Kanal. 200.
- , — mittels offener Gräben. 226.
- , Speisungsgebiet. 199.
- , unterirdische Aufspeicherung. 237.
- Grundwasserfassungen, Ergiebigkeit der —. 200.
- Grundwasserspiegel, Höhenlage. 198.
- Grundwasserstrom. 210.
- Gully. 447.
- Gufseiserne Rohre. 317.
- —, Bestimmung der Wanddicke. 317.
- — für Entwässerung. 410.
- Härte des Wassers. 96.
- —, bleibende. 97.
- Härtegrad. 96.
- Halbmesser, hydraulischer. 13.
- Hauptbehälter. 145.
- Hausbrunnen. 242.
- , Durchmesser des —s. 243.
- Hauseinlauf. 453.
- Hausfilter. 267.
- Hauskanäle. 472.
- Heber. 47.
- Heberleitung. 54, 155.
- Hebung des Kanalwassers. 477.
- — mittels Preßluft. 479.
- Hochbehälter. 145.
- , allgemeine Anordnung. 148.
- , Betrieb. 350.
- , Lage. 146.
- , verschiedene Arten. 145.
- Höhenzonen. 389.
- Holzrohre. 335.
- Hochwasserabschlüsse für Hauskanäle. 472.
- für öffentliche Kanäle. 471.
- Hydrant. 341.
- mit Niederschraubventil. 342.
- mit selbstschließendem Ventil. 342.
- Kaliberhahn. 348.
- Kanäle, siehe auch Entwässerungskanäle.
- aus Beton. 409.
- aus Bruchstein, Werkstein, Ziegel. 408.
- Kanalnetz, allgemeine Anordnung. 387.

- Kanalsole, Herstellung der —. 418.  
 Kanalwandungen. 420.  
 Kanalwasser, künstliche Hebung des —s. 477.  
 —, Mündungsstelle für —. 475.  
 —, Reinigung des —s. 489.  
 —, — mittels Berieselung. 500.  
 —, — auf chemischem Wege. 489.  
 —, — mittels Durchlüftung. 497.  
 —, — auf elektrischem Wege. 498.  
 —, — mittels Filterung. 498.  
 —, — durch mechanische Klärung. 497.  
 Kautschukring. 323.  
 Kegelrohr. 431.  
 Klärbehälter. 271, 492.  
 Klappenverschluss für Kanäle. 439.  
 Kosten der Berieselung. 503.  
 — der Entwässerungsanlagen. 504.  
 — —, Aufbringung der —. 508.  
 — der Wasserleitungen. 57.  
 Kreislauf. 132.  
 Kreislaufsystem. 133.  
 Kreisnetz. 137.  
 Kreuzung der Kanäle mit anderen Leitungen. 434.  
 — — mit Wasserläufen. 435.  
 Kupferring. 325.  
 Lampenloch. 437.  
 Leitungen, siehe auch Wasserleitungen.  
 —, Anforderung an die Wasserlieferung der —. 174.  
 —, bedeckte. 1.  
 —, —, Berechnung des Querschnitts. 17.  
 —, —, zulässige Geschwindigkeit. 17.  
 —, Einsteigeschächte. 29.  
 — mit natürlichem Gefälle. 6.  
 — — —, Feststellung der Leitungslinie. 6.  
 — — —, Gefälle der —. 6.  
 — — —, Größe und Form des Querschnitts. 7.  
 — — —, Querschnittsformen. 6.  
 —, mit Platten bedeckte. 25.  
 —, überdeckte, Anordnung und Ausführung der —n. 25.  
 —, —, Baustoffe für —. 30.  
 —, überwölbte. 26.  
 —, unbedeckte. 1.  
 —, —, Anordnung und Ausführung. 19.  
 Leitungsgräben, kleinste zulässige Querschnitte. 7.  
 Leitungsnetz, Berechnung. 174.  
 —, Erweiterung. 356.  
 Lüftung der Hauskanäle. 468.  
 — der Straßkanäle. 463.  
 Lüftungsrohr. 468.  
 Luftventil. 340.  
 Mandelring. 322.  
 Mannesmann-Rohre. 331, 334.  
 Mannloch. 429.  
 Mauerwerk, wasserdichtetes. 295.  
 Mühlgraben. 4.  
 Muffe. 321.  
 Muffenprofil. 321.  
 —, Braunschweiger. 322.  
 —, Frankfurter. 322.  
 —, normales. 322.  
 Muffendichtung mit Kautschukring. 323.  
 Muffenverbindung. 321.  
 Muschelkies (Filtermaterial). 278.  
 Mündungsstelle für Kanalwasser. 475.  
 Nebenbehälter. 145.  
 Niederschläge, Einfluß der — auf die Abflusmenge. 85.  
 Niederschraubventil. 347.  
 Normalmuffenprofil. 322.  
 Nortonbrunnen. 254.  
 Notauslässe. 390.  
 —, Abzweigung der —. 432.  
 Oberzone. 140.  
 Oxydation, Schutz der Wasserleitungsrohre gegen —. 327.  
 Privatleitung. 343.  
 —, Anschluß der —. 346.  
 —, Entnahme des Wassers. 347.  
 —, Rohre für —. 343.  
 —, Schutz gegen Frost. 346.  
 —, Ventile mit selbstthätigem Schluß. 347.  
 Pumpwerke. 154.  
 —, allgemeine Anordnung. 160.  
 —, Bestimmung der Hauptabmessungen. 172.  
 —, Betrieb. 351.  
 —, — durch Dampfmaschinen. 171.  
 —, — durch Gasmaschinen. 171, 353.  
 —, — durch Windkraft. 171.  
 —, — durch Wasserkraft. 170.  
 —, örtliche Lage. 155.  
 —, Saugleitungen. 169.  
 Quellen, Fassung für aufsteigende —. 222.  
 —, — mittels Brunnenstuben. 221.  
 —, — an Abhängen. 223.  
 Quellenfassung. 221.  
 —, Ergiebigkeit der —. 193.  
 Quellschacht. 221.  
 Querschnittsformen der Kanäle. 13, 402.  
 Radialsystem. 389.  
 Rammbrunnen. 254.  
 Regenkappe. 469.  
 Regenrohrkasten. 458.  
 Regenwasser, oberirdische Abführung. 480.  
 —, Sammlung des —s in Cisternen. 109.  
 —, unterirdische Abführung. 481.  
 Reinigung des Wassers. 265.  
 — — durch Ablagerung. 266.  
 — — durch Alaun. 288.  
 — —, Anlagen zur —. 265.  
 — — durch Eisen. 288.  
 — — durch Filterung. 266.  
 — —, Filterung durch Platten. 289.  
 — — für gewerbliche Anlagen, Bahnhöfe u. s. w. 268.  
 — — für den Hausbedarf. 267.  
 — — durch Kalk. 288.  
 — — durch Lüftung. 288.  
 Reservoir, siehe Behälter.  
 Rieselfeld. 501.  
 Ringnetz. 133.  
 Rinneneinlaß. 447.  
 Rinnstein. 369.  
 Rohre. 285.  
 — aus Asphalt. 427.  
 —, Baulänge der —. 313.  
 — aus Blei. 345.  
 — aus Cementbeton. 426.  
 —, Dichten der —. 329.  
 —, Druckproben. 320.  
 —, Festigkeit. 313.  
 —, — gegen äußeren Druck. 316.  
 —, geschweißte. 334.  
 —, gußeiserne. 317, 343.  
 — aus Holz. 335.  
 — aus Kupfer. 345.  
 —, Legen der —. 328.  
 —, Legungsarbeiten. 329.  
 —, Mannesmann'sche. 331.  
 —, Prüfung der —. 320, 330.  
 —, schmiedeiserne. 331, 343.  
 —, Verbindungen. 321, 331.  
 —, Schutz gegen Oxydation. 327.

Rohre, steinerne. 336.  
 — aus Stahl. 331, 344.  
 —, Wanddicke. 317.  
 Rohrabschneider. 323.  
 Rohrbrunnen. 242, 254.  
 —, gebohrte. 255.  
 Rohrleitungen, Allgemeines. 35.  
 —, besondere Teile der —. 338.  
 —, Bewegung des Wassers in —. 35.  
 —, Bewegungswiderstand in ge-  
 raden —. 36.  
 —, Façonstücke. 327.  
 —, Geschwindigkeit in —. 44.  
 —, Konstruktion. 313.  
 —, Überführung der —. 338.  
 —, Unterführung der —. 336.  
 Rohrnetz, Anordnung. 132.  
 —, Betrieb. 354.  
 Rohrnetze, ausgeführte. 133.  
 — großer Städte. 138.  
 Rohrschelle. 323.  
 Rohrverbindungen. 321, 326.  
 Rücklaufbehälter. 145.  
 Rückschlagventil. 149.

**Sammelbecken.** 84.  
**Sammelbehälter.** 84, 93.  
 —, Größe und Abflusmengen. 84.  
**Sammelbrunnen.** 242.  
**Sammelgebiet der Kanäle.** 389.  
**Sammelkanäle.** 232.  
 —, ausgeführte Anlagen. 233.  
**Sammelrohre.** 228.  
 —, ausgeführte Anlagen. 230.  
**Sammelschacht.** 229.  
**Sammelstollen.** 237.  
 —, ausgeführte Anlagen. 237.  
**Sammelstube.** 229.  
**Sammelteich.** 84, 290.  
**Sammelweiher.** 84.  
**Sandfang.** 477.  
**Sandfilter.** 273.  
 —, allgemeine Anordnung. 275.  
 —, Anlage- und Betriebskosten. 286.  
 —, Einzelheiten. 276.  
 —, Größe des Filterbeckens. 281.  
 —, Höhe des Wassers im —. 278.  
 —, Nebenanlagen. 284.  
 —, Vorrichtungen zum Einlassen  
 des Wassers. 278.  
 —, Regelung des Drucks. 279.  
 —, Wirkungsart. 273.  
**Sandsperrre.** 249.  
**Saugbrunnen.** 168.  
**Saugeheber.** 54.  
**Sauger.** 256.

**Saugleitung.** 168.  
 —, Durchmesser der —. 169.  
**Schachtbrunnen.** 242.  
 —, eiserne. 251.  
**Schlammfang.** 457.  
**Schlammkasten.** 125, 339.  
**Schieber für Kanäle.** 439.  
**Schmiedeeisenrohre.** 410.  
**Schwimmerventil.** 149.  
 —, selbstwirkendes. 348.  
**Schwimmkugelventil.** 340.  
**Selbstreinigung der Flüsse.** 485.  
**Sickergraben.** 1.  
**Sickerkanal.** 227.  
**Sieb für Wasserreinigung.** 268.  
**Sinkkasten.** 447.  
**Speisungsgebiet.** 199.  
**Spindelschieber.** 441.  
**Springbrunnen.** 65.  
**Spülanlagen.** 395, 438.  
**Spüleinflafs.** 445.  
**Spüler.** 443.  
**Spülschacht.** 438.  
**Spülthüre.** 442.  
**Spülvorrichtung, selbstthätige für**  
**Kanäle.** 443.  
**Stahlrohr.** 331.  
**Standrohr.** 163.  
 —, zweiarmiges. 342.  
**Staubehälter.** 84.  
**Stauteich.** 84.  
**Steigeisen.** 429.  
**Steigerrohr.** 146.  
**Stopfbüchse.** 327.  
**Strafsenbrunnen.** 122.  
**Strafseneinflafs.** 431, 447.  
**Strafsenkanal.** 403.  
**Strafsensinkkasten.** 447.  
**Stutzrohr.** 431.

**Taper.** 431.  
**Teilkasten.** 339.  
**Teleskopbrunnen.** 263.  
**Thonrohre.** 422.  
 —, Auflager der —. 423.  
 —, Dichtung. 424.  
 —, Dichtungsmaterial. 425.  
**Thonrohrkanäle.** 410.  
**Tiefe, hydraulische.** 9.  
**Tiefenlage der Kanäle.** 401.  
**Torrent-Filter.** 287.  
**Trummen.** 370.  
**Tubbings.** 252.

**Überfalleinflafs.** 148.  
**Überführung der Rohrleitung.** 338.

**Übergangsrohr.** 431.  
**Überlauf.** 149.  
**Überschiebmuffe.** 323.  
**Unterführung der Rohrleitung.** 336.  
**Unterzone.** 140.

**Ventile.** 339.  
**Verästelung.** 132.  
**Verästelungsnetz, Winkel des —s.**  
 137.  
**Vereinigung zusammentreffender**  
**Kanäle.** 427.  
**Verteilungsbehälter.** 145.  
**Verunreinigung der Flüsse.** 485.  
**Verzweigung der Kanäle.** 389.

**Wandstärke der Brunnen.** 248.  
 — der Kanäle. 411.  
**Warren-Filter.** 287.  
**Wasser, Abhaltung der Unreinig-**  
**keiten.** 359.  
 —, Anlagen zur Aufspeicherung.  
 290.  
 —, — zur Gewinnung. 191.  
 —, — zur Reinigung. 265.  
 —, bakteriologische Untersuchung  
 des —s. 100.  
 —, Beschaffenheit des —s. 94.  
 —, besondere Verwendungen des  
 —s. 357.  
 —, Beobachtung der Beschaffen-  
 heit. 364.  
 —, bleihaltiges. 99.  
 —, chemische Beschaffenheit. 95.  
 —, eisenhaltiges. 97.  
 —, Flufswasser. 103.  
 —, Gesamthärte. 97.  
 —, Härte. 96.  
 —, Härte, bleibende. 97.  
 — aus natürlichen Seen. 105.  
 —, oberirdisches. 103.  
 — aus Sammelbecken. 105.  
 —, unterirdisches. 103.  
 —, Wahl des Bezugsortes. 102.  
 —, Wärmegrad des —s. 99.  
**Wasserabgabe.** 121.  
 —, Art der —. 121.  
**Wasserentnahme.** 213.  
 — aus Sammelteichen. 220.  
 — aus oberirdischen Wasserläufen.  
 212.  
 — aus Seen. 219.  
**Wassergewinnung, verschiedene**  
**Arten der —.** 191.  
**Wasserleitungen, siehe auch Leit-**  
**ungen.**

- Wasserleitungen, Allgemeines. 1.  
 —, Ansammlung von Luft in den —. 45.  
 —, bedeckte mit offenem Wasser-  
 spiegel. 1.  
 —, Bewegungswiderstände bei Rich-  
 tungs- und Querschnittsände-  
 rungen. 45.  
 —, Gefälle der —. 17.  
 —, gekrümmte Strecken der —. 19.  
 —, Geschwindigkeit in —. 17.  
 —, Kosten der —. 57.  
 — mit natürlichem Gefälle. 6.  
 —, Querschnittsänderung der ge-  
 schlossenen —. 46.  
 —, Rohrleitung. 1.  
 —, unbedeckte Leitung. 1.  
 —, unterirdische Leitung. 3.  
 —, Wahl der Linie für —. 18.  
 —, Wärmegrad des Wassers. 45.  
 Wasserleitungsrohre, gusseiserne.  
 317.  
 — aus Holz und anderen Mate-  
 rialien. 335.  
 Wassermenge, erforderliche. 63.  
 — für Dampf- und Gasmaschinen. 65.  
 — für gewerbliche Zwecke. 65, 68.  
 — für öffentliche Zwecke. 64, 69.  
 — für Springbrunnen. 65.  
 — für Spülung des Leitungsnetzes.  
 72.  
 Wassermesser. 358.  
 —, Abhaltung der Unreinigkeiten.  
 359.
- Wassermesser, Bewegung des —s.  
 360.  
 — von Faller. 362.  
 —, Genauigkeit des —s. 361.  
 — von Siemens & Halske. 361.  
 —, Zeigerwerk des —s. 360.  
 Wassersammler. 191.  
 Wasserschlofs. 221.  
 Wasserstockwerk. 211.  
 Wasserverbrauch. 64.  
 — in außerdeutschen Ländern. 72.  
 Wasserverluste. 70.  
 Wasserverlustanzeiger von Deacon.  
 355.  
 — von Oesten. 362.  
 Wasserversorgung, allgemeine Vor-  
 arbeiten. 117.  
 —, Anwachsen der Bevölkerung. 75.  
 —, Art der Wasserabgabe. 66.  
 —, Ausgleichbehälter. 80.  
 —, Beschaffenheit des Wassers. 94.  
 — aus Cisternen. 109.  
 — mit destilliertem Wasser. 109.  
 — mit Dünen- und Drainwasser.  
 113.  
 —, erforderliche Druckhöhe. 115.  
 — mit Flufswasser. 103.  
 — mit Grundwasser. 109.  
 —, Kosten der —. 366.  
 — mit Quellwasser. 109.  
 — mit Regenwasser aus Cisternen.  
 109.  
 — aus Sammelbecken. 105.  
 — aus natürlichen Seen. 105.
- Wasserversorgung, Stundenver-  
 brauch. 79.  
 — mit Tiefgrundwasser aus Stollen  
 und Brunnen. 113.  
 —, Voruntersuchungen. 61.  
 —, Wahl des Bezugsortes. 102.  
 —, erforderliche Wassermenge. 63.  
 —, — — in Wohngebäuden und  
 Stallungen. 64, 66.  
 —, — — für öffentliche Anstalten.  
 64.  
 —, Wasserverbrauch, größter. 77.  
 Wasserwerke. 61, 121.  
 —, allgemeine Anordnung. 121.  
 —, Entwurf. 62.  
 Wasserwerksbetrieb. 349.  
 —, Hochbehälter. 350.  
 —, Pumpwerke. 351.  
 —, Röhrennetze. 354.  
 —, Zuleitung. 349.  
 Wasserwerksbrunnen. 242, 245.  
 Werkkanal. 4.  
 Windkessel. 148, 164.  
 Windkraft. 171.
- Zimmerung, tunnelartige. 417.  
 Zuleitungen. 123.  
 —, Berechnung. 129.  
 —, Betrieb der —. 349.  
 — mit natürlichem Gefälle. 140.  
 — durch Pumpenbetrieb. 143.  
 —, Teilung der —. 127.  
 —, verästelte. 131.  
 Zugangspunkte zu Kanälen. 436.





# A t l a s

zum

## Handbuch des Wasserbaus.

Erste Abteilung, 2. Hälfte.

---

Dritte vermehrte Auflage.

---



# Inhalt.

---

## Tafel I und II. Wasserleitungen.

- „ I. Werkkanal zwischen Châlons a. d. Marne und Condé. — Teil des Längenprofils des Verdon-Kanals. — Hilfstafeln zur Berechnung von Leitungen.
- „ II. Düker des Verdon-Kanals. — Düker unter dem Rhein-Marne-Kanal. — Düker des Cavour-Kanals unter dem Sesia-Fluß. — Düker unter dem Speisegraben der Dora Baltea. — Düker bei Grenoble. — Düker in der Virginia- und Goldhill-Leitung (Kalifornien). — Düker am Bürgerwerder in Breslau. — Heberanlage zur Entwässerung der Sandinsel in Breslau.

## Tafel III bis VII. Wasserversorgung der Städte.

- „ III. Wasserversorgung der rauhen Alp (Gruppe I). — Zuleitung für die Wasserversorgung von Dublin. — Wasserversorgung der Stadt Liverpool. — Hauptlinien des Rohrnetzes der Stadt Hamburg.
- „ IV. Gewinnung des Wassers. Gewinnungs-Anlagen für die Wasserversorgung von Iserlohn. — Bewegung des Grundwassers in der Umgebung von Mannheim. — Bewegung des Grundwassers im Beraun-Thale bei Prag. — Gewinnungs-Anlage des Wasserwerks Hannover.
- „ V. Anlagen zur Reinigung des Wassers. Reinigungs-Anlagen der Altonaer Wasserleitung. — Filter des Stralsunder Wasserwerks. — Filter für die Wasserstation Patsch (Brenner-Bahn). — Filter der Königsberger Wasserleitung. — Abfluschkammer des Filters zu St. Louis.
- „ VI. Anlagen zur Aufspeicherung des Wassers (Behälter). Niederbehälter zu Halle a. d. Saale. — Behälter zu Wiesbaden. — Behälter zu Coudanges la Vineuse. — Behälter zu Minden. — Hochbehälter zu Halle a. d. S. — Hochbehälter zu Remscheid — Wasserturm für Szegedin. — Wasserturm zu Diedenhofen.
- „ VII. Rohrleitungen. Normal-Muffenprofile. — Rohrverbindungen. — Legen der Rohre — Hähne und Ventile. — Absperrschieber. — Hydranten. — Anschlußleitung für Private.

## Tafel VIII bis X. Entwässerung der Städte.

- „ VIII. Hauptkanäle der Stadt Frankfurt a. M. — Abfangekanäle und Pumpwerke der Londoner Entwässerung. — Kanalnetz der Stadt Danzig. — Entwässerungsgebiete und Rieselfelder der Stadt Berlin. — Zeichnerische Darstellung der Kanäle.
  - „ IX. Darstellung der Abflußmenge im Hauptkanal der Ostra-Allee zu Dresden. — Verbindung eines alten und eines neuen Kanals — Vereinigung besteigbarer Kanäle. — Verbindung zwischen Rohrleitung und besteigbarem Kanal. — Kanal aus Stampfbeton in Chemnitz. — Hohe Spülthür. — Spüleinflaß. — Seiteneingang für Kanäle. — Entwässerung eines eingebauten Wohnhauses.
  - „ X. Dampf-Pumpwerk für Kanalwasser in Berlin. — Gas-Pumpwerk für Kanalwasser in Königsberg i. Pr. — Kläranlage bei Wiesbaden. — Kläranlage in Frankfurt a. M. — Klärbrunnen in Dortmund. — Kläranlage für Essen a. d. Ruhr.
-



# Wasserleitungen.

Fig. 1 u. 2. Werkkanal zwischen Châlons a. d. Marne und Condé.

Fig. 1. Teil des Längenschnittes. Längen 1:50000, Höhen 1:500.

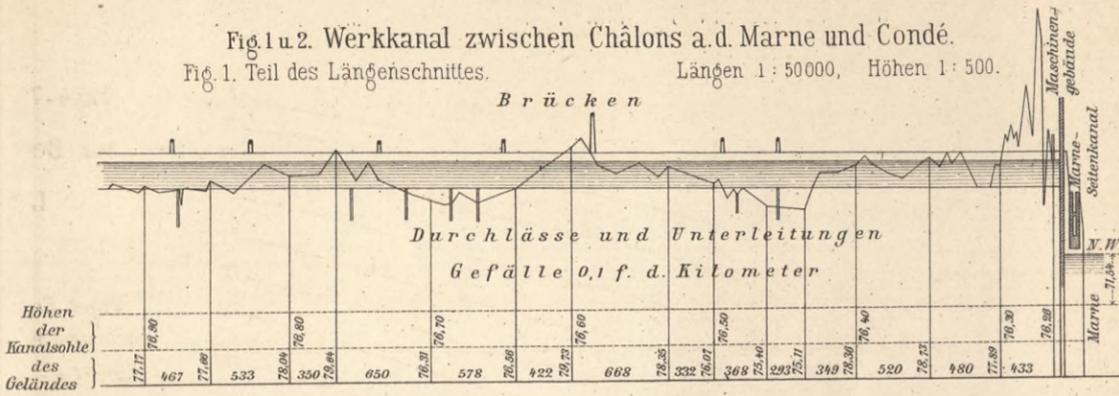


Fig. 2. Lageplan. M. 1:50000.

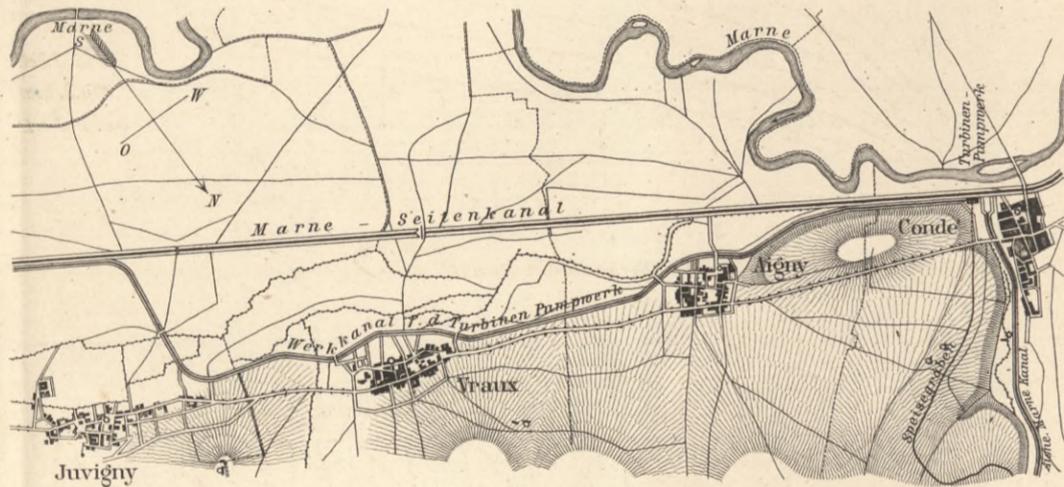
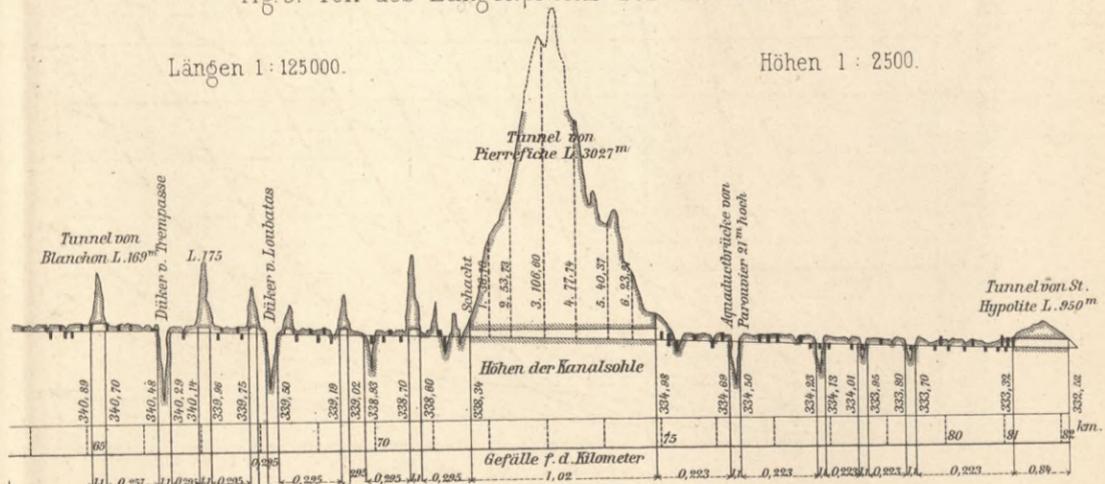


Fig. 3. Teil des Längenschnittes des Verdon-Kanals.

Längen 1:125000.

Höhen 1:2500.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Fig. 4.

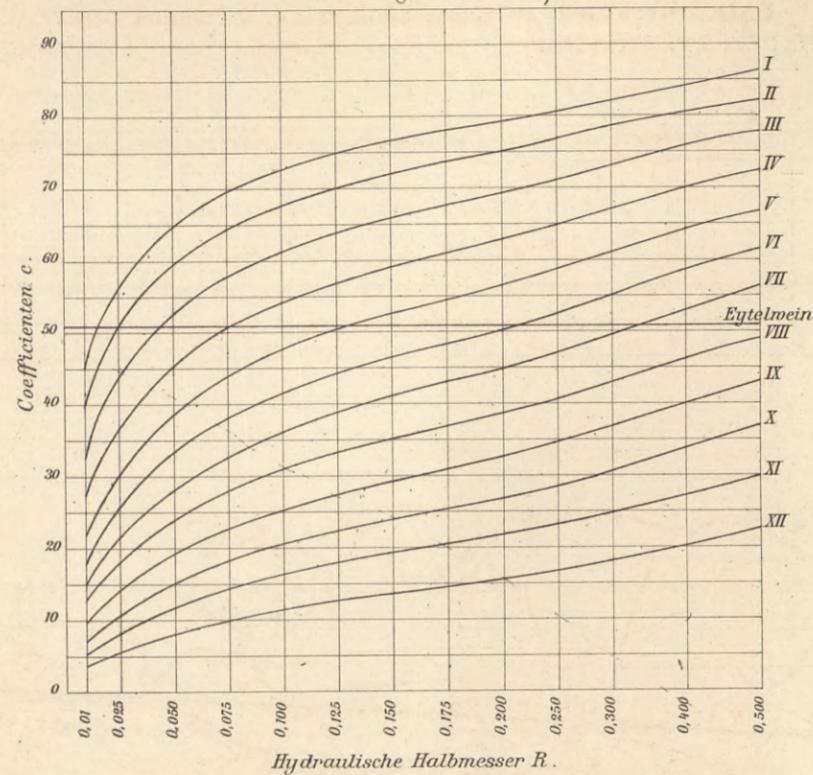


Fig. 4-7. Hilfstafeln zur Berechnung von Leitungen.

Fig. 4. Ermittlung von  $c$  bei gegebenem  $R$  in der Kutter'schen Formel  $c = \frac{100}{b+1} R$  f. d. Rauheitsgrade I-XII.

Fig. 5. Ermittlung von  $v$ ,  $Q$  und  $F$  bei verschiedenen Füllhöhen des Kreises und des Eiprofils.

Fig. 6. Ermittlung von  $v$  und  $d$  aus  $Q$  und  $J$  bei Kreisprofilen.

Fig. 7. Ermittlung von  $v$  und  $H$  aus  $Q$  und  $J$  bei Eiprofilen.

Fig. 5.

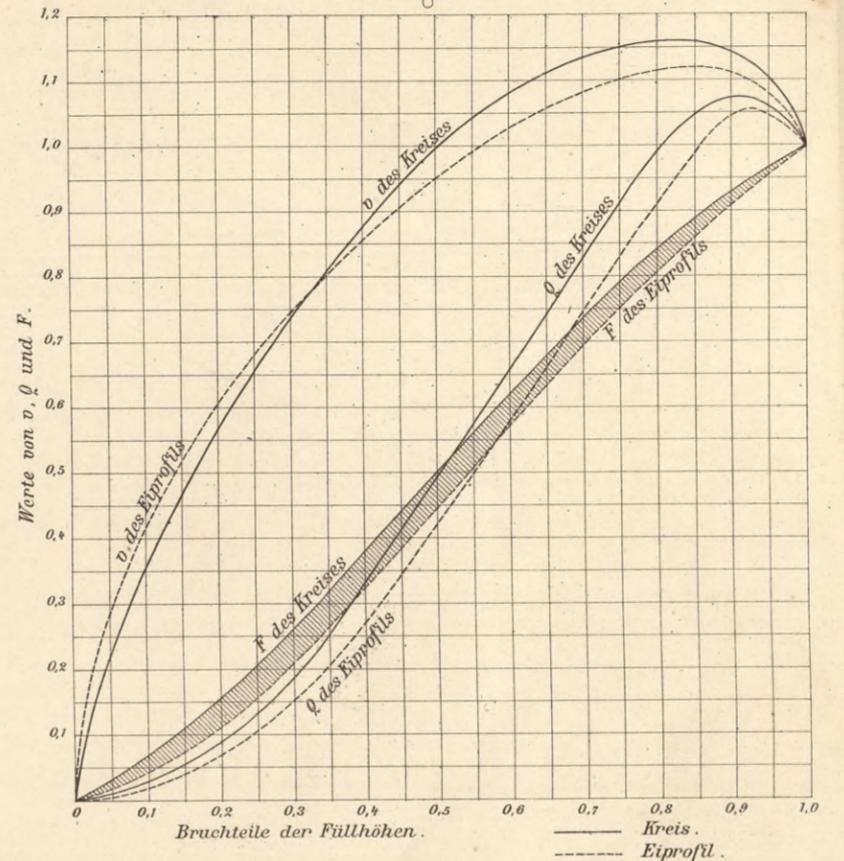


Fig. 6.

Durchmesser  $d$  des Kreises in Meter.

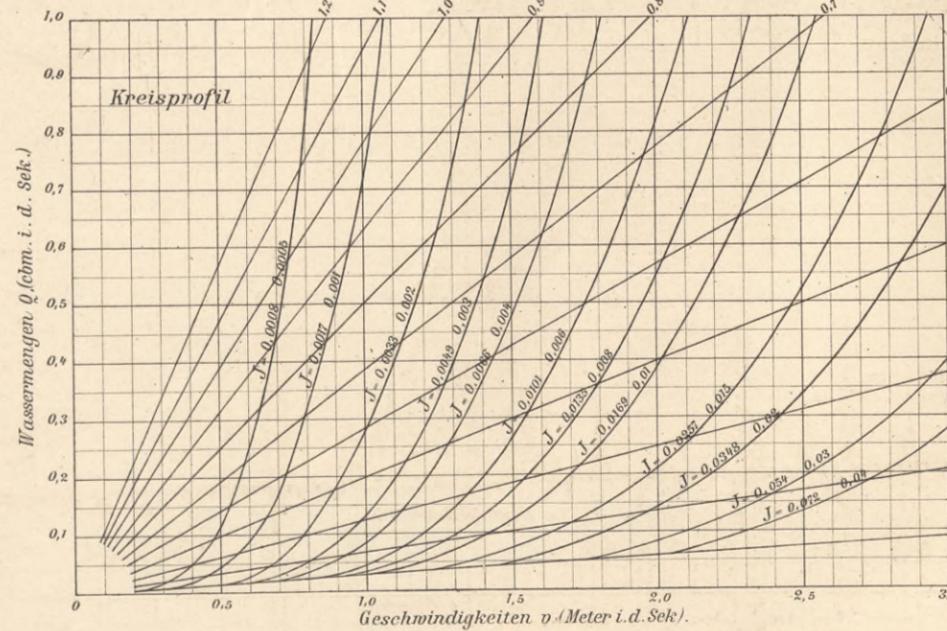
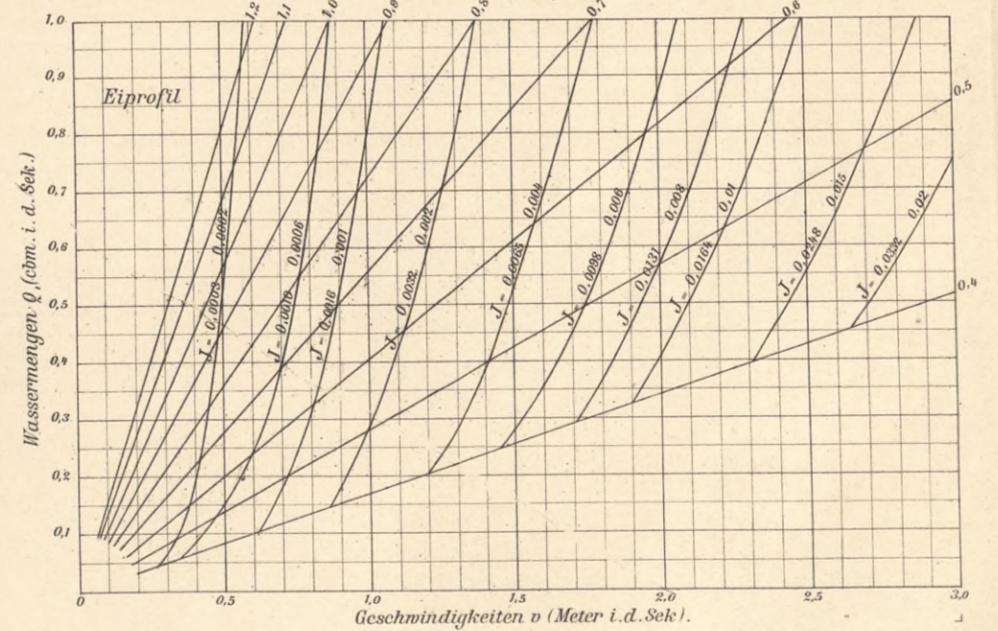


Fig. 7.

Höhen  $H$  des Eiprofils in Meter.



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW



Fig. 1<sup>b</sup> Längenschnitt.

Fig. 1<sup>a</sup> u. 1<sup>b</sup>. Wasserversorgung der rauhen Alb. Gruppe I.  
Längen 1:60 000, Höhen 1:6000.

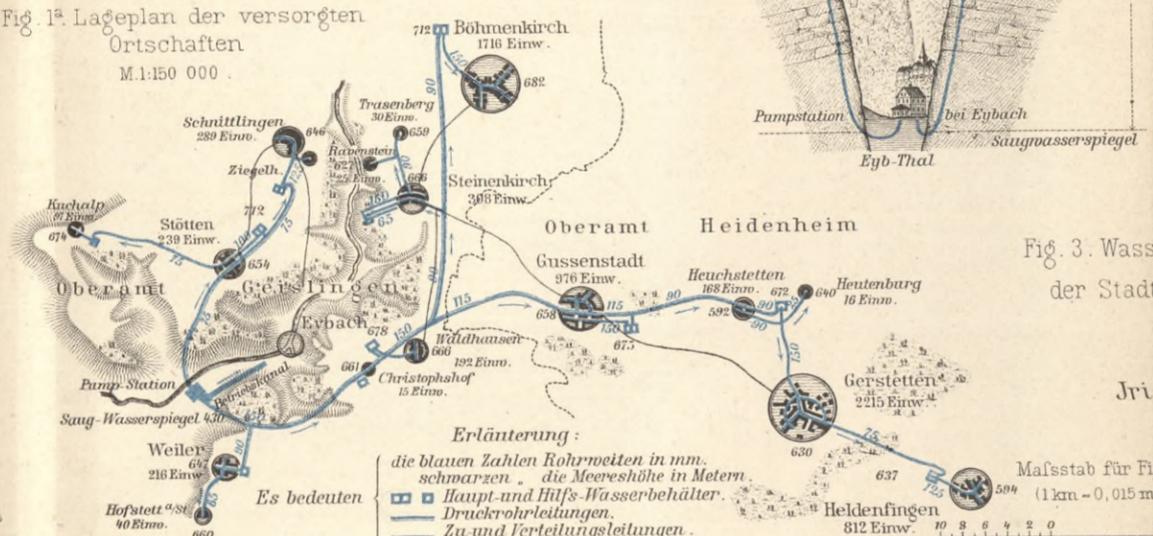


Fig. 1<sup>a</sup> Lageplan der versorgten Ortschaften  
M.1:150 000.

Erläuterung:  
 die blauen Zahlen Rohrwerten in mm.  
 schwarzen „ die Meereshöhe in Metern.  
 ■ Haupt- und Hilfs-Wasserbehälter.  
 — Druckrohrleitungen.  
 — Zu- und Verteilungsleitungen.

Fig. 3. Wasserversorgung der Stadt Liverpool.

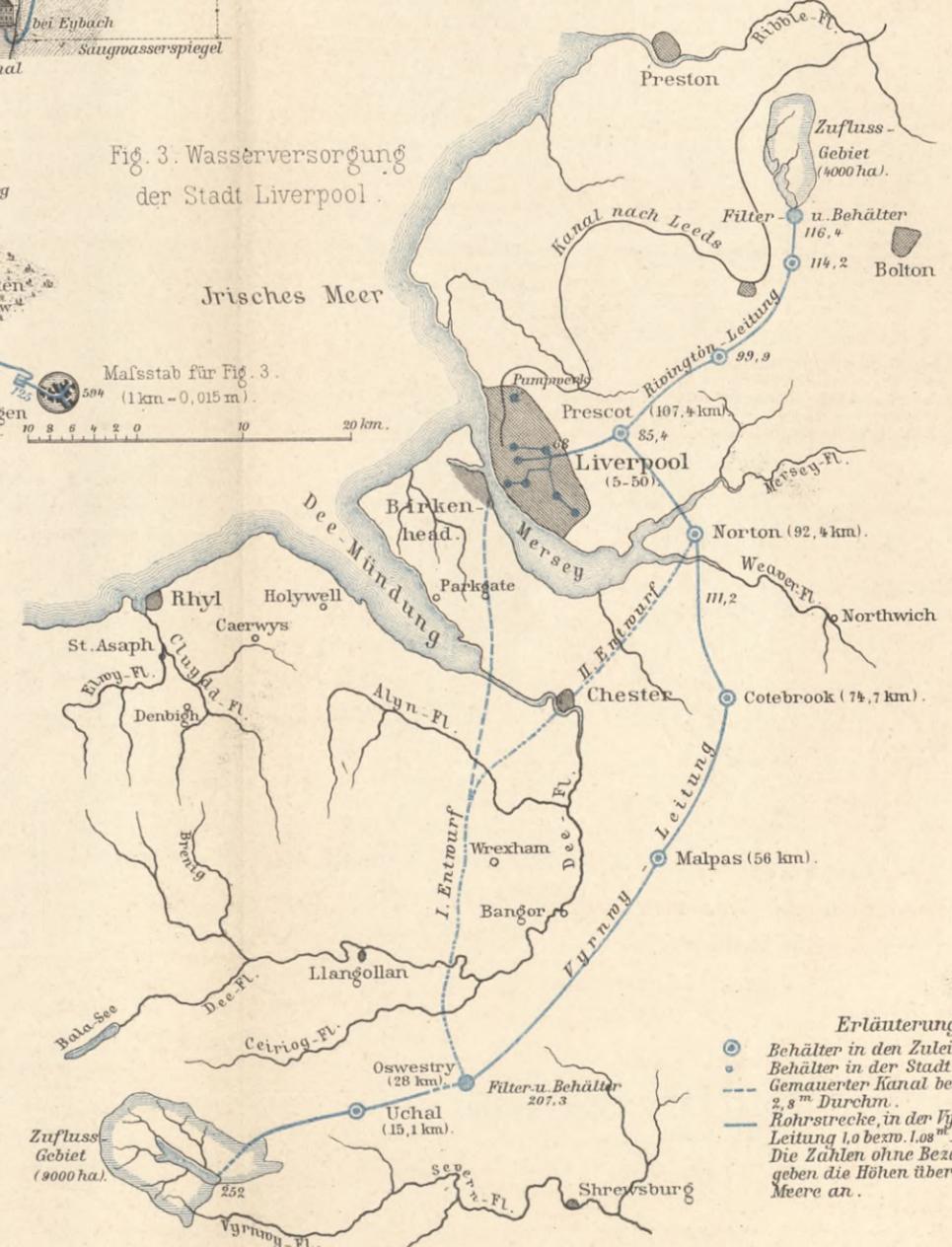


Fig. 2<sup>a</sup> Lageplan der Zuleitung.  
M.1:400 000.



Fig. 2<sup>a</sup> u. 2<sup>b</sup>. Zuleitung für die Wasserversorgung von Dublin.

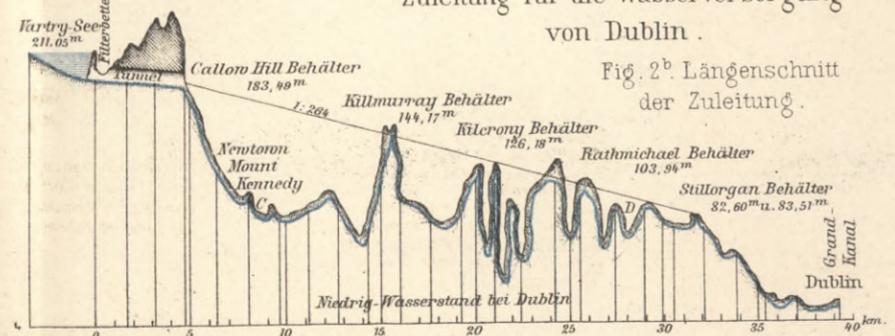
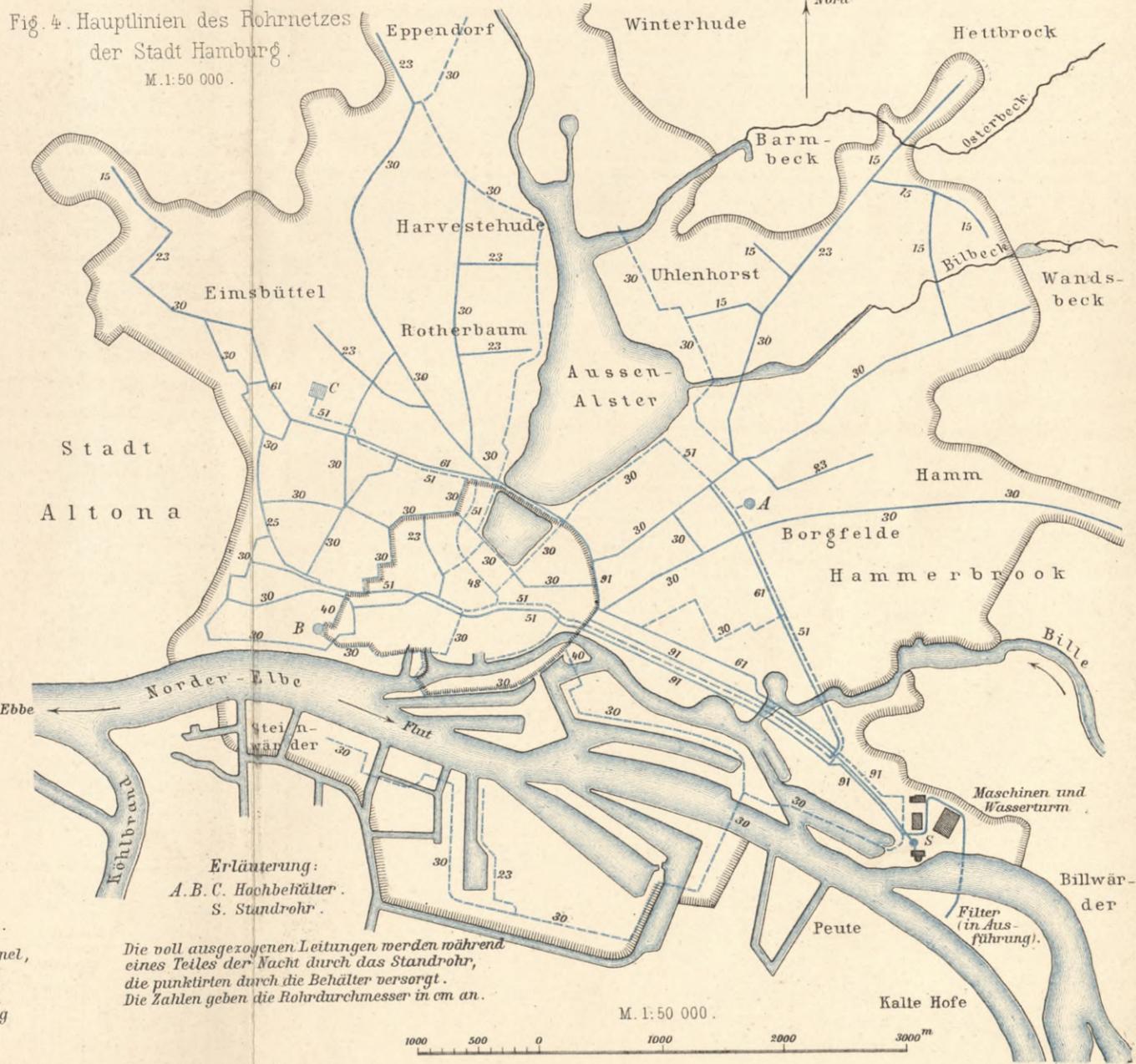


Fig. 2<sup>b</sup> Längenschnitt der Zuleitung.

Fig. 4. Hauptlinien des Rohrnetzes der Stadt Hamburg.  
M.1:50 000.



Erläuterung:  
 A, B, C. Hochbehälter.  
 S. Standrohr.

Die voll ausgezogenen Leitungen werden während eines Teiles der Nacht durch das Standrohr, die punktierten durch die Behälter versorgt. Die Zahlen geben die Rohrdurchmesser in cm an.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

# Wasserversorgung der Städte.

## Gewinnung des Wassers.

Fig. 3. Bewegung des Grundwassers im Beraun-Thal bei Prag.

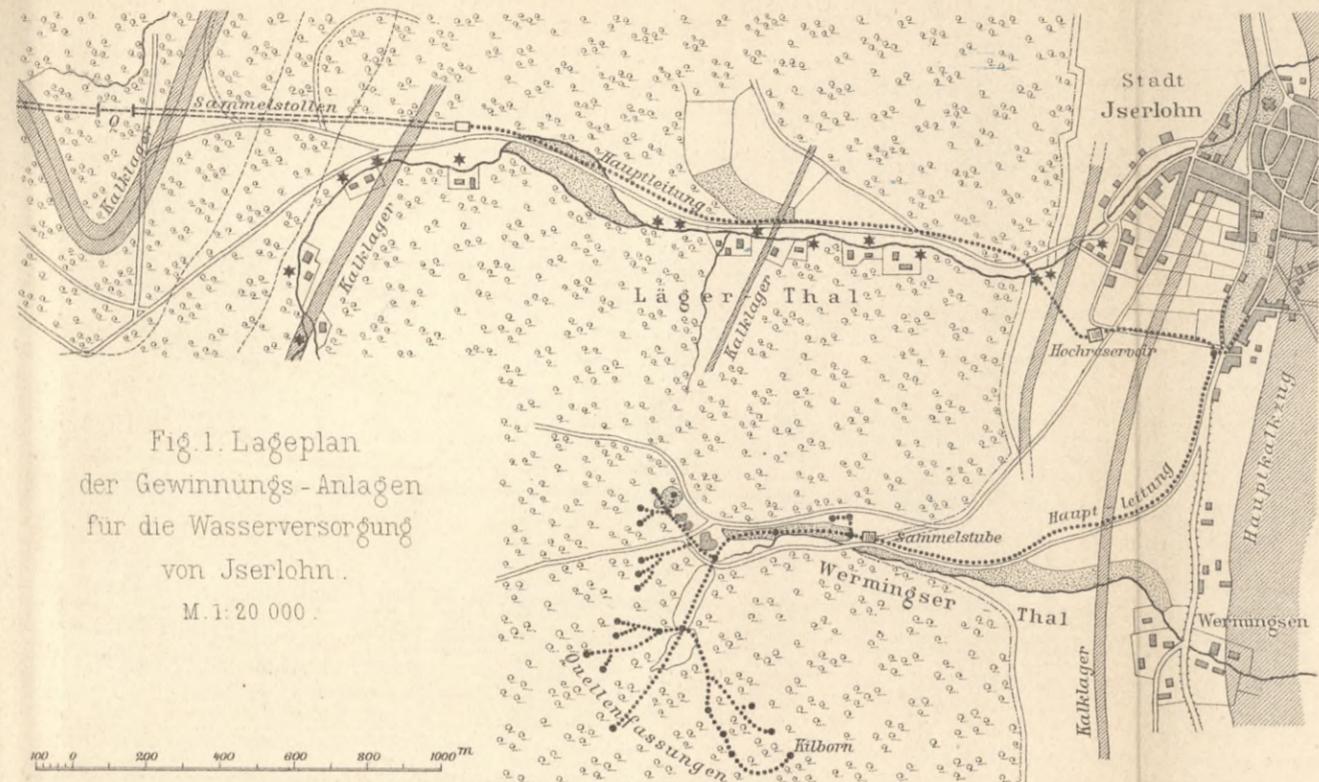
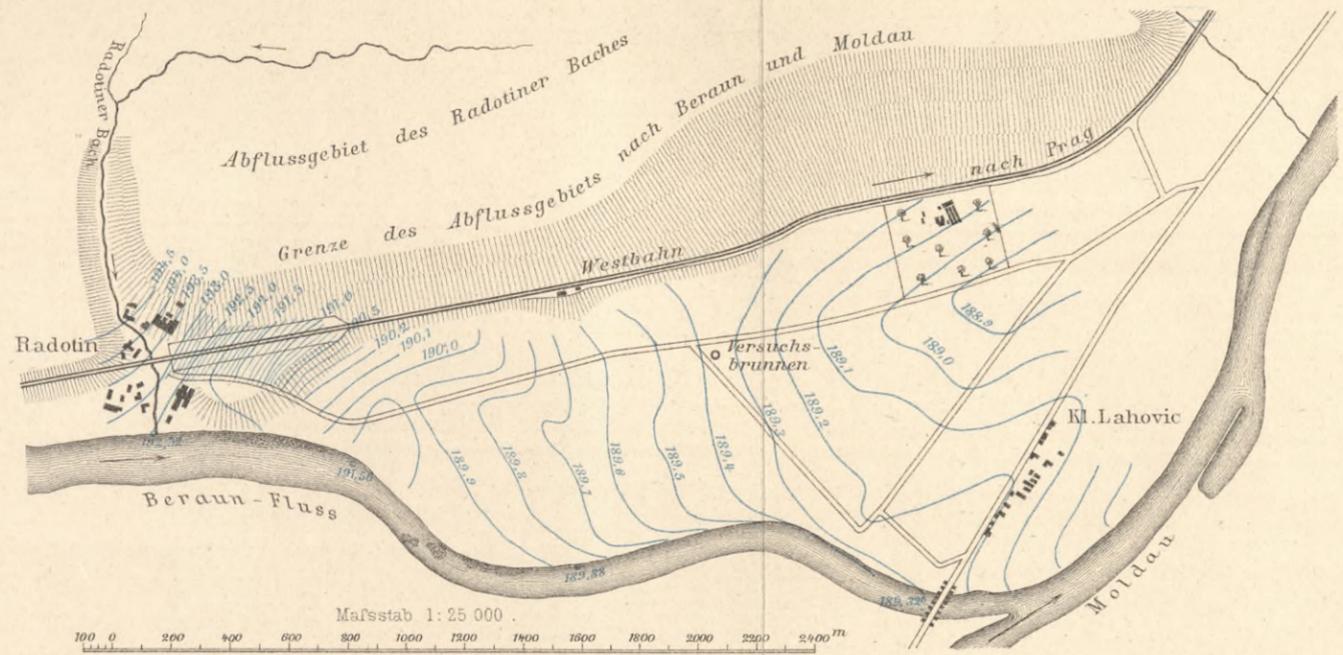


Fig. 1. Lageplan der Gewinnungs-Anlagen für die Wasserversorgung von Jserlohn. M. 1:20 000.



Mafsstab 1:25 000.

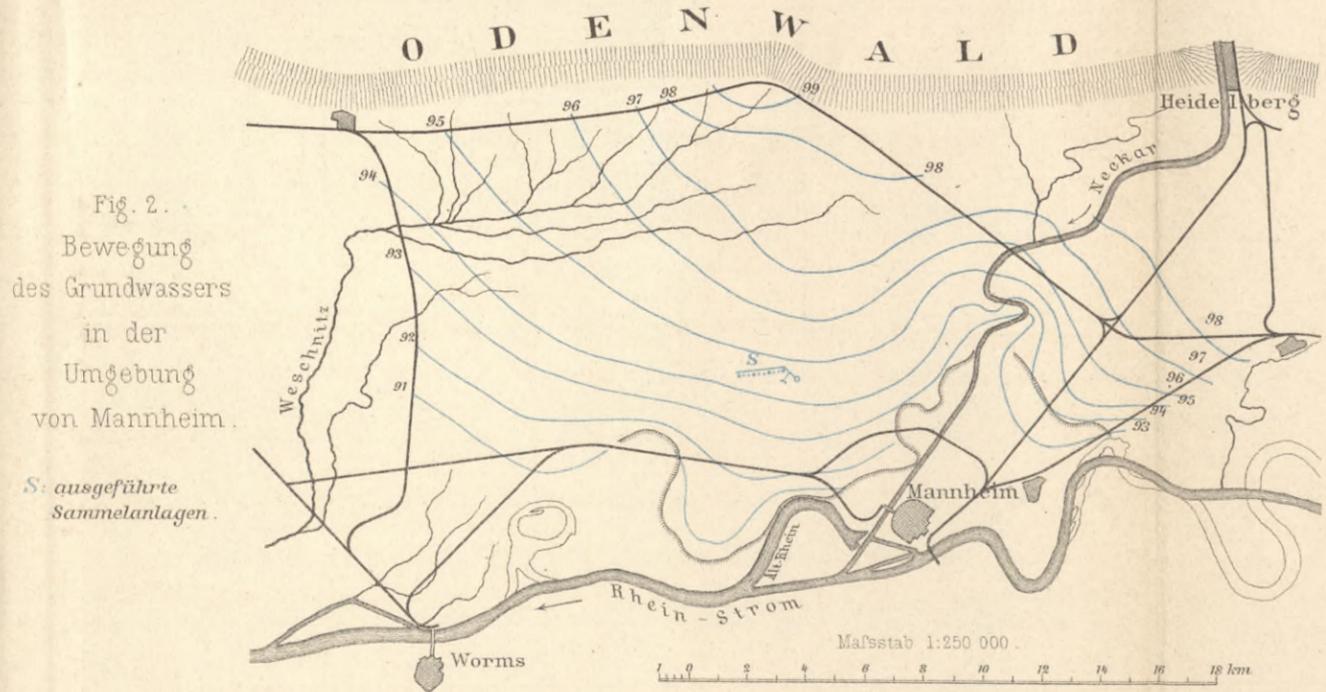


Fig. 2. Bewegung des Grundwassers in der Umgebung von Mannheim. S: ausgeführte Sammelanlagen.

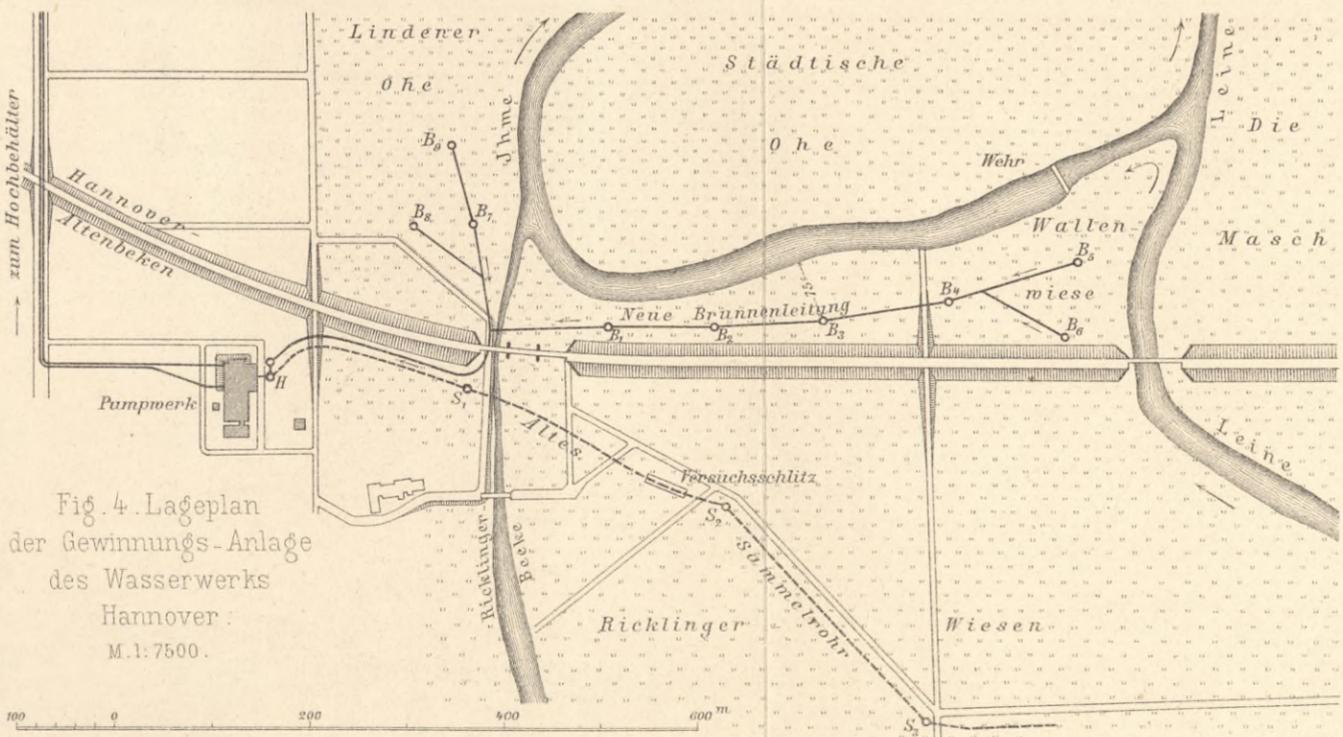
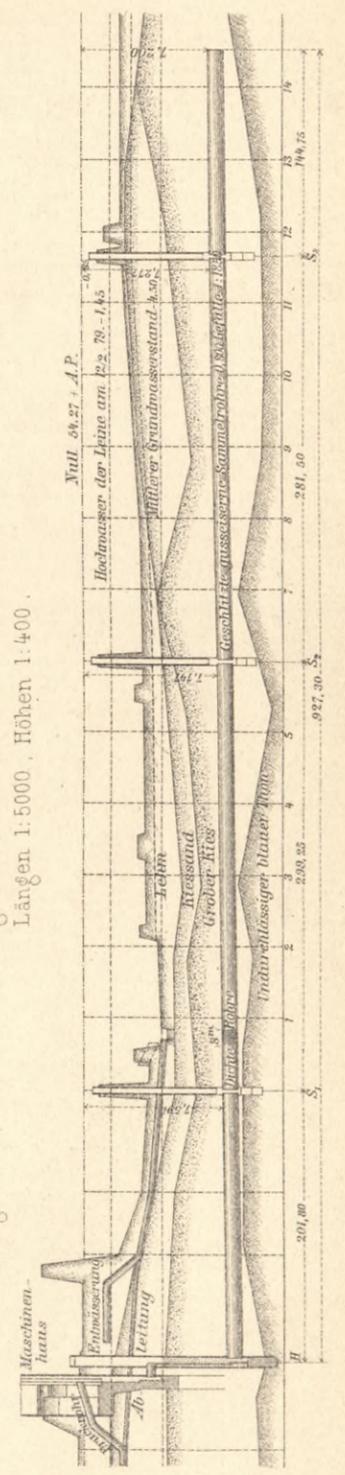


Fig. 4. Lageplan der Gewinnungs-Anlage des Wasserwerks Hannover. M. 1:7500.

Fig. 5. Längenschnitt in der Richtung des Sammelrohres für das Wasserwerk Hannover. Längen 1:5000, Höhen 1:400.



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

Fig. 1<sup>a-c</sup> Reinigungs-Anlagen der Altonaer Wasserleitung.

Fig. 1<sup>a</sup> Lageplan. M.1:2000.

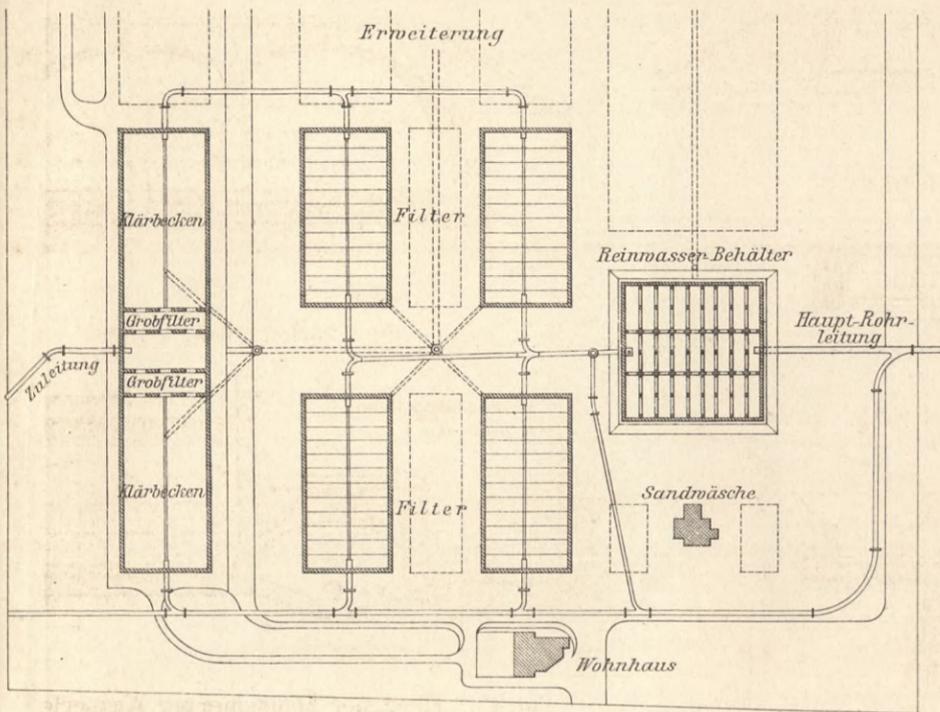


Fig. 1<sup>b</sup> Schnitt durch das Klarbecken. M.1:400.

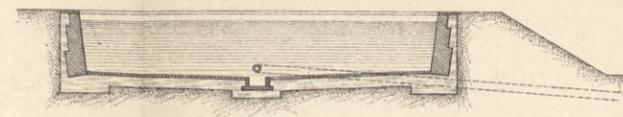


Fig. 1<sup>c</sup> Schnitt durch ein Filter. M.1:400.

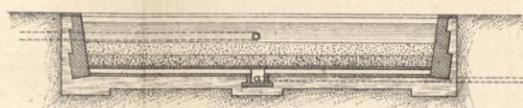


Fig. 3<sup>c</sup> Schnitt p-o. (s. Fig. 3<sup>b</sup>).

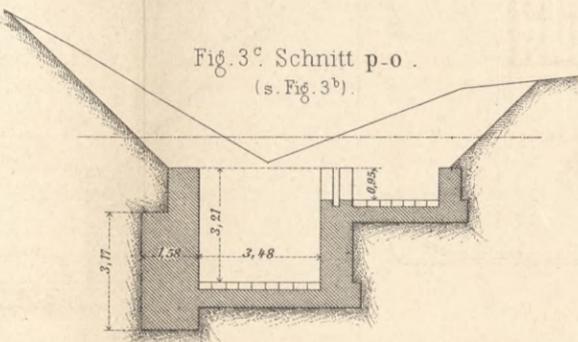


Fig. 2<sup>a-c</sup> Filter-Anlage des Stralsunder Wasserwerks.

Fig. 2<sup>b</sup> Schnitt A-B. M.1:200.

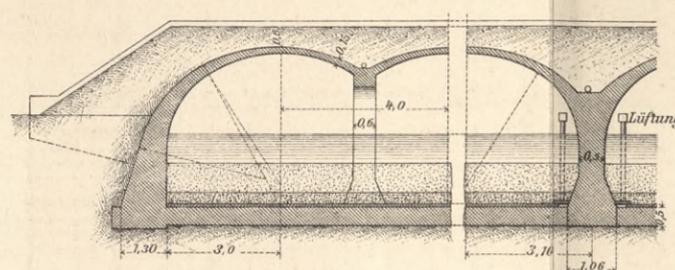


Fig. 2<sup>c</sup> Schnitt C-D. M.1:200.

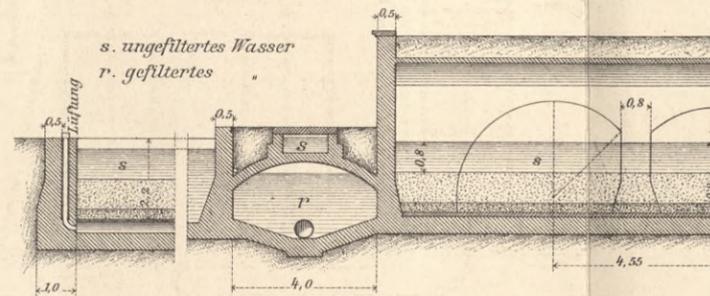


Fig. 2<sup>a</sup> Grundriss. M.1:700.

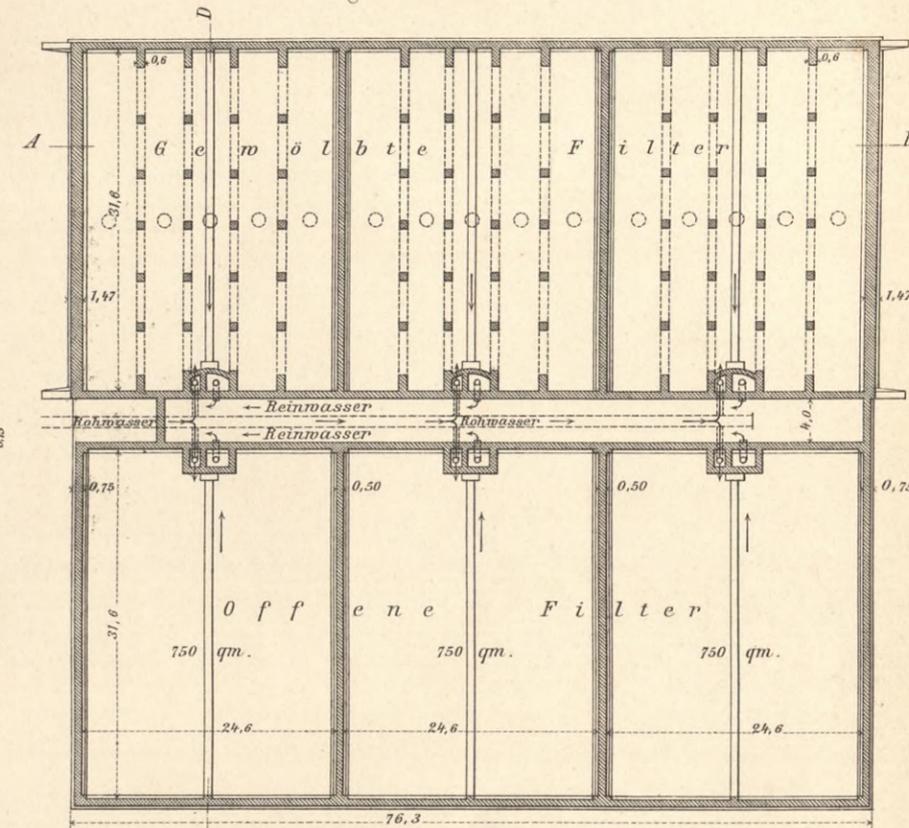


Fig. 4<sup>a-d</sup> Filter der Königsberger Wasserleitung.

Fig. 4<sup>a</sup> Lageplan. M.1:3000.

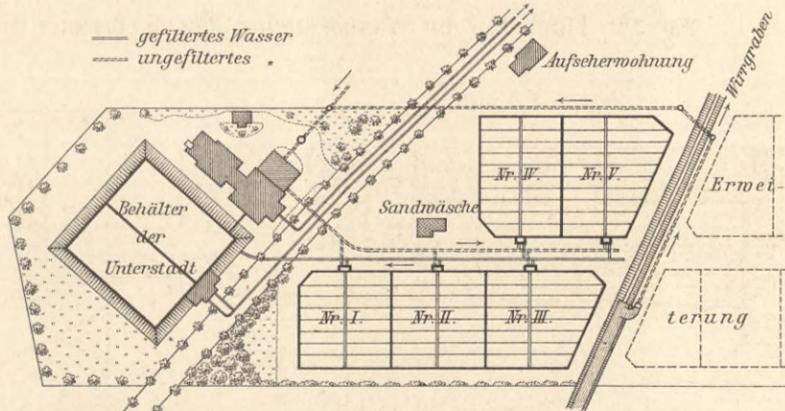


Fig. 4<sup>d</sup> Querschnitt der Filtermauern. M.1:100.

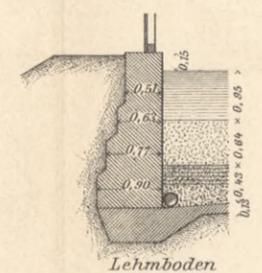


Fig. 3<sup>a-c</sup> Filter für die Wasserstation Patsch (Brenner Bahn).

M.1:200.

Fig. 3<sup>a</sup> Schnitt m-n-o.

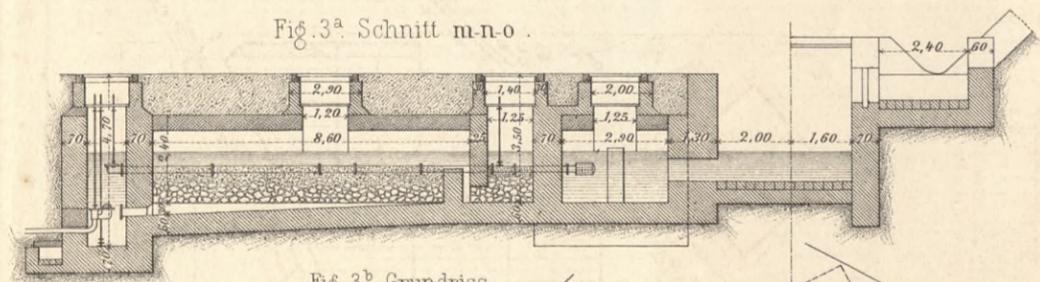


Fig. 3<sup>b</sup> Grundriss.

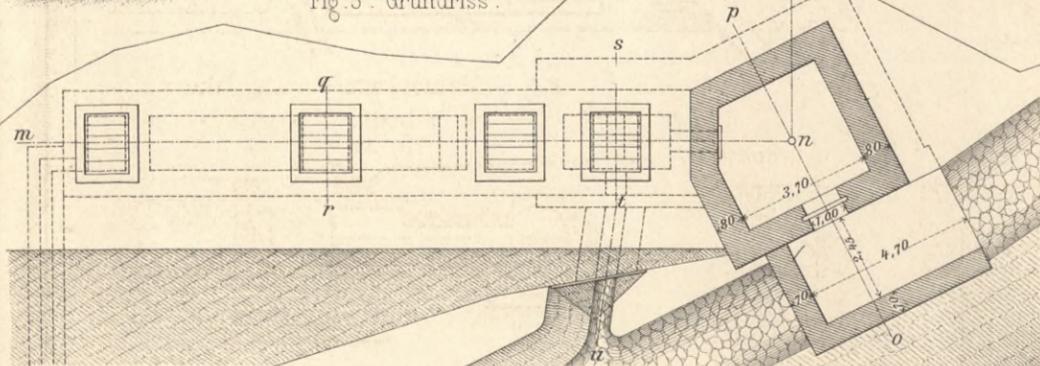


Fig. 3<sup>d</sup> Schnitt s-t-u.

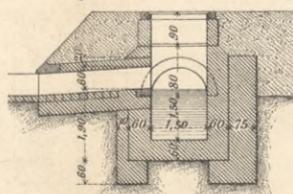


Fig. 3<sup>e</sup> Schnitt q-r.

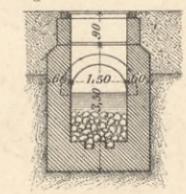


Fig. 5. Abflusskammer des Filters zu St. Louis. M.1:100.

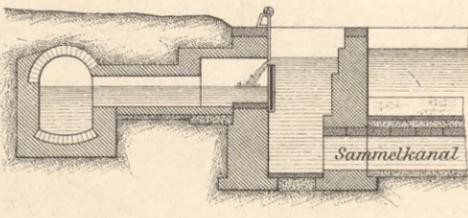


Fig. 4<sup>b</sup> Schnitt durch Filter IV. M.1:300.

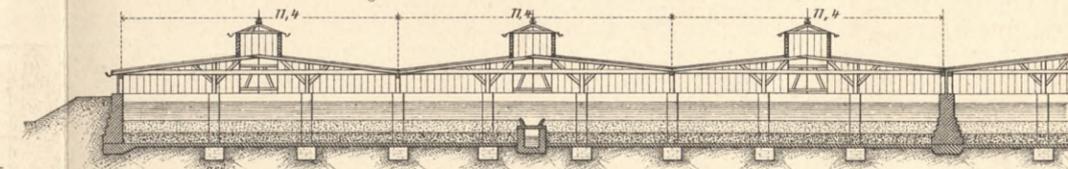
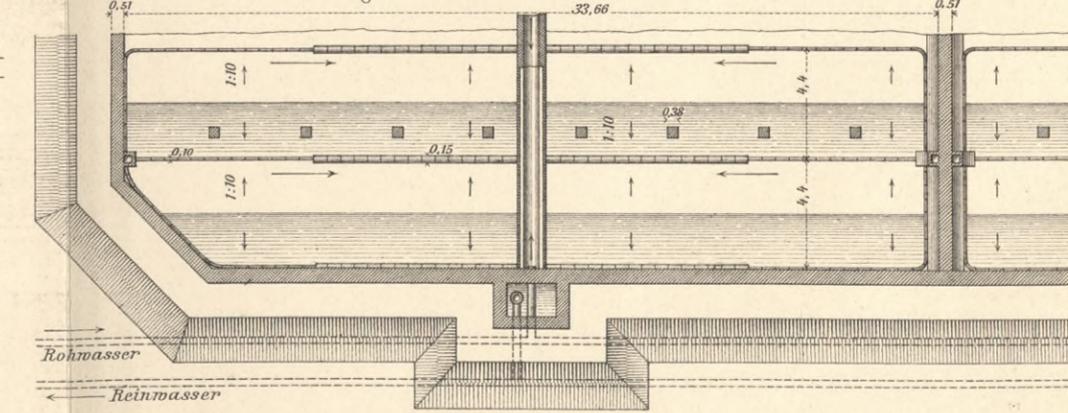


Fig. 4<sup>c</sup> Grundriss von Filter IV. M.1:300.



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

Fig. 1<sup>a</sup> Längenschnitt.

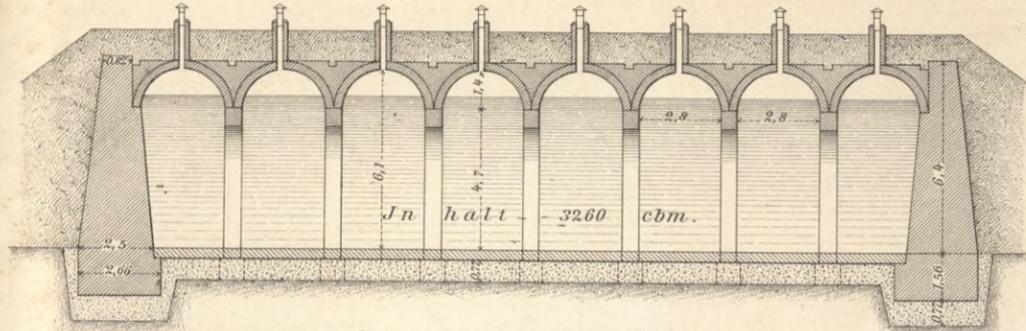


Fig. 1<sup>a u b</sup> Niederbehälter zu Halle a/s. M. 1:250.

Fig. 1<sup>b</sup> Querschnitt.

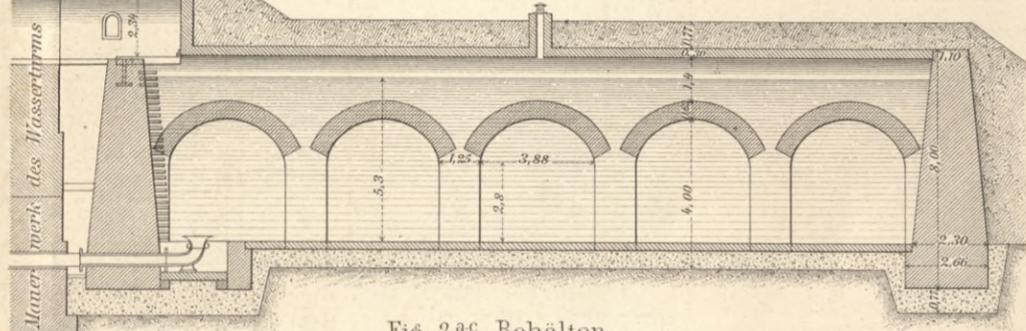


Fig. 2<sup>a c</sup> Behälter zu Wiesbaden (Stampfbeton).

Fig. 2<sup>a</sup> Längenschnitt. M. 1:500.

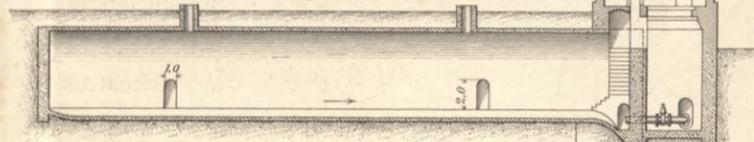


Fig. 2<sup>b</sup> Grundriss. M. 1:500.

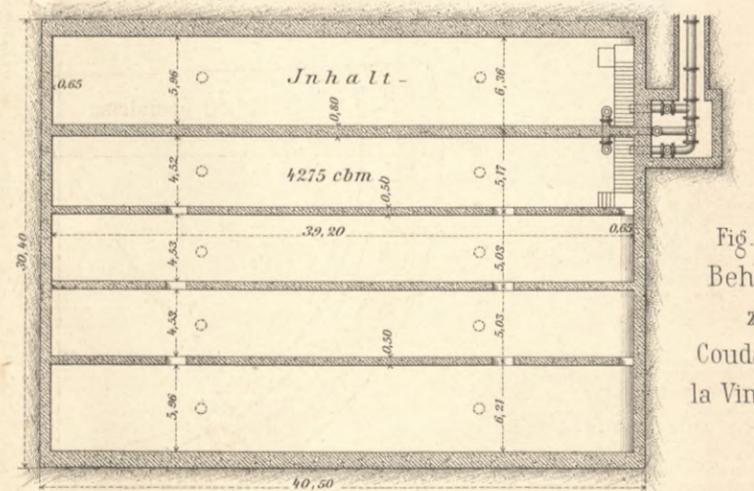


Fig. 3<sup>a u b</sup> Behälter zu Coudanges la Vineuse.

Fig. 3<sup>a</sup> Teil des Grundrisses. M. 1:250.

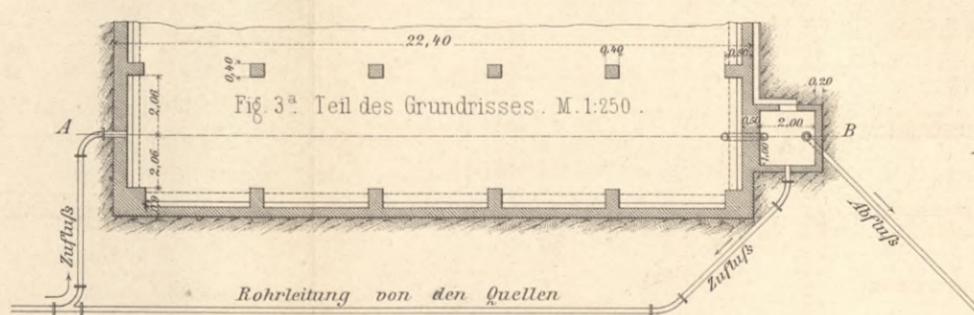
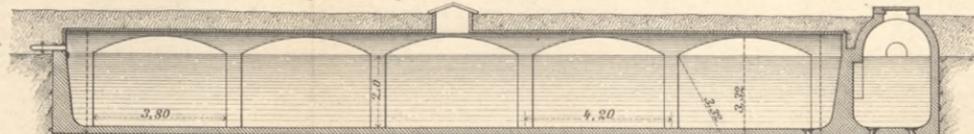


Fig. 3<sup>b</sup> Längenschnitt. A-B. M. 1:250.



Anlagen zur Aufspeicherung des Wassers (Behälter).

Fig. 4<sup>d</sup> Schnitt E-F.

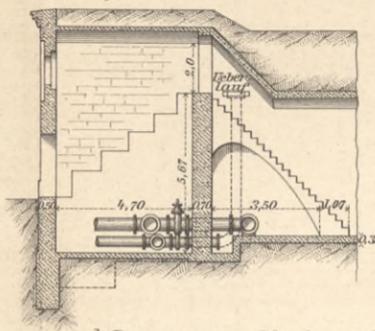


Fig. 4<sup>a-d</sup> Behälter zu Minden i. W. (Stampfbeton). M. 1:250.

Fig. 4<sup>c</sup> Schnitt C-D.

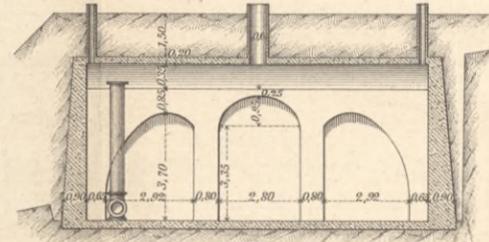


Fig. 2<sup>c</sup> Querschnitt. M. 1:250.

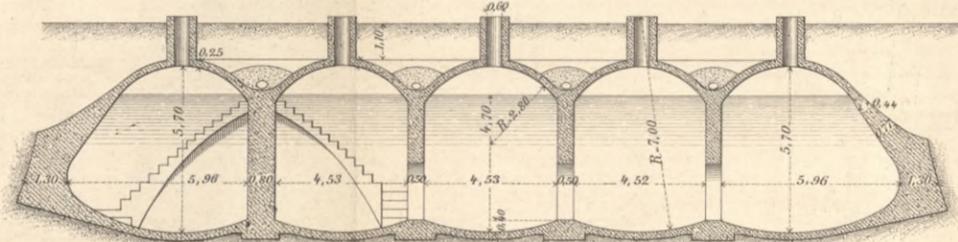


Fig. 4<sup>b</sup> Schnitt A-B.

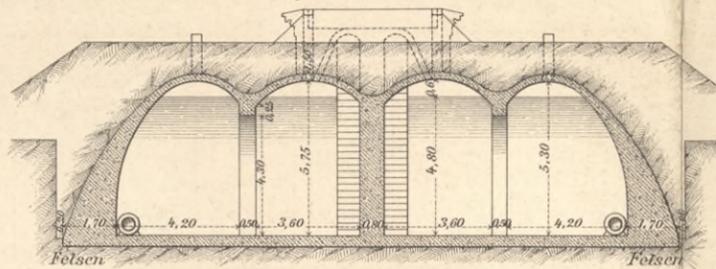


Fig. 4<sup>a</sup> Grundriss.

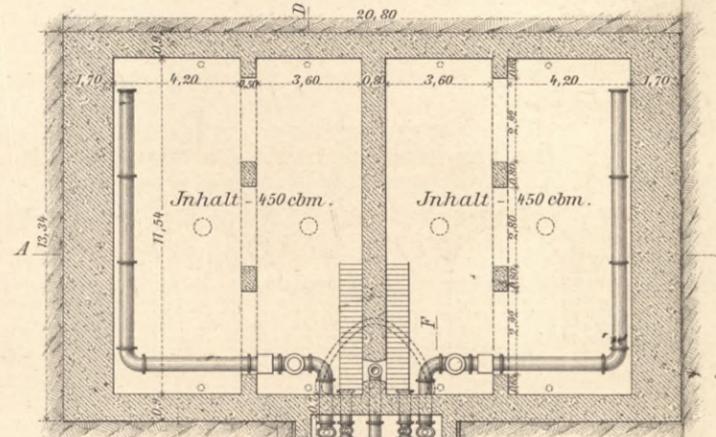


Fig. 5<sup>a u b</sup> Gasbehälter zu Nürnberg (Stampfbeton). M. 1:500.

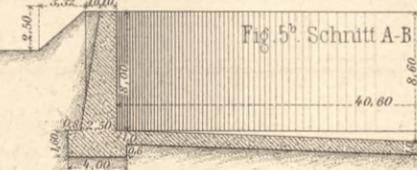


Fig. 5<sup>b</sup> Schnitt A-B.

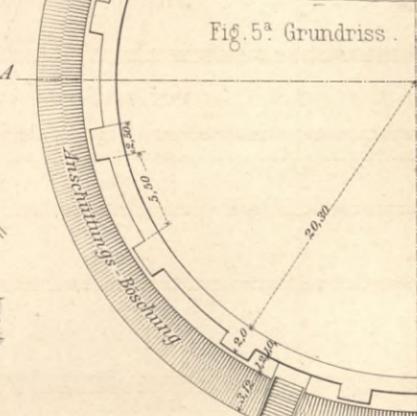


Fig. 5<sup>a</sup> Grundriss.

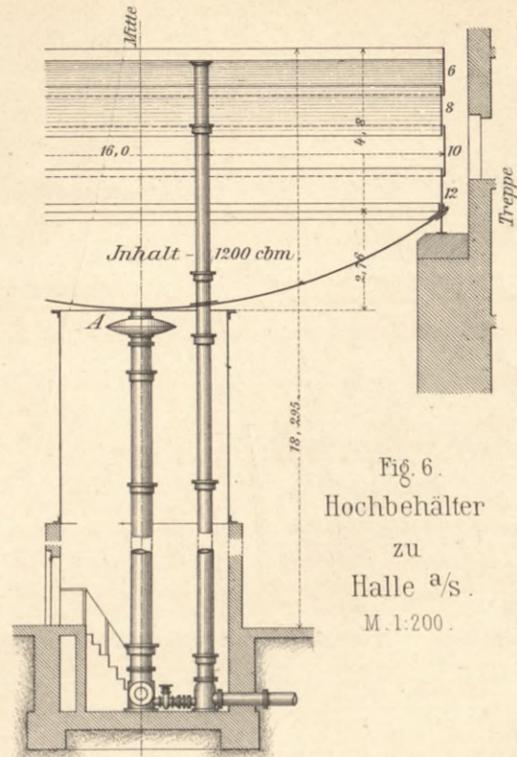


Fig. 6. Hochbehälter zu Halle a/s. M. 1:200.

Fig. 7. Hochbehälter zu Remscheid. M. 1:156.

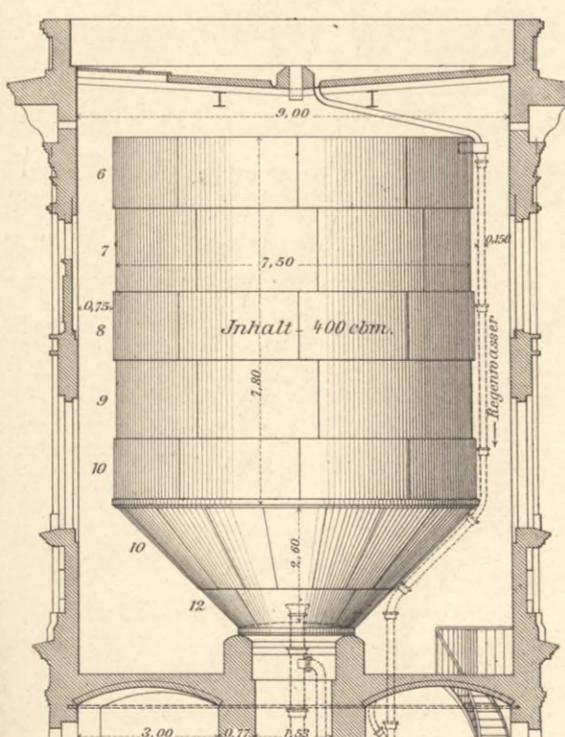


Fig. 8. Wasserturm für Szegedin. M. 1:300.

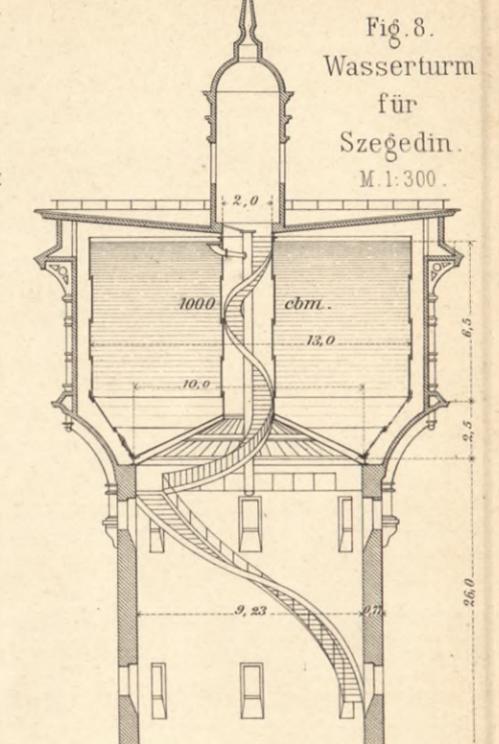
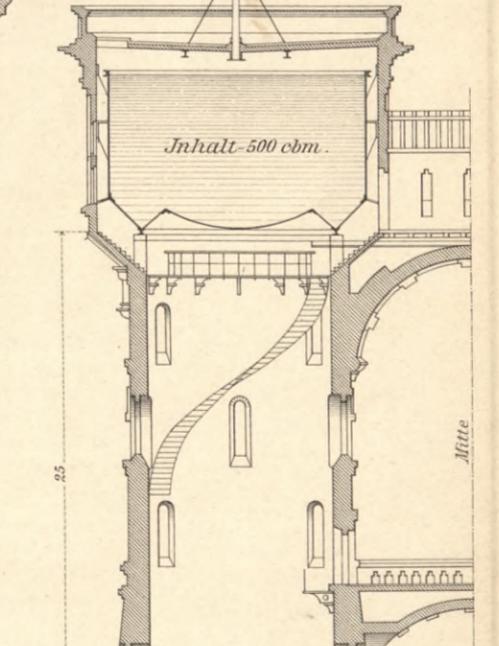
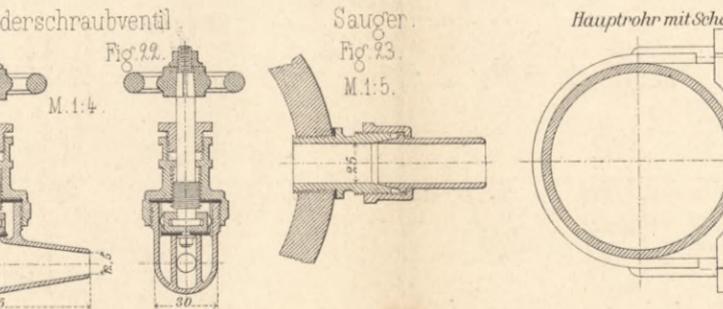
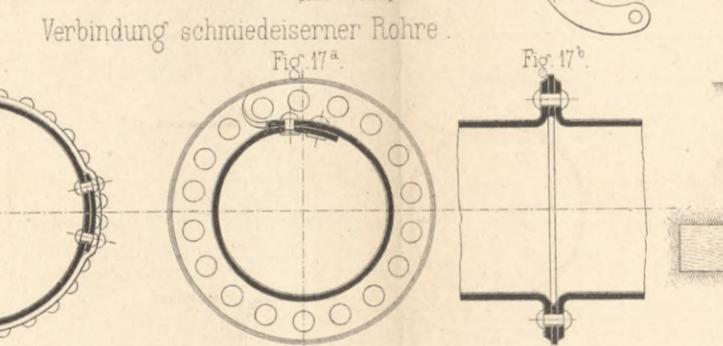
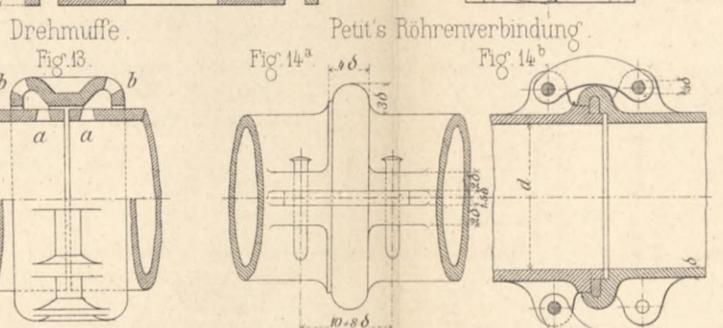
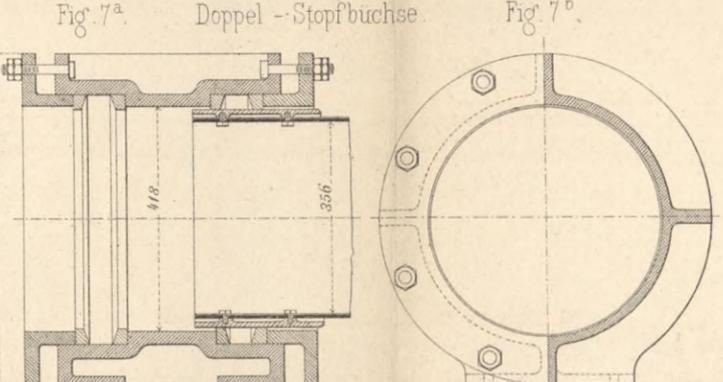
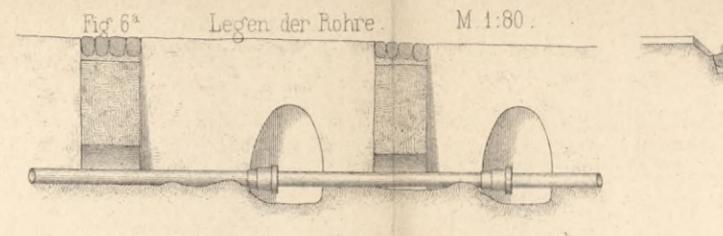
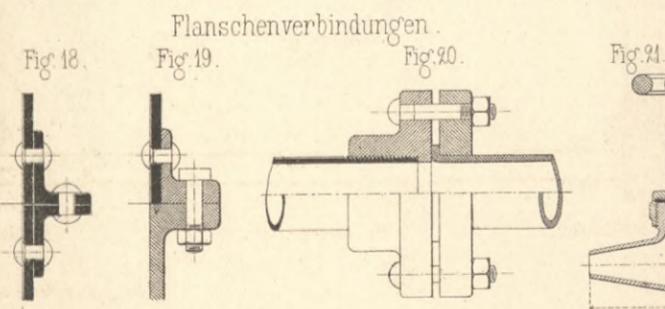
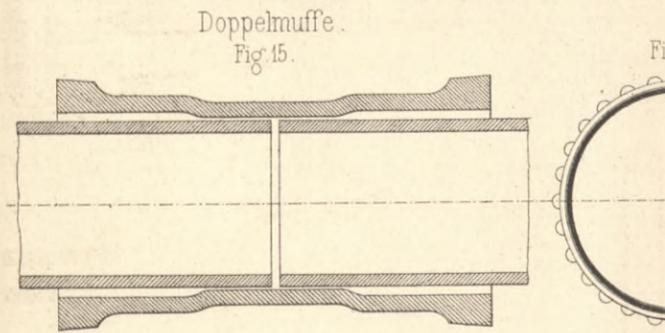
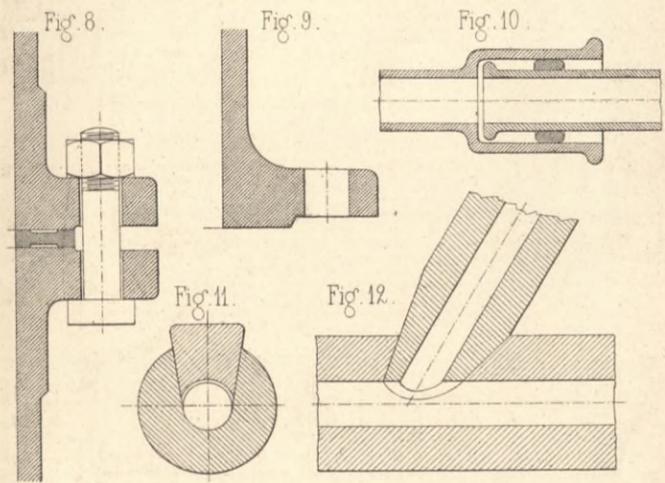
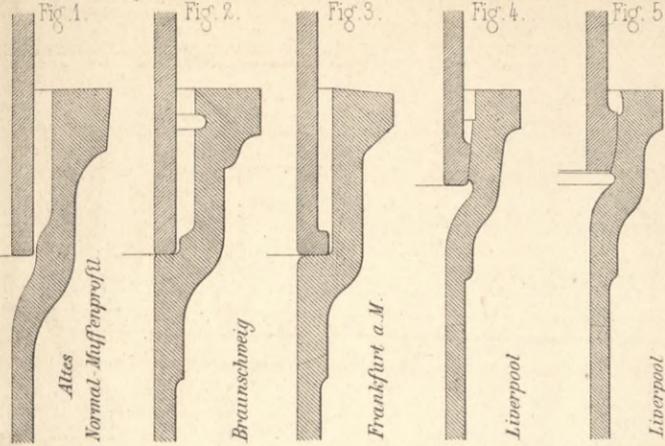


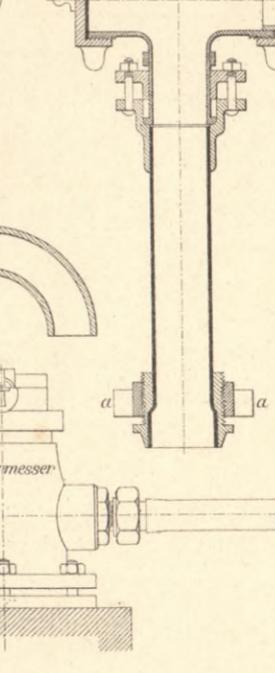
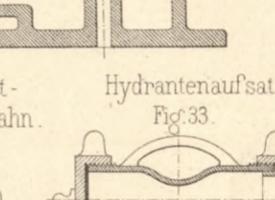
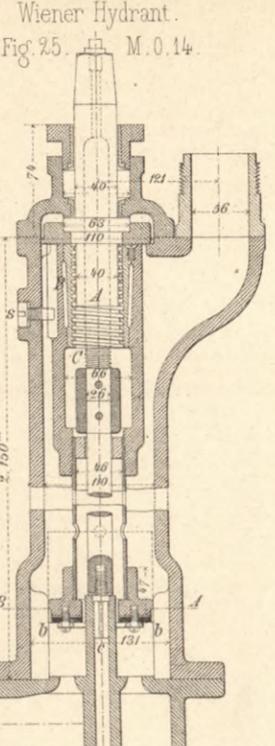
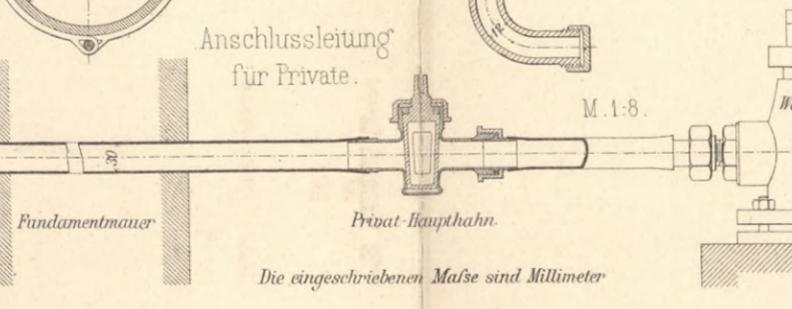
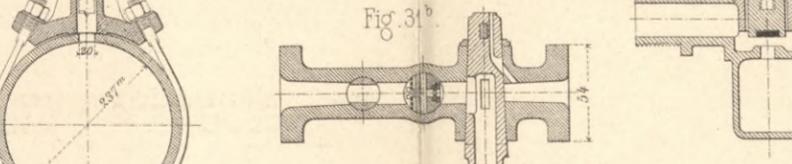
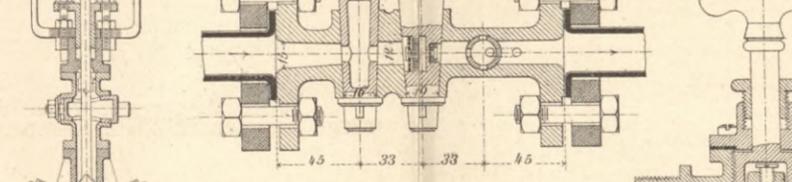
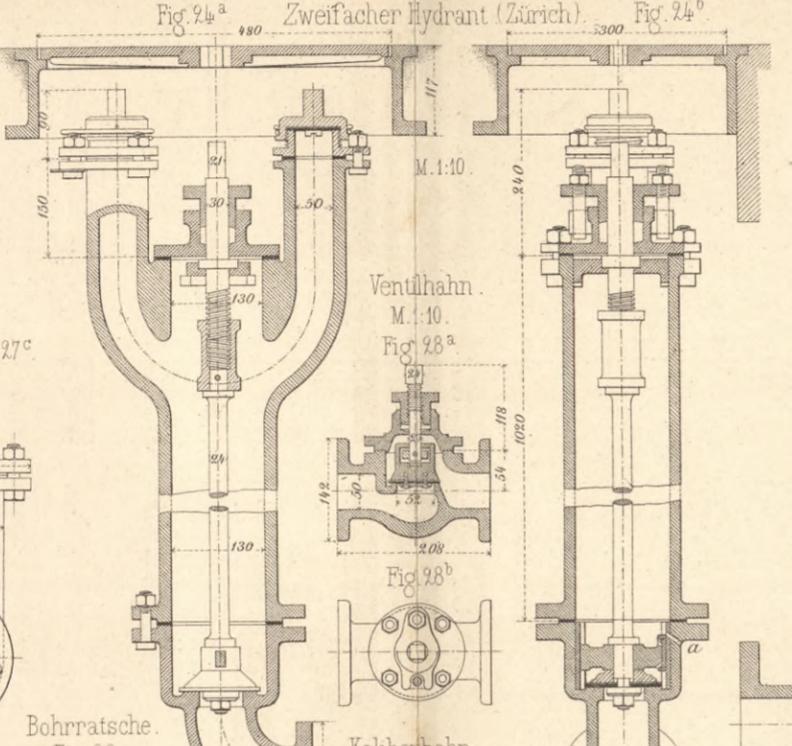
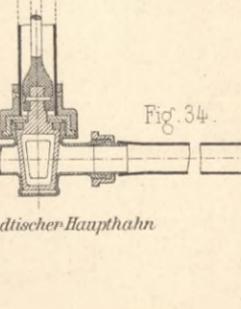
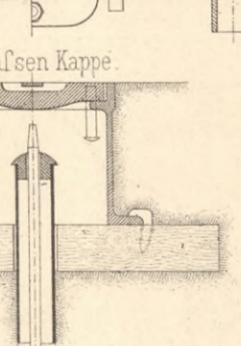
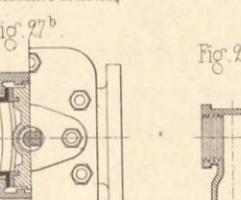
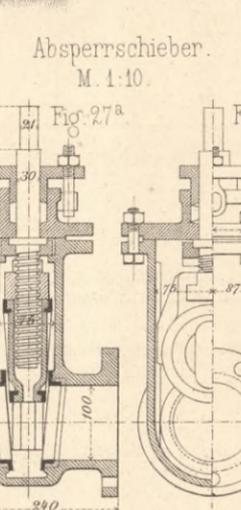
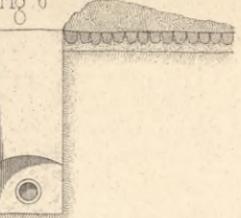
Fig. 9. Wasserturm zu Diedenhofen. M. 1:300.



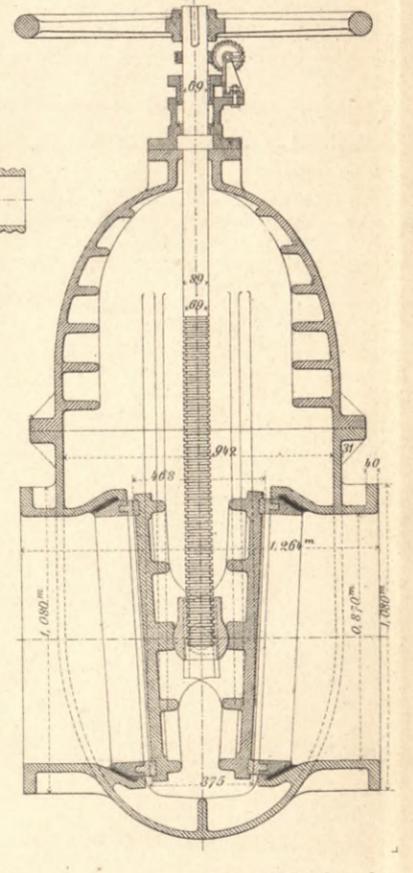
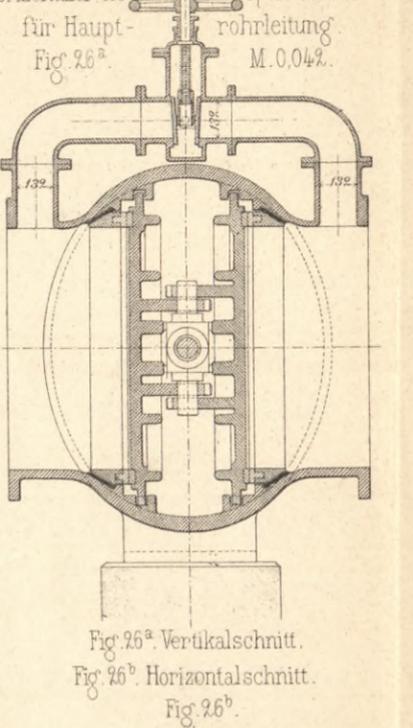
BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW



Rohrleitungen



Erste Abteilung. Zweite Hälfte. Taf. VII.



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

Fig. 1. Hauptkanäle der Stadt Frankfurt a/M.

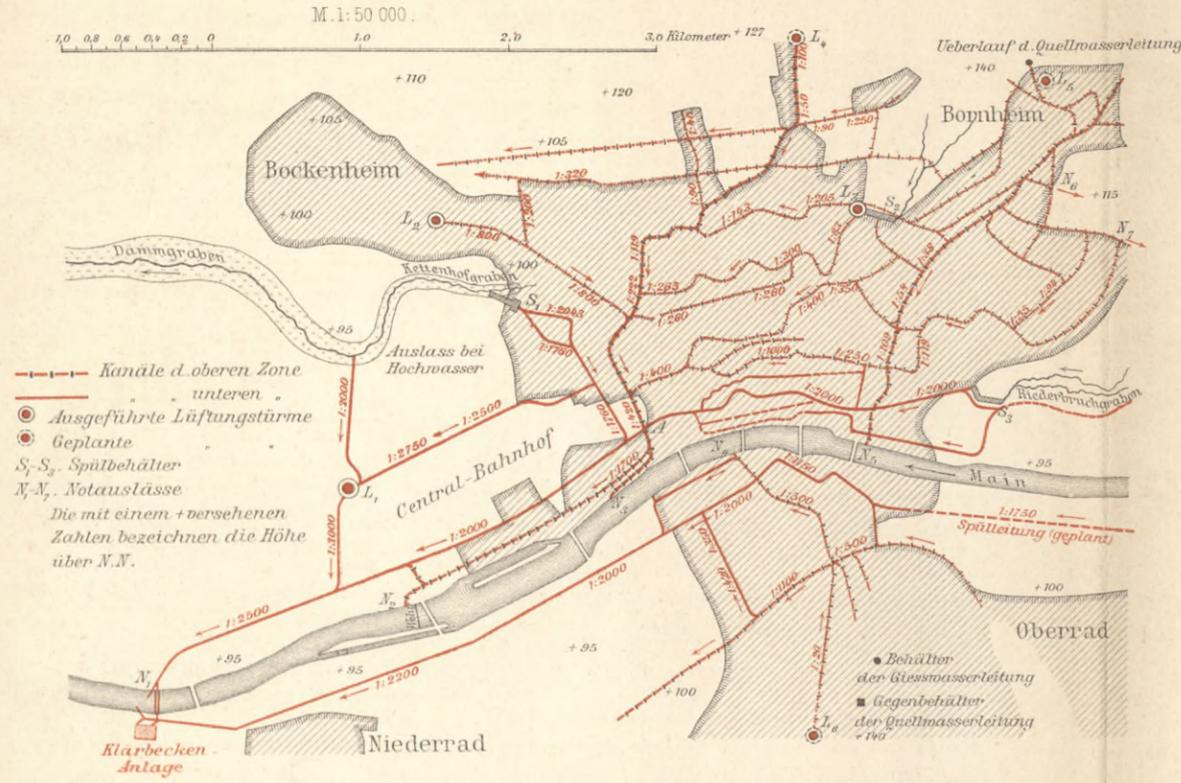


Fig. 3. Kanalnetz der Stadt Danzig.



Fig. 4. Entwässerungsgebiete und Rieselfelder der Stadt Berlin.

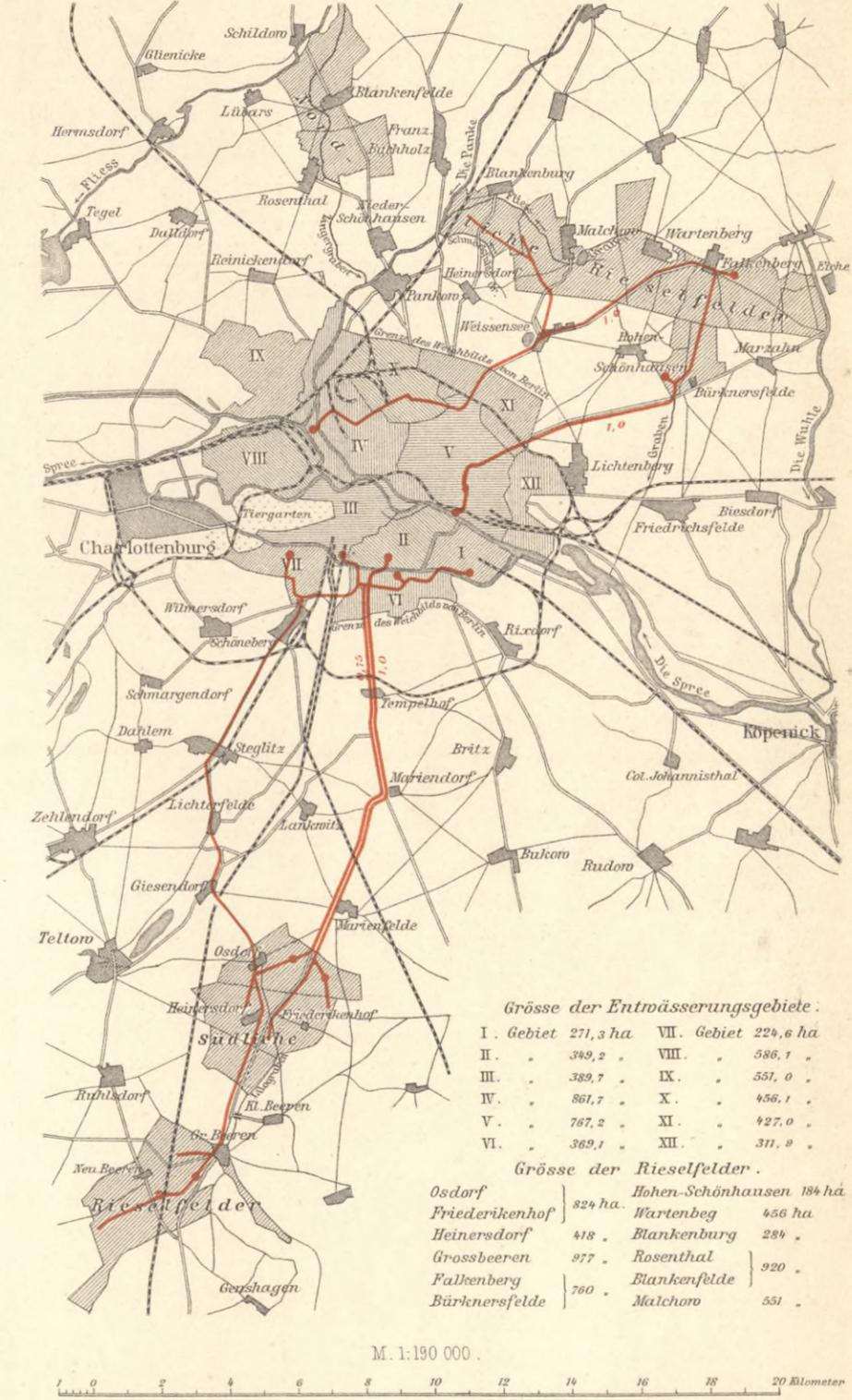


Fig. 2. Lageplan der Abfangekanäle und Pumpwerke der Londoner Entwässerung.

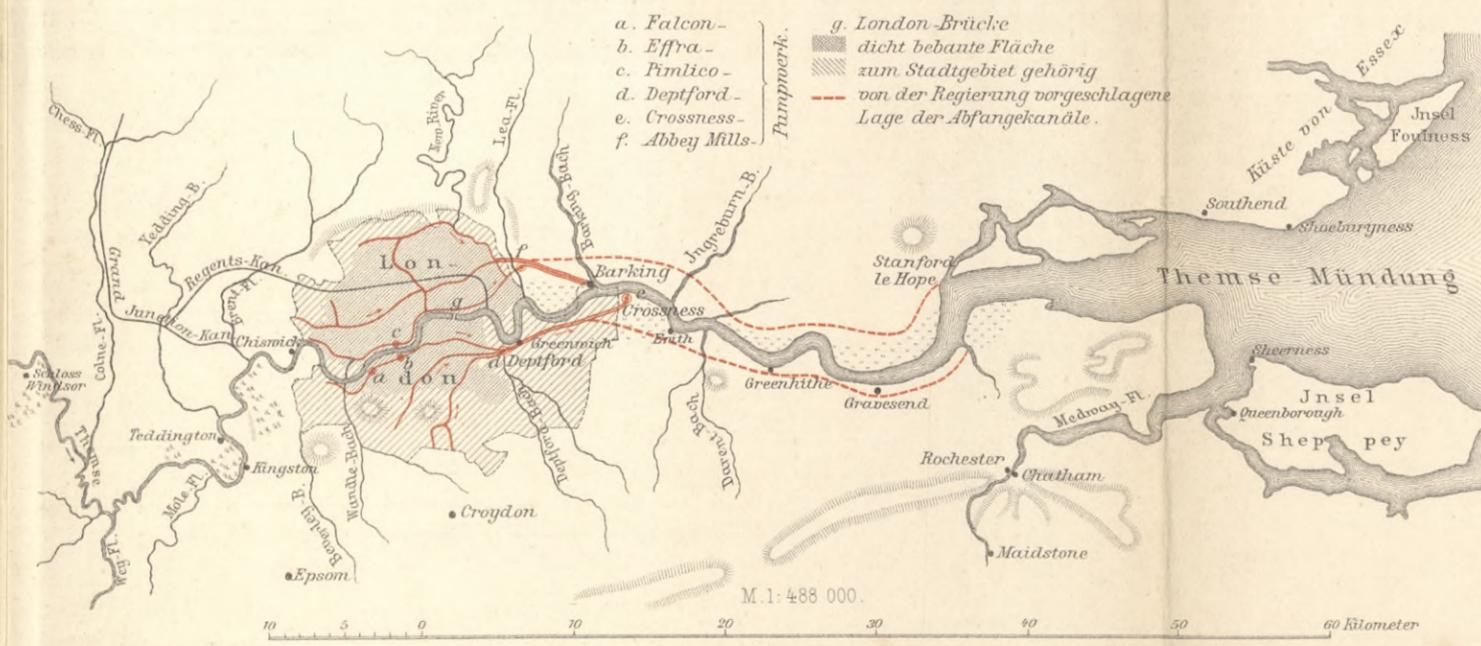


Fig. 5<sup>a</sup>. Schnitt C-D.

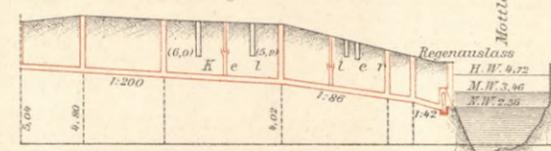


Fig. 5<sup>a</sup>b. Längenschnitte der Danziger Kanäle.

Fig. 5<sup>b</sup>. Schnitt D-E-F.

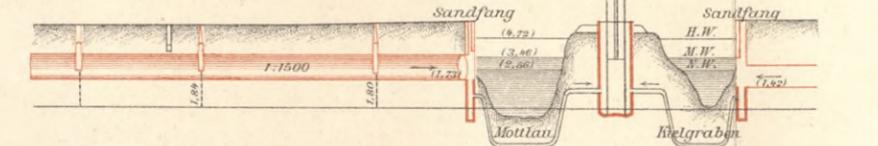
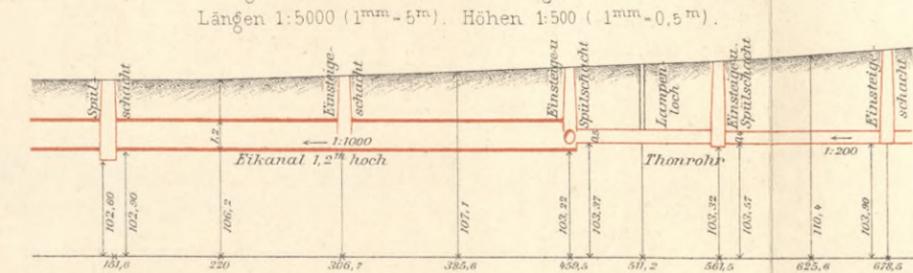


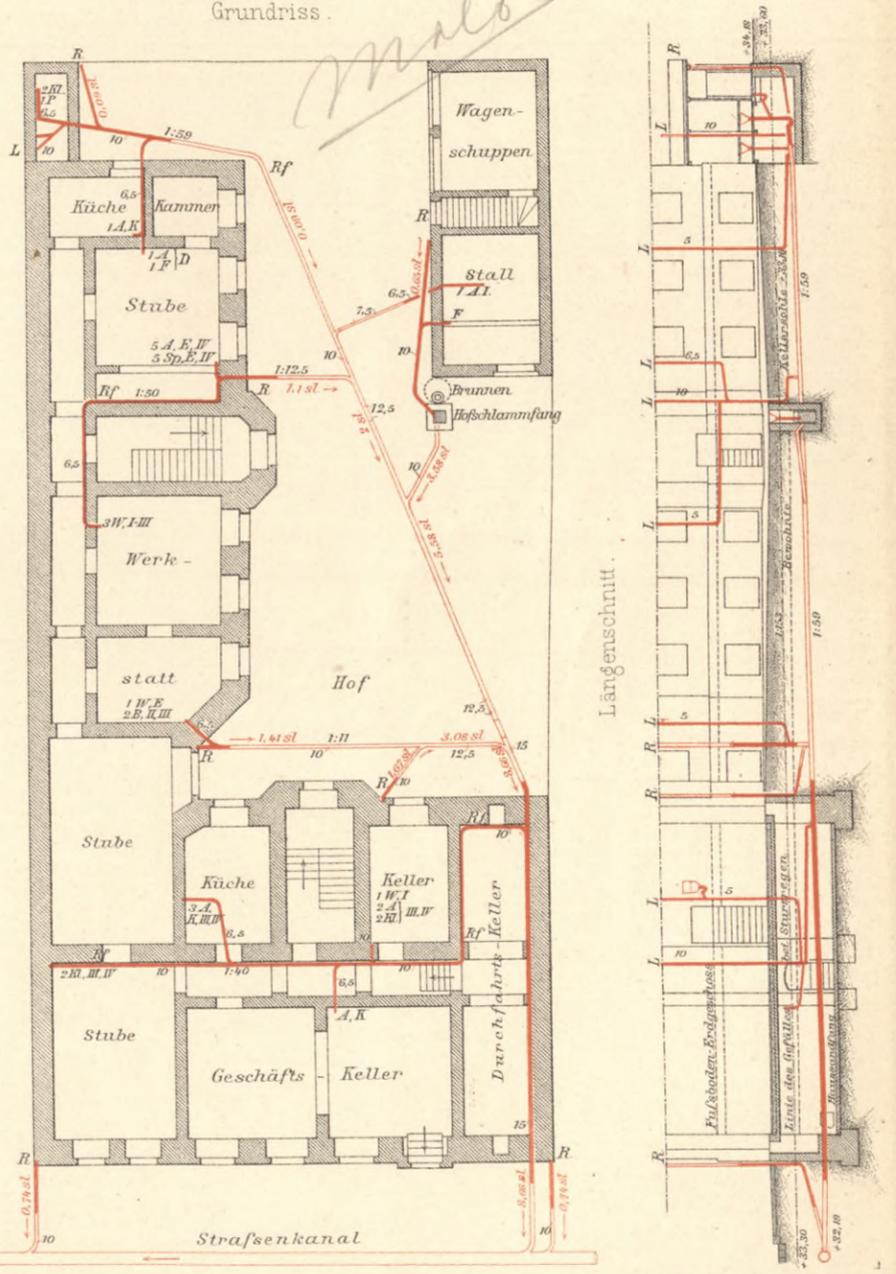
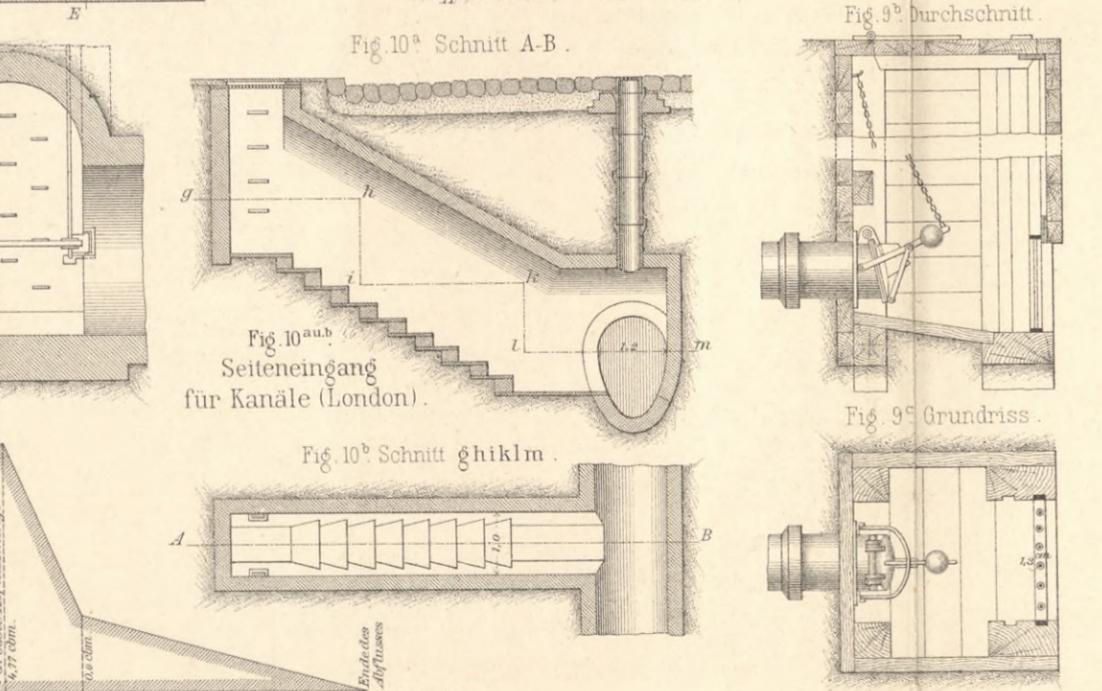
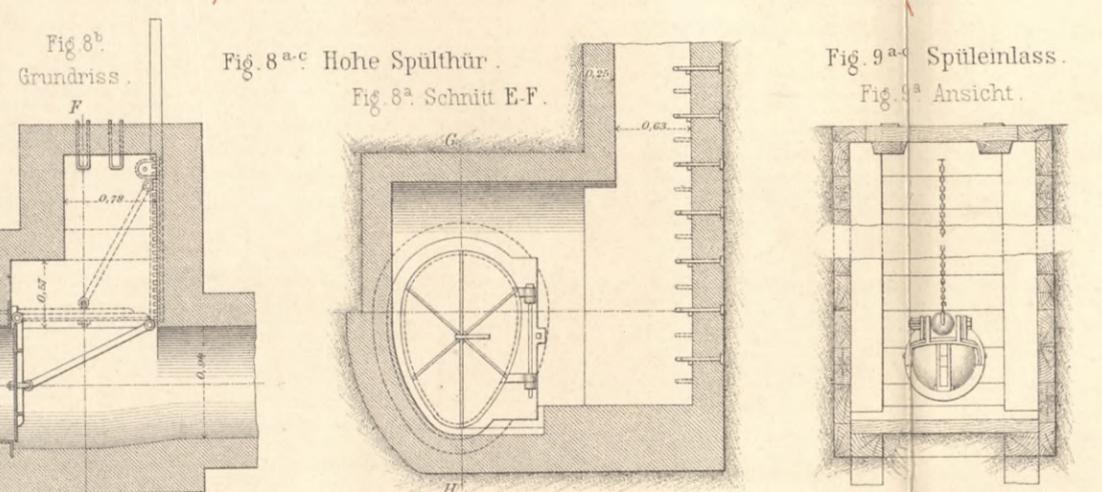
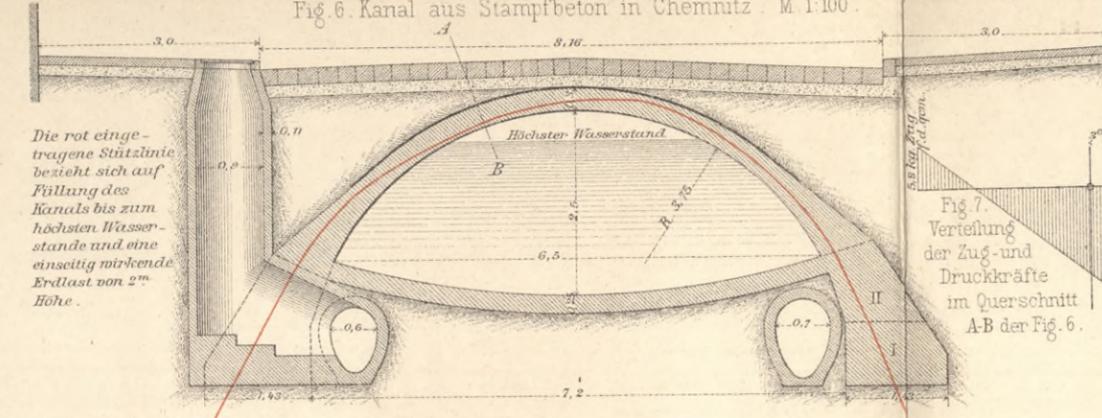
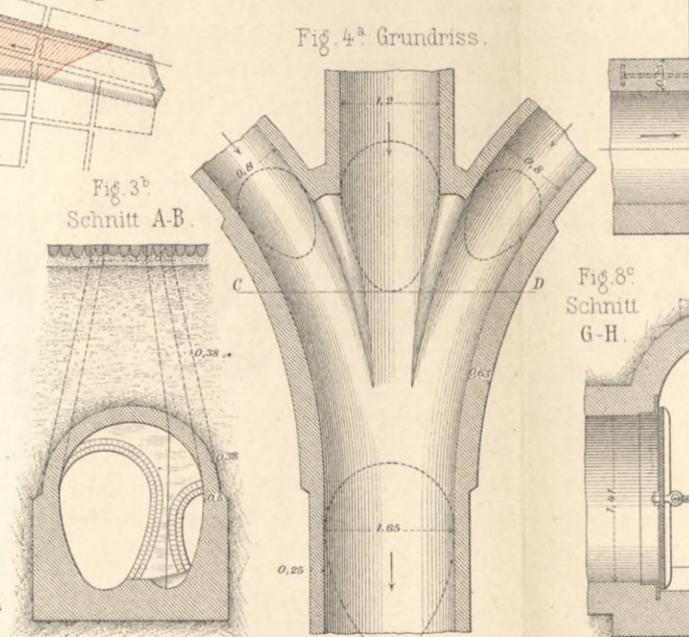
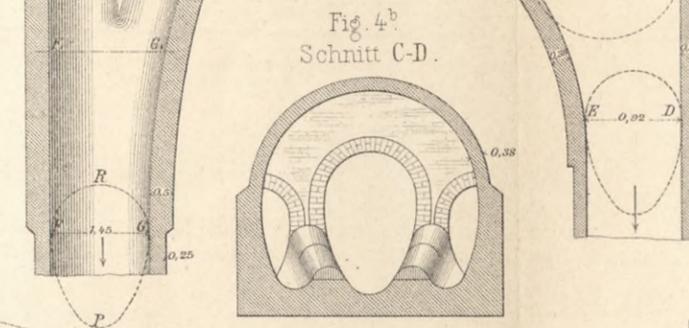
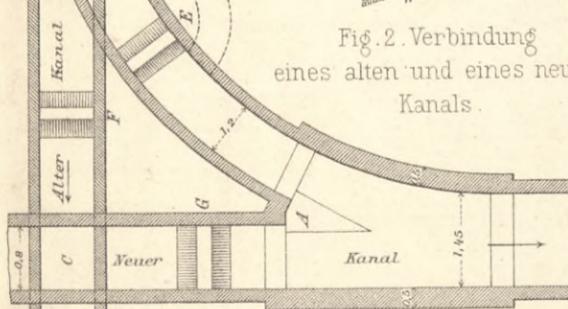
Fig. 6. Zeichnerische Darstellung der Kanäle.



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

# Entwässerung der Städte.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. III. Band. Wasserbau. 3<sup>te</sup> Aufl.



- R. Regenrohr
- A. Ausguss
- B. Badeeinrichtung
- F. Fußbodenentwässerung
- Kl. Abtritt
- L. Lüftungsrohr über Dach
- Rf. Reinigungsflansch
- P. Pissoir
- Sp. Spültisch
- W. Waschtisch
- gusseisernes Rohr
- Thonrohr
- I-IV. I-IV Stockwerk, E. Erdgeschoss, K. Keller, D. Dach.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

Fig. 1. Dampf-Pumpwerk für Kanalwasser in Berlin (V. Bezirk).

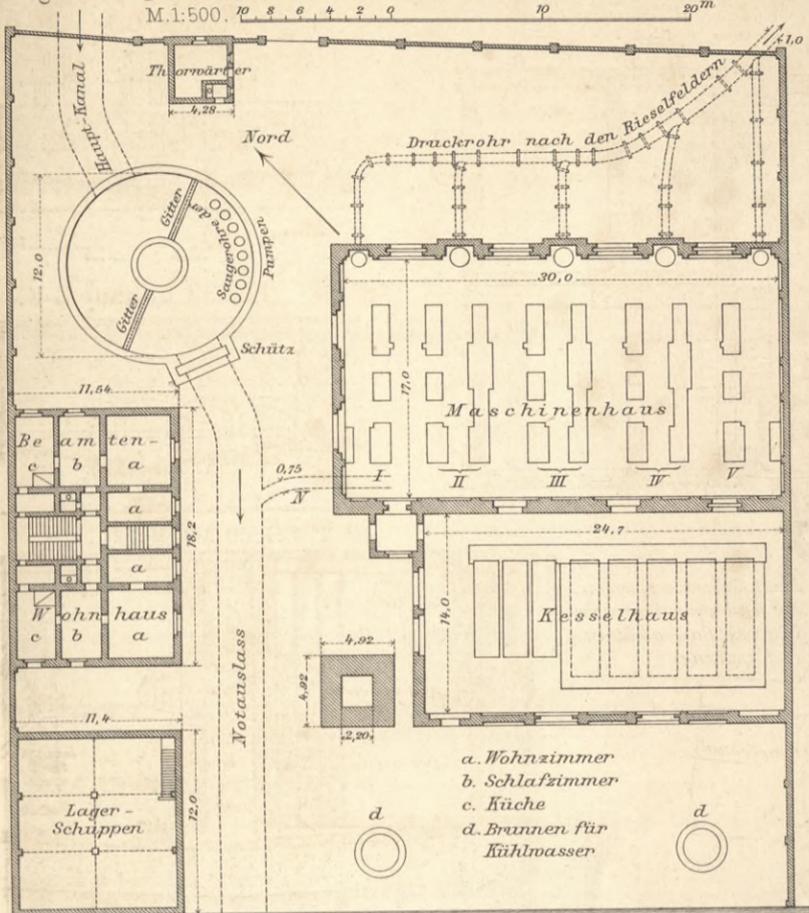


Fig. 2<sup>a,b</sup> Gas-Pumpwerk für Kanalwasser in Königsberg 1/2 P.

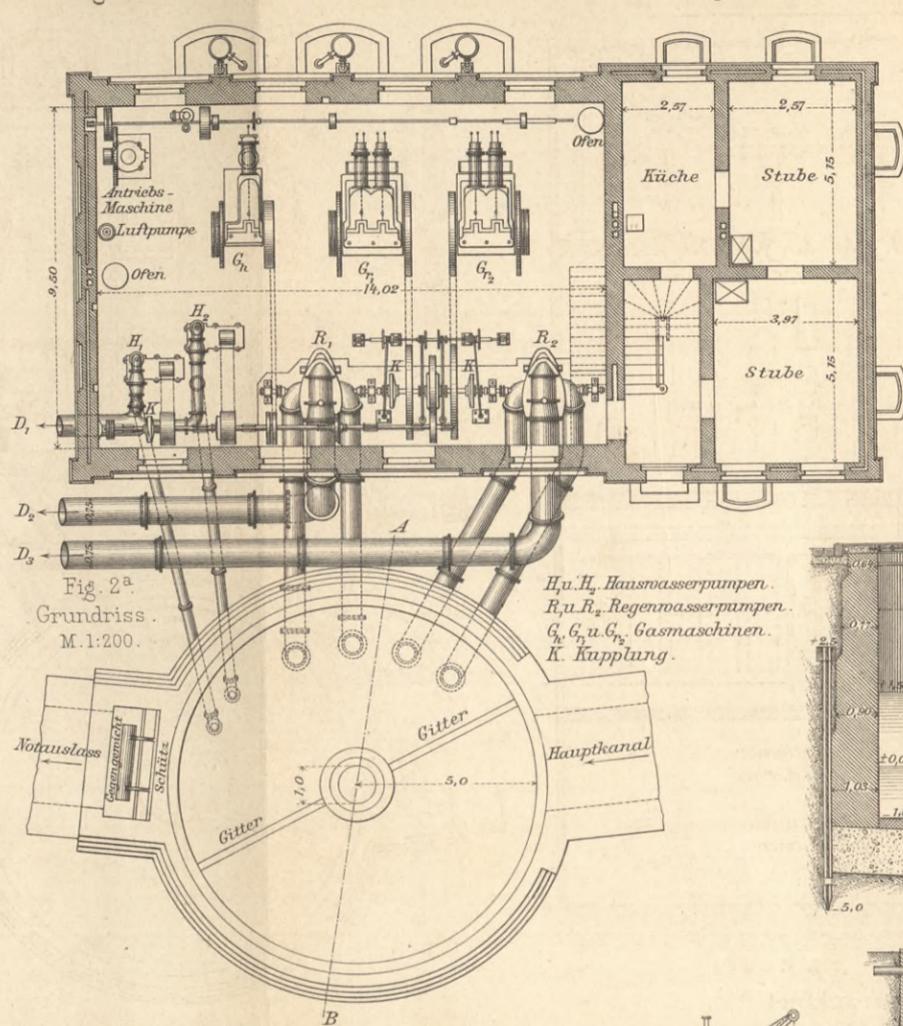


Fig. 3<sup>c</sup> Schnitt C-D. M.1:250.

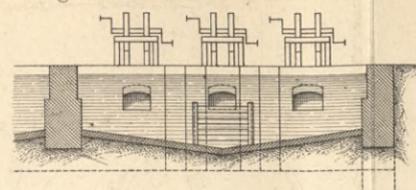


Fig. 3<sup>d</sup> Schnitt E-F.

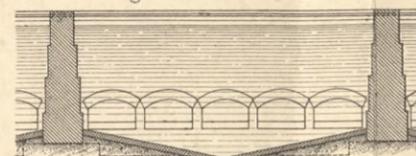


Fig. 2<sup>b</sup> Schnitt A-B. M.1:150.

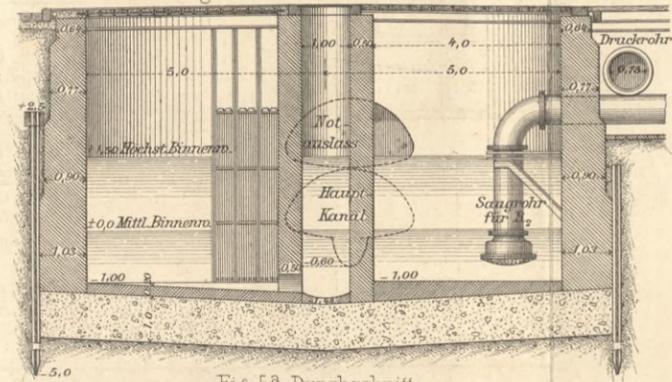


Fig. 3<sup>a-d</sup> Kläranlage bei Wiesbaden.

Fig. 3<sup>a</sup> Grundriss. M.1:500.

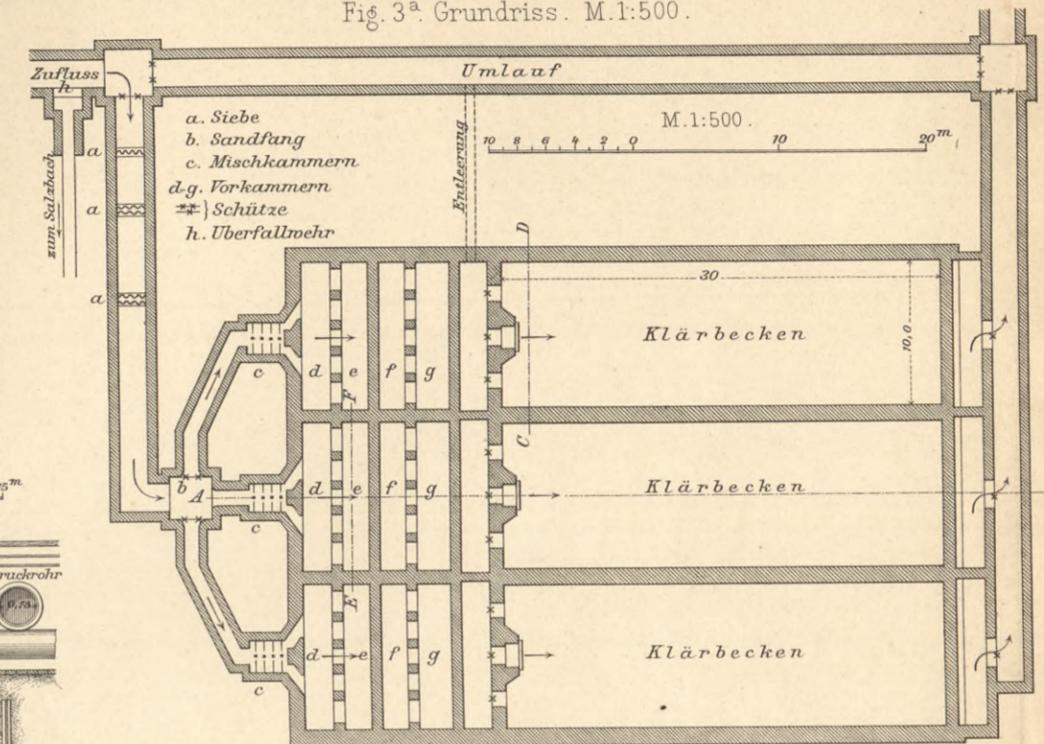


Fig. 3<sup>b</sup> Schnitt A-B. M.1:250.

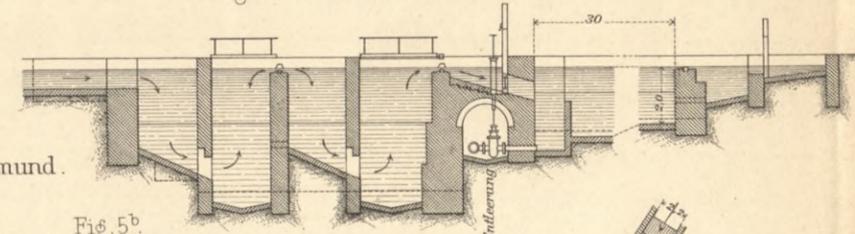
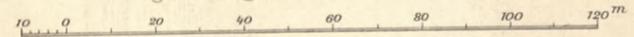


Fig. 4<sup>a-e</sup> Kläranlage in Frankfurt a/M.

Fig. 4<sup>a</sup> Lageplan. M.1:1650.



L<sub>1</sub> u. L<sub>2</sub> Pumpen. P<sub>1</sub> u. P<sub>2</sub> Filterpressen. G. Gegenwärtige Anlage. K. Dampfkessel. Z. Zukünftige Erweiterung. D. Kohlenraum.

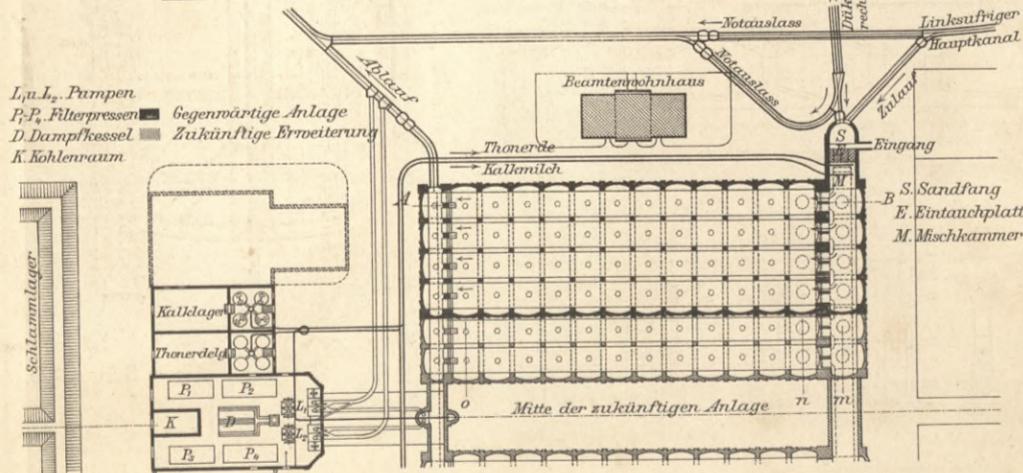


Fig. 4<sup>b</sup> Längenschnitt A-B.

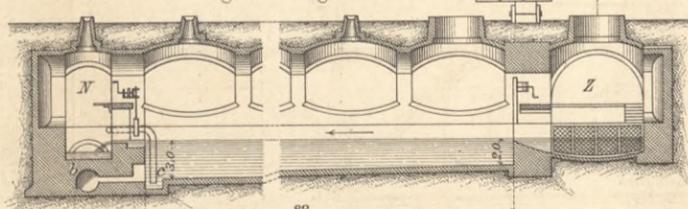


Fig. 4<sup>d</sup> Schnitt n. Fig. 4<sup>c</sup> Schnitt m. Fig. 4<sup>e</sup> Schnitt o.

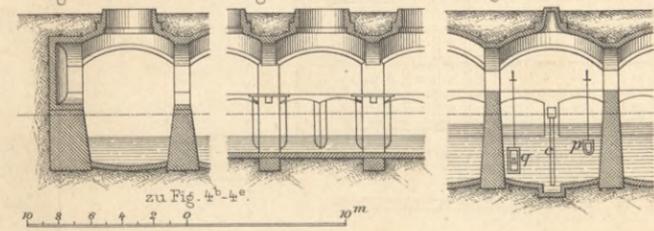


Fig. 5<sup>a-c</sup> Klärbrunnen in Dortmund.

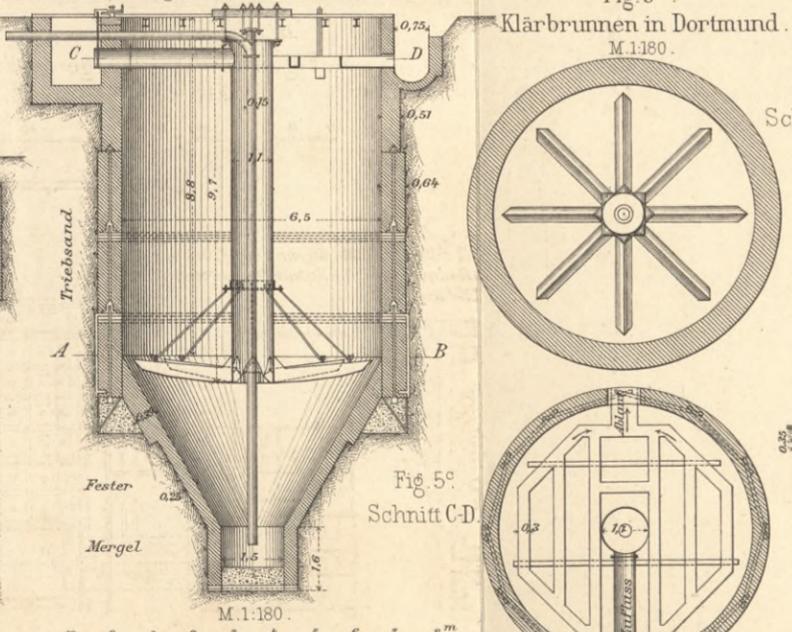


Fig. 5<sup>b</sup> Schnitt A-B.

Fig. 6<sup>a,b</sup> Kläranlage für Essen a/d Ruhr.

Fig. 6<sup>b</sup> Heberkessel. M.1:300.

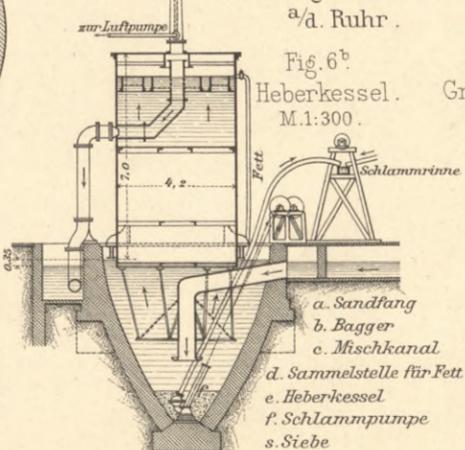
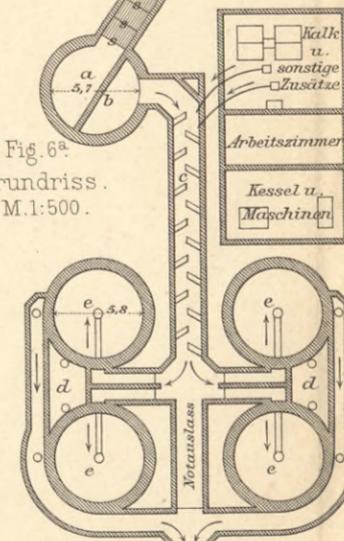
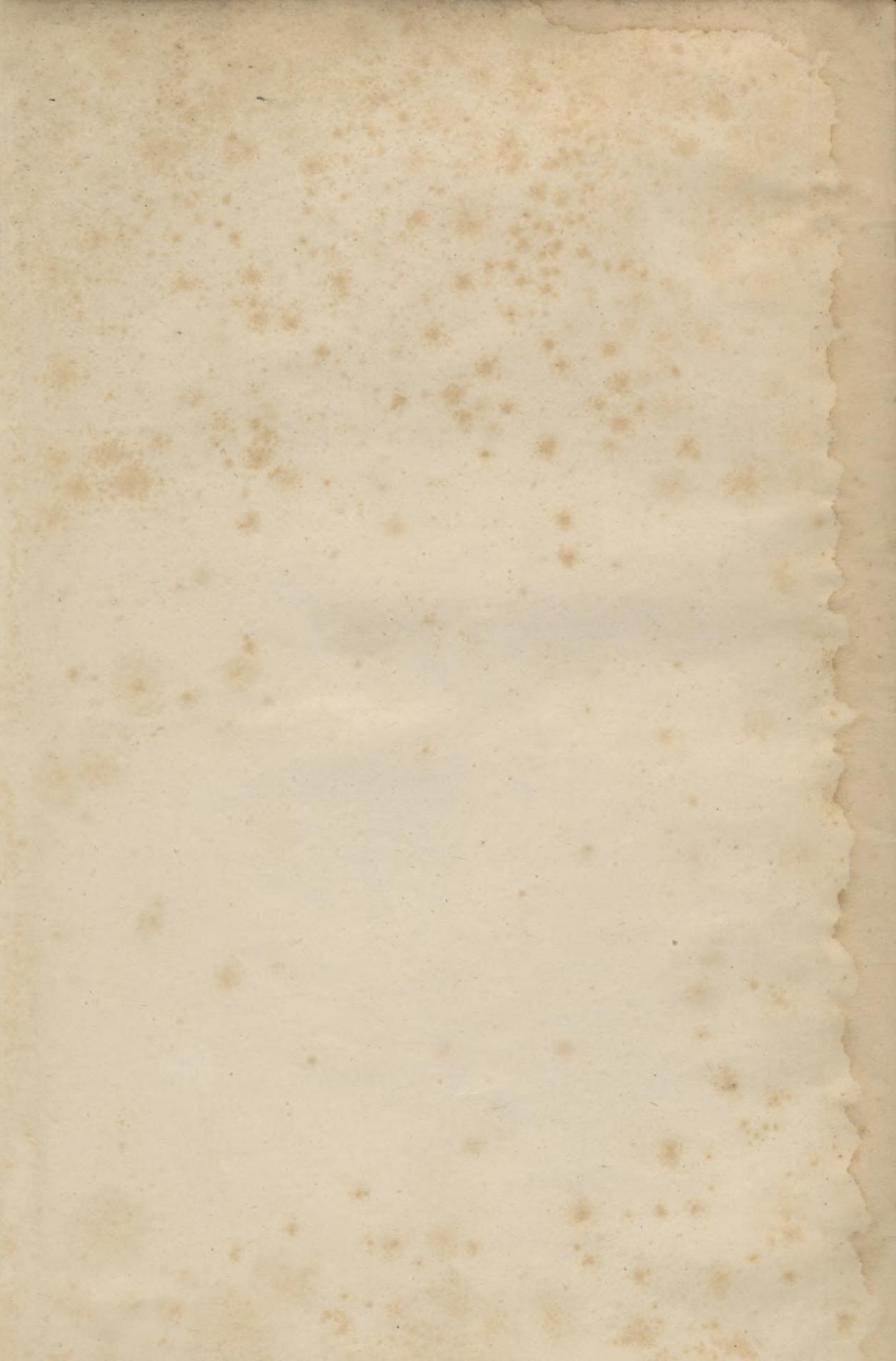


Fig. 6<sup>a</sup> Grundriss. M.1:500.

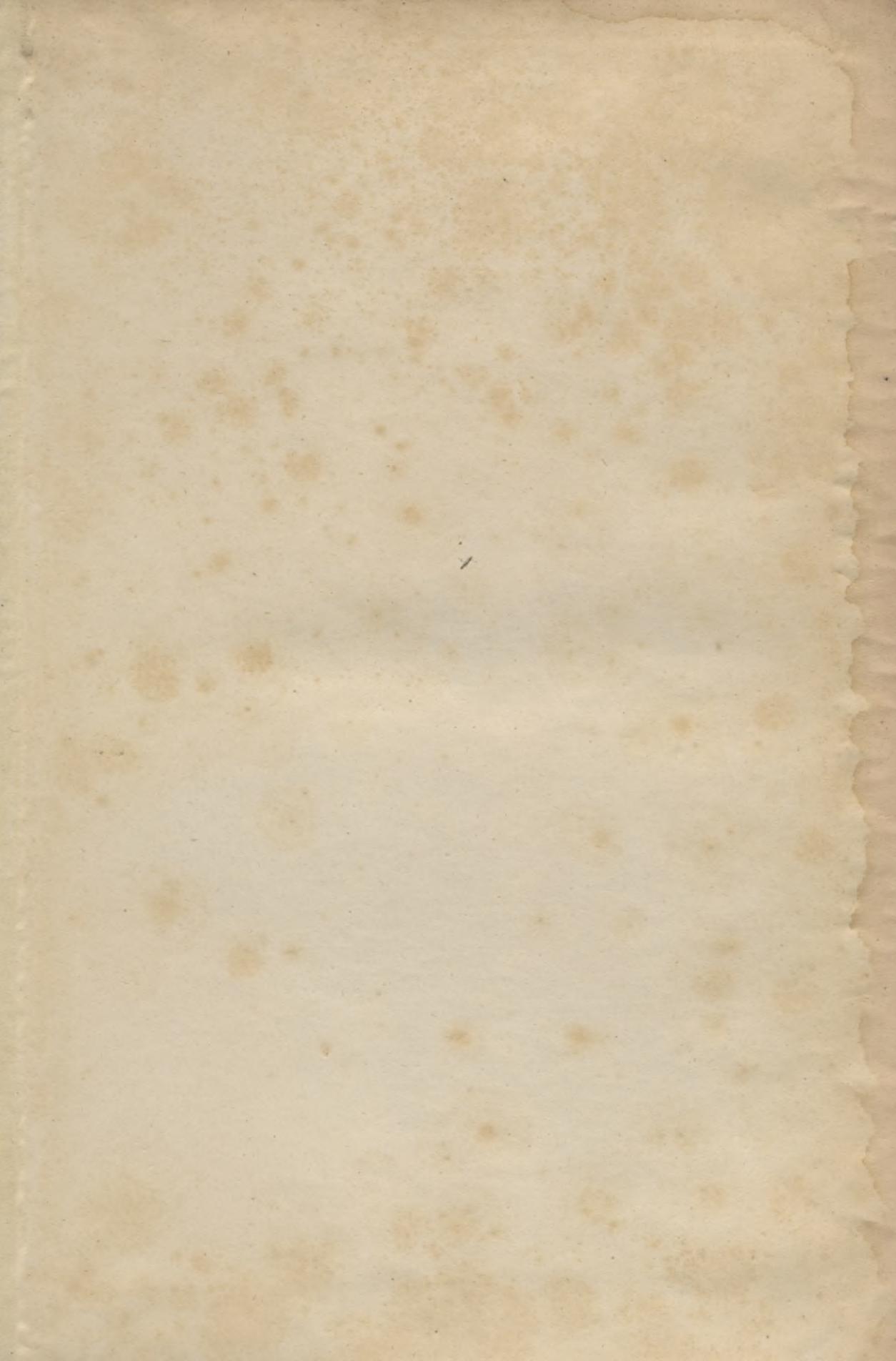


BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

S. 61



20200







Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306345

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298712